



78
UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

"OBRAS DE MECÁNICA DE SUELOS
PARA MEJORAR LAS CONDICIONES
ESTRUCTURALES DE LA CATEDRAL
DE MÉXICO"

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A N :

CARLOS LÓPEZ ORTIZ

EMIGDIO CARLOS BENÍTEZ NAVA

JAZMÍN RUBI ERICKA MENDOZA FLORES

ULISES EDUARDO GUERRERO GARCÍA

RAÚL PAPACETZI SÁNCHEZ

200010

ASESOR DE TESIS:

M.I. RICARDO RUBÉN PADILLA VELÁZQUEZ

México, D.F.

Noviembre de 2001



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 esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
FING/DCTG/SEAC/UITT/109/01

Señores
CARLOS LÓPEZ ORTIZ
EMIGDIO CARLOS BENÍTEZ NAVA
JAZMÍN RUBI ERICKA MENDOZA FLORES
ULISES EDUARDO GUERRERO GARCÍA
RAÚL PAPACETZI SÁNCHEZ
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor M.I. RICARDO RUBÉN PADILLA VELÁZQUEZ, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL

"OBRAS DE MECÁNICA DE SUELOS PARA MEJORAR LAS CONDICIONES ESTRUCTURALES DE LA CATEDRAL DE MÉXICO"

INTRODUCCION

- I. ANTECEDENTES HISTÓRICOS DE LA CATEDRAL METROPOLITANA
- II. PROBLEMÁTICA DE LA CATEDRAL
- III. SOLUCIONES CONTEMPLADAS Y SOLUCIONES ADOPTADAS
- IV. EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO PARA CADA SOLUCIÓN ADOPTADA
- V. COMPORTAMIENTO RECIENTE Y ÚLTIMA PROPUESTA DE SOLUCIÓN
- VI. CONCLUSIONES

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que debiera prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional

Atentamente

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"

Cd. Universitaria a 20 de junio de 2001.

EL DIRECTOR

M. C. GERARDO FERRANDO BRAVO

GFB/GMP/misg

DEDICATORIAS

A Dios, que me ha permitido seguir adelante en mis metas profesionales como espirituales.

A mis padres, quienes se preocuparon e hicieron un gran esfuerzo para hacer de mi una persona responsable y honesta.

A Magda, mi esposa con la que he hecho un gran equipo para lograr nuestras metas en conjunto, apoyándonos mutuamente.

A mi hija Karla Susana, que desde su nacimiento a sido una motivación grandísima para seguir superandome y generar logros.

A mis hermanos Virginia y Venancio, que me apoyaron durante mi formación como estudiante.

A mi mismo, por el gran esfuerzo que realicé para titularme.

INDICE

Introducción.

I. Antecedentes Históricos de la Catedral Metropolitana.

- I.1. Catedrales del País.
- I.2. Catedral de la Ciudad de México.
- I.3 Cronología General de la Catedral Metropolitana.

II. Problemática de la catedral.

- II.1 Caracterización del subsuelo en la zona de la catedral
- II.2. Estructuras Prehispanicas dentro del perímetro.
- II.3. Evolución del hundimiento regional en el centro histórico y comportamiento de las cimentaciones.
- II.4. Características de las estructuras y evolución de los daños.

III. Soluciones contempladas y soluciones adoptadas.

- III.1. Recimentación anterior y comportamiento observado.
- III.2. Propuesta para mejorar el comportamiento de la cimentación.
- III.3. Procedimiento de subexcavación y controles adoptados.
- III.4. Inyección de mortero con fines de endurecimiento del suelo.

IV. Evaluación del comportamiento para cada Solución Adoptada.

- IV.1 Condiciones del suelo y la estructura hasta 1991.
- IV.2. Evaluación del comportamiento después de la subexcavación.
- IV.3. Condiciones detectadas hasta 1998.
- IV.4. Evaluación del comportamiento después de la inyección de mortero.

V. Comportamiento reciente y ultimas propuestas de solución.

- V.1 Condiciones actuales.
- V.2. Ultimas soluciones adoptadas.
- V.3. Proyecciones a futuro.

VI. Conclusiones.

INTRODUCCIÓN

El objetivo de este trabajo, es el dar una visión general de las obras de Mecánica de Suelos que se han realizado en la Catedral Metropolitana y el Sagrario a lo largo de los últimos 12 años, y al mismo tiempo dar una reseña histórica de los problemas que se han presentado desde su construcción, la cual fue cimentada en gran parte en antiguos templos aztecas, hasta los últimos procedimientos realizados recientemente.

Quizá el principal punto de partida a los problemas de cimentación, estructura y cuerpo de la Catedral, sea el hecho de haberse cimentado en su mayoría en suelos blandos arcillosos, pertenecientes al lago de Texcoco y en menor proporción sobre rellenos colocados sobre antiguas pirámides, lo que originó que se produjeran grandes asentamientos y deformaciones durante su construcción, y hasta la fecha.

Para el caso del Sagrario, el problema principal es el hecho de haberse cimentado prácticamente sobre toda el área que ocupó el templo de Tonatiuh, lo que originó que se produjeran grandes asentamientos en las partes blandas que no pertenecían a los restos de la pirámide, lo cual trajo a su vez deformaciones generales durante y después de su construcción.

En abril de 1989 fecha en que se realizaba una conferencia en el espacio cercano al presbiterio, una gran precipitación pluvial puso de manifiesto los grandes deterioros que ya existían en la Catedral y el Sagrario, y fue cuando el agua de lluvia penetró por las bóvedas causando daños a obras y objetos de arte. Este incidente catalizó la toma de una decisión de gran envergadura respecto a la conservación de la Catedral, originando así los trabajos correspondientes a la corrección geométrica de estos templos.

La corrección Geométrica de la Catedral y el Sagrario se inició en ese mismo año (1989), con el objetivo primordial de disminuir los hundimientos diferenciales que se habían acumulado a lo largo de las últimas décadas. Este trabajo de corrección se complementó posteriormente con una actividad de prevención llamada endurecimiento del subsuelo con la cual se esperaba la reducción de los hundimientos diferenciales a futuro.

En el capítulo 1 de éste trabajo se abordarán temas de interés histórico general, como son:

Una descripción somera de lo que es una Catedral, que características tiene, de donde proviene dicha palabra. Posteriormente se mencionarán algunas de las otras catedrales edificadas y fundadas en México por el gobierno de la Nueva España, contemplando algunos datos relevantes de éstas.

Y como punto central de este capítulo describimos un panorama general de la edificación de la Catedral y Sagrario Metropolitanos y el sitio donde se cimentaron. También se presenta la diversidad de estilos artísticos que se ocuparon durante la construcción de ésta, y los distintos personajes que participaron en ésta, como fueron: Claudio de Arciniega, Juan Manuel de Agüero, José Damián Ortiz Castro, Manuel Tolsá

y Lorenzo Rodríguez. Por otro lado se presenta una cronología del proceso evolutivo de la Catedral desde el siglo XV, hasta finales del siglo XX.

En el capítulo 2 se describen las características de mecánicas del subsuelo del Valle de México, el tipo de cargas que se le han impuesto, el hundimiento del terreno debido a la explotación de acuíferos del subsuelo y la sismicidad local inducida por perturbaciones telúricas en la vecindad o a gran distancia de la Ciudad. Se presentará, con base a recopilación de estudios geotécnicos de la zona vecina y la información geotécnica del subsuelo. La influencia de haberse cimentado en su mayoría sobre antiguas pirámides. Se presentará la evolución del hundimiento regional en la zona de la Catedral y comportamiento de las cimentaciones. Y por último la evolución de los daños ocasionados por los hundimientos.

En el capítulo 3 se presentan las soluciones contempladas y las soluciones adoptadas, mencionando inicialmente lo que fueron las cimentaciones y su comportamiento. Posteriormente se describen cuatro posibles alternativas de solución, de las cuales se optó por el método de subexcavación. Se describe el procedimiento de subexcavación y controles adoptados. También se menciona el método de inyección de mortero que se utilizó para el endurecimiento del suelo.

En el capítulo 4 se hace la evaluación de las condiciones que tenían tanto la estructura como el suelo y se hace un diagnóstico geotécnico de la zona en estudio hasta antes de iniciar los trabajos de la subexcavación. Se comentan las condiciones que prevalecieron hasta 1991 año en que se empezaron a ver los primeros resultados de estos trabajos. También se evalúan las condiciones después de la subexcavación, mostrando los hundimientos, las correcciones logradas y la respuesta de la estructura. Por otra parte se explica el comportamiento después de la inyección de mortero en las diferentes zonas de la Catedral y el Sagrario mostrando los beneficios logrados debido al endurecimiento del suelo.

En el capítulo 5 se habla de las condiciones actuales en las que se encuentra la Catedral Metropolitana, después de los trabajos realizados para mejoramiento de su comportamiento estructural, se menciona el comportamiento actual de la estructura y su posible comportamiento a futuro, de acuerdo a los resultados obtenidos de los trabajos realizados a la fecha. Se hace hincapié en las soluciones potenciales aplicadas y en soluciones propuestas para aplicar en un futuro, así como las implicaciones y eficiencia que pueden tener estas propuestas para la solución del problema de la Catedral Metropolitana.

GLOSARIO

SIGNIFICADO DE ALGUNOS TÉRMINOS, PARA UNA MEJOR COMPRENSIÓN DE LA CATEDRAL METROPOLITANA.

- ◆ **ABSIDE.** Es un nicho que se abría en un extremo del edificio de la basílica romana. Posteriormente, se extendió el término a la parte posterior de una iglesia, detrás del altar. En general, es de forma semicircular (cuadrangular, poligonal, octagonal, etc.) y cerrada con bóveda.
- ◆ **ALTAR.** En las religiones más antiguas era una piedra destinada a los sacrificios. Posteriormente se convierte en una losa de piedra o de bronce donde se colocaban las ofrendas para la divinidad y en la antigüedad greco-romana, alcanzó una importancia cultural única. El cristianismo dio un nuevo sentido al altar. Primero consistía en una losa de mármol que se colocaba sobre el sepulcro de algún mártir, posteriormente alcanzó su riqueza simbólica, pues el altar significa, por una parte a Jesucristo como la piedra angular de la Iglesia, y por otra, es la Mesa, donde se celebra la Santa misa, memorial del Señor y actualización de su Sacrificio. Al paso del tiempo, los diversos estilos artísticos han enriquecido el altar cada uno con su propia aportación: el gótico, el barroco, el neoclásico, etc. En la actualidad se da la tendencia a devolverle al altar su sencillez y sobriedad primitiva
- ◆ **AMBÓN.** Es el nombre dado a cada una de las tribunas o pequeños púlpitos que se colocan simétricamente en los extremos del presbiterio (espacio donde los presbíteros o sacerdotes celebran los misterios sagrados) a ambos lados del altar mayor y generalmente en alto, por que es desde allí donde se proclaman las lecturas bíblicas: el ambón de la derecha es exclusivo para el Evangelio y el izquierdo del altar para las lecturas del Antiguo y Nuevo Testamento
- ◆ **ARCADA.** Serie de aberturas que se dan entre las columnas y cuya parte superior termina en forma de arco, la forma del arco varía ampliamente según la propuesta de los diversos estilos arquitectónicos p. ej: arcada-ciega, figurada, falsa, etc.
- ◆ **ARCO.** Es una curvatura que se construye, o bien en la parte superior de una arcada, o bien para cerrar las bóvedas. El arco tiene muchas variantes: según su forma puede ser ojival, de herradura, de medio punto, etc. según su función, puede ser arco de descarga, formero, perpiño, etc.. según el lugar que ocupan en el edificio, puede ser arco toral, arco triunfal, etc.
- ◆ **ARMADURA.** Se llama así a la armazón o cimbra sobre la que se montan los arcos, las bóvedas, las arcadas y, en general, la parte superior del edificio. En la escultura, es el conjunto de elementos de sostén, generalmente metálicos que constituye el esqueleto de la obra.

- ◆ **ARQUITRABE.** Es la parte inferior de una pieza que descansa directamente sobre el espacio que sale de los capiteles de las pilastras o de las columnas y une a éstas de dos en dos.
- ◆ **ATRIO.** En la época romana, era el patio interior de una casa rodeada de pórticos. En el arte cristiano se le llama así al patio que precede al pórtico de una basílica. Por extensión, se llama atrio al patio que queda enfrente a la entrada de una iglesia. En un tiempo, el atrio sirvió como panteón cristiano, como todavía puede verse en algunas iglesias en México, por eso estaba bardado. En la actualidad se tiende a volver nuevamente al sentido primitivo, como espacio sagrado que prepara a la celebración de los misterios cristianos.
- ◆ **BAJORRELIEVE.** Composición esculpida en forma que se hace un todo con el fondo, sobre él cual destaca por un leve resalto dando la impresión que sale del fondo mismo de la obra.
- ◆ **BALAUSTRADA.** Serie de pequeños pilares de diversos materiales (madera, piedra, metal) que, unidos entre sí por un pasamanos, sirve, además de adorno, para evitar una caída en balcones, terrazas, escaleras, etc.
- ◆ **BÓVEDA.** Obra arquitectónica de forma arqueada que cubre el espacio entre cuatro muros o vanos pilares. Existen numerosos tipos de bóveda: ojival, claustral, palmeada, tabicada, etc.
- ◆ **CAMPANARIO.** Torre de planta cuadrangular o circular en cuya parte más alta están colocadas las campanas de una iglesia. Tiene varios tipos según el país, la orden religiosa o la época de construcción y puede formar parte del edificio o bien tener planta propia.
- ◆ **CAPILLA.** Espacio dedicado al culto de pequeñas dimensiones y, en un principio de carácter privado. En el siglo XVI, particularmente en México, se hacen muy frecuentes y en las grandes catedrales se añaden a lo largo de las naves, por eso se llaman "*Capillas laterales*".
- ◆ **CAPITELES.** Es la parte superior que corona a una columna y la articulación entre lo que soporta (arquitraque, viga o arco) y el soporte (columna). En la arquitectura clásica se conocen tres órdenes: el dórico, el jónico y el corintio. En el gótico, aparecen decorados por abundante follaje.
- ◆ **CATEDRAL.** Iglesia principal donde preside el obispo de una diócesis. Viene de "cathedra" que se traduce por "sede" lugar desde donde enseña el maestro. Por extensión, es el servicio de enseñanza que tiene de modo especial el obispo y lo realiza desde su Catedral.
- ◆ **CIMBORIO.** Cuerpo cilíndrico que sirve de base a la cúpula y en donde se colocan los ventanales de iluminación. Igualmente recibe este nombre lo que corona la cúpula, la linterna o linternilla.

- ◆ **CORO**. Parte de una iglesia destinada al rezo y al canto de las horas canónicas o Liturgia de las Horas y que normalmente se encuentra en las iglesias en la parte posterior y superior de la construcción. En las catedrales el espacio coral queda en la nave central y generalmente cerrado por muros.
- ◆ **CÚPULA**. Casquete superior hemisférico, que cubre una superficie circular, ovalada o poligonal. En general colocada hacia el centro del edificio. Tiene muchas variantes en su ornamentación tanto en la interior como en la exterior. A veces la parte interior de la cúpula esta pintada con alegorías.
- ◆ **ESTÍPITE**. Columna decorativa formada por una pirámide truncada y alargada. Su base y capitel son de estilo clásico. Muy usada en la arquitectura y retablos españoles y latinoamericanos. Se trata de un elemento muy importante en el esplendor del barroco.
- ◆ **ESTUCO**. Superficie decorada como imitación del mármol, compuesta por cal, yeso y polvo de mármol y es muy utilizado en el estilo barroco.
- ◆ **FACHADA**. Parte exterior de un edificio ricamente decorado y vistoso. Generalmente son las entradas principales de un edificio o iglesia.
- ◆ **FUSTE**. Cuerpo de una columna entre la base y el capitel. Puede ser de un sólo bloque, o bien formado por partes superpuestas y es normalmente en forma cilíndrica. En la columna salomónica toma la forma de una espiral.
- ◆ **LINTERNA (LINTERNILLA)**. Es una torre que remata la cúpula por el exterior de un edificio o de una iglesia. Tiene como función iluminar la cúpula por el interior, por esto está formada de ventanillas.
- ◆ **NAVE**. Es la parte en forma de navío, en el interior de una iglesia y se extiende desde el pórtico hasta el ábside, o por lo menos hasta el transepto y se ubica entre las columnas que sostienen las bóvedas. En general, las iglesias tienen tres naves, aunque pueden ser cinco lo que las hace monumentales, como en la Catedral de México, o siete como en la de Sevilla que la hace grandiosa. Además, como son espacios en los que se hacen las procesiones, por eso se les llama también "*naves procesionales*".
- ◆ **PILAISTRA**. Elemento arquitectónico cuya función es sostener otras partes del edificio. Generalmente están adosados a las fachadas, o empotrados en los muros de la construcción. Fue muy usada en el estilo neoclásico.
- ◆ **PORTADA**. Puerta ornamentada y monumental de un edificio o iglesia. Forma parte integral de la misma fachada.
- ◆ **PREDELA**. Parte inferior de un retablo que está generalmente dividida por pequeños paneles en los que se colocan pinturas de poca dimensión y que forman un todo con el retablo.

- ◆ **PRESBITERIO.** Espacio interior de una iglesia que se sitúa generalmente al fondo de la nave central y junto del ábside. Por extensión es el lugar donde los presbíteros celebran los Misterios Sagrados.
- ◆ **RETABLO.** Obra arquitectónica interior o exterior de una iglesia que forma un conjunto con pinturas, esculturas, columnas, nichos, y gran ornamentación que componen la decoración de un altar. Fue del siglo XVI al XVIII cuando alcanzan su máxima expresión artística.
- ◆ **TRANSEPTO.** Es la nave transversal de una iglesia y la que le da al edificio la forma de cruz latina y es en el transepto donde generalmente se coloca la cúpula.

DIVERSOS ESTILOS ARTISTICOS QUE INTERVIENEN EN LA CATEDRAL METROPOLITANA.

BARROCO. Estilo artístico que surge como una reacción al *Manierismo* italiano. Dura de finales del siglo XVI a mitades del siglo XVIII e influye en todas las artes, literatura, arquitectura, escultura, pintura etc. Se caracteriza por reunir en un todo, muy ornamentado, arquitectura, pintura y escultura. Se trata de una síntesis, llena de movimiento en donde lo más importante es el conjunto más que el detalle y es audaz y lleno de artificios. Se utiliza en retablos, portadas, arcadas, pilastras, etc.

CLASICISMO. Tendencia artística que toma su nombre de los tiempos clásicos y se caracteriza por el sentido de las proporciones, el equilibrio y la armonía. Se consideran dos épocas clásicas: el siglo V a. C. en Grecia, y el siglo XVII d. C. en Francia. En España recibió el nombre de neoclásico.

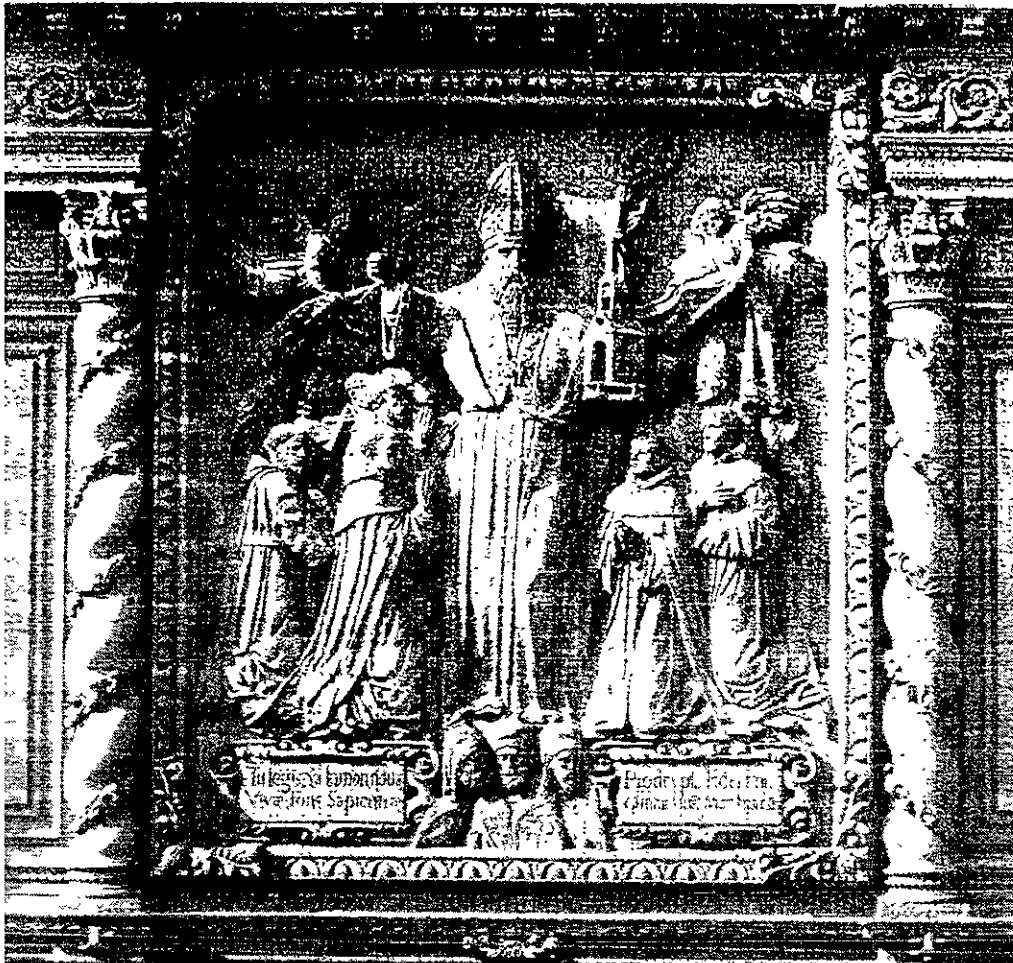
COLONIAL (ARTE). En América Latina se le llama al resultado de las tendencias artísticas que vinieron de Europa a través de los españoles y las tendencias artísticas de las culturas precolombinas del Nuevo Mundo. La mano indígena se deja sentir sobre todo en la imaginación del barroco en iglesias y catedrales, palacios y monumentos.

CHURRIGUERESCO. Nombre dado al estilo muy personal de la familia de arquitectos, escultores y pintores de apellido *Churriguera* que consagraron este estilo y cuyos trabajos llenaron los siglos XVII y XVIII en Madrid y Salamanca. Se le identifica con el barroco tardío español y cuyo estilo toma algunos elementos del gótico, plateresco y barroco, con una exuberancia tal, que oculta casi por completo las líneas constructivas. El churrigueresco influyó mucho en la arquitectura colonial del arte hispanamericano.

HERRERIANO. Estilo arquitectónico creado por Juan de Herrera en el siglo XVI. Se caracteriza por ser una construcción sólida, sobria, monumental y muy amplia. El más grande ejemplo es el Escorial en España. Este estilo influyó mucho en la América de Felipe II.

NEOCLÁSICO. Movimiento, artístico que surge como reacción al barroco tardío llamado rococó en la mitad del siglo XVIII, y cubre su influjo todo el siglo XIX. Es una vuelta a la arquitectura clásica e influyó mucho en Latinoamérica hasta el siglo XX.

PLATERESCO. Llamado así porque su estilo se asemeja a la orfebrería y de modo especial a la platería. Es un estilo arquitectónico que influyó en España venido de Italia y pasó a Latinoamérica. Se caracteriza por su exuberancia ornamental aunque no tanto como el Barroco Sobresalió sobre todo algunos años del siglo XVI y quedó superado por el Herrerianismo, pero después influyó en el Barroco.



CAPITULO I

I. Antecedentes Históricos de la Catedral Metropolitana.

I. ANTECEDENTES HISTORICOS DE LA CATEDRAL METROPOLITANA

I.1. Catedrales del país

Catedral. (De cátedra, del latín cathedra, silla; y éste del griego kathédra, asiento.) Iglesia en la que se encuentra el trono o cátedra del obispo de una diócesis. En cada una de éstas existe una catedral, que generalmente toma el nombre de la localidad en que se encuentra. La iglesia- catedral no está ligada a conceptos de grandeza, arte, antigüedad o devoción particular, sino a los de jerarquía y enseñanza, por ser la sede del obispo, pastor y maestro de la diócesis. La organización jerárquica en la catedral está presidida por el obispo, al que siguen el vicario y un cabildo de canónigos, quienes solemnizan el culto. La cátedra del obispo, del que la catedral toma nombre, se colocó originalmente en el ábside, detrás del altar mayor. Al correr del tiempo se le dieron diversas ubicaciones y en tiempos modernos se ha vuelto a la costumbre antigua. La catedral se erige canónicamente y es consagrada litúrgicamente; la fecha de esta última pasa a ser fiesta para la diócesis que encabeza. Puesto que la catedral es la sede del obispo y junto a éste colaboran eclesiásticos intelectuales suele ocurrir que esas iglesias adquieran fama de centros culturales y artísticos, tanto por los archivos como por el desarrollo artístico asociado al culto y a la decoración religiosa.

Catedrales en México. Las primeras catedrales mexicanas se fundaron en el siglo XVI y fueron sede del gobierno eclesiástico establecido en la Nueva España. La fundación de un obispado no implicaba la inmediata construcción de la catedral, pues en ocasiones se desconocía la extensión geográfica de tales jurisdicciones, según fue el caso del obispado de Cozumel, erigido cuando aún no se determinaba la extensión de la isla. Cuando se logró precisar con más exactitud la geografía de la Nueva España, la división eclesiástica cambió, surgiendo entonces el obispado de México, que tuvo como cabecera a la capital del virreinato. Su primer titular fue fray Juan de Zumárraga.

Otras sedes catedralicias se instalaron en Oaxaca (1535), Valladolid (Morelia), con sede original en Tzintzuntzan y luego en Pátzcuaro, (1536) Chiapas (1536), Guadalajara, asentada primitivamente en Compostela (1548) y Mérida (1562). La construcción de un edificio catedralicio rebasaba el ámbito meramente eclesiástico, pues tal como había ocurrido en la Edad Media, representaba a la ciudad, era símbolo de su pujanza económica y cultural, y al mismo tiempo servía de punto de unión de los diferentes grupos sociales. De ahí también que para su construcción se conjuntaran los esfuerzos de la Corona, la Iglesia y los fieles. La categoría catedralicia de un templo no implicaba que su construcción siguiera un modelo determinado. En el caso de las primeras catedrales novohispanas, los edificios fueron más bien modestos.

Sólo excepcionalmente se realizaron obras de gran envergadura, como la catedral de Mérida y la de Pátzcuaro, que no llegó a terminarse. En el siglo XVII se dedicaron la de

Puebla (1649) la de México (1667), pero ésta se concluyó hasta principios del siglo XIX. En general, siguiendo modelos peninsulares, se optó por construir iglesias de tres o cinco naves. Las soluciones arquitectónicas fueron muy variadas, aunque en la mayoría de los casos predominó un cierto clasicismo en la composición de las fachadas (Mérida y Guadalajara) y en la disposición del edificio (Puebla). En algunas, la nave central es más ancha y alta que las denominadas procesionales. A estos tres espacios corresponden las portadas. Paralelas a las naves se dispusieron las capillas laterales; al pie de la central, situado a eje con la puerta principal, se colocó en varias el altar del perdón, llamado así porque ante él oraban los condenados por la Inquisición cuando la Iglesia los exculpaba. Detrás de este altar se encuentra el coro de los canónigos, en el que generalmente se conservan obras artísticas: órganos, sillerías, atriles y rejas de mérito. El coro ha estado casi siempre aislado por una reja de madera o hierro forjado, y se comunica con el altar mayor por un pasillo limitado con una balaustrada. Fue común en las catedrales novohispanas que el altar mayor lo constituyera un baldaquino o ciprés, estructura arquitectónica de varios cuerpos. Entre los más importantes, desde el punto de vista artístico, está el de la catedral de México, construido en el siglo XVIII por Jerónimo de Balbás, y posteriormente sustituido por otro de Manuel Tolsá.

Dependencias de las catedrales han sido la sacristía y la sala capitular, donde se conservan por lo común grandes pinturas y galerías de retratos. La capilla mayor o de los Reyes, situada en la cabecera del edificio, contiene obras artísticas de primera importancia, especialmente retablos con esculturas y óleos. Los ejemplos más notables perduran en Puebla y en México. Contigua a la catedral se encuentra otra iglesia que desempeña las funciones de parroquia y recibe el nombre de sagrario. A medida que ha ido aumentando el número de circunscripciones eclesiásticas muchas antiguas parroquias fueron convertidas en catedrales. Surgieron así, entre otras, las sedes episcopales de San Luis Potosí, Zacatecas y Chihuahua, edificios del siglo XVIII que son ejemplos primordiales del barroco mexicano. En otras poblaciones se demolieron antiguos conjuntos monásticos para disponer de espacio, según ocurrió en Toluca, donde fue destruido el convento franciscano de la Asunción. Es excepcional el caso de la catedral de Zamora, cuya construcción, iniciada a mediados del siglo XIX, no llegó a culminarse y aún se conserva la obra inconclusa. En ciudades donde el patrimonio arquitectónico es poco importante, se han construido edificios modernos.



Figura 1 1. Fachada de la hermosa Catedral Poblana, esbelta por fuera, lo que hace resaltar la altura de sus torres

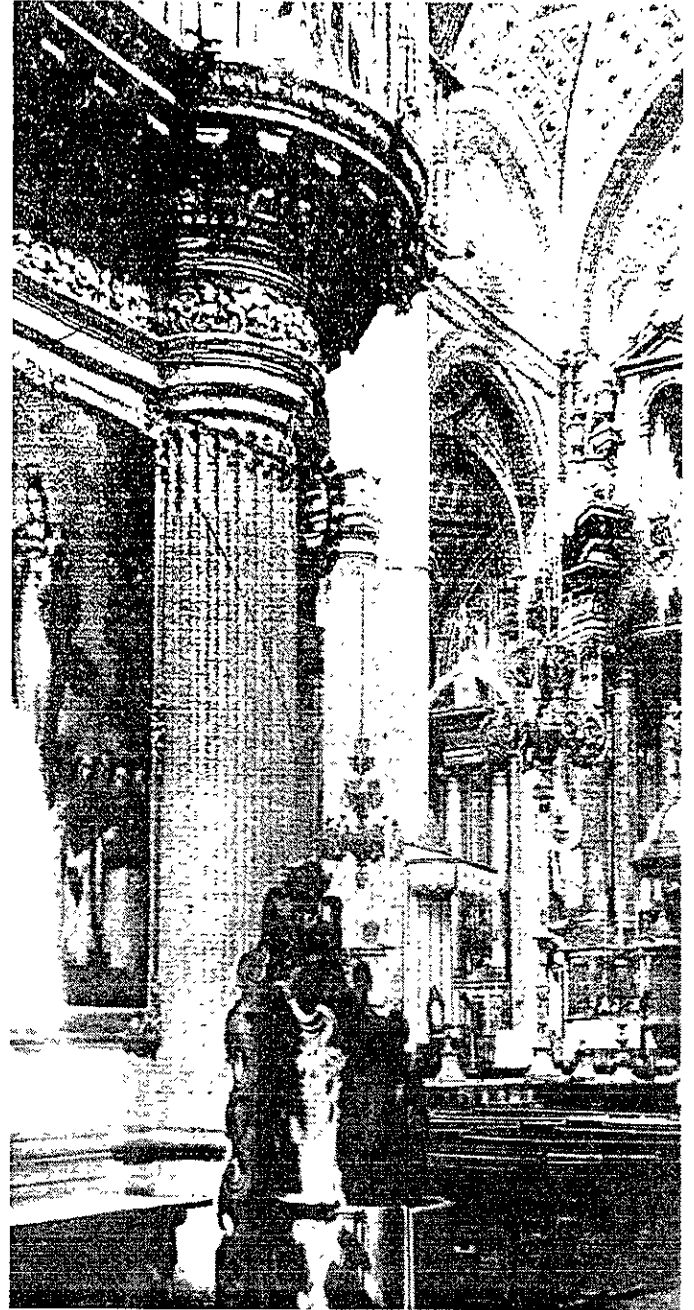
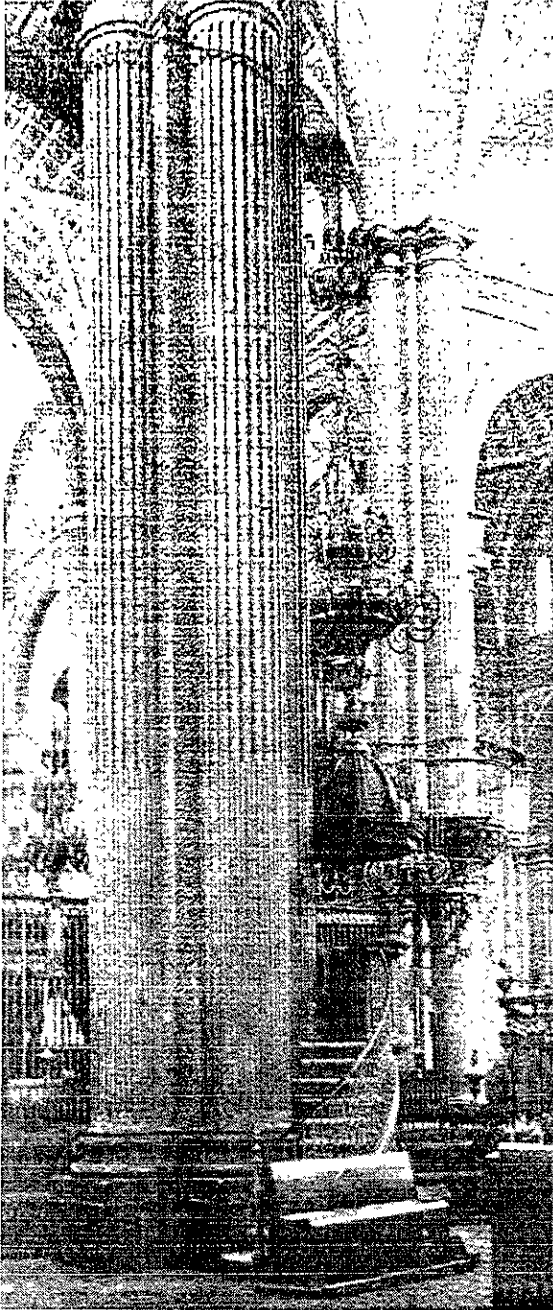


Figura 1 2 Interiores de la Catedral Poblana donde se observa el Altar Mayor, llamado Ciprés

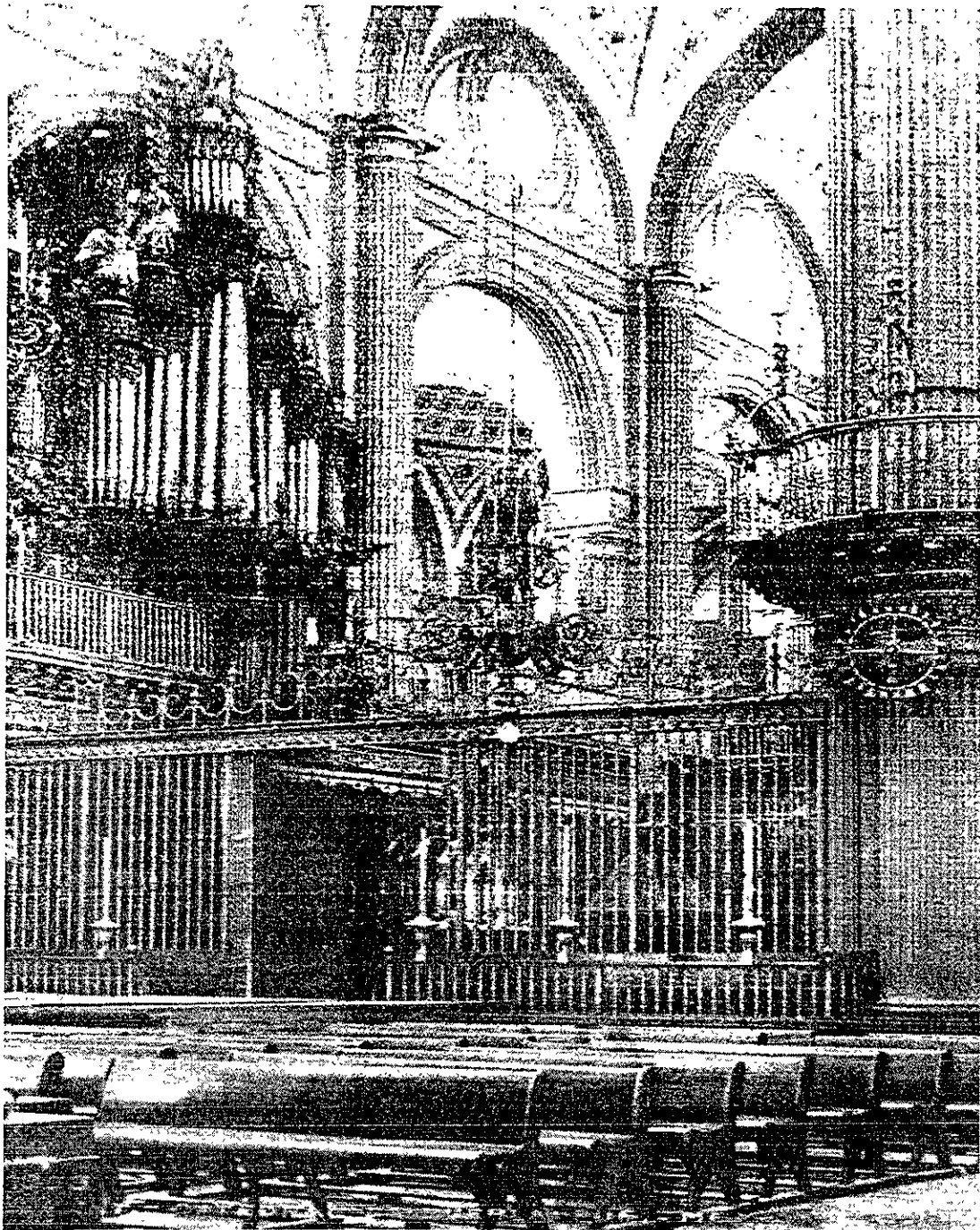


Figura 1 3. Interiores de la Catedral Angelopolitana (Puebla).

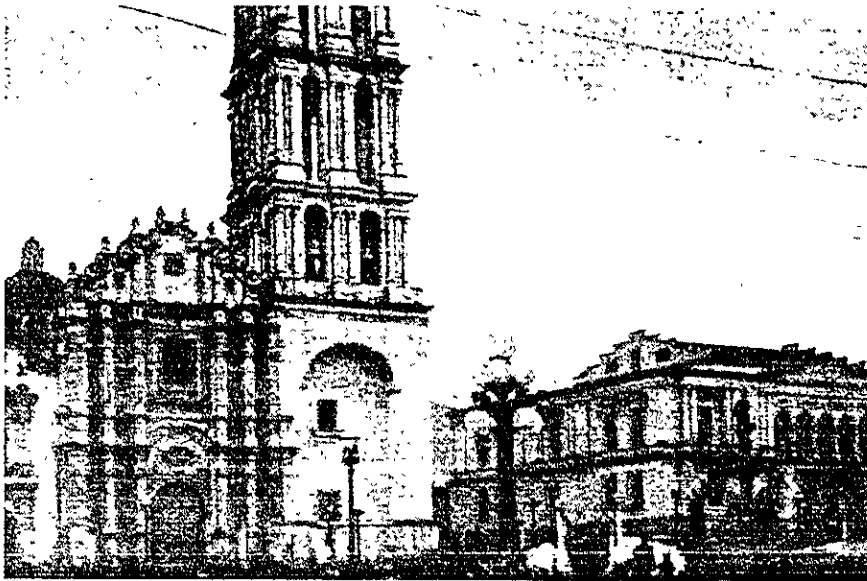


Figura 1 4 Fachada de la Catedral de Coahuila, Saltillo



Figura 1 5 El enorme Convento de Santo Domingo construido en el siglo XVII, (Oaxaca)

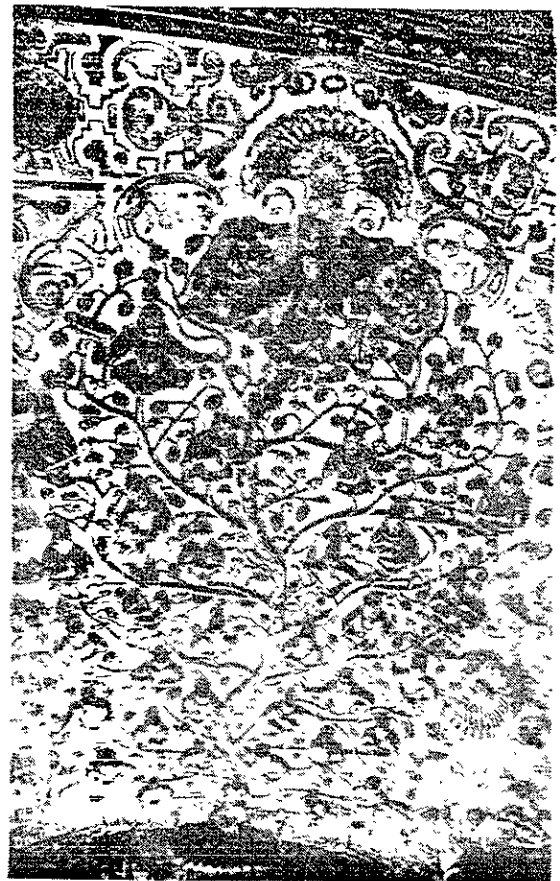
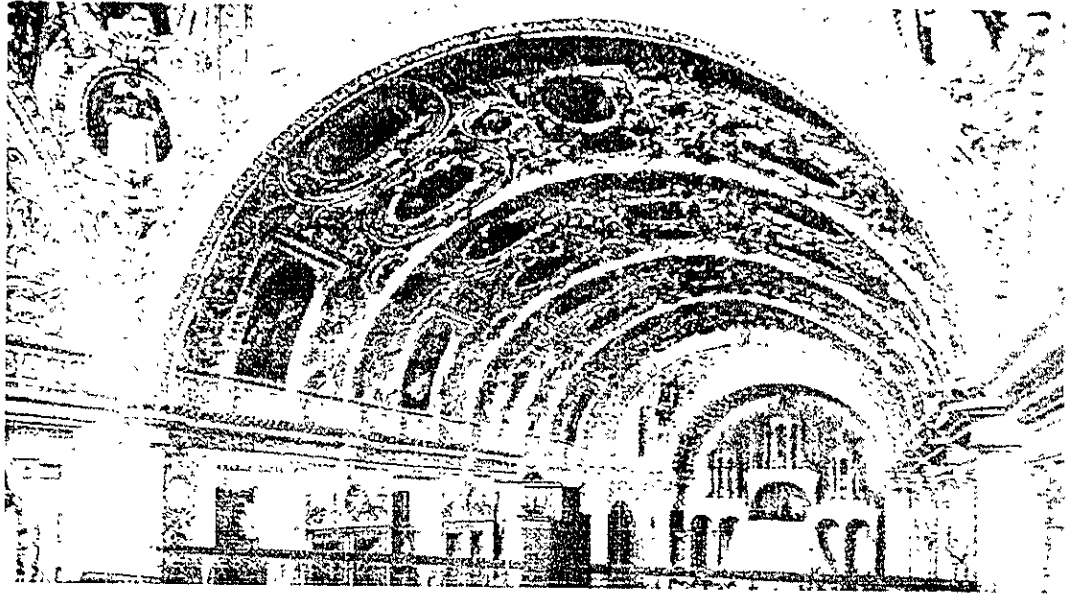


Figura 1 6 Nave Central (arriba); Detalle del Coro (inf Izq.), arbol Genealogico (inf Der) en el Convento de Santo Domingo (Oaxaca)



Figura 17. Vista panorámica de Catedral de Cuernavaca Morelos.

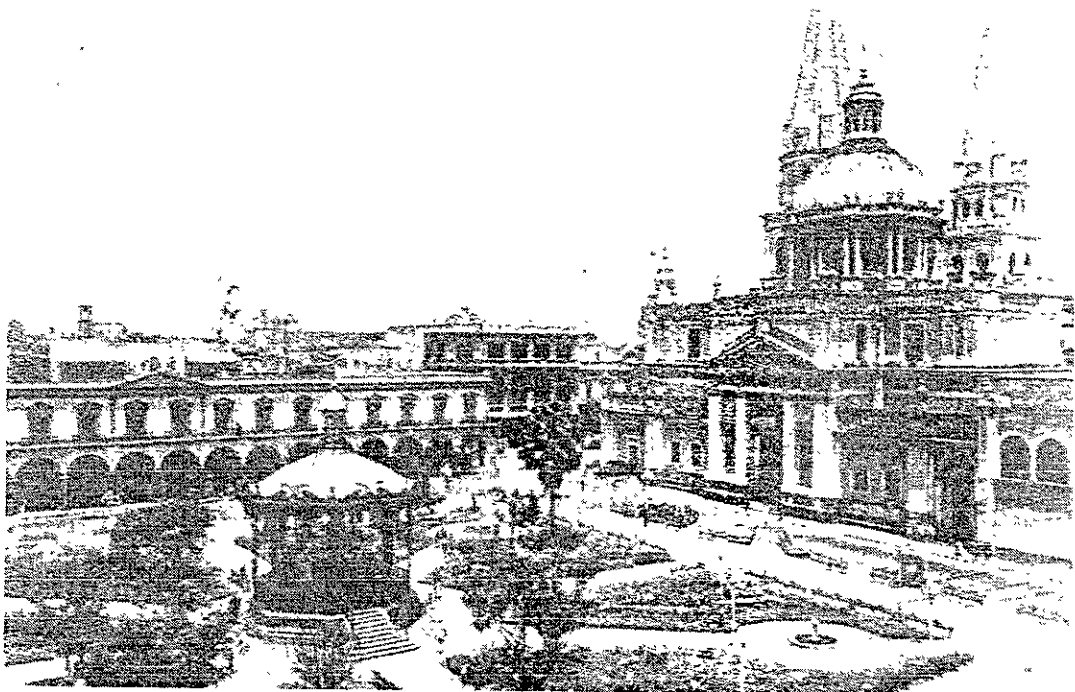


Figura 18 Catedral de Guadalajara Jalisco y Plaza de las armas

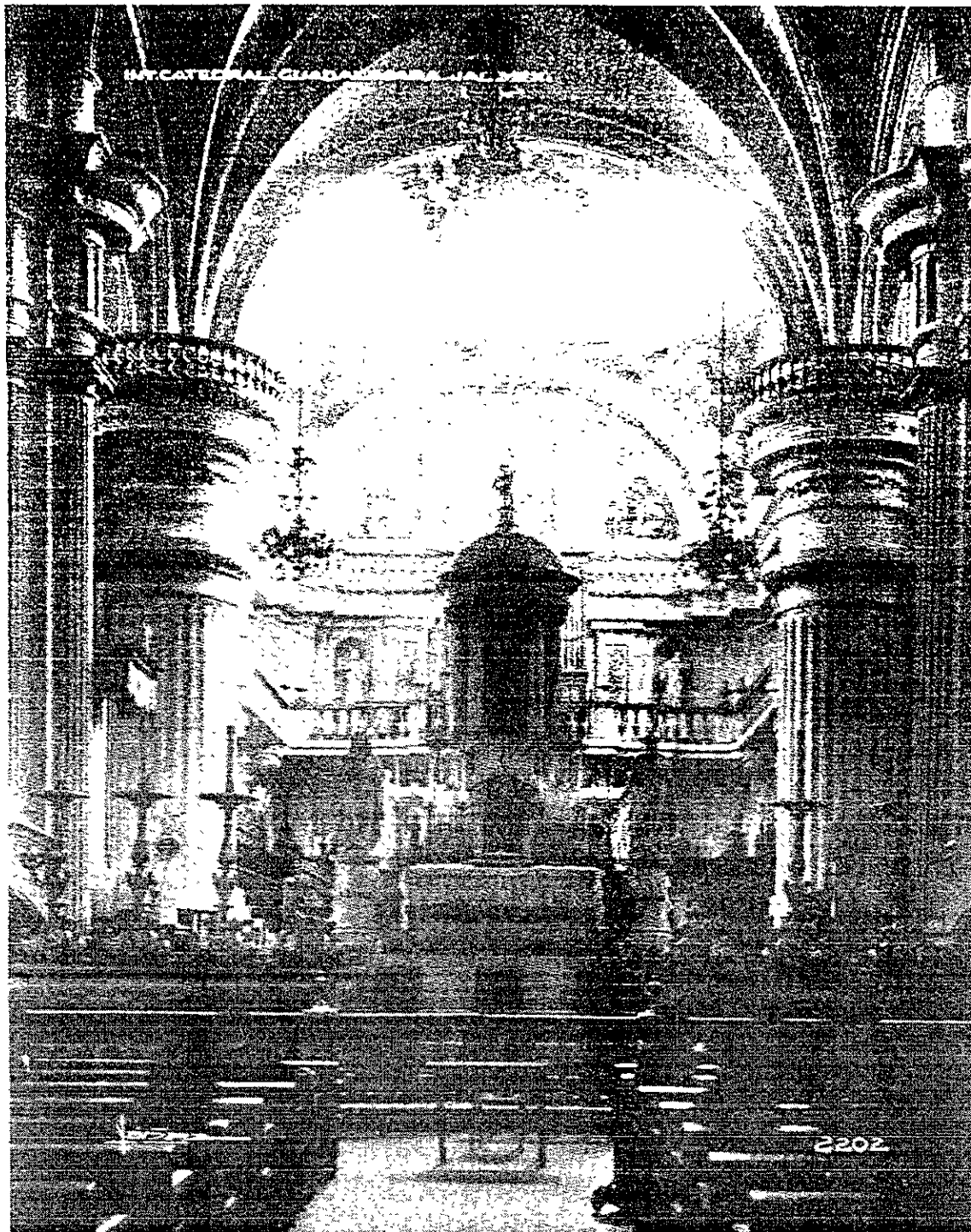


Figura 1 9 Catedral de Guadalajara, detalle de Altar Mayor



Figura 1 10 Catedral de San Luis Potosí y detalle de su bella fachada (Arriba)
Catedral con vista a San Agustín (Abajo)

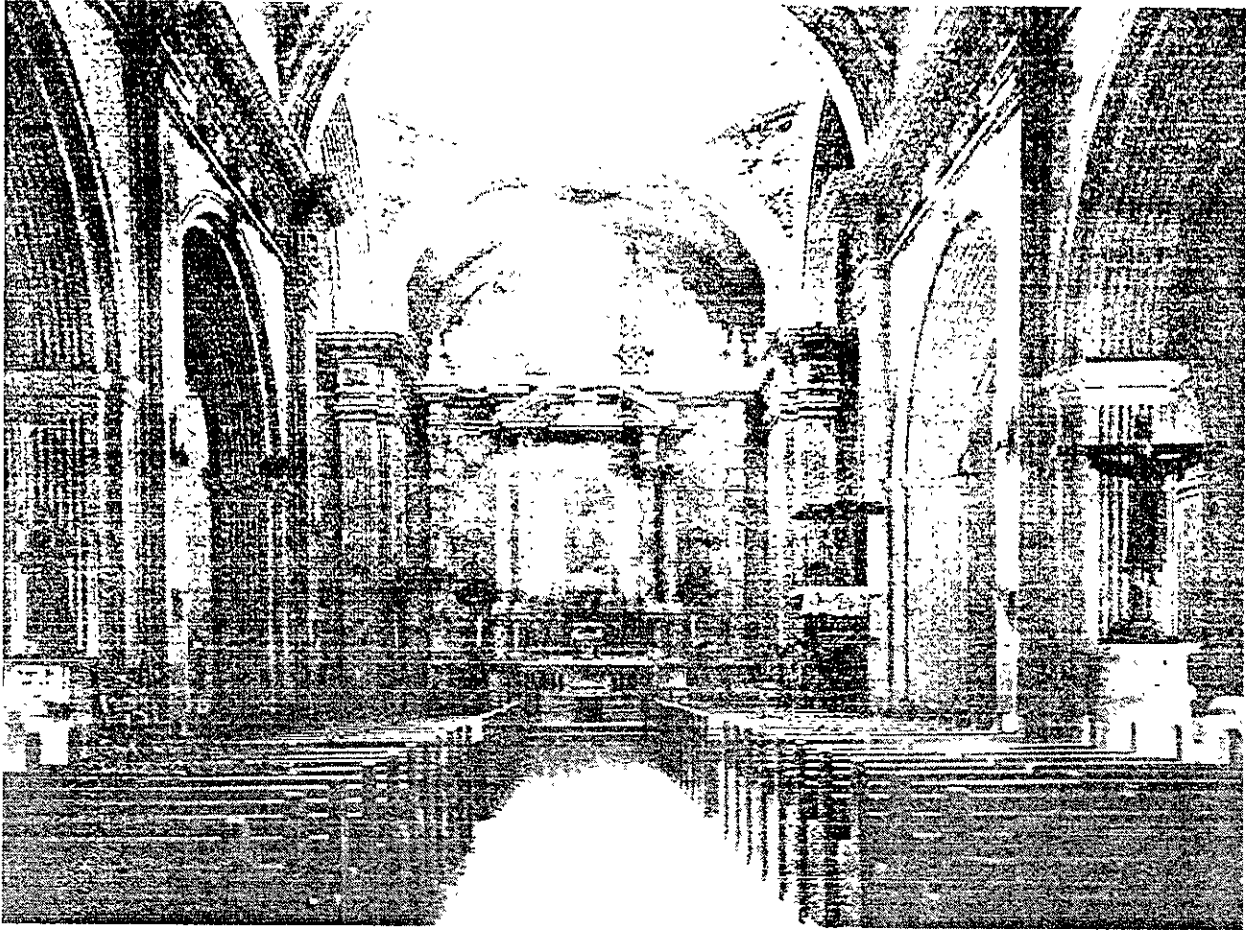


Figura 1 11 Interiores de la Catedral de Chihuahua

I.2. Catedral de la Ciudad De México

Catedral de México. Pasados los días amargos de la toma y destrucción de Tenochtitlán, la prisión de los Reyes de Tacuba y Texcoco junto con la del gran Emperador Cuahutémoc, el conquistador hizo repartición de tierras entre sus soldados y aliados, a la vez que proveyó para la construcción del primer templo católico, que se construiría en el mismo lugar que ocupó el Templo Mayor que los Aztecas dedicaron a su dios Huitzilopochtli. La construcción de aquel templo se inició en el mismo año de la conquista (1521), y terminó en 1524, fecha en que Hernán Cortés se hallaba ausente a causa de la expedición que emprendió rumbo a las Hibueras (Honduras).

De regreso de su viaje a las Hibueras, Hernán Cortés ordenó construir, sobre las ruinas del centro ceremonial azteca, la primera iglesia mayor de México. Martín de Sepúlveda, maestro de obra y alarife de la ciudad, dirigió la obra entre 1524 y 1532, y utilizó para los cimientos algunos monolitos del antiguo teocalli indígena.

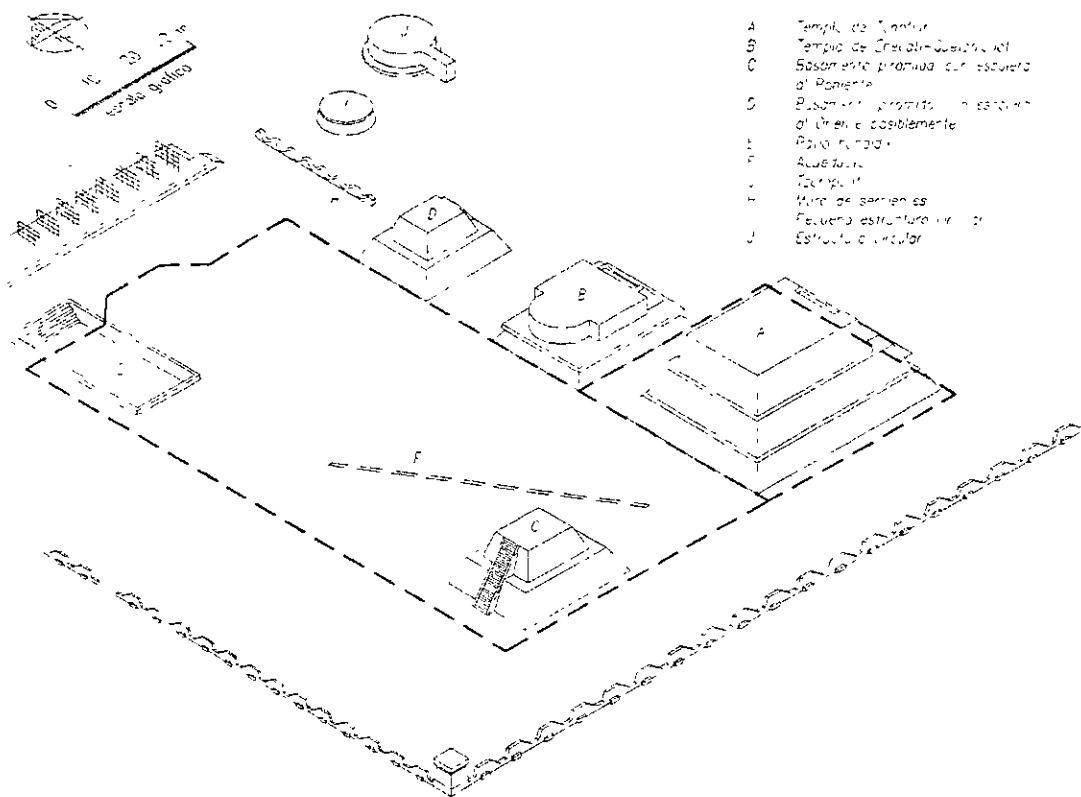


Figura 1 12. Templo mayor, Recinto sagrado de los Aztecas. muestra en detalle el lugar donde se edificó la Catedral de México

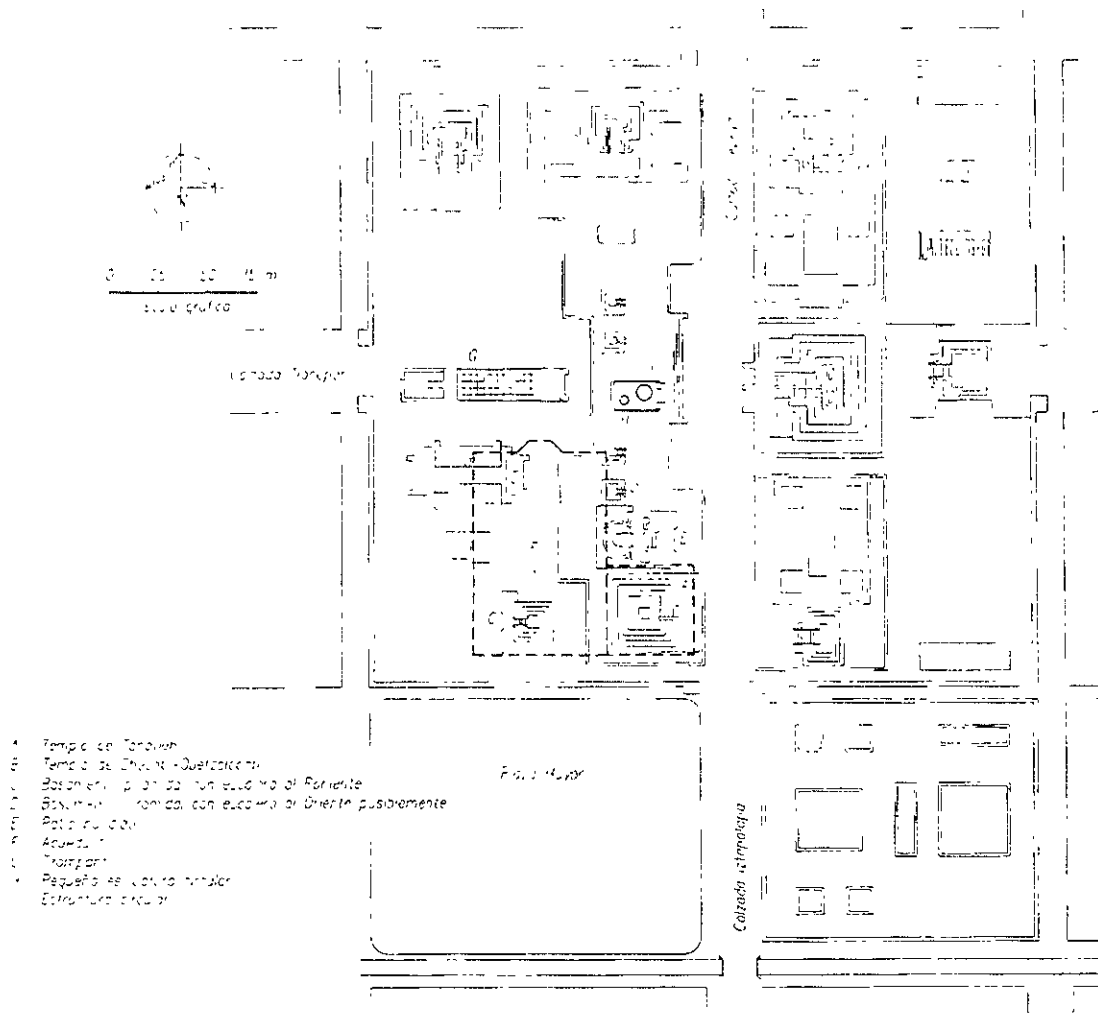


Figura 1 13. Muestra en planta de la ubicación exacta de basamentos y estructuras prehispánicas así como el lugar donde se construyó la Catedral Metropolitana.

Promovió su terminación fray Juan de Zumárraga, en la época de la primera Audiencia. El edificio ubicado en el ángulo noreste del atrio de la catedral actual, era de tres naves separadas por columnas toscanas, techo central de dos aguas y los laterales de vigas. La portada principal debió ser renacentista. La nave central estaba cubierta por un alfarje hecho por el carpintero Juan Salcedo Espinosa, y dorado por Francisco de Zumaya y Andrés de la Concha. Éste hizo también el retablo mayor. La sillería del coro tenía 48 asientos tallados en madera de Ayacahuite por el ensamblador flamenco Adrián Suster y el escultor Juan Montaña. Sin embargo, este primer templo se consideró modesto e inadecuado ante la creciente opulencia de la capital de la Nueva España, de modo que el 8 de agosto de 1544 expidió en Valladolid la orden para la creación de otro más grande y suntuoso. El 28 de agosto de 1552 se dispuso que el costo de la obra se distribuyera entre la Corona, los encomenderos y los indios del arzobispado. En 1562 se hicieron los planos del edificio y se iniciaron los cimientos; en 1570 se le dio a la traza una orientación norte sur, y en 1572 empezó la construcción,

según el proyecto de Claudio de Arciniega y el modelo de Juan Miguel de Agüero. A causa de lo fangoso del subsuelo, la cimentación no estuvo lista hasta 1581.

En 1585 se iniciaron las capillas y para 1615 todos los muros alcanzaban la mitad de su altura total y se habían concluido ocho bóvedas. En 1626 se demolió el templo primitivo. Las obras se interrumpieron en 1629 a causa de una inundación, e inclusive se pensó suspender las definitivamente si se realizaba el proyecto de mudar la capital a las lomas de Tacubaya. Sin embargo, esto no llegó a realizarse y continuó la edificación. En 1667 se concluyó el interior, bajo la dirección del arquitecto Luis Gómez de Trasmonte y el aparejador mayor Rodrigo Díaz de Aguilera.

Ya en el siglo XVIII, el espacio cubierto se vistió con magníficos retablos barrocos, pero en la novena década aún faltaban las torres y no se había terminado la fachada principal. En 1787 el cabildo catedralicio encargó a José Damián Ortiz de Castro la conclusión de la obra. Éste levantó las torres, que tienen un segundo cuerpo calado, un remate en forma de campana y una gran esfera que soporta una cruz, pero no alcanzó a concluir las portadas porque murió prematuramente en 1793. Lo sucedió el valenciano Manuel Tolsá, autor de la cúpula, del cuerpo central de la fachada y de las balaustradas y flameros en el pretil de las naves. La catedral quedó así terminada poco antes de 1810.

En los espacios intercolumnios de la portada central se encuentran las estatuas de San Pedro y San Pablo, realizadas en mármol; y al eje, en orden ascendente, un alto relieve de la Asunción de la Virgen María, flanqueado por las imágenes de San Andrés y San Mateo; el escudo nacional, con el águila de alas desplegadas; y el cubo del reloj, rematado por las estatuas de la Esperanza, la Fe y la Caridad, hechas por Tolsá. Las portadas laterales lucen sendos relieves: una, *La entrega de las llaves de la Iglesia por Jesús a San Pedro*; y otra, *La nave de la Iglesia surcando los mares de la eternidad*. Las estatuas de la torre del poniente, obra de José Zacarías Cora, representan a San Gregorio Papa, San Agustín, San Leandro, San Fulgencio, San Casiano, San Francisco Javier y Santa Bárbara; y las del oriente, a San Emilio y Santa Rosa de Santa María, también de Cora, y a San Ambrosio, San Jerónimo, San Felipe de Jesús, San Hipólito y San Isidro, hechas por Santiago Cristóbal Sandoval. La fachada occidental, construida en 1688 y reedificada en 1804, tiene una portada de tres cuerpos con las imágenes de los evangelistas. Este modelo se repite en la oriental, aunque con las figuras de cuatro apóstoles. Las dos portadas del norte, de estilo herreriano, son las más antiguas, pues en 1615 ya estaban concluidas.

La catedral tiene cinco naves; la central, de mayor altura, está techada con bóvedas de cañón con lunetos; y las procesionales con bóvedas caídas. Las naves laterales forman siete capillas de cada lado; las más antiguas tienen cubierta de crucería, igual que la sala capitular y la sacristía. El ábside, de forma poligonal, aloja el retablo de los Reyes. El coro ocupa los entrejes de la nave principal; lo limita al norte la reja de Macao hecha de tumbaga (aleación de cobre, bronce y oro), y al sur el altar del Perdón; y sobre sus muros se levantan los órganos, uno traído de España y ensamblado en 1695, y el otro construido en México en 1735 por José de Nasaré, las capillas del lado oriente de la catedral, enumeradas de sur a norte, son las siguientes: de Nuestra Señora de las Angustias de Granada, de Isidro, de Santa Ana y después de la Purísima Concepción,

de Nuestra Señora de Guadalupe, de Nuestra Señora de la Antigua, de San Pedro y del Santo Cristo de las Reliquias; y las del lado poniente, en el mismo orden, las de San Miguel o de los Ángeles, de los santos Cosme y Damián de San José, de la Soledad, de San Eligio o el Señor del Buen Despacho, de la Santa Cena, hoy de Dolores, y de San Felipe de Jesús. Todas contienen ricos retablos y excelentes obras de arte. La sacristía tiene una sobria portada de estilo herreriano terminada en 1623 y una techumbre gótica con las nervaduras doradas.

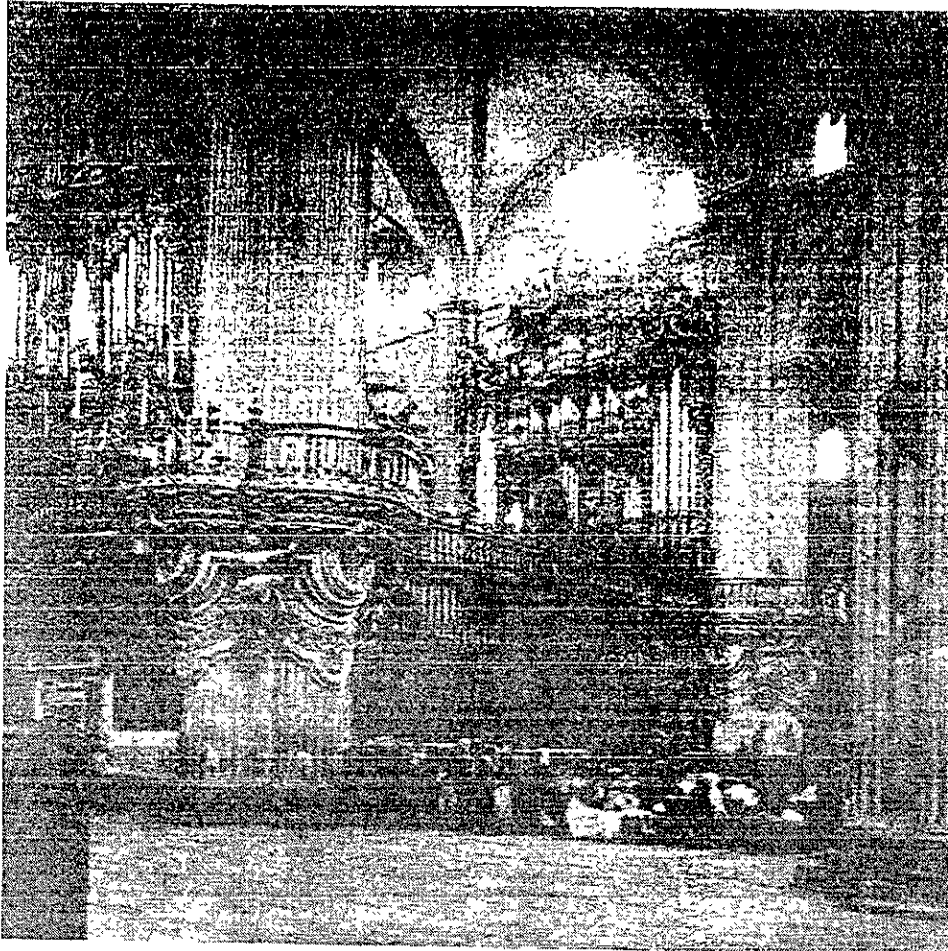


Figura 1 14. Interior de la Catedral, muestra del Coro, que está situado en los tramos segundo y tercero de la nave central el que cierra una hermosa reja de metal llamado tumbago; en seguida se encuentra la sillería, que es donde toman asiento los Canónigos.

la segunda mitad del siglo XVIII se colocaron sobre los muros grandes pinturas: *La coronación de la Virgen*, *La lucha de San Miguel con el dragón* y *La entrada de Jesús a Jerusalén* de Juan Correa; y *La Inmaculada Concepción* y *El triunfo de la Iglesia* de Cristóbal de Villalpando.

El altar de los Reyes ocupa el ábside de la catedral. Mide 25 m de altura, 13.75 de ancho y 7.5 de fondo. Fue diseñado y construido por el arquitecto sevillano Jerónimo de Balbás, entre 1718 y 1725, pero no fue dorado sino hasta 1735 por Francisco Martínez y estrenado en 1737. Los ejes principales del retablo son cuatro magnos estípites, los primeros que se labraron en México y que tanta influencia tendrían después en la arquitectura barroca de la Nueva España. Tiene el altar tres calles verticales, la central ocupada por dos lienzos de Juan Rodríguez Juárez: *La Adoración de los Reyes* y *La Asunción de la Virgen*. Las imágenes de bulto están dispuestas en cuatro niveles, en el primero, de izquierda a derecha, aparecen Santa Margarita Reina, Santa Elena, Santa Isabel de Hungría, Santa Isabel Portugal, Santa Cunegunda Emperatriz y Santa Edita princesa; en el segundo, San Hermenegildo, San Enrique, San Eduardo y San Casimiro; en el tercero, San Luis Rey de Francia y San Fernando Rey de Castilla y de León; y en el último, cuatro ángeles con casa, pozo, fuente y torre, respectivamente. Hay, además, entre los cartuchos, guirnaldas y molduras, pequeñas pinturas de los Santos Varones, San José, Santa Teresa, San Pedro, San Pablo y San Joaquín. Preside la majestuosa composición la figura del Padre Eterno.

De 1749 a 1768, Lorenzo Rodríguez, el arquitecto más notable de la época, construyó en el lado oriente de la catedral el Sagrario Metropolitano, edificio con planta en forma de cruz griega que se comunica con el templo mayor a través de la capilla de San Isidro. El altar principal, de estilo churrigueresco, obra del artista indígena Pedro Patiño Ixtolinque, fue inaugurado en 1829. Para la edificación de la Curia se aprovecharon áreas que de 1859 a 1862 fueron diversas dependencias catedralicias: Haceruría de Diezmos, Administración de Obras Pías y Biblioteca Turriana, ésta última integrada por las colecciones que en 1788 donaron Luis Antonio Torres Quintero y sus sobrinos Luis y Cayetano. El inmueble, ubicado al noroeste de la catedral, se comunicaba con ésta y con la capilla de las Ánimas; es de estilo neoclásico y corista de dos plantas con salas perimetrales que se abren a dos patios interiores.

El 17 de enero de 1969, (Agustín Piña Dreinhofer: Restauración de la catedral de México) hacia las nueve de la noche, se produjo un incendio en el interior de la catedral, originado por un corto circuito y la falta de vigilancia nocturna. Se destruyeron: **1.** La estructura y decoración del altar del Perdón, incluyendo las pinturas *La Santa Faz* de Alonso López de Herrera, un *San Sebastián Mártir* atribuido a Francisco de Zumaya, y la *Virgen del Perdón* de Pereyng; **2.** En el coro: 75 de los 99 siales, la *Visión apocalíptica* de Juan Correa, una *Virgen de Guadalupe* que remataba la parte superior, el fascistol central adquirido en Manila en 1770, y la mayoría de los libros; **3.** Las fachadas interior y exterior de los órganos, cuyas flautas y trompetas se fundieron; y **4.** Dos notables pinturas: *Asunción de la Virgen* de Rafael Jimeno y Planes, que decoraba la cúpula principal, y *Asunción y coronación de la Virgen* de Juan Correa, colocada arriba de la puerta mayor. Del altar de los Reyes se dañaron dos pinturas: *Asunción de la Virgen* y *Adoración de los Reyes*, ambas de Juan Rodríguez Juárez. Después del incendio, las autoridades encargadas de cuidar el patrimonio artístico nacional sólo levantaron actas del suceso, pero no emprendieron ningún programa de restauración. Se inició entonces una larga polémica en la que investigadores, arquitectos e historiadores, con apoyo en argumentos históricos, estéticos, funcionales y técnicos, protestaron ante el proyecto de cambiar de lugar el altar del Perdón, y eliminar el coro, los órganos y la reja de tumbaga. En 1972, la Comisión Diocesana de Orden y Decoración

inició la demolición del edificio de la curia sin la autorización correspondiente, acción que fue suspendida por el gobierno federal. Hasta entonces se hizo el inventario de los bienes que se salvaron y se nombró director de las obras de reparación al arquitecto Jaime Ortiz Lajous.

El programa comprendió la recimentación, la rehabilitación estructural, la conservación de la cantería y las cubiertas, y la restauración de las torres, la excuria, la capilla de las Ánimas, los altares del Perdón y de los Reyes, el coro, los órganos y las pinturas de la sacristía. En la recimentación, necesaria por el hundimiento y los asentamientos diferenciales del edificio, se empleó el sistema de pilotes de control inventado por el ingeniero Manuel González Flores, que corrige los desniveles y evita nuevos desplomes. Al desmontar las flautas y conductos de los órganos, se desprendió el papel que impedía las fugas de aire, y se encontraron documentos de interés, entre ellos la copia del nombramiento de Hernán Cortés como capitán general de la Nueva España, tomada del original de 1529

En 1975, parte de los instrumentos se enviaron a Holanda para su restauración, mientras artesanos Mexicanos trabajaban en la reposición de las fachadas. Un año más tarde se ensamblaron las piezas, y en 1977 se afinaron los órganos. Con el auxilio de un extenso archivo fotográfico, en 1979 se inició la reconstrucción de la sillería del coro, utilizando la misma clase de la madera original. Así se logró reproducir con exactitud todos los muebles, incluyendo el fascistol central. Para corregir las fallas estructurales de las torres, provocadas por el intemperismo y la contaminación, se repusieron las piezas que presentaban más de un 50% de degradación en su perfil: a los elementos menos afectados se les practicaron injertos, y se obtuvieron réplicas de las esculturas más deterioradas, para sustituir a las originales cuando esto sea indispensable. Los daños en la curia se originaron por fallas de los cimientos, lo que provocó asentamientos diferenciales y grietas en paredes y techos; tras la reparación, se estabilizó el edificio, se sustituyeron el entepiso y la azotea, y se consolidaron los muros; y a la vez se estudió su acondicionamiento para otros usos: la planta baja se destinaría a exposiciones temporales, y el nivel superior para sala de reuniones y servicios del cabildo. La cúpula se resanó sin pintura de ornato; en su parte exterior se reforzó el cincho y el recubrimiento se cambió por azulejos poblanos y placas de piedra chiluca, conforme al diseño original. Del altar del Perdón se sustituyeron las pinturas: la central, por la *huida de Egipto*, que se atribuye a Pereyns y que proviene del convento de Zinacantepec; el *Divino Rostro*, por un lienzo muy similar del siglo XVIII, y el *Martirio* de San Sebastián, por tres esculturas estofadas de la misma catedral que representan a San Juan Evangelista y a dos frailes carmelitas; en las puertas se colocaron las imágenes de los santos Felipe y Rodrigo. Las obras en el altar de los Reyes incluyeron limpieza general, tratamiento especial a las maderas, y restauración de los cuadros y el conjunto escultórico del retablo. En el curso de estos trabajos se rescataron 51 pinturas que se encontraban detrás del altar, algunas; de Juan y Nicolás Rodríguez Juárez, Miguel Cabrera y José de Ibarra. En un muro del ábside una placa conmemorativa del entierro de Miguel Barragán, primer gobernador de Veracruz, quien en 1855 rindió el Castillo de San Juan de Ulúa, último reducto español.

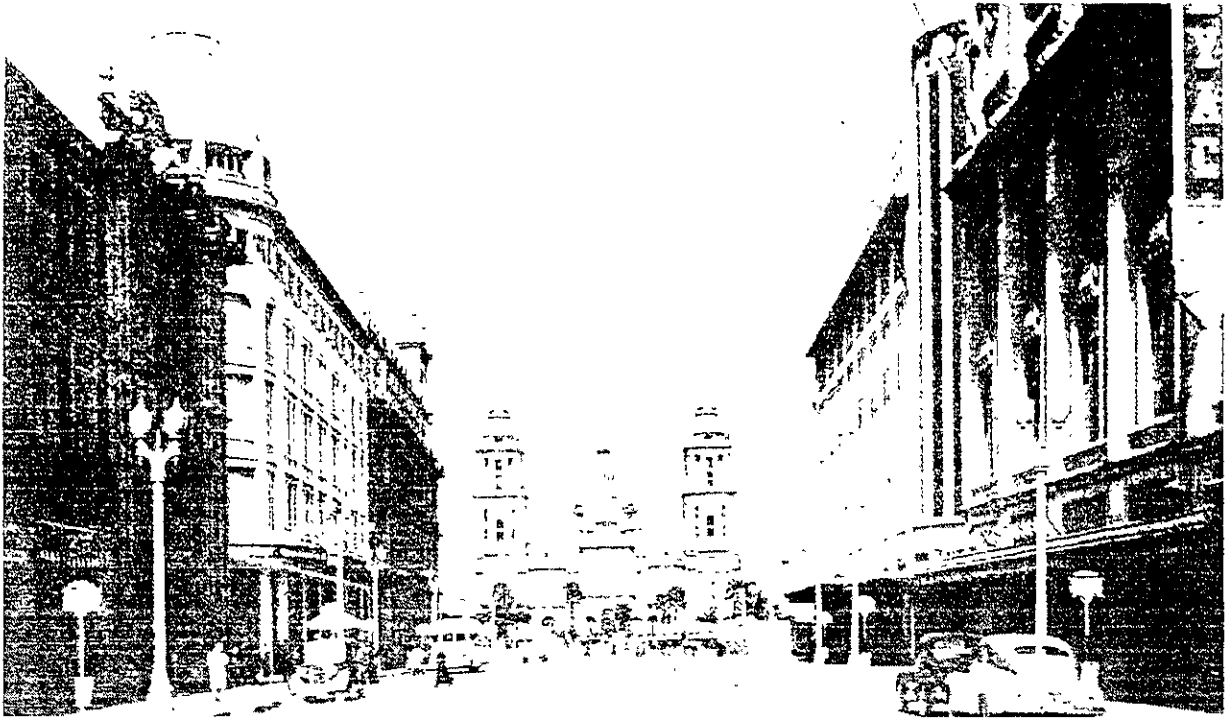


Figura 1.15 Av. 20 de noviembre, al fondo se observa vista de la fachada de la Catedral Metropolitana

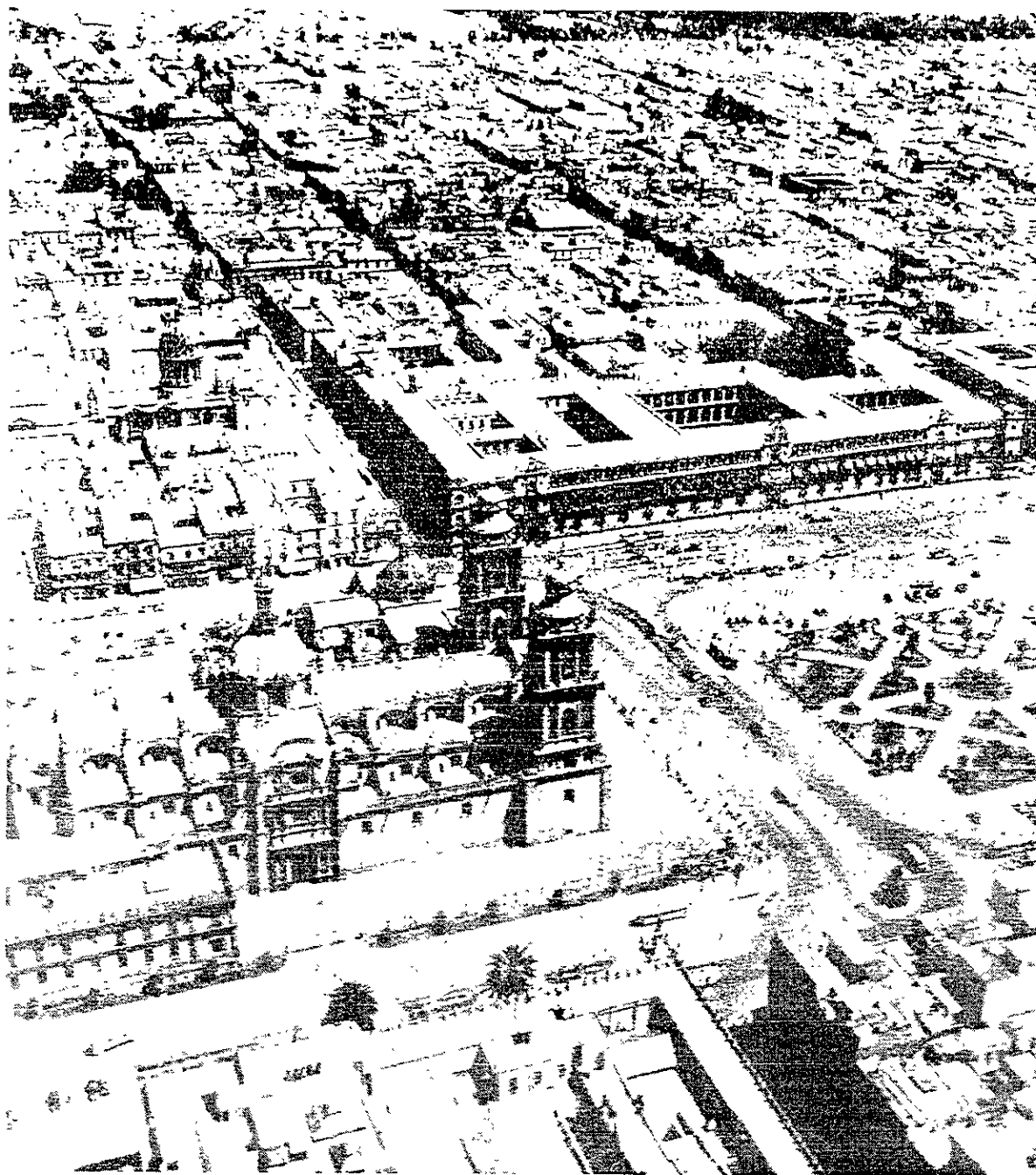


Figura 1 16 Vista panorámica de la Catedral y Palacio Nacional.

LA CATEDRAL Y EL SAGRARIO DE MEXICO

Noticia histórica. La Catedral de la Cd. de México es la obra maestra del Arte Colonial. El estudio de esta construcción, dilatada al través de los tres siglos del Virreinato, nos da una gran enseñanza: vemos la sumisión constante de los artífices y de las escuelas a una idea única, alrededor de la cual giró siempre la obra. Ni el amaneramiento del barroquismo en el siglo XVII, ni los excesos del churriguera en la siguiente centuria excesos muy representativos, por otra parte, del espíritu colonial se atrevieron a mezclarse en los elementos fundamentales del edificio. De esta unidad surge la fuerza de la obra y su pureza de estilo casi europea. Pudo así ser, y lo fue ampliamente y quizá los años no le han restado mucho de este atributo, el primer templo de América.

La primera iglesia construida en México fue la que edificaron los religiosos franciscanos, poco tiempo después de su llegada al País. La terminaron en 1535, y ocupó algún sitio, se ignora cuál, del extenso terreno que cubría el edificio del convento. En el mismo año se hallaba mencionada por los cronistas la iglesia mayor, que con el tiempo había de convertirse en nuestra Catedral, la Metropolitana.

Esta iglesia se levantaba en el ángulo suroeste del atrio actual. Era un templo muy pobre y sencillo, del que casi se avergonzaban los vecinos, como puede verse en los Diálogos de Cervantes de Salazar. Orientado de oriente a poniente, lo componían tres naves, las dos laterales con techos planos de vigas, la central con techumbre de dos vertientes (dos aguas), de tijera, como decían en tiempos viejos. La cubierta del templo descansaba sobre pilares ochavados, cuyas bases estaban labradas en piedras que provenían de los escombros del Templo Mayor de los aztecas. Algunas yacen todavía cerca del lugar de la iglesia fueron extraídas cuando se hicieron excavaciones en el atrio. En la nave central estaba el coro, cerrado por una reja; en el trascoro, el altar del Perdón; la puerta correspondiente a este altar, hacia el poniente, también se llamaba del Perdón; tenía una reja grande y, dos pequeñas, doradas las tres. Había otras dos puertas, una de las cuales se llamaba de los Canónigos.

Tal es a grandes rasgos, la iglesia mayor, que fue erigida Catedral en 1534, por decreto del Sr. Zumárraga, expedido desde Toledo, para cumplir las disposiciones de Carlos V y la bula de Clemente VII, de 9 de septiembre de 1530, que fundaron la Catedral de México. En 1547 fue erigida en Metropolitana por Paulo III.

Esta iglesia, por su pequeñez, por su mezquindad, que fue hecha de prestado, según expresión de Motolinía, era en verdad la más impropia para ser cabeza y centro de un extenso país en que el cristianismo se implantaba con esplendor inusitado. Por eso varias veces lo trataron de reedificar, o más bien, de construir un templo digno de la Arquidiócesis, como se ve por la Real Cédula de 25 de marzo de 1551 an dedicados al templo, y la traza se hizo más tarde.

Es de notar que la Cédula de 52, no manda demoler la iglesia vieja como dice Orozco y Berra: antes duró cerca de un siglo todavía, sufriendo en 1584 reparaciones de tanta importancia que casi puede afirmarse que fue reconstruida en ese año.

La construcción de la nueva Catedral se comenzó en el año de 1573. Se hicieron los cimientos del edificio en el islote que ocupó el Templo Mayor, con toda la solidez requerida por un suelo tan despreciable debido a su poca resistencia como el de Tenochtitlán; en seguida, con mucha lentitud, fueron levantándose los muros que limitan el edificio y los que dividen las capillas, se comenzaron las columnas, y se cubrieron de bóvedas de lacería los vestíbulos colaterales de la capilla de los Reyes; y se concluyó la Sala Capitular, la Sacristía y las cuatro primeras capillas, dos por cada lado. Todo esto se logró hacer en 1625.

Anexo a la Catedral se halla el Sagrario, llamado Metropolitano y catalogado como la principal Parroquia de la Ciudad de México.

Sus fachadas contrastan con el carácter severo del templo principal. Sin embargo, la elegancia y pureza de los adornos, tallados en cantería, que pueden justificadamente compararse con trabajos de filigrana, hacen que esta obra sea vista con agrado y se le considere como un modelo de estilo churrigueresco

En el interior, el Sagrario es muy bello por la simetría de su planta que, con sus naves principales, constituye una Cruz griega, por sus bien labradas pilastras, iguales a las de la Catedral y por la elevación de sus bóvedas. El Altar Mayor es de madera, y sus porciones son hermosas, Se halla bien decorado, contándose en la decoración dos copias del Dominiquino.

En los demás altares se ha procurado conservar el estilo antiguo; hay muchos lienzos de Escuela Mexicana. Los demás que existen son aquellos con los cuales se sustituyó a los Primitivos y han contribuido a la desarmonización que se nota en los detalles del hermoso templo. La consagración del Sagrario tuvo lugar el 15 de septiembre de 1767.

En el bautisterio existe una bella decoración al temple pintada por el maestro José Ginés de Aguirre, enviado por el Gobierno de España para que fuese el primer Director de Pintura de la Academia de San Carlos. Esta decoración representa el bautismo de Jesús, de Constantino, de San Agustín y el de San Felipe de Jesús. Hay, además, un cuadro de Murillo: San Juan Bautista en el Desierto.

La edad del Sagrario ha ido minando su construcción, al extremo de que ha sufrido algunas cuarteaduras en el frente principal, perjuicios que se procuró remediar desde luego por medio de amarres de mampostería. Los detalles, de la fachada, presentan, sin embargo, rasgos de la belleza original del templo.

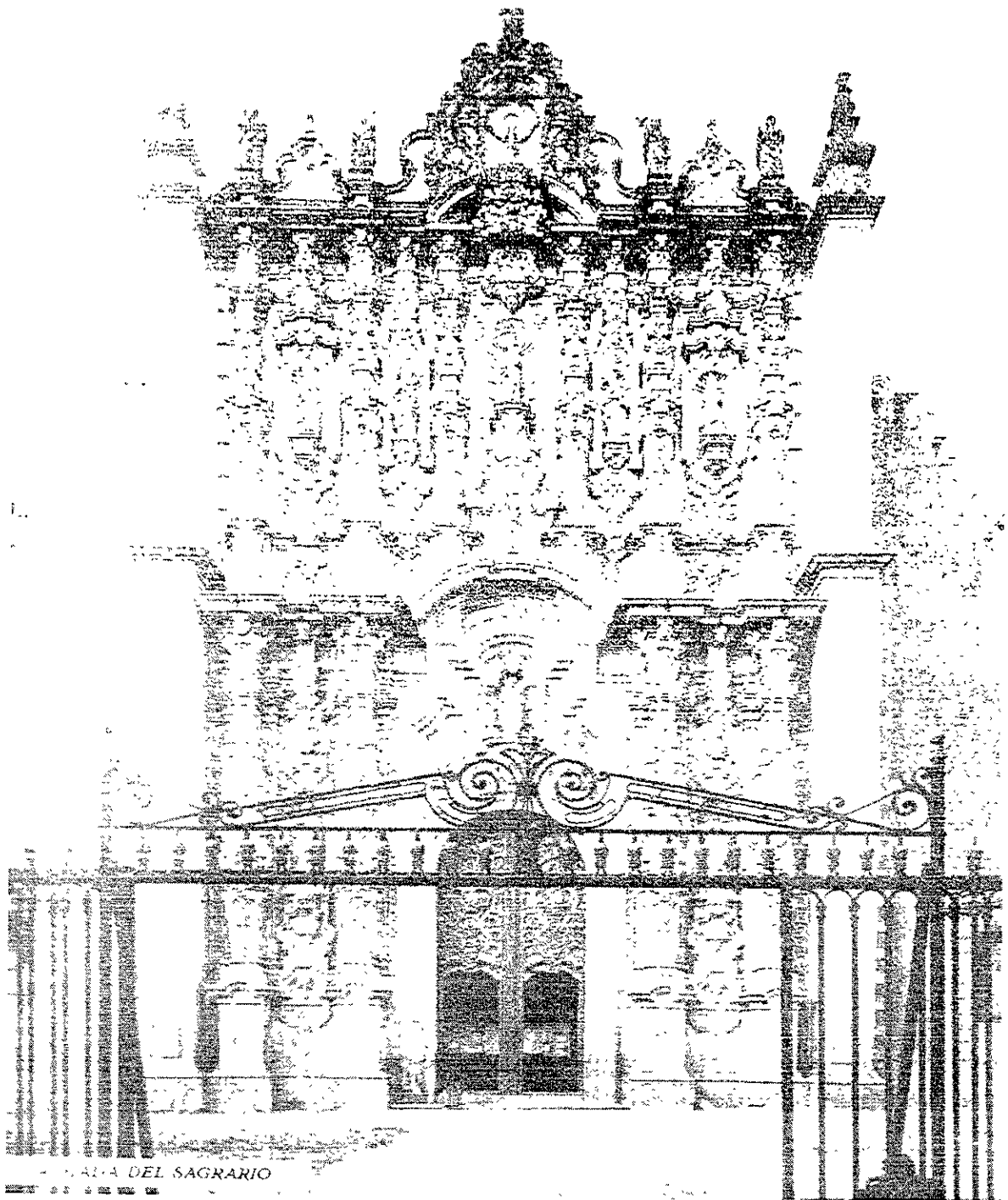


Figura 1.17 Sagrario Metropolitano, considerado como la principal parroquia de la Cd. De México

En la construcción de estos templos se emplearon numerosos peones indígenas regenteadas por obreros traídos de Europa. No pocas vidas, no pocos sufrimientos, costó a los vencidos edificar los templos de los vencedores: Fray Jerónimo de Mendieta escribía en 1592, estas reveladoras palabras: Mas si a la iglesia mayor de México le bastan para entender en su edificio 100 ó 200 indios ¿por qué han de llevarse allí

millares de ellos, con tanta violencia y pesadumbre? . " La obra tenía sus esclavos, como los peones en su mayoría no sabían español se le pagaba a intérpretes, había así mismo, un encargado de las canoas que llevaban el material para la fábrica, usando los numerosos canales que aún atravesaban la ciudad de México Tenochtitlán."

En 1615, después de haber enviado el Virrey a España una noticia detallada del adelanto y traza del templo, hecha ésta por el arquitecto Alonso Pérez de Castañeda, llegó de la Metrópoli nueva montea, original de Juan Gómez de Mora, Arquitecto de Felipe III, y una Cédula en que se ordenaba al Virrey, hacer junta de personas entendidas para determinar cuál traza debería seguirse; ignorando el resultado de esta reunión; hay quien piensa que se adoptó el segundo proyecto, pero lo probable es que lo avanzado de la construcción no tolerara cambios esenciales. En la misma Cédula se mando nombrar a un Oidor superintendente de la obra, con objeto de vigilarla y, activarla lo más posible.

En 1626 se comenzó a derribar la iglesia antigua. Los oficios divinos se hicieron en la Sacristía recién terminada de la nueva Catedral, no sin gran disgusto de los canónigos, quienes se quejaron con el Rey porque el nuevo local, en peores condiciones que el anterior, a más de ser muy molesto para ellos, disminuía considerablemente el culto. Resultado de esta queja fue que se activase más tarde la obra; La cual se interrumpió por la inundación de 1629, y las Cédulas no llegaron a México hasta 1630. Justificó el Virrey los cargos que se le hacían y rindió el mismo año un informe por el que se conoce el estado de la obra en esa fecha: se mencionan cinco capillas más. Del año de 1635 al 1640 se cerraron siete bóvedas: cinco de las naves procesionales y dos de la nave mayor. En este año de 1640, para subsanar las dificultades se mando techar con madera gran parte de la nave mayor, instalándose un altar y un coro provisionales; el año siguiente se trasladó el Santísimo Sacramento.

Algunos de los Virreyes que llegaban a Nueva España, ponían especial empeño en continuar la obra distinguiéndose, unos, por el mejoramiento inmediato de las condiciones del templo, como el marqués de Villena que hizo el techado de madera; otros, como el obispo Palafox, por haber conseguido aumentar los fondos de la fábrica; otros, por el adelanto material, como el duque de Alburquerque, bajo cuyo gobierno se aceleraron los trabajos y se hizo la dedicación inicial del templo. La primera gran solemnidad que se verificó fue la consagración del Arzobispo de México, D. Juan de Mañozca, en febrero de 1645.

Se dedicó la Catedral con entusiasmo en febrero de 1656. Hubo procesión, fuegos artificiales y solemne Te-Deum; las fiestas se prolongaron diez días. En este tiempo se habían construido tres bóvedas más y el primer cuerpo de la torre del lado oriente, después de haber instalado en él las 21 campanas que debían suspenderse en los campaniles y en el centro de la torre. El interior del templo estaba terminado desde el ábside hasta el crucero, el año de 60, éste quedaba perfecto, sin la cúpula que no se estrenó hasta 1666. El año siguiente, terminado por completo el interior de la Catedral, dispuso el Virrey, marqués de Mancera, nueva dedicación; se verificó el 22 de diciembre, con no menos solemnidad que la anterior; con iluminación de la torre y gran procesión, en cuyo camino había altares fastuosos que levantó cada orden religiosa.

El marqués de Mancera continuó empeñosamente la construcción de la obra; se empezó a labrar la fachada principal adelantándose con gran rapidez, pues logró ver la inscripción que está sobre la portada central, que lleva la fecha de 1672. En los gobiernos subsecuentes, se fueron concluyendo las demás portadas del templo.

En los primeros tercios del siglo XVIII la obra del exterior de la Catedral casi fue totalmente suspendida. A esta interrupción débese, acaso, que el estilo del templo no se haya contaminado con los esplendores churriguerescos que invadían todos los edificios. El interior, en cambio, sufrió grandes modificaciones y vio surgir en su seno ejemplares notabilísimos del nuevo estilo.

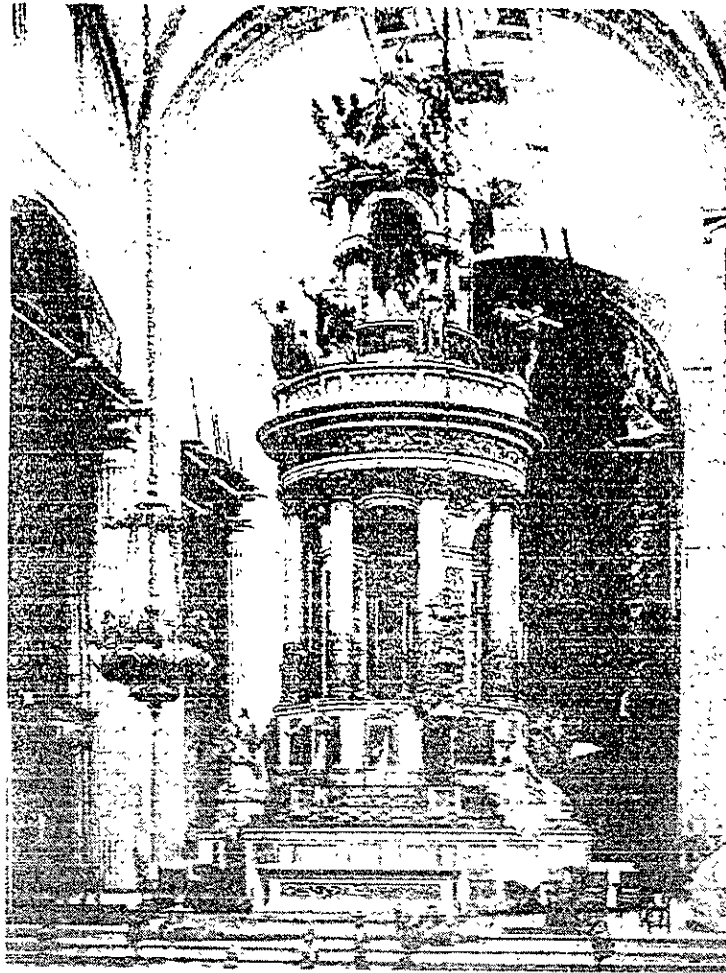
Los retablos que adornan las capillas de Catedral se agrupan, naturalmente, en dos categorías de las cuales la segunda es una modificación que el tiempo había de originar en la primera. Los más antiguos muestran un estilo derivado del renacimiento español, una especie de barroco exuberante; poco a poco esta modalidad va infiltrándose de churriguerismo, hasta llegar al desbordamiento más fastuoso de la fantasía como el altar de los Reyes, obra de Vicente Balbás, 1737, único en magnificencia y esplendor. La reacción pseudoclásica de fines del siglo XVIII y principios del XIX substituyó algunos de estos retablos con altares de gusto infelicísimo.

El altar mayor o ciprés ha sufrido las mismas modificaciones: al primitivo, estrenado en tiempo del Marqués de Mancera, substituyó uno churrigueresco en el siglo XVIII, y a éste, el que existe en la actualidad en 1850 por Lorenzo de la Hidalga, de pésimo gusto y viles materiales.

Si la Catedral sufrió poco en sus fachadas al comenzar el siglo XVIII, el Sagrario, en cambio, fue construido totalmente hasta quedar como lo vemos hoy. Derribada la iglesia vieja, el Sagrario de los curas se refugió en diversas capillas que se le asignaron en el templo que se levantaba. Más tarde se mandó edificar iglesia aparte. Hizo la planta y dirigió la construcción, el arquitecto Lorenzo Rodríguez; la primera piedra fue puesta el 14 de febrero de 1749; duró la edificación y adorno 19 años, y el templo fue dedicado en febrero de 1768.

Son sus fachadas, acaso, la muestra más notable del estilo churrigueresco mexicano, donde la fantasía y exuberancia del espíritu criollo desbordaban en un constante afán de sobrepujarse a sí mismas. Este gongorismo de la Arquitectura produjo verdaderos poemas tallados en la piedra; su carácter ornamental y la acusación de ser poco constructivo originan grandes discusiones.

El siglo XIX vio terminar la obra que se había iniciado en el XVI. En 1788 se promovió la conclusión de la Catedral; se aprobaron los diseños que presentó José Damián Ortiz, natural de Coatepec, Puebla, en competencia con los de los otros arquitectos.



Altar de El Ciprés

Figura 1 18 Interior de la Catedral, muestra el altar mayor llamado también del Ciprés

Continuó la construcción de la fachada, haciéndose los dos primeros cuerpos de la torre poniente y el segundo de la torre oriente; el dibujo de Ortiz, que se conserva, demuestra que, sin haber dirigido la construcción por haberle sorprendido la muerte en 1793, es él el autor de los originales remates de ambas torres. Se Concluyeron éstas más tarde, y la cúpula fue substituida por la que hoy vemos, cuyo autor, el insigne Manuel Tolsá, puso algo de su genio en la obra que le cupo en suerte terminar. Además de la Cúpula, hizo las hermosas balaustradas y dirigió la ornamentación. El edificio quedó concluido totalmente en 1813.



Figura 1 19 Detalle de fachada de nuestra hermosa Catedral

Tal es, en breve síntesis, la historia de estas obras magnas. Todo el arte del Virreinato, arquitectura, pintura, escultura, artes menores, puede estudiarse en ella, pues ampara representantes de estas diversas manifestaciones artísticas y no inferiores en mérito.

I.3. Cronología de la Catedral Metropolitana

Cronología general de la Catedral y el Sagrario

Donde se presentan los sucesos más representativos

Siglo XV

- 1473 La ciudad de México - Tenochtitlán media aprox. 0.5 km².
- 1487 Terminación de ampliación del Templo Mayor.

Siglo XVI

- 1521 México - Tenochtitlán cae ante el poder español.
- 1124 Se inicia la construcción de la primera iglesia.
- 1532 A La iglesia se le otorga el rango de Catedral.
- 1547 Se le da la categoría de Catedral Metropolitana.
- 1555 Se oficia la primera dedicación de la primera Catedral.
- 1562 Se intenta edificar la Catedral con un eje oriente poniente.
- 1573 Se inicia la erección de la Catedral con un eje norte sur.
- 1581 Se completa el pedraplén de cimentación.

Siglo XVII

- 1601 Se repara la primera Catedral.
- 1608 Se excava el túnel de Nochistongo.
- 1613 Se completan las contrarabes de cimentación a 3.5 m arriba del nivel de la plaza.
- 1622 Se inicia la construcción de las columnas en la parte norte.
- 1623 Se termina la Sacristía.
- 1625 Se demuele la primera Catedral.
- 1629 La ciudad se inunda y permanece así hasta 1634 (rellenos perimetráles).
- 1629 Se suspenden los trabajos de la Catedral por 6 años 1635 Se inicia la edificación de las bóvedas crucero.
- 1617 Se cierran las bóvedas de las capillas.
- 1654 Se completan las columnas de la parte sur (85 cm más altas que las del norte).
- 1656 Se celebra la primera dedicación de la Catedral.
- 1656 Se inicia la erección de la cúpula.
- 1664 Se completa la cúpula.

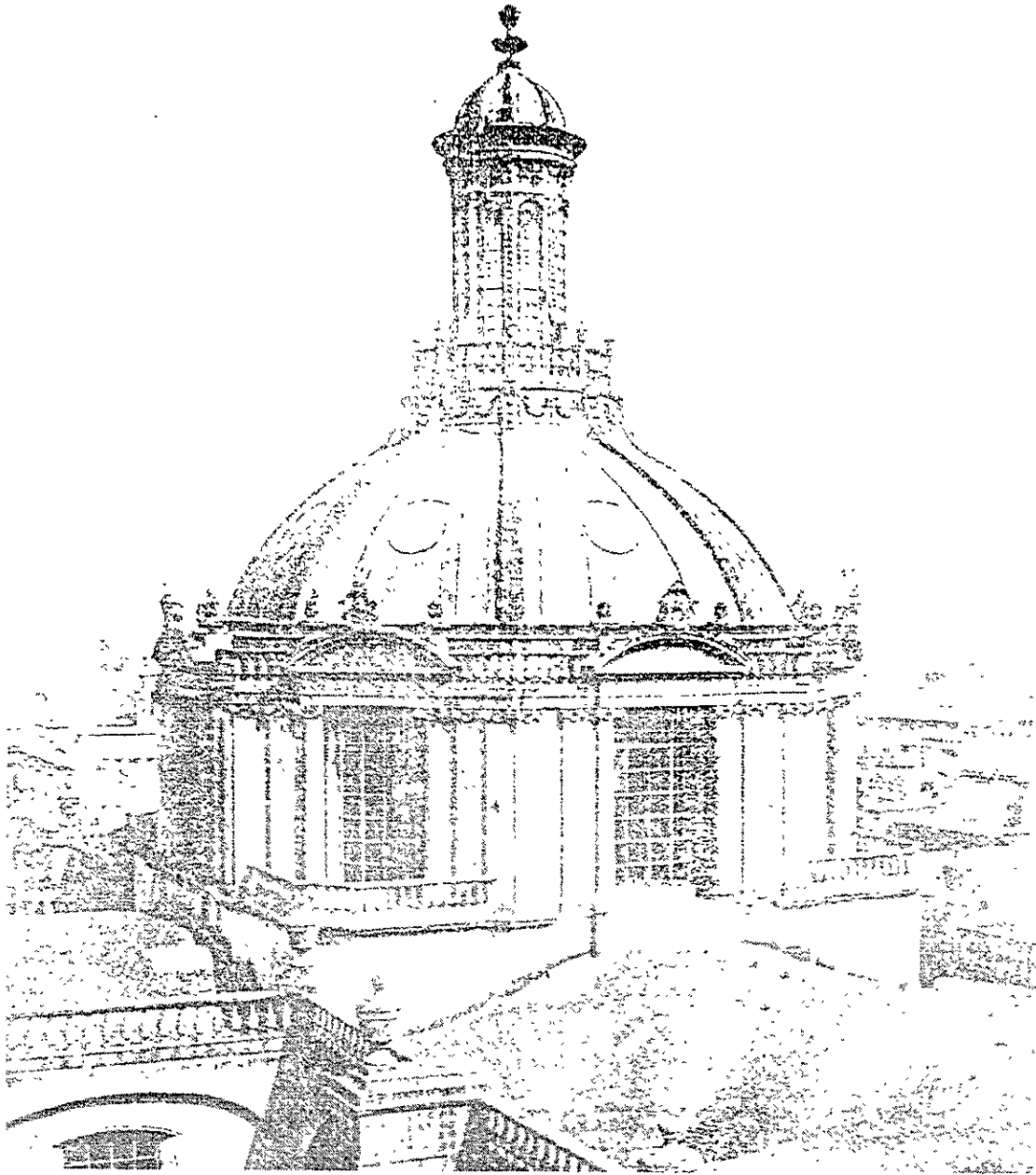


Figura 1 20. Vista de la cúpula de la Catedral

- 1667 Se completan las bóvedas. Se oficia la segunda dedicación de la Catedral.
- 1672 Comienza a labrarse la portada principal; se termina 3 años después

Siglo XVII

- 1725 Jerónimo de Albás completa el Altar del Perdón.
- 1749 Se inicia la edificación del Sagrario (Lorenzo de Rodríguez).
- 1768 Se finaliza el Sagrario.

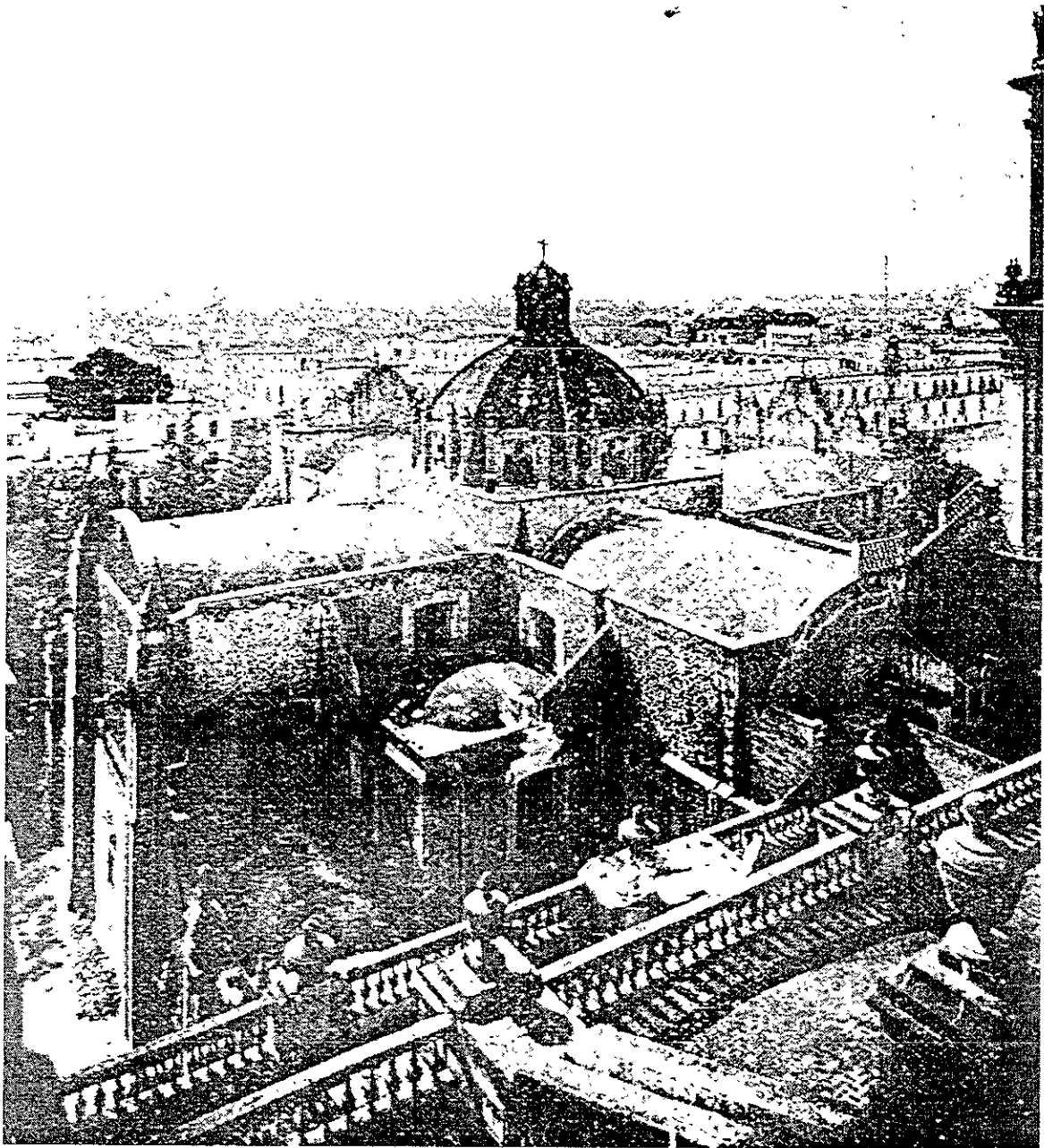


Figura 1 21 Vista de las bóvedas de la Catedral.

1780 Se inicia la construcción de las torres (José Damián de Castro).

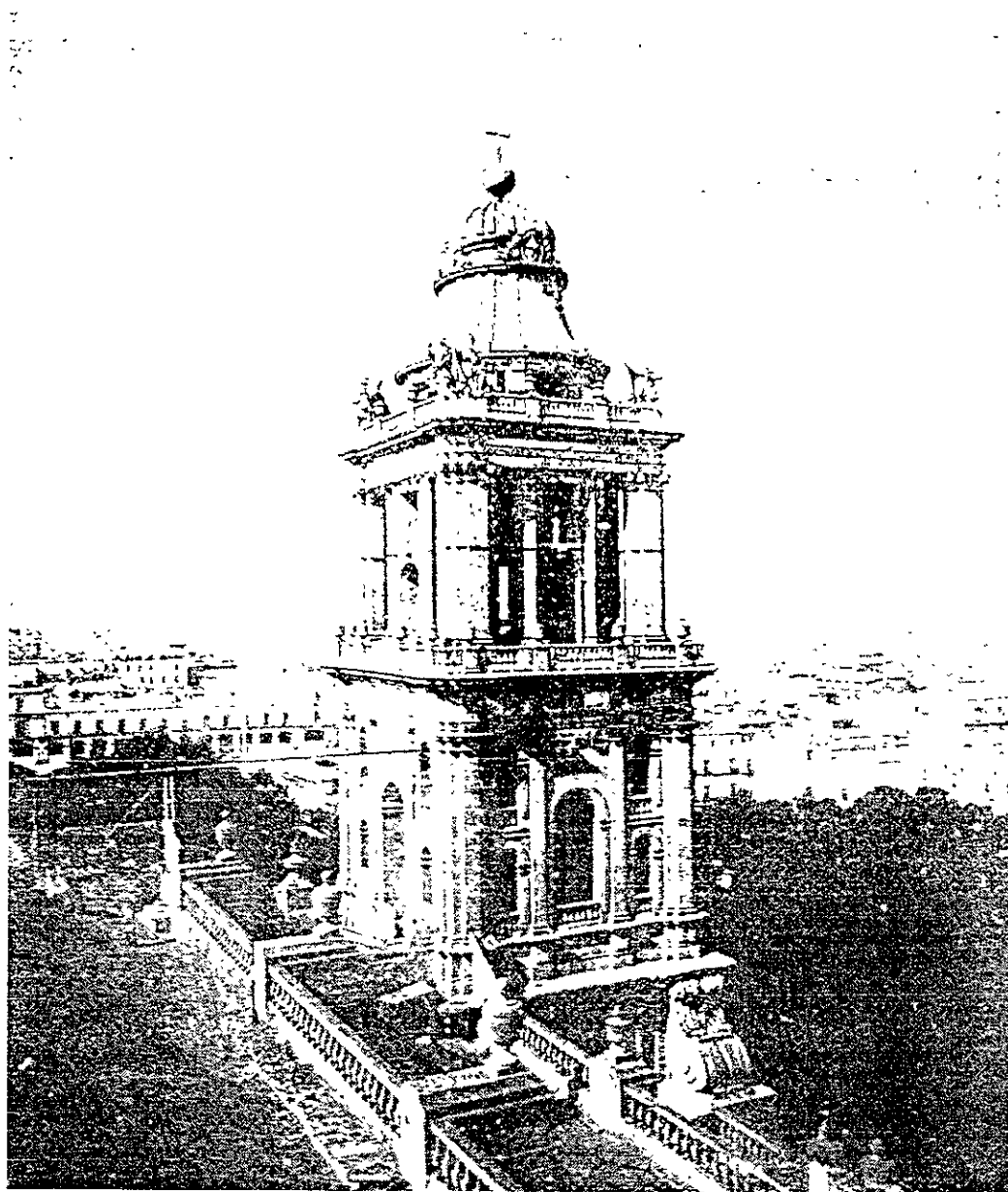


Figura 1 22 Vista de la torre poniente de la Catedral.

- 1789 El túnel de Nochistongo se transforma en tajo.
- 1792 Se termina la construcción de las torres.
- 1793 Manuel Toisá empieza la adecuación de la Catedral.
- 1795 Se inicia el levantamiento del Seminario.
- 1796 El sagrario se incendia.

Siglo XIX

- 1800 Se finaliza el Seminario.
- 1813 Se termina la adecuación de la Catedral.
- 1860 Javier Cavallari realiza la primera nivelación topográfica de la Torre Poniente.
- 1870-76 Juan Cadena repara la Catedral.
- 1881 Se descubren las bases de las columnas de la primera Catedral.
- 1884 Acontece el sismo que daña el lado poniente de la Catedral.
- 1885 Ramón Agea inicia la reparación de los daños del lado poniente de la Catedral.
- 1897 Se sustituyen las cadenas del atrio por las rejas.
- 1894 A. Torres Torrija y R. Gayol evalúan los daños del sismo de 1884.
- 1898 Ramón Agea ultima, sus trabajos de reparación del lado poniente de la Catedral.

Siglo XX

- 1906 Luis G. Olvera inicia la restauración de arcos y bóvedas.
- 1907 Roberto Gayol efectúa nivelaciones topográficas.
- 1910 Ocurre un sismo en la ciudad de México.
- 1925 G. Olvera concluye las reparaciones de los arcos y las bóvedas.
- 1927 M. Ortiz Monasterio y M. Cortina dan principio a sus estudios reconstructivos.
- 1929 Manuel Ortiz Monasterio presenta su proyecto para rehabilitar la cimentación.
- 1938 Se demuele el Seminario.
- 1942 Antonio Muñoz toma el cargo de Director de Conservación.
- 1943 Se demuele el Ciprés de Lorenzo de la Hidalga.
- 1957 En la ciudad de México sucede un sismo que derriba la estatua de la independencia.
- 1959 Antonio Muñoz deja el cargo de Director de Conservación.
- 1967 El Altar del Perdón se incendia.
- 1972 Comienzan los estudios del subsuelo; se descubren los restos de la primera catedral.
- 1972 M. González Flores presenta su propuesta de recimentación.
- 1974-1976 Se inauguran los trabajos de colocación de pilotes de control y de inyección de bóvedas.
- 1985 La Ciudad de México sufre un devastador sismo.
- 1989 En abril penetra agua por las bóvedas; las autoridades se alarman.
- 1989 Entre junio y noviembre se realiza el estudio geotécnico
- 1990-1991 Entre mayo de 1990 y de 1991 se realiza el proyecto ejecutivo.
- 1991-1993 Entre octubre de 1991 y diciembre de 1993 se excavan las primeras 30 lumbreras.
- 1993-1998 Entre agosto de 1993 y junio de 1998 se construyen 32 lumbreras.
- 1998-1999 Entre septiembre de 1998 y septiembre de 1999 se realiza la inyección del subsuelo.

CAPITULO II

II. Problemática de la catedral.

CAPITULO II. PROBLEMÁTICA DE LA CATEDRAL

II.1. Caracterización del subsuelo en la zona de la catedral

Reconocimiento del Sitio

Las características mecánicas de los depósitos lacustres del Valle de México, el fenómeno del hundimiento del terreno debido a la explotación de acuíferos del subsuelo y la sismicidad local inducida por perturbaciones telúricas en la vecindad o a gran distancia de la Ciudad, son tres factores que influyen significativamente en el comportamiento estructural de las cimentaciones de los edificios históricos como es el caso de la Catedral Metropolitana.

En el área del Distrito Federal, parte integrante del Valle de México, las características estratigráficas y propiedades de los suelos hasta la profundidad de interés para el especialista en geotecnia pueden variar notablemente, desde terrenos firmes o poco deformables y resistencia al corte relativamente alta, hasta zonas ubicadas en el fondo de los antiguos lagos, donde se encuentran estratos de suelos arcillosos y limosos muy compresibles y de baja resistencia al corte. Si a tan diversa condición natural se agregan las alteraciones producidas por el hombre (sobrecargas, explotación de acuíferos), es obvio concluir que la disposición reglamentaria no se resuelve con un simple examen de las construcciones que rodean al predio. Los casos que se mencionan a continuación dan una idea de la extensión de las averiguaciones necesarias para conocer los factores que pueden condicionar el diseño o comportamiento estructural de una cimentación ya existente de un inmueble.

Sobrecargas arqueológicas

Al instalarse los aztecas en el Valle de México, previo acuerdo concertado con los reyes de Texcoco, Coyoacan y Atzacapotzalco, ocuparon el área inundable del lago Texcoco; podían, además, tener acceso a tierra firme por caminos bien definidos hacia canteras y bosques como fuente de materiales para la construcción. Después de un lapso en que las edificaciones eran ligeras y adaptadas al ambiente lacustre, fueron los aztecas creando zonas libres de inundación mediante rellenos artificiales, principalmente constituidos por fragmentos de roca, gravas y arenas. Debido a la baja resistencia de los suelos en el fondo del lago, tuvieron que recurrir al uso de enramadas entre capas del relleno, con objeto de evitar su penetración y la falla local del terreno. De este modo y a través de la consolidación de las arcillas lacustres, fueron construyendo una extensa plataforma que cubrió toda el área ocupada por la antigua capital de los aztecas, Tenochtitlan. De acuerdo a exploraciones recientes, los espesores del relleno variaron de 2 a 10 m, con máximos en la zona ocupada por el centro religioso, aproximadamente localizado en lo que es ahora el Zócalo de la Ciudad de México. La urbe azteca se extendía hacia el poniente ocupando los terrenos de la colonia Tlatelolco, donde quedó emplazada la hoy denominada Plaza de las Tres Culturas (azteca, hispánica y moderna). Los límites de esta zona de la Ciudad, sobrecargada fuertemente por los rellenos arqueológicos, no son bien conocidos; por ejemplo, se sabe que uno de los accesos principales a la sede de los aztecas coincide con la calle de Tacuba; este camino fue construido también previo relleno del fondo

lacustre, y por tal razón era a principios de siglo una franja hundida sobre la que el Ing. Roberto Gayol localizó el colector central de la Ciudad.

Sobrecargas históricas

Como es sabido, el periodo inicial de la conquista hispánica se caracterizó por destruir los principales centros religiosos y cívicos de las culturas indígenas, con la consiguiente alteración de las sobrecargas sobre el terreno (descargas e invasión de nuevas áreas), lo que fue un cambio significativo en el caso de la Ciudad de México desde el punto de vista geotécnico. Los constructores españoles del siglo XVI importaron técnicas diferentes y extendieron las edificaciones fuera de la zona ocupada por Tenochtitlan, conformándose así ya través de tres siglos un nuevo centro urbano, del que es parte representativa lo que se ha dado en llamar la Traza de la Ciudad. Las edificaciones pesadas de la Colonia (Palacio de Cortés, hoy Palacio Nacional; la Catedral, iglesias y conventos; los acueductos, etc.) cimentaban sus muros de mampostería sobre estacones y las viviendas menores sobre zapatas corridas fabricadas con materiales pétreos y mortero de cal. En la fig. 2.1. se muestra la nivelación de la Ciudad hacia 1882; en ella se indican los límites de la antigua Traza. Los efectos de las construcciones, a juzgar por las diferencias de nivel, son tenues; sin embargo, alrededor de la Catedral existía una zona relativamente alta (elev. 2239), mientras que al poniente y en correspondencia con las calles de Tacuba y 16 de Septiembre penetraba hacia el este la curva de la (elev. 2238). Fuera de los límites señalados en la fig. 2.1., la densidad de la edificación era muy baja y constituida por viviendas de uno a dos pisos, o sea que debe considerarse como terreno virgen.

Sobrecargas modernas .

En el primer tercio del presente siglo, la zona urbana de la Ciudad se extiende horizontalmente, la construcción es muy uniforme (dos a tres niveles) y la población se incrementa de 500 000 a 1.2 millones de habitantes, tasa de crecimiento de 23 000 (hab/año); los servicios de abastecimiento de agua y drenaje funcionaban de acuerdo con lo previsto por el diseño de ambas redes construidas entre 1900 y 1910. A partir de los años treinta (fig. 2.2.) la población aumenta a razón de 55 000 (hab/año); esta tasa de crecimiento se duplica de 1960 a la fecha. Desde 1940 y en la parte céntrica de la Ciudad, se inicia el desarrollo vertical de inmuebles y es necesario ampliar la provisión de agua potable con redes locales abastecidas por pozos perforados en el área urbana. Ambos factores influyen notablemente en el diseño de las cimentaciones y comportamiento estructurales de las ya existentes.

Implicaciones de la historia de cargas

Debido a las características del subsuelo de la Ciudad, el efecto de construcciones antiguas suele ser relevante en el diseño de los nuevos inmuebles. Muchos casos de mal comportamiento de la cimentación pueden explicarse por condiciones diferenciales de compresibilidad y resistencia al corte de las arcillas bajo el predio, ocasionadas por sobrecargas que actuaron en el pasado. Ejemplos conocidos: la Biblioteca Nacional construida sobre uno de los caminos de acceso a Tenochtitlan, y que a causa del hundimiento de la Ciudad fue seriamente afectada por asentamientos diferenciales en

las últimas décadas; otro caso es el de la Catedral Metropolitana que ha sufrido asentamientos diferenciales desde el inicio de su construcción.

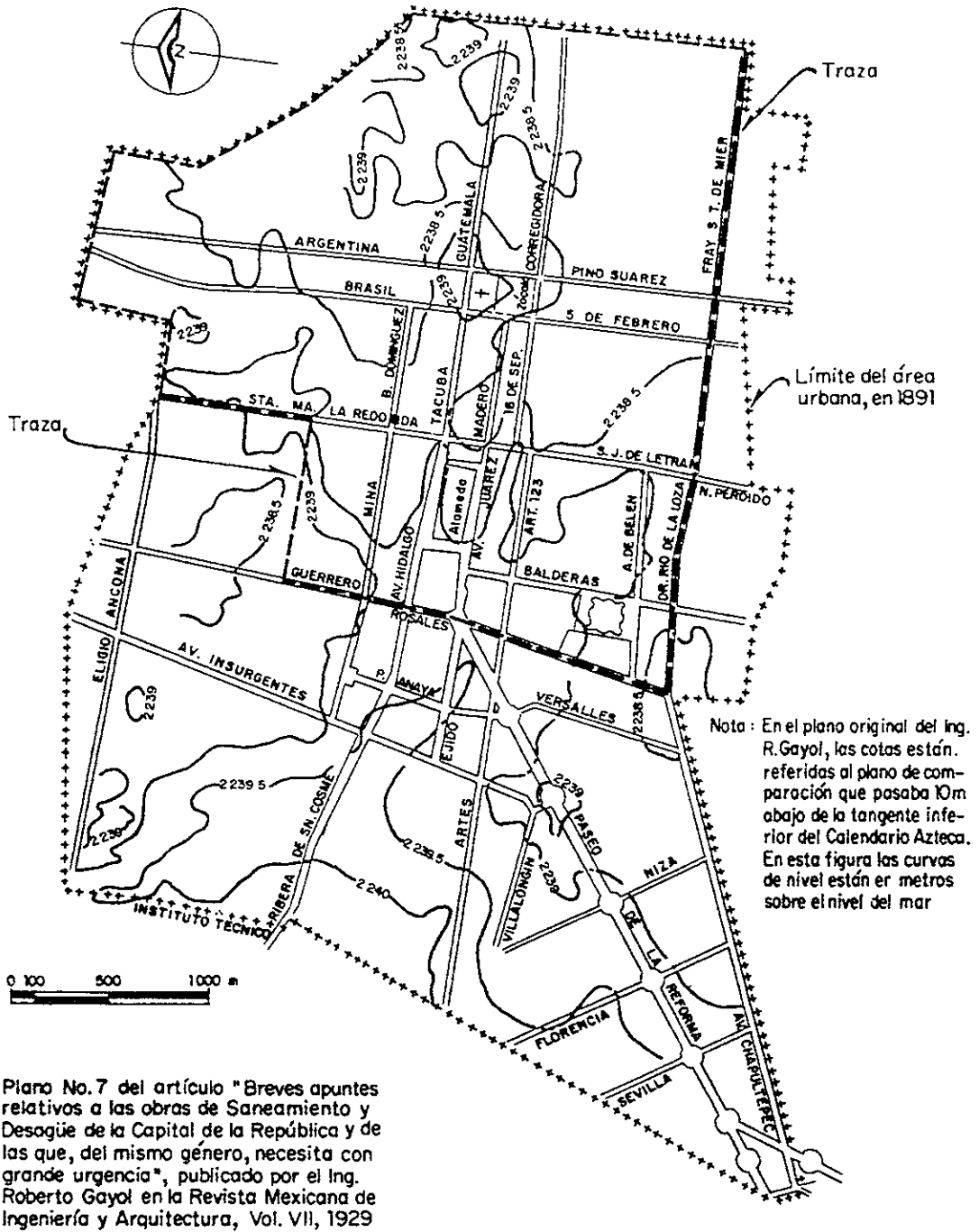


Figura 2 1 Configuración de la Ciudad de México en 1891.

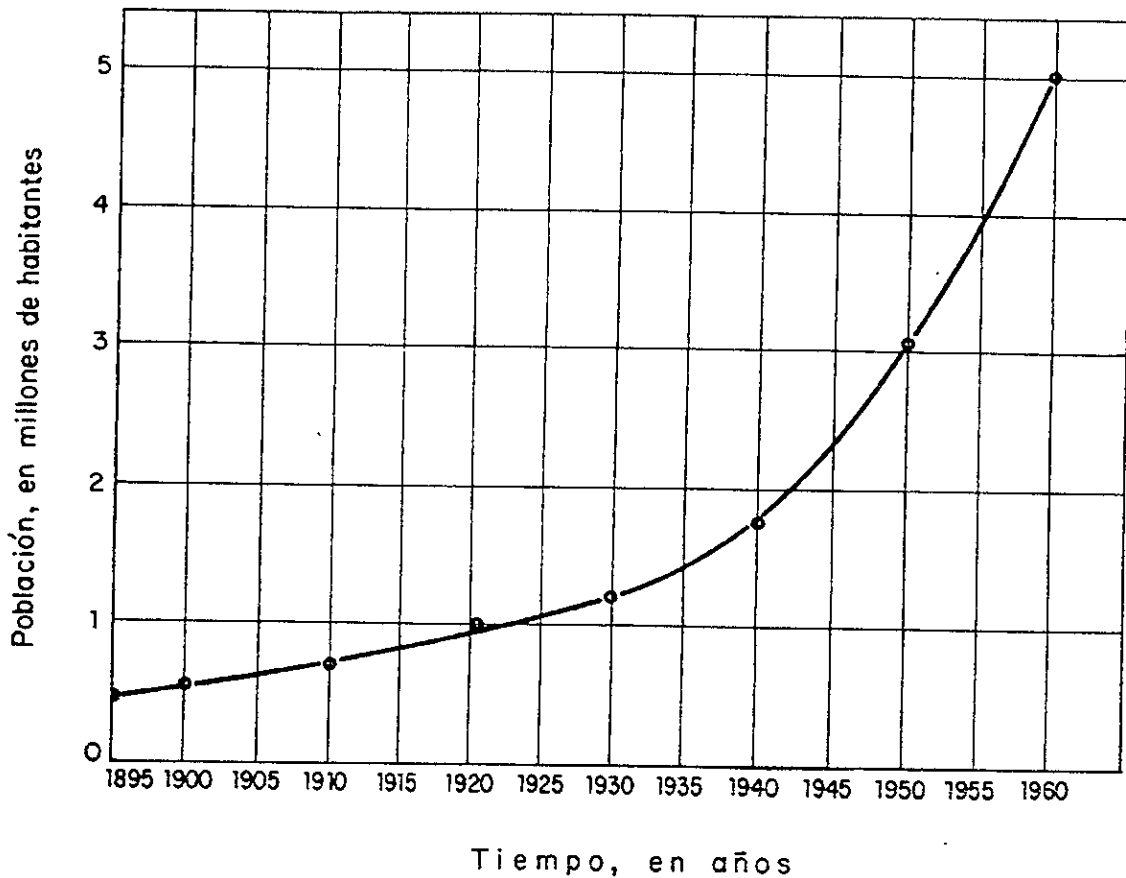


Figura. 2.2. Crecimiento de la población en la Ciudad de México.

Explotación de los acuíferos del subsuelo

Como se indicó en un inciso anterior, a partir de 1930 se intensifica la extracción de agua mediante bombeo en pozos municipales localizados dentro del área urbana, para suplir las limitaciones del acueducto de Xochimilco construido a principios del siglo. Esta explotación generó hundimientos en los dominios del lago Texcoco así como agrietamientos en varios sitios de la Ciudad, no sólo en lo que era el fondo de dicho lago sino también en terrenos firmes de los lomeríos ubicados al poniente. Del hundimiento se conocen con suficiente precisión la causa y los efectos, mientras que de los agrietamientos en el fondo lacustre y en la Zona de Lomas se han propuesto mecanismos teóricos aún sujetos a comprobación mediante observaciones de campo.

El problema que enfrenta el especialista en geotecnia cuando tiene que investigar la evolución del hundimiento y el potencial de agrietamiento en determinado predio, es la carencia de datos. Estos se empezaron a registrar a partir de 1938, primero por la Dirección de Geografía; después estuvieron a cargo de la Comisión Hidrológica de la Cuenca del Valle de México, SRH, y en época reciente, de la Comisión de Aguas del Valle, SARH; son bastante completas las nivelaciones de la Comisión Hidrológica en el periodo 1953-1968 y más espaciadas y erráticas las realizadas por la Comisión de

Aguas en la última década, además, en este último lapso ocurre una rápida expansión de la zona urbana hacia el sur ocupando terrenos vírgenes de los lagos Texcoco, Xochimilco y Chalco, así como el desplazamiento de la explotación de acuíferos en la misma dirección. La fig. 2.3 muestra los límites aproximados de la mancha urbana del Distrito Federal en 1900, 1960 y 1985, que dan una idea de la magnitud del problema en cuanto a mediciones de hundimiento, piezometría y agrietamientos, información indispensable para el estudio del comportamiento estructural de las cimentaciones en la zona lacustre de la Ciudad.

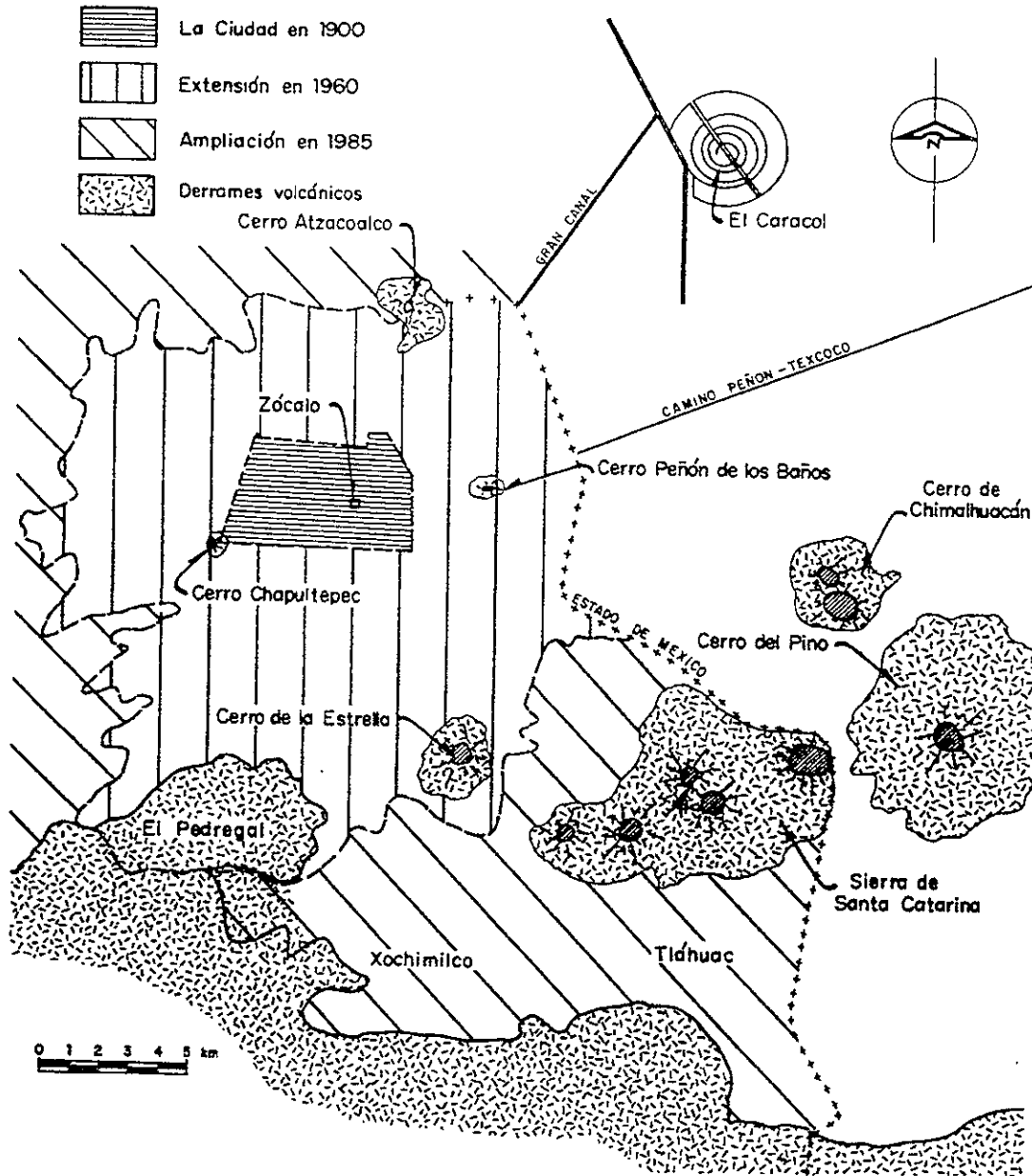


Figura 2.3. Límites aproximados de la Ciudad de México en las diferentes fechas.

Construcciones vecinas

Dado el anteproyecto de una nueva obra se impone la inspección meticulosa del predio en que se va a construir y de las edificaciones aledañas. No basta un examen ocular de los inmuebles colindantes; es necesario averiguar el tipo de cimentación y estructura de los mismos, de ser posible obtener planos generales de dichas construcciones, edad y estado en que se encuentran, y evaluar las posibles causas de mal comportamiento, en su caso.

Esta fase del reconocimiento del sitio es importante, ya que sus resultados pueden condicionar el diseño de la cimentación del nuevo inmueble, no sólo para preservar su buen comportamiento sino, además, evitar trastornos a los colindantes.

Una de las causas significativas de destrucción durante los sismos de septiembre 1985, fue el choque entre inmuebles colindantes, no obstante que el reglamento en vigor establece el requisito de separación. Es frecuente que, aunque se respete esta previsión, dos construcciones adyacentes se acerquen y hasta se apoyen en los niveles superiores debido a asentamiento diferencial de las respectivas cimentaciones. Por efecto de la acción sísmica, es muy probable que tales edificaciones sufran daño estructural grave en la colindancia; se han dado casos en que los pisos superiores de un edificio alto se desmoronaron sobre el vecino de menor altura y que buen número de inmuebles colindantes sufrieron roturas impresionantes en columnas, travesaños y muros.

Estudios de Mecánica de Suelos

Las normas sobre la construcción de inmuebles en la Ciudad de México han evolucionado notablemente desde la década de los años cuarenta, por varias razones: 1) el incremento de la población, principal promotor del desarrollo vertical en el área céntrica de la Ciudad; 2) la mecánica de suelos y su aplicación al diseño de cimentaciones; y 3) los sismos y los estudios sobre sus efectos en las construcciones.

Exploración del subsuelo.

Son poco precisas las circunstancias geológicas que precedieron al cierre del antiguo Valle de México hacia la cuenca del río Balsas, evento ubicado en el tiempo a unos setecientos mil años, y la subsecuente formación de lagos, el acarreo de suelos vía erosión y la emisión de lava y cenizas por volcanes activos en esa época. Esta diversa secuencia de acontecimientos, sumada a variaciones notables del clima (glaciaciones, periodos húmedos y secos, etc.) , explica la extrema complejidad estratigráfica que cabe esperar en diferentes puntos del Valle. Una idea global de lo que observa el geólogo en la superficie de esta región del país se muestra en la fig. 2.4.

Depósitos lacustres y aluviales

Desde el punto de vista de la geotecnia y en las zonas bajas del Valle, la estratigrafía de interés puede variar de una decena de metros hasta 100 m y es notablemente compleja por varias razones: los depósitos son de origen distinto, unos aluviales y otros lacustres; por influencia del clima varias capas de arcilla fueron sometidas a la acción del secado; la vida orgánica en los lagos fue muy activa en diferentes periodos, a los que corresponden sedimentos fosilíferos significativos; la concentración salina en los lagos era variable y por tanto afectó a la sedimentación de las cenizas volcánicas y su posterior alteración mineralógica; la distribución de las lluvias dentro del Valle debió ser muy diferente, con la tendencia a la aridez hacia el centro y norte de esta región.

Sondeos en la zona de la Catedral Metropolitana

El método más confiable y completo consiste en extraer muestras inalteradas del terreno en forma continua, usando tubos delgados (Shelby) para las arcillas blandas y el muestreador Denison para los suelos duros o granulares compactos. Por su alto costo, este método sólo se justifica en proyectos importantes o investigaciones particulares del subsuelo.

En la práctica, es usual recurrir al sondeo de penetración estándar (SPT), mediante el cual se recuperan muestras alteradas y se estima la resistencia a la penetración de la herramienta, contando el número de golpes según especificación normalizada. El proceso de hincado del muestreador debe estar a cargo de personal entrenado para realizar la identificación de campo de los especímenes obtenidos, verificar cuidadosamente la verticalidad del equipo y las profundidades de prueba, proveer lo necesario para que no se altere el nivel freático, y vigilar que se rime y limpie el pozo hasta la elevación a que penetró la herramienta, después de cada extracción; además, conservar en frascos herméticos las muestras para su examen y determinación de propiedades índice, de las que el contenido de agua es la más característica en el caso de los materiales arcillosos del Valle; y finalmente, proceder a la verificación visual y manual de los especímenes en estado seco. Para la identificación es recomendable aplicar los procedimientos propuestos por A. Casagrande que conforman el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos. Las correlaciones entre el número de golpes SPT y la compacidad relativa de arenas o la resistencia al corte de arcillas, así como las apreciaciones cualitativas de ciertas propiedades mecánicas a partir de la clasificación SUCS, pueden constituir guías valiosas para orientar el estudio detallado del subsuelo en cuanto a selección de muestreadores, número y localización de especímenes, tipos de ensaye, etc., que deben implantarse para el diseño de cimentaciones.

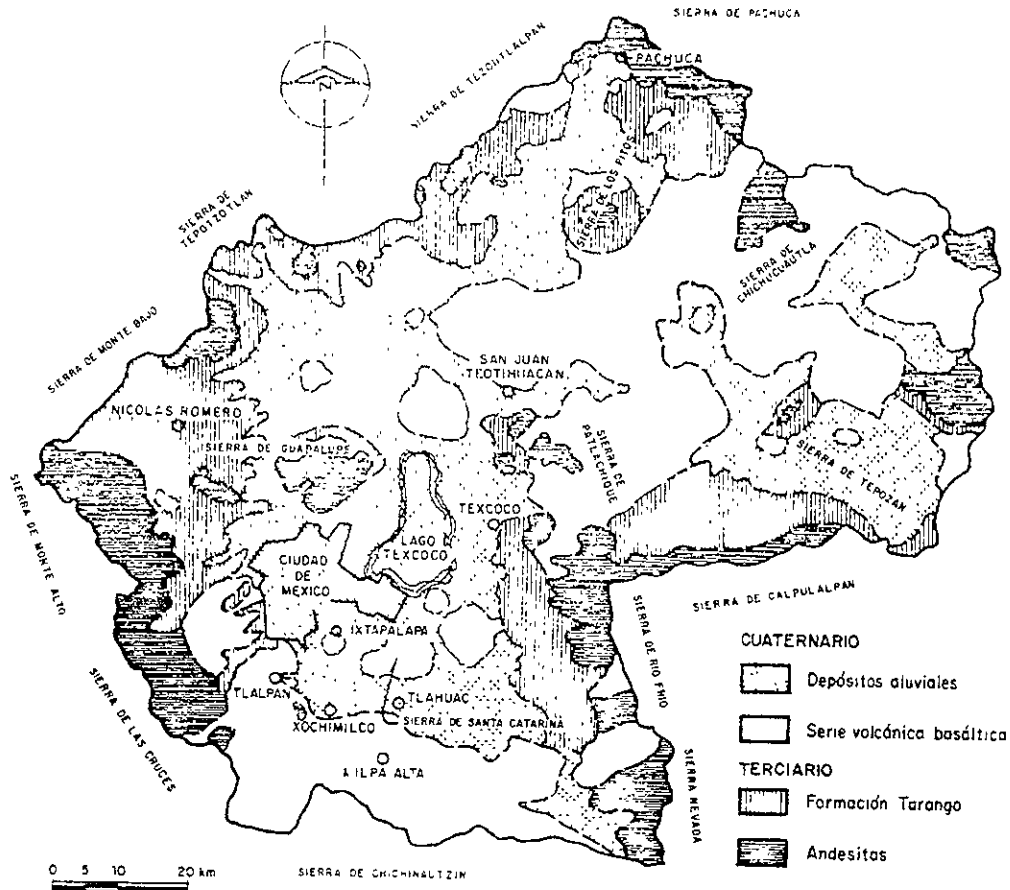


Figura 2 4 Geología superficial del Valle de México

Una variedad del sondeo SPT es el denominado mixto, en el que se intercala a profundidades especificadas el muestreo de especímenes inalterados con tubo de pared delgada; para determinar tales profundidades se requiere conocer la estratigrafía del sitio, lo cual puede lograr se con un sondeo SPT previamente ejecutado.

Otro tipo de exploración que se ha venido aplicando con frecuencia por su sencillez y bajo costo, es el cono mecánico o eléctrico. Las ventajas del método comparadas con las pruebas SPT son: a) la precisión con que pueden determinarse las fronteras de los diferentes estratos del subsuelo, y b) una medición más correcta de la resistencia a la penetración; en cambio, no se muestrea el suelo. Por esta razón la prueba de cono debe considerarse complementaria de los otros procedimientos descritos antes (muestreo continuo y SPT), a menos que se tengan datos confiables del subsuelo en la vecindad del sitio objeto del estudio.

Los métodos indirectos como el geoelectrico o bien el geosísmico de refracción, si bien aplicables en estudios de gran visión y que cubren áreas extensas, no proporcionan la

información necesaria para el diseño y estudio estructural del comportamiento de las cimentaciones existentes.

Comentario

Las condiciones del subsuelo en el área metropolitana de la ciudad de México son de tal variedad que no es posible sintetizarlas mediante un modelo simple y representativo a la vez. Por ello, la exploración de su estratigrafía y la determinación de propiedades mecánicas es una labor que no admite sustitutos para el diseño y estudio estructural de las cimentaciones.

PRUEBAS DE LABORATORIO y DE CAMPO

Existe en la literatura una amplia información sobre las propiedades mecánicas de las arcillas lacustres del Valle, determinadas en el laboratorio; es menos abundante la relativa a materiales limosos o arcillo-arenosos de capas superficiales o intercaladas entre aquellas arcillas, y son erráticos los datos sobre suelos que se encuentran en la parte oeste del Distrito Federal (zona de lomeríos) por su diversidad y características físicas. Para ordenar mejor la descripción sobre el tema de este capítulo, éste se subdividirá en ensayos estáticos y dinámicos.

Ensayos estáticos

Propiedades índice. Las determinaciones respectivas (contenido de agua, densidad de sólidos, límites de Atterberg, granulometría) se realizan con los suelos obtenidos mediante sondeos de exploración o pozos a cielo abierto, ya que son indispensables para programar en etapas subsecuentes el muestreo de especímenes inalterados y la ejecución de ensayos en laboratorio de acuerdo con las modalidades del problema a resolver. Las propiedades que se mencionan a continuación son las usuales en el caso de la Ciudad de México.

Compresibilidad. Siendo ésta una de las propiedades más significativas de las arcillas lacustres del Valle, que depende de la estructura sólida propia de tales suelos y de la historia de cargas a que han estado sometidos (secado, hundimiento por explotación de los acuíferos, construcciones y rellenos), es necesario realizar en el laboratorio pruebas sobre especímenes inalterados de las muestras que se han recabado en sondeos o pozos a cielo abierto.

La prueba más aceptada es la llamada consolidación estándar, que se realiza confinando el espécimen con un anillo de diámetro 7.5 cm, altura de 2 cm y drenaje libre en ambas caras del suelo. Se aplican incrementos, cada uno igual a la presión anterior, registrándose las deformaciones vs. tiempo hasta que se defina la compresión secundaria. De este modo se obtienen, tanto en el tramo de carga como para la descarga, las curvas de relación de vacíos, coeficiente de compresibilidad y coeficiente de consolidación, en función de las presiones efectivas aplicadas, así como las cargas de preconsolidación.

Los parámetros mencionados son necesarios para calcular asentamientos de la cimentación y su evolución en el tiempo debidos a la compresión supuestamente confinada de los estratos arcillosos del subsuelo. El ensaye que se efectúa con especímenes prismáticos o cilíndricos de suelos parcialmente saturados y relativamente duros, típicos de la Zona de Lomas, es el de compresión simple; a partir de la curva esfuerzo-deformación se calculan los módulos tangente y secante. Dada la heterogeneidad de los materiales que se suelen encontrar en dicha zona de la Ciudad, es necesario hacer un buen número de pruebas para determinar con suficiente aproximación los valores medios y desviaciones estándar de la mencionada propiedad mecánica.

Resistencia al corte. Tanto para las arcillas blandas de origen lacustre como para los suelos aluviales, tobas, conglomerados, etc. de los lomeríos situados al poniente de la Ciudad, es práctica aceptada evaluar la resistencia al esfuerzo cortante por medio de la prueba de compresión simple o no confinada. En el caso de las arcillas lacustres, que en condición natural están saturadas, se estima la resistencia al corte o cohesión como la mitad del valor a la falla registrado en el ensaye de compresión no confinada. Sin embargo, esta prueba da resultados muy bajos cuando el suelo se encuentra fisurado, lo cual es frecuente en las arcillas blandas del Valle. Más representativo es el valor que se obtiene en prueba triaxial no consolidada no drenada (UU), sometiendo el espécimen a un esfuerzo de confinamiento igual a la presión total calculada a partir del peso volumétrico y la profundidad del material en el subsuelo. Es también frecuente que la resistencia al corte se determine en el laboratorio con el torcómetro aplicado directamente al suelo en los extremos de cada tubo muestreador; tal práctica es poco recomendable, ya que se realiza la prueba en las partes del espécimen generalmente más alteradas por el proceso de perforación. Otro aparato que se usa con el mismo propósito es la veleta, tanto en el laboratorio como en sondeos de exploración. Todo lo anterior es válido cuando se trata de conocer la resistencia a corto plazo de las arcillas lacustres, la cual es aplicable al problema de estabilidad de taludes en excavaciones temporales, por ejemplo. Pero, si se requiere diseñar los taludes de un canal en el lago Texcoco, debe tomarse en cuenta la influencia del tiempo en los parámetros que definen la resistencia al corte.

Las pruebas de compresión simple de suelos duros obtenidos de pozos a cielo abierto que se excavan en los terrenos de lomas de la Ciudad, dada la heterogeneidad de los materiales, tienen el problema señalado al comentar sobre los módulos de deformación en el inciso anterior; no basta operar con el promedio de la resistencia para calcular la capacidad de carga de zapatas, sino que es necesario tomar en cuenta las variaciones respecto a dicho valor medio. En algunos casos se ha optado por reducir el promedio de la resistencia restándole la desviación estándar, lo cual implica ensayar un número suficiente de especímenes (diez o más) que representen a la masa que será afectada significativamente por las cargas del inmueble.

Cuando se trata de cimentar una obra sobre pilotes de punta que transfieren cargas a alguna de las capas duras del subsuelo en las zonas bajas del Valle, quedan tres opciones por seguir: 1) extraer muestras de la capa dura con muestreador Denison y ensayar especímenes en el laboratorio; 2) determinar la resistencia a penetración con un cono de suficiente capacidad; y 3) realizar pruebas de campo con pilotes. Los tres

procedimientos se han aplicado al diseñar cimentaciones piloteadas en la Ciudad de México, sustitutos en la mayoría de los casos de criterios que se aceptaban en el pasado (antes de 1960) , cuando se usaban postes de madera. Las opciones mencionadas tienen limitaciones en cuanto al número de pruebas que deben efectuarse para identificar conservadoramente las condiciones cambiantes de los suelos duros, vinculadas a su composición granulométrica, el secado y/o la cementación.

Para el diseño de pilotes friccionantes, o sea, los que transmiten cargas al subsuelo sin apoyarse en una capa dura, se requiere evaluar la adherencia pilote-suelo. Con tal fin, los valores de la resistencia al corte de las capas blandas y duras, atravesadas por los pilotes, se determina generalmente mediante los ensayos indicados al principio de este inciso (compresión simple, torcómetro, veleta).

Influencia de los rellenos y del hundimiento de la Ciudad.

Con objeto de señalar la importancia de estos factores en los cambios de propiedades mecánicas, se comparan en la fig. 2.5 las cargas de preconsolidación con las presiones efectivas registradas en tres sondeos continuos (Pc-143, Pc-74 y Pc-151) que se realizaron en diferentes sitios del área urbana: el Pc-143 en terrenos de la colonia Balbuena, prácticamente vírgenes cuando se perforó este pozo; el Pc-74 localizado en un predio afectado por sobrecargas superficiales y por pérdidas moderadas de la presión hidráulica en los depósitos profundos, y el Pc-151-1, ejecutado en un predio del centro de la Ciudad donde existen rellenos históricos importantes y una avanzada fase del proceso de consolidación por bombeo de agua, a partir de 25 m de profundidad. Como se indica en las gráficas de la fig. 2.6, la suma de esfuerzos efectivos (Σ) debidos al peso propio del suelo (P_o) , las fuerzas de filtración (P_f) y las sobrecargas actuantes en la superficie (Δp) coinciden aproximadamente con las cargas de preconsolidación (P_c), excepto en los estratos arcillosos cercanos a la superficie del terreno que acusan los efectos del secado en los valores de P_c . Las notables desviaciones de Σ en Pc-74 y Pc-151 respecto de los valores en el Pc-143, son indicativas de lo que cabe esperar en cuanto a variaciones significativas de compresibilidad y resistencia al corte de las arcillas lacustres.

Ensayes dinámicos

Módulos de cortante y elástico. Desde hace más tres décadas se empezaron a realizar ensayos para determinar propiedades dinámicas de los suelos arcillosos que se encuentran en las zonas bajas del Valle de México. Estos primeros intentos consistieron en someter especímenes inalterados a sollicitación oscilatoria, en torsión y flexión, a fin de conocer el periodo fundamental de vibración de tales materiales, ya partir de él, calcular con fórmulas conocidas de la elasticidad los módulos G y E. Posteriormente, con métodos más sencillos aunque del mismo tipo, se han publicado datos sobre el mismo tema, así como de sus implicaciones en el comportamiento dinámico del subsuelo (campo libre) y en las construcciones de la urbe. A raíz del terremoto de septiembre 1985, se han venido elaborando proyectos de investigación en los que intervienen los institutos de Geología, Geofísica e Ingeniería de la UNAM, así como firmas privadas, que tratan temas sugeridos por el examen de daños ocasionados a las edificaciones y por los registros de aceleraciones en diferentes

puntos del Distrito Federal; se espera que dichos estudios proporcionen información más amplia y métodos de análisis confiables para verificar la estabilidad dinámica de las construcciones asentadas en el Valle de México.

Velocidad de ondas. El programa de investigación descrito incluye la determinación de la velocidad de ondas de cortante en distintos sitios de la Ciudad por el método de dos pozos y excitación horizontal ("cross-hole") , a profundidades comprendidas entre la superficie del terreno y los depósitos compactos del subsuelo localizados a menos de 100 m. Este método es, quizás, el adecuado para estimar los módulos G en condiciones más próximas a la realidad; por su costo y especialización sólo se aplica en proyectos importantes como el estudio de la respuesta sísmica del subsuelo de la Ciudad de México.

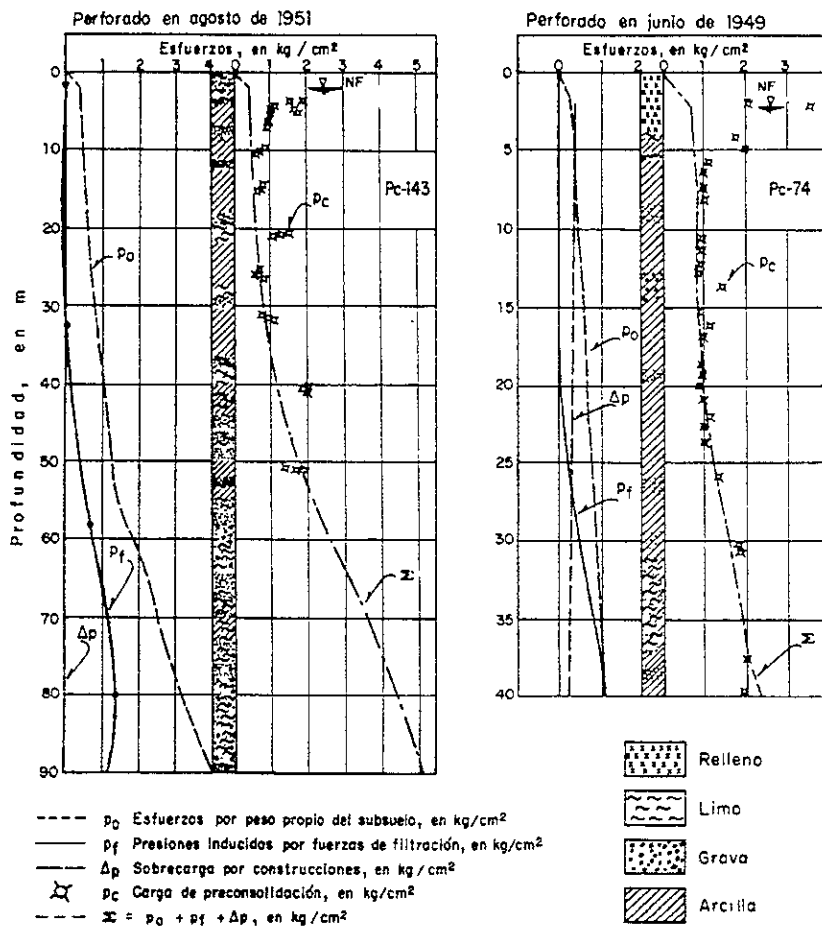


Figura 2.5 Comparación de las cargas de preconsolidación con las presiones efectivas en el subsuelo.

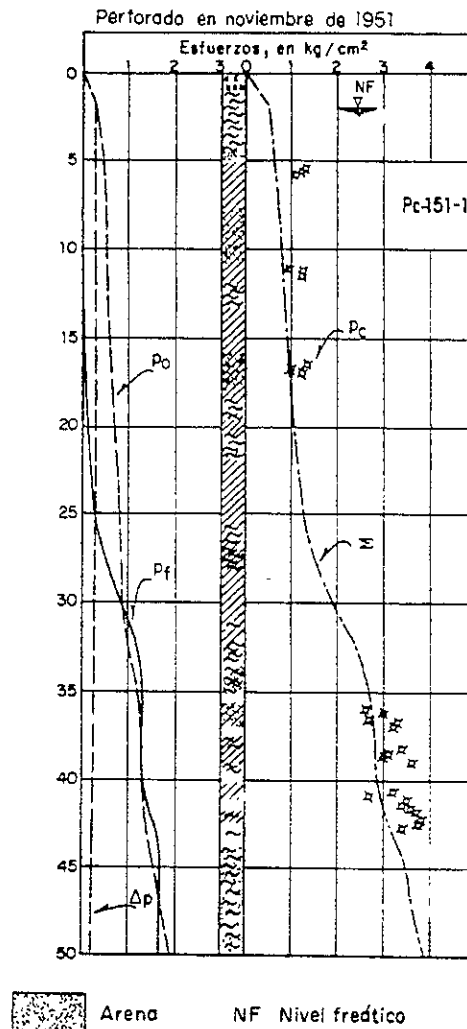


Figura 2.6. Suma de esfuerzos efectivos.

Zonificación del Distrito Federal

Con la información estratigráfica y de propiedades índice se propuso hace unos treinta años la zonificación que se muestra en la fig 2.7, en que los terrenos urbanizados en esa época se asignaron a tres zonas: lomas, transición y lago. Estos términos se cambiaron por los de zonas I, II y III en el Reglamento de Construcciones y se agregó una zona IV para cubrir la expansión de la mancha urbana hacia sitios prácticamente inexplorados desde el punto de vista geotécnico.

Hundimiento de la Ciudad de México

Se debe a Nabor Carrillo la teoría que explica la causa principal de este fenómeno, desarrollado en el subsuelo de la Ciudad desde principios del presente siglo. En primer lugar se describirá la información general sobre el hundimiento y después las implicaciones que puede tener sobre diferentes modalidades de cimentación. La Ciudad de México experimentó en el pasado asentamientos importantes debido a los rellenos que se requirieron para hacerla habitable en las zonas bajas del Valle, desde la llegada de los aztecas hasta fines del siglo pasado, así como por construcciones realizadas durante la Colonia y el periodo de Independencia, en lo que hoy se conoce como Centro Histórico. En ese último lapso se empezó, además, a perforar pozos para aumentar la provisión de agua en edificios importantes de la Ciudad, a medida que ésta se poblaba y era insuficiente el abastecimiento por medio de los antiguos acueductos. Por tal razón, es posible que el hundimiento del terreno haya comenzado en fecha incierta del siglo XIX.

La fig. 2.8 muestra los hundimientos registrados topográficamente en varios puntos de la Ciudad, a partir de 1898; esto fue posible por los levantamientos que realizara el grupo encabezado por Roberto Gayol en relación con el diseño del drenaje de la Ciudad, referidos a un banco fijo ubicado en Atzacualco. Nótese que la evolución del hundimiento, prácticamente lineal entre 1900 y 1930, acusa incrementos notables en el periodo 1940-1955, para continuar a un ritmo de 7 a 10 cm/año de 1955 a 1970 dentro del área urbana que aparece dibujada en la fig. 2.8, con un total acumulado en 1968 de 6 m en la Catedral y de 7 m en la Alameda.

Las curvas de igual hundimiento engloban depresiones máximas hasta de 8.50 m y mínimas de 2.50 m al poniente.

La teoría aplicada por Nabor Carrillo se basa en la consolidación de los depósitos blandos de arcilla, provocada por la explotación de los acuíferos del subsuelo mediante el bombeo de pozos. Esta acción produce una pérdida de presión en los estratos permeables. Este fenómeno, que hasta los años cincuenta estaba localizado en la parte céntrica de la Ciudad, se va propagando hacia los confines del área urbana a medida que se extiende la red de agua potable alimentada por pozos; en 1966 las curvas de igual pérdida de presión a unos 50 m bajo la superficie del terreno. Los efectos de la pérdida de presión en los acuíferos se manifiestan al principio como deformaciones muy pronunciadas alrededor de cada pozo de agua; más adelante el fenómeno se extiende a mayor distancia hasta que se generaliza el hundimiento a toda el área de influencia del sistema de bombeo. Sin embargo, las deformaciones de la superficie distan de ser uniformes, por que además de los efectos iniciales mencionados, influyen las diferencias estratigráficas y la variación de la compresibilidad de las arcillas blandas debida a la historia de cargas.

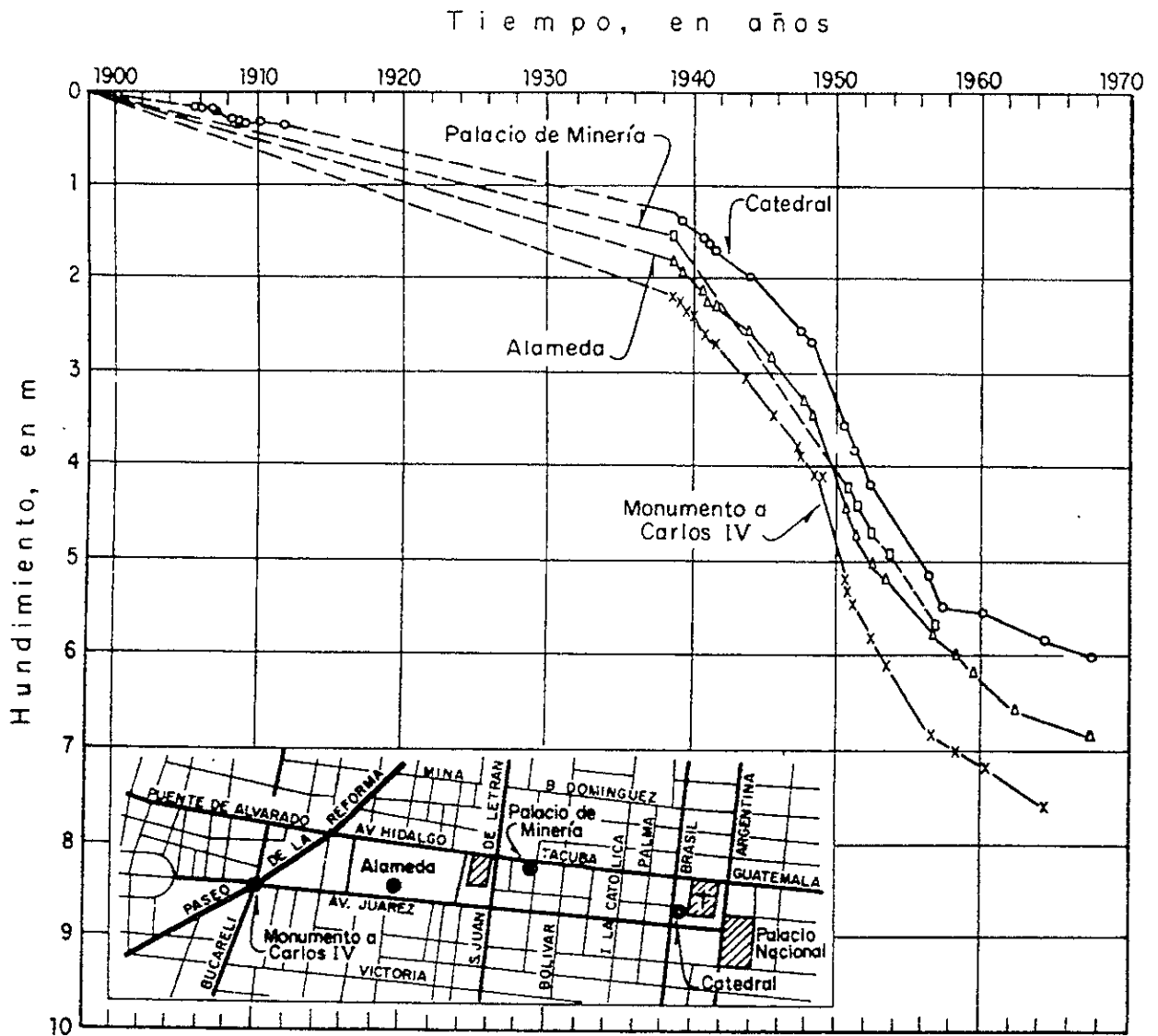


Figura. 2.8. Curvas hundimiento – tiempo de varios sitios de la Ciudad de México

Influencia del Hundimiento en las obras ciudadanas

El fenómeno que se describió en el capítulo anterior ha tenido un fuerte impacto sobre obras como el drenaje de la Ciudad construido a principios de siglo, ya que el hundimiento del área afectada no es uniforme; esto fue causa principal de cambios en las pendientes de los colectores y de inundaciones parciales en las zonas más hundidas, que obligaron en los años cincuenta a desarrollar un sistema mixto de drenaje (gravedad, bombeo y tanques de regulación horaria) para aliviar la situación creada por la explotación de los acuíferos dentro de la Ciudad; posteriormente fue necesario construir nuevos colectores a niveles más bajos y conectarlos al emisor profundo (túnel de 40 km) y al Gran Canal, para enviar gran parte del agua negra y de lluvia fuera del Valle. Las construcciones cimentadas sobre zapatas aisladas o corridas pueden ser dañadas seriamente por hundimiento diferencial en la vecindad de un

pozo que bombea agua del subsuelo, según se comentó al final del capítulo anterior. Los mismos efectos se han observado en zonas de la Ciudad en que han ocurrido deformaciones diferenciales por cambio en la estratigrafía o por interacción con edificaciones colindantes apoyadas sobre pilotes de punta.

Las cimentaciones que compensan la totalidad de las cargas de un edificio, teóricamente siguen los asentamientos del terreno impuestos por el hundimiento; sin embargo, están expuestas a desplome si este fenómeno no es uniforme en el predio ocupado por el inmueble. La existencia de construcciones vecinas que provocan asentamiento local (cimentación no compensada) o emersión (cimentaciones sobrecompensadas o con pilotes de punta) son también causa de mal comportamiento.

Para explicar los efectos del hundimiento en cimentaciones piloteadas, es oportuno recordar que el fenómeno progresa de las capas compresibles profundas hacia la superficie, como se ilustra en la fig. 2.9; en este caso, característico de la parte céntrica de la Ciudad, el depósito arcilloso inferior por causa de las pérdidas de presión hidráulica en las dos interfases se consolida mucho más rápidamente que los estratos lacustres ubicados arriba de la capa dura, que opera como dren inferior; el nivel freático se mantiene prácticamente constante durante este proceso, a menos que sea alterado por infiltraciones hacia los colectores de agua servida y/o por cimentaciones profundas defectuosamente impermeabilizadas, que bombean al sistema municipal de drenaje el agua que se filtra.

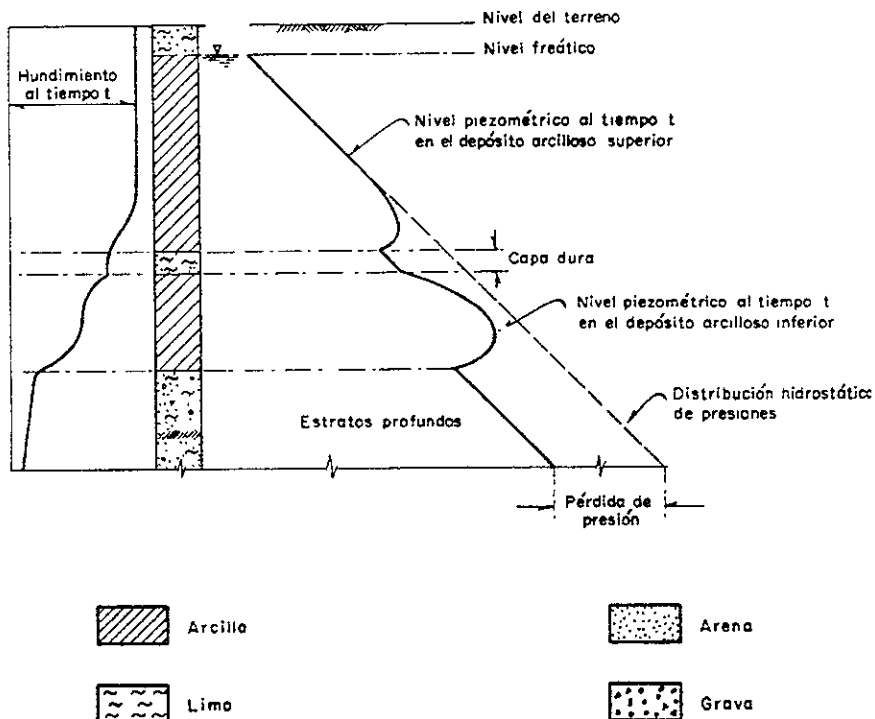


Figura 2.9. Distribución de las presiones del agua en el subsuelo, alterada por el bombeo y hundimientos vs Profundidades.

Información Geotécnica del Subsuelo.

Se recopilaron los estudios geotécnicos de la zona vecina; el primero lo realizó en 1943 el Dr. Leonardo Zeevaert para el Pasaje Catedral; más tarde entre 1953 a 1955, los Profs R. Marsal y M. Mazari analizaron el comportamiento del Palacio Nacional, mediante sondeos y nivelaciones topográficas que incluyeron a la Catedral. Un último grupo de sondeos fueron los realizados durante las distintas etapas que se efectuaron para líneas del Metro; entre 1967 y 1983.

Todos esos sondeos se analizaron para detectar cambios en las propiedades de los suelos a través de los años, por la dispersión natural, pues la ubicación no era la misma y los procedimientos de exploración y ensaye fueron distintos, por lo que no se pudo demostrar ninguna correlación, ni siquiera en la de los contenidos de agua de los diversos estratos del subsuelo.

Objetivos y programa.

Para conocer las características estratigráficas precisas de los suelos del sitio, espesores de sus estratos y propiedades mecánicas, se programaron 21 sondeos con cono eléctrico, trece se ubicaron en el perímetro de los templos, tres en el interior de la Catedral, uno en el interior del Sagrario, otro en el Templo Mayor y los tres últimos a lo largo del costado oriente de la Línea 2 del Metro, fig. 2.10. Junto a once de estos sondeos se instaló un tubo de observación del nivel freático y un piezómetro somero.

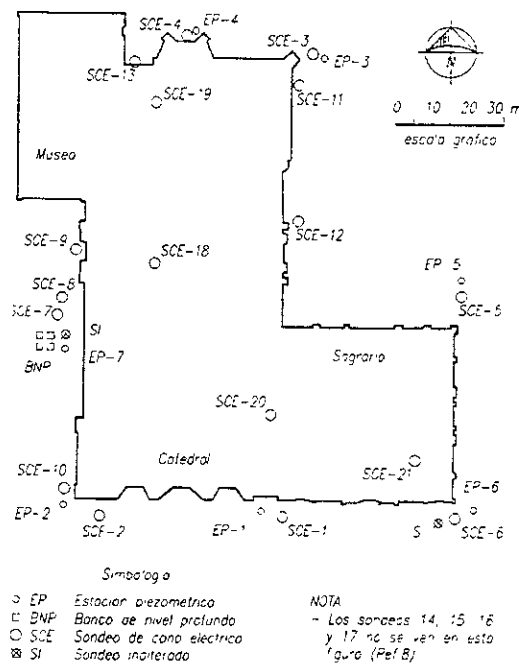


Figura 2.10. Ubicación de sondeos e instrumentos.

Perfiles obtenidos

En la fig. 2.11 se muestran como ejemplo los perfiles de dos sondeos, en rangos 0 a 15 kg/cm² y 0 a 75 kg/cm²; con el segundo se interpretó la estratigrafía detallada del sitio, y con el de 0 a 15 kg/cm² la variación de la resistencia a la penetración del cono, se incluyen todos los perfiles de sondeos.

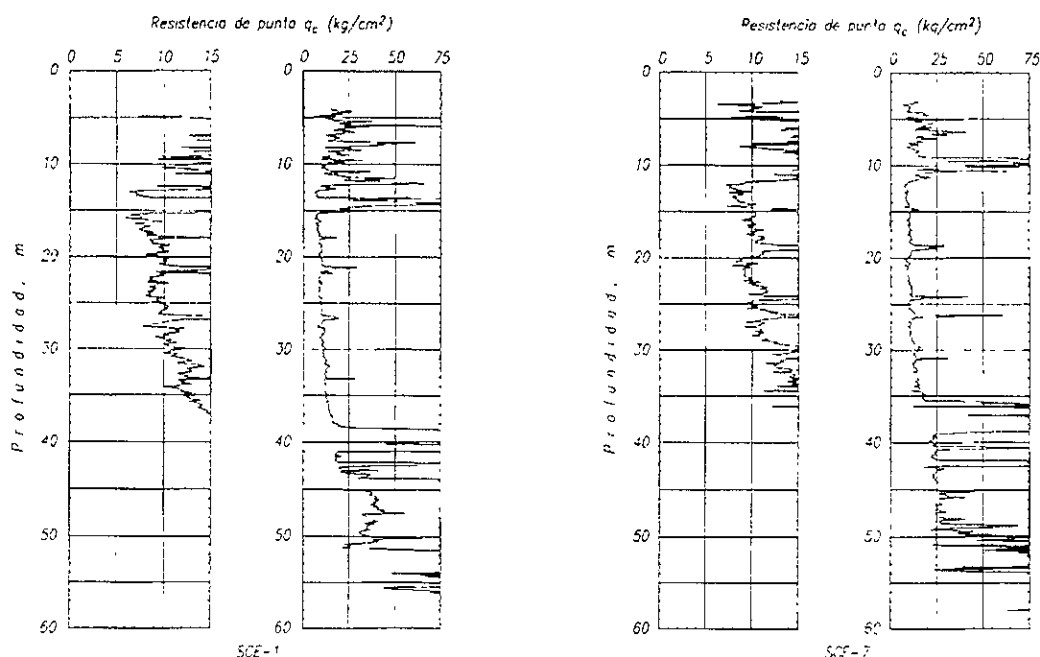


Figura 2.11. Sondeos de cono eléctrico SCE-1 y SCE-7

Corte estratigráfico petimetral.

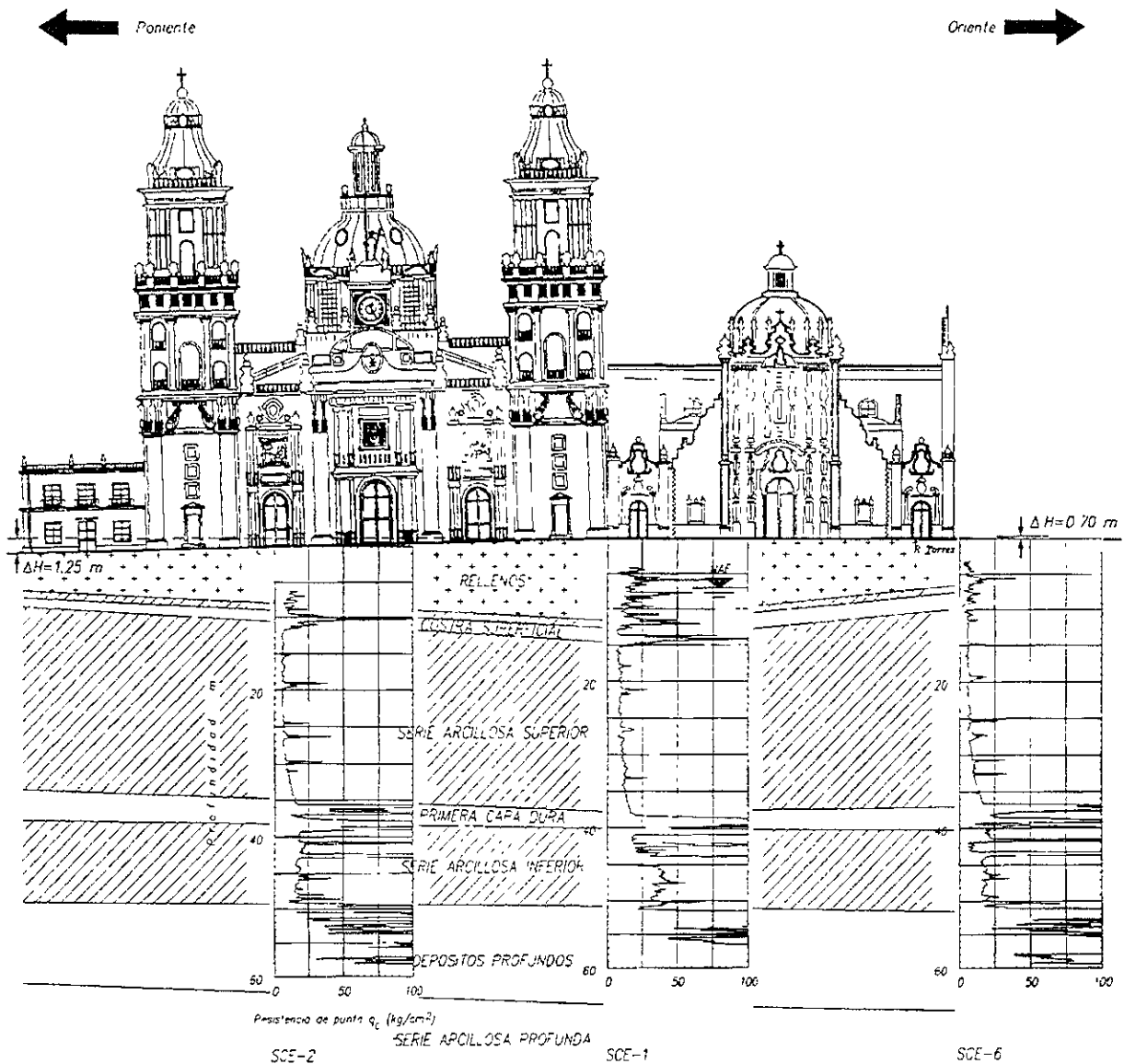
La fig. 2.12 corresponde a los perfiles de los tres sondeos ubicados al frente, para facilitar la comprensión del conjunto, y en la fig. 2.13 la estratigrafía esquemática perimetral; en la tabla adjunta a esta figura se registran los espesores y profundidades más significativos de la secuencia estratigráfica.

Sondeos en el interior de las estructuras.

Para zonificar el subsuelo en el interior de los templos se hicieron tres sondeos dentro de Catedral, y otro en el Sagrario; en la cercanía del ábside se alcanzó la mayor resistencia medida, que llega a ser del orden de 13 y 17 kg/cm² para el Sagrario, lo cual es congruente con la historia de cargas.

Los sondeos con cono definieron con detalle la estratigrafía del subsuelo, incluso permitieron estimar la magnitud de las deformaciones verticales acumuladas por los distintos estratos, como consecuencia de las cargas y proceso de consolidación que

han soportado. Con esa información se interpretó la resistencia y compresibilidad de la serie arcillosa superior, fig. 2.14 y la superficie que tiene la capa dura de la fig. 2.15.



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

NAF Nivel teórico
 SCE Sondeo de cono eléctrico

Figura 2.12 Estratigrafía del sitio y niveles en la superficie.

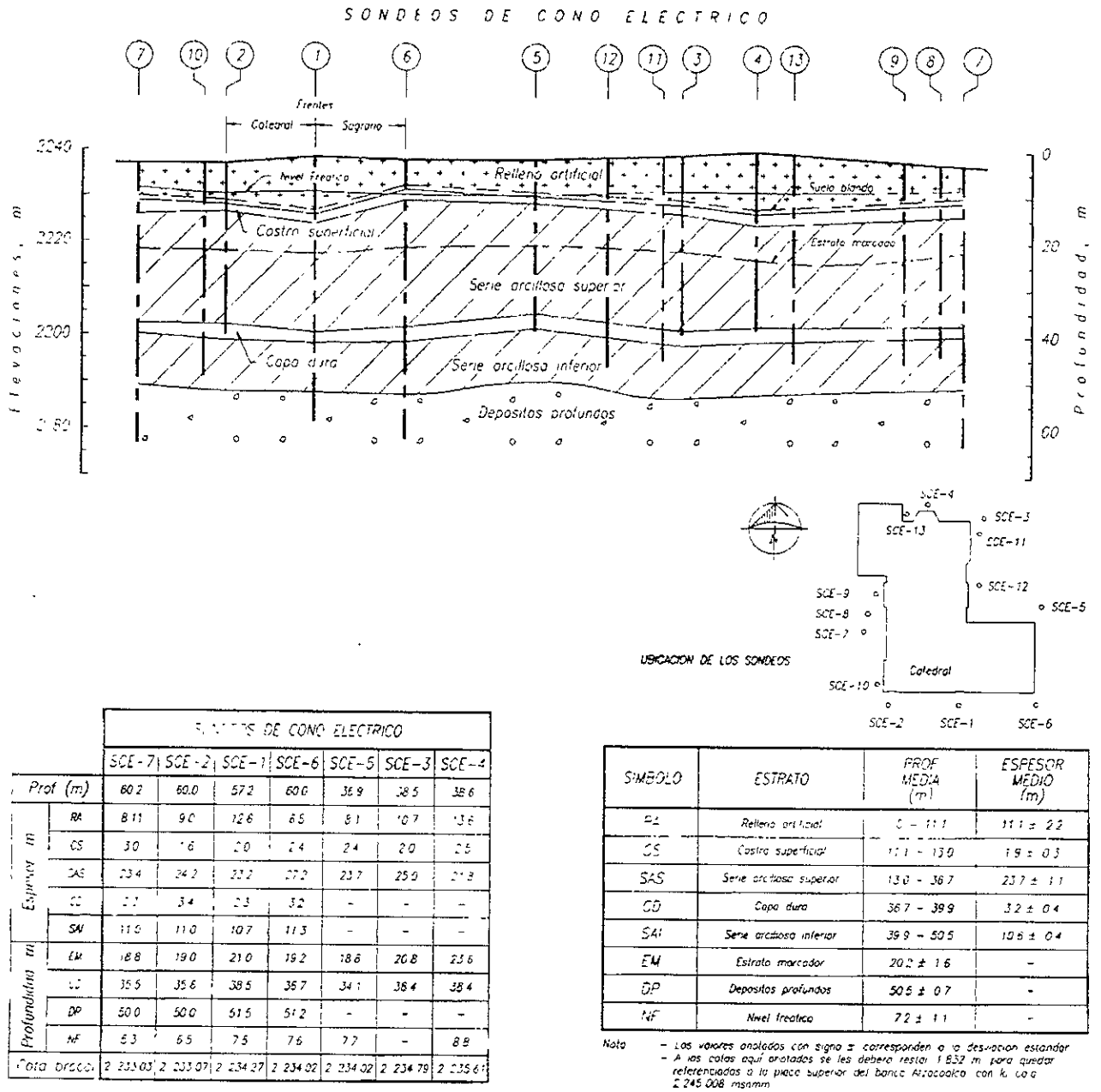


Figura 2.13. Corte estratigráfico perimetral.

Las mediciones más recientes indican que estos niveles se han afectado por fugas de los servicios sanitarios y de la tubería de agua potable que pasa a lo largo del atrio frontal; sin embargo, la morfología de las curvas es esencialmente correcta. Otro aspecto fundamental es el constante abatimiento del nivel freático en el tiempo; en la fig. 2.17 su profundidad era en 1953 de 2.8 m, y actualmente de 7.2 m.

Niveles piezométricos. En la fig. 2.18, correspondiente a las variaciones de los niveles piezométricos con la profundidad en la estación EP-I, se observa que entre 0 y 20 m de profundidad existe una tendencia hacia la hidrostática; que a partir de los 26.7 m comienza a registrarse pérdida de presión; que en la capa dura a los 37.0 m es del orden de 1.0 kg/cm² y en los depósitos profundos a los 50.5 m de 1.3 kg/cm². En la fig. 2.19 se muestra el tipo de piezómetros abiertos con los que se realizaron estas mediciones.

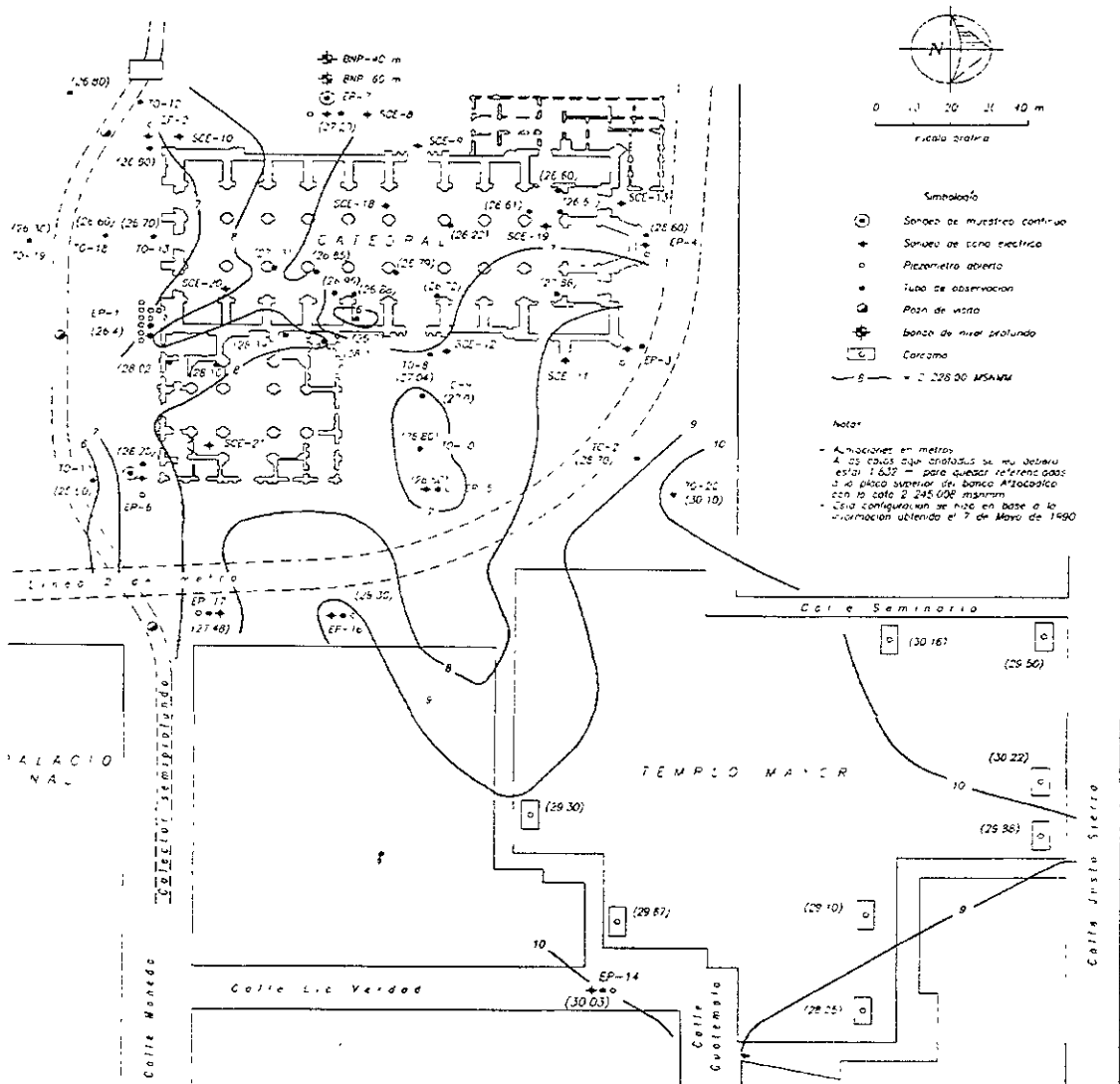


Figura 2.16. Configuración del nivel Freático

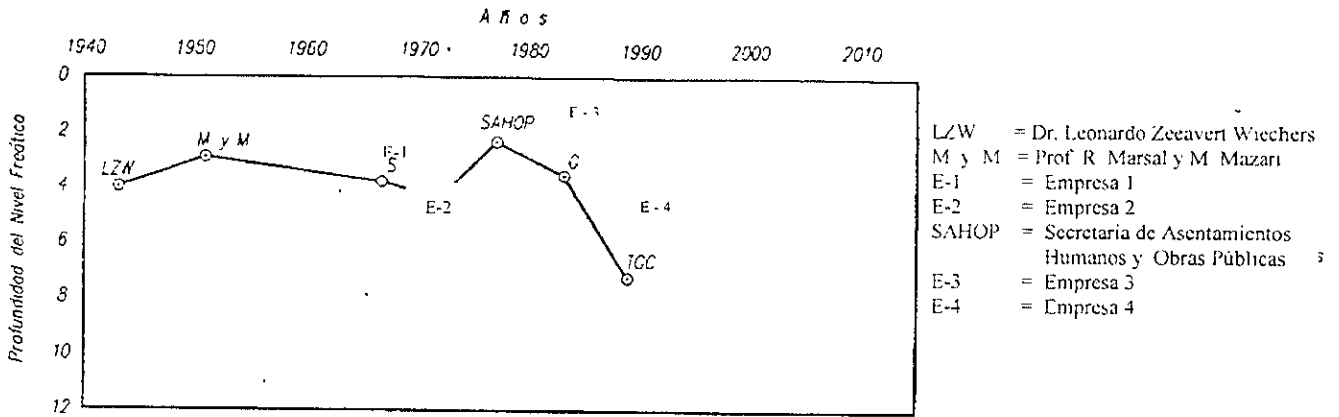


Figura 2 17. Evolución del nivel freático de la zona

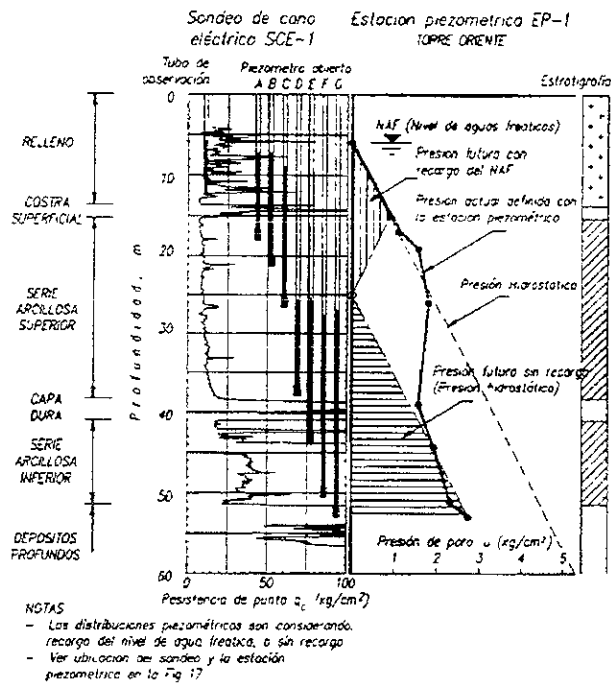


Figura 2 18. Niveles piezométricos

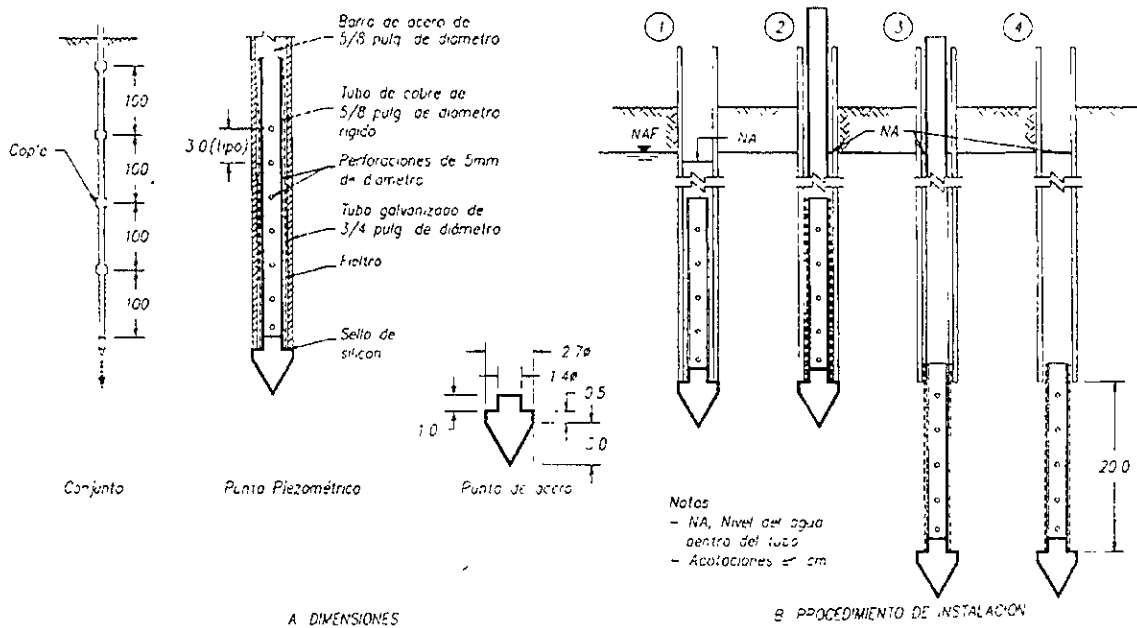


Figura 2.19 Piezómetro abierto

Técnicas de muestreo inalterado.

La compleja secuencia estratigráfica obligó a utilizar muestreadores adecuados a la dureza del suelo, en tanto que para los blandos un tubo de pared delgada con camisa, desarrollado recientemente por la Empresa Consultora. Para los lentos duros se recurrió a un tubo dentado simple, para la capa dura se construyó un tubo tipo dentado con camisa interior.

Localización de sondeos.

El sondeo SMC-1 de 75 m de profundidad, contiguo al sondeo de cono SCE-6, es el representativo de las zonas de suelos blandos y el SMC-2 de 60 m, vecino al SCE-7, de las zonas de suelos medios. En las figuras 2.20 y 2.21 se resumen los resultados.

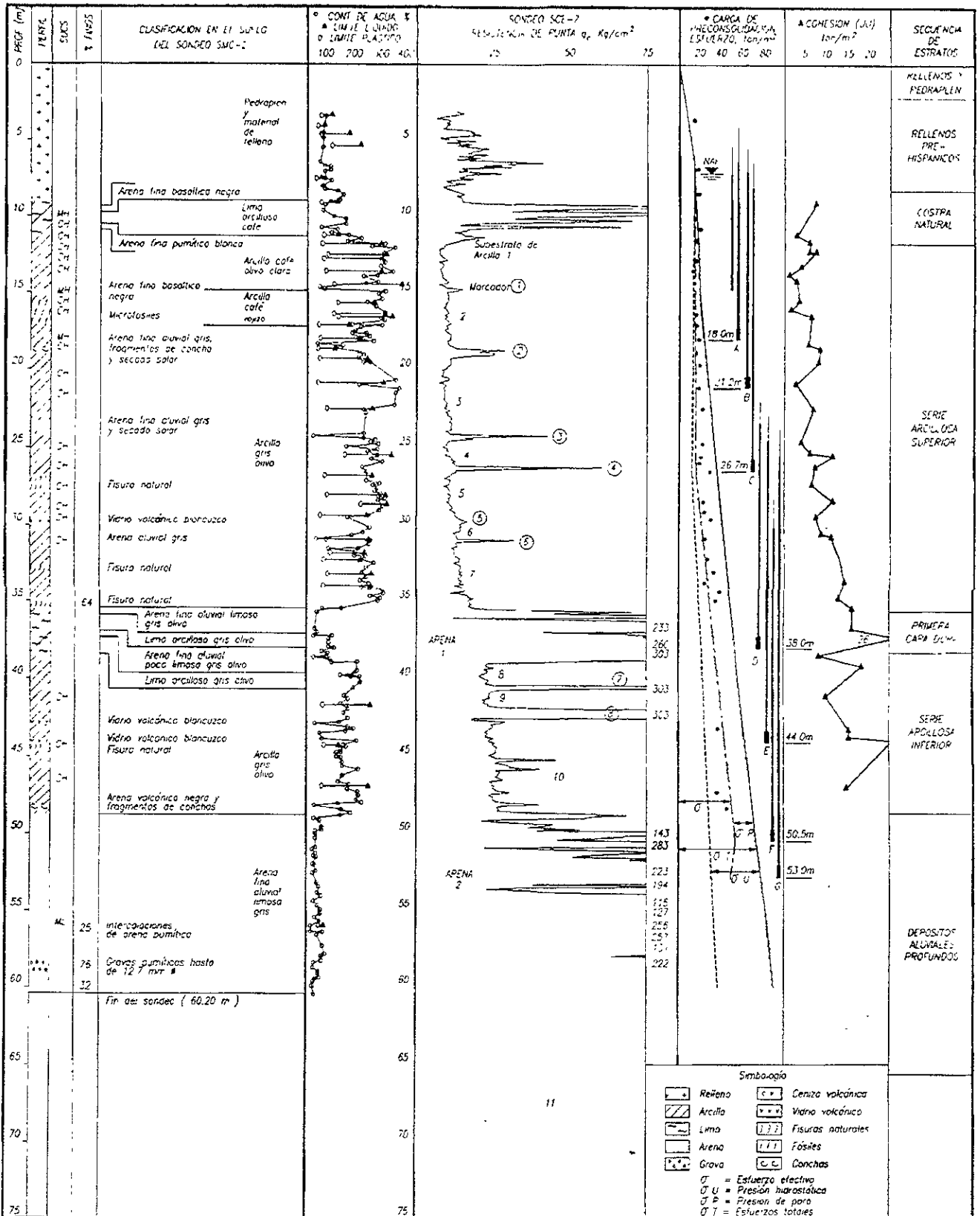


Figura 2.20. Perfil estratigráfico sondeo SMC-2 y SCE-7 Atrio Poniente.

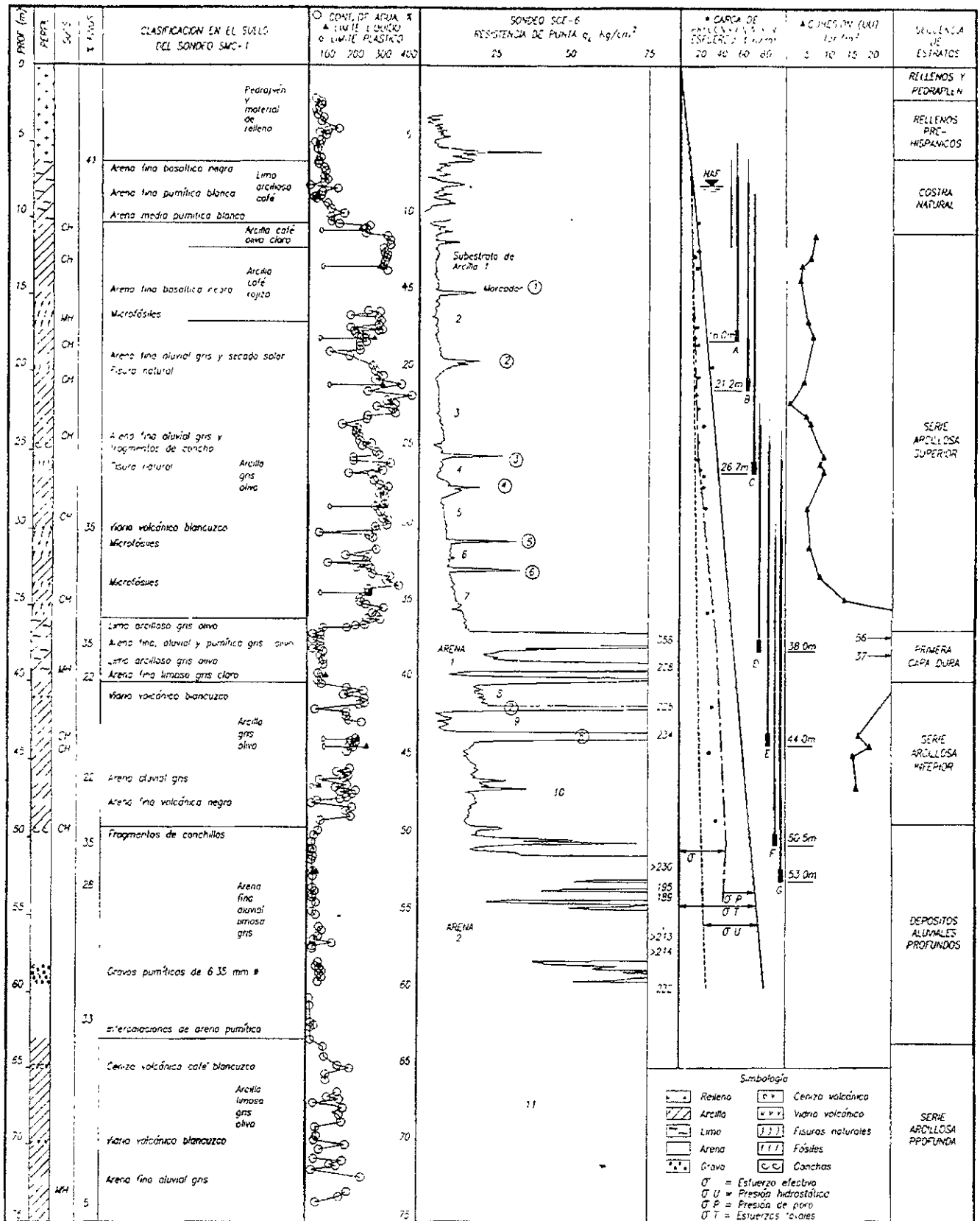


Figura 2.21 Perfil estratigráfico sondeo SMC-1 y SCE-6 Atrio Oriente.

II.2. Estructuras Prehispánicas dentro del Perímetro

La Catedral Metropolitana fue construida dentro de una parte del terreno que ocupó el Centro Ceremonial Azteca. Bajo su cimentación quedaron restos de algunas de las estructuras de este importante sitio prehispánico (Fig. 2.22).

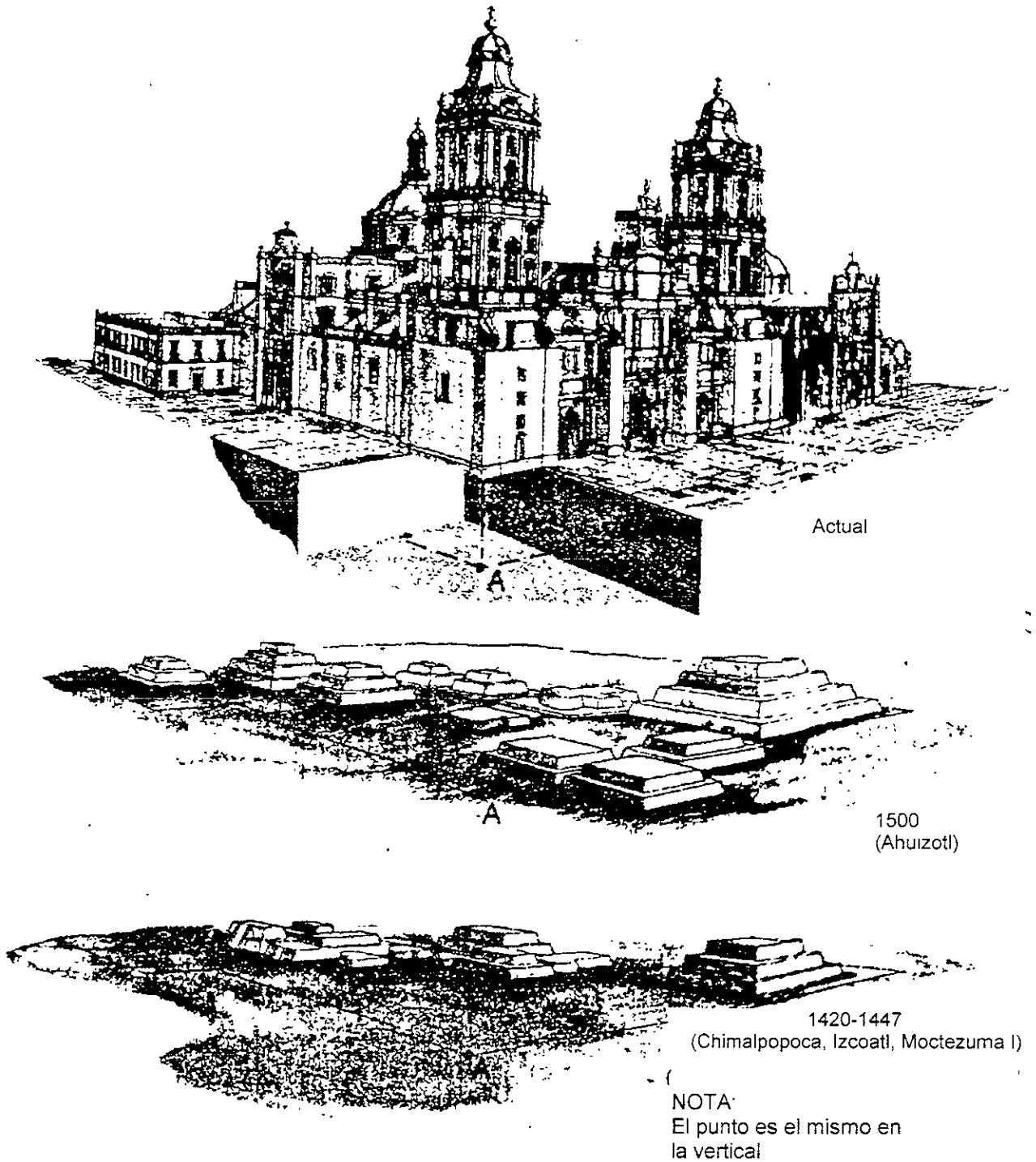


Figura 2.22. La Catedral y los Templos Aztecas que la subyacen

La catedral es un templo de cinco naves: las dos laterales extremas divididas en pequeñas capillas por gruesos muros de mampostería, dos naves procesionales y la central limitadas por las columnas de sillares. Esta ingeniosa concepción permite un trabajo de conjunto, que se podría describir como una estructura de gravedad en la que las fuerzas y empujes horizontales son resistidos por los muros laterales. Dicha solución le hizo posible resistir una intensa historia sísmica, dos grandes inundaciones y enormes deformaciones diferenciales; sin embargo, ha sobrevivido gracias a un continuo proceso de mantenimiento iniciado prácticamente desde que se concluyeron las bóvedas en 1667. En la fig. 2.23 se muestra el corte longitudinal y fig. 2.24 corte transversal del templo.

Concepción estructural del Sagrario. Tiene una planta en forma de cruz griega doblemente simétrica con cúpula en el crucero; las cuatro esquinas, apoyadas en muros, constituyen la parte más resistente de la estructura; su cúpula descansa en columnas de sillares, fig. 2.23 y fig. 2.24, cuando se levantó, la Catedral estaba prácticamente terminada, por lo que se adosó a su muro oriente y se intercomunicó.

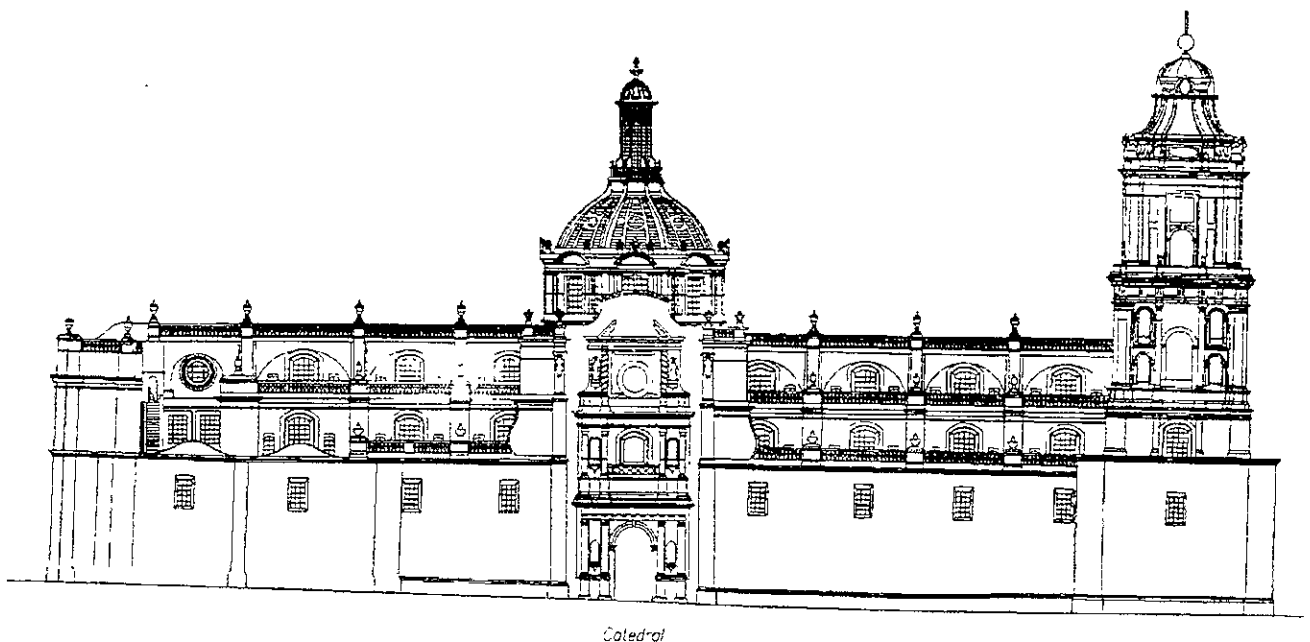


Figura 2.23. Corte Longitudinal

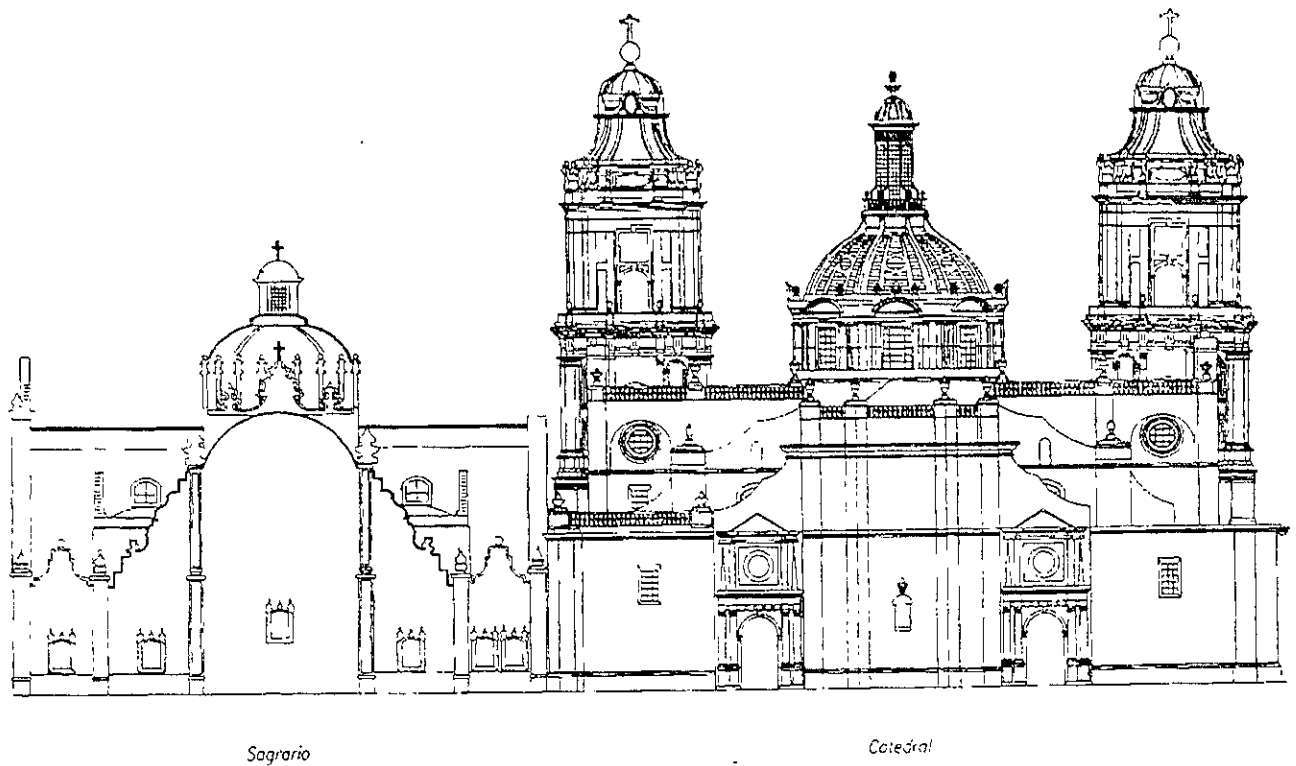


Figura 2.25. Corte transversal.

Cimentaciones originales.

Características generales de la cimentación de Catedral. En el 1573, el alarife mayor Claudio de Arciniegas inició la construcción, con un conocimiento empírico acerca de la deformabilidad de los suelos blandos lacustres del Valle de México; seguramente basado en la experiencia azteca en la construcción de sus grandes obras. El reto de cimentar esta notable estructura, lo llevó a concebir una compleja cimentación constituida por:

- Una retícula de pilotes o estacones de madera de 20 cm a 25 cm de diámetro, de 2.2 m a 3.2 m de longitud, colocados aproximadamente a cada 60 cm, lo que implica aproximadamente 22,500 piezas. Su función seguramente fue eliminar la deformabilidad de los suelos blandos superficiales, fig. 2.25.

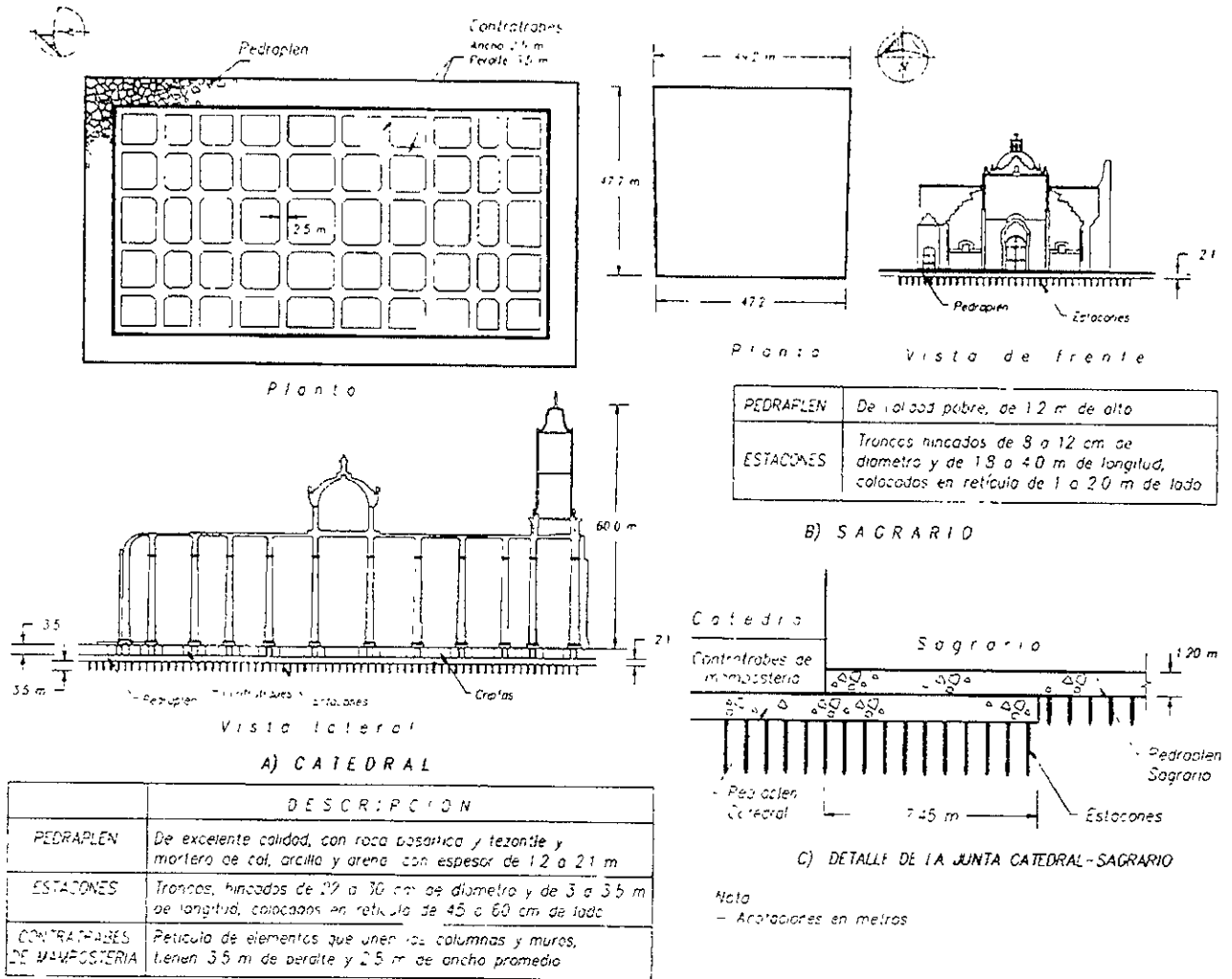


Figura 2.25. Características de la cimentación.

Un firme de mortero a base de cal y arena de 30 cm de espesor, colocado sobre una delgada capa de carbón vegetal. Este firme recibió a los pilotes y constituyó la transición al pedraplén que se utilizó para distribuir las cargas; la función del carbón no se ha aclarado.

- Un pedraplén de 0.9 m a 2.0 m de espesor de mortero de cal y arena con roca basáltica y algo de tezontle; en él se apoyan los contratraves. Sus cuatro esquinas tienen áreas de mayor espesor, que hubieran permitido igual número de torres, aunque sólo se erigieron las del lado sur.
- Una retícula de contratraves de mampostería de 3.6 m de peralte y 2.0 m de ancho recibe los muros y en sus cruces a las columnas. Los espacios limitados por las contratraves se rellenaron con tierra.

Características generales de la cimentación del Sagrario. En 1749, el maestro mayor Lorenzo Rodríguez inició su construcción, aprovechando la franja del pedraplén y estacones de la nave que no se llegó a construir. La completó de manera similar, salvo que los estacones en su mayoría fueron de 10 cm de diámetro y longitud de 1.8 a 2.0 m. La calidad del pedraplén es inferior al de Catedral. De acuerdo con grabados de esa época, ahí se encontraba una construcción de dos pisos que fue demolida.

Construcciones aztecas.

Se desconoce su tamaño y localización, aunque se sabe que se aprovecharon como bancos de material. Los arqueólogos cuentan con información fragmentada que les dificulta una interpretación confiable. Al respecto en las fig. 2.26 y fig. 2.27 se reproduce la ubicación de las estructuras aztecas según A Villalobos. Otro aspecto de interés geotécnico es que existía artesianismo en el sitio, porque había un manantial ritual, Toxpalatl, que algunos cronistas consideran estaba en lo que después fue el atrio al oriente, y otros en la torre poniente; también se sabe que en las excavaciones para cimentar el Sagrario "brotó mucho agua".

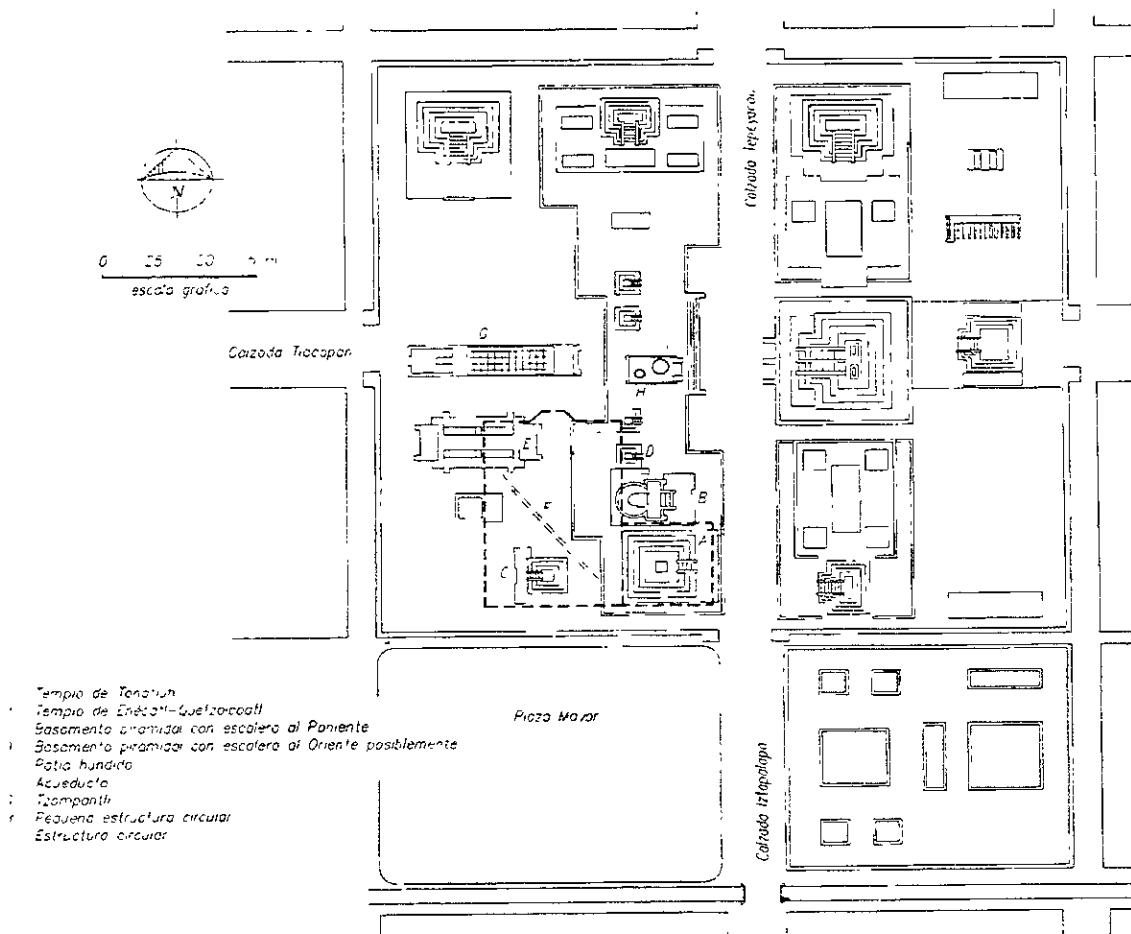


Figura 2.26. Ubicación, basamentos y estructuras prehispánicas.

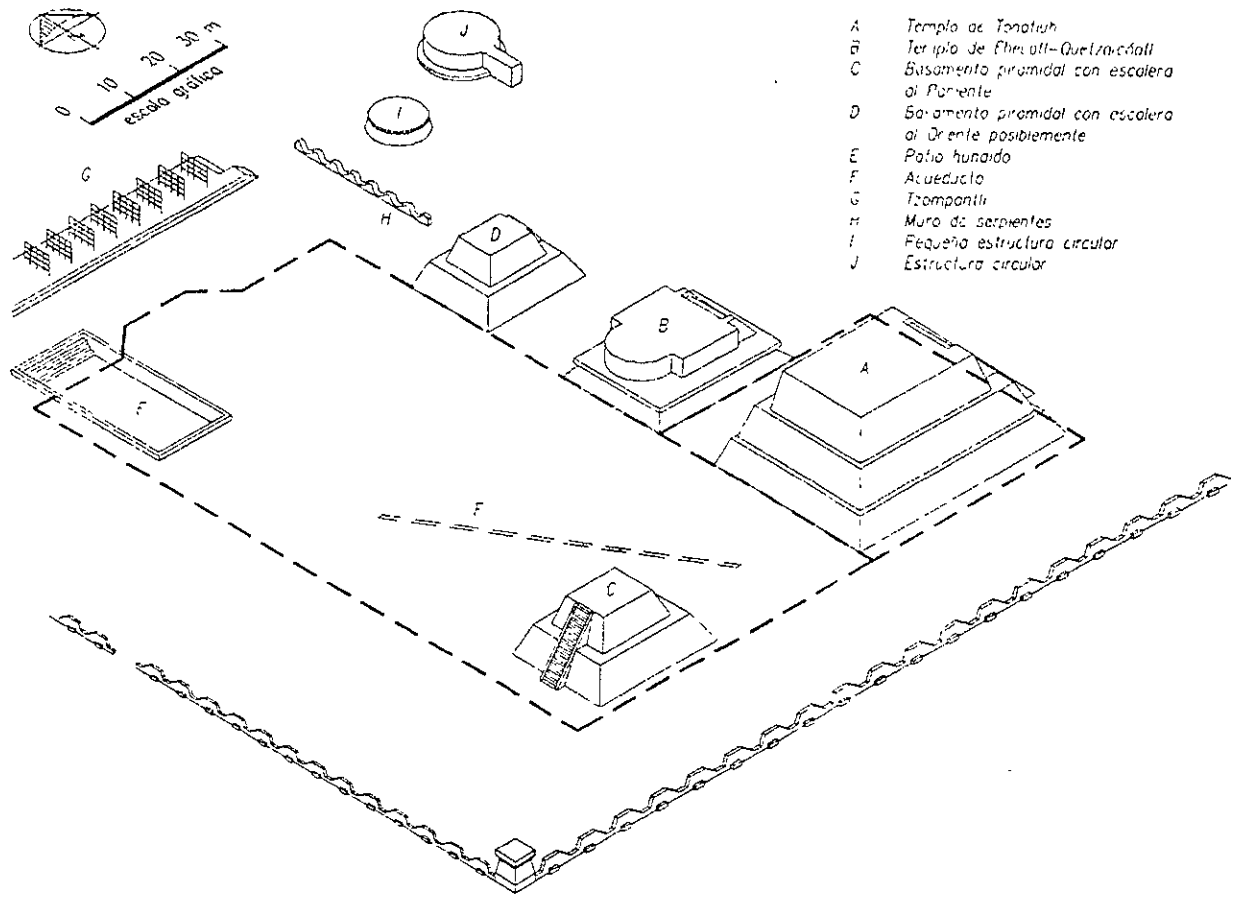


Figura 2.27 Recinto sagrado de México Tenochtitlán

II.3. Evolución del hundimiento regional en la zona de la Catedral y comportamiento de las cimentaciones

Antecedentes.

El hundimiento regional en la zona está venturosamente documentado desde hace 100 años al disponerse de información topográfica de la referencia identificada como la Tangente Inferior del Calendario Azteca, TICA, línea horizontal marcada en la torre poniente, donde antes estaba adosado ese calendario. Las nivelaciones topográficas desde 1898 hasta 1986 entre el banco topográfico Atzacualco, desplantado en roca fija.

La información anterior se actualizó con nivelaciones recientes para precisar la interpretación sobre la velocidad de hundimiento regional de ese punto. Se cuenta también con los asentamientos detectados con los cuatro bancos profundos instalados en el atrio oriente.

Mediciones topográficas.

La evolución de los niveles de la referencia TICA desde finales del siglo pasado y hasta 1991, se muestra en las fig. 2.28 y fig. 2.29, y la de los últimos 25 años en la fig. 2.30; en ellas se registran los valores más significativos de la velocidad de hundimiento, notándose que en los últimos 34 años sigue una ley lineal de 7.1 cm/año, aunque

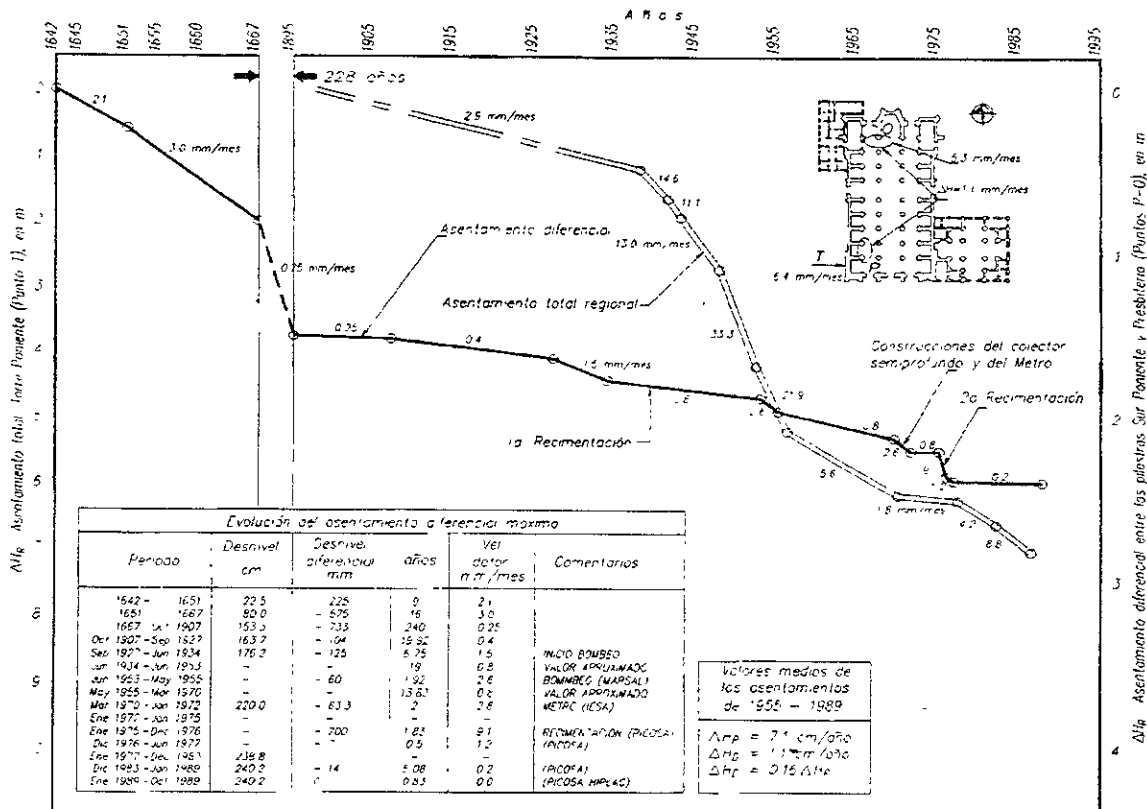


Figura 2.28. Asentamientos regional y diferencial máximo.

paradójicamente, en la nivelación de 1991 se redujo a sólo 1.6 cm. Si se acepta que este último valor, y que la forma quebrada de la fig. 2 30 se deben a errores topográficos, el hundimiento medio resulta de 7.1 cm/año.

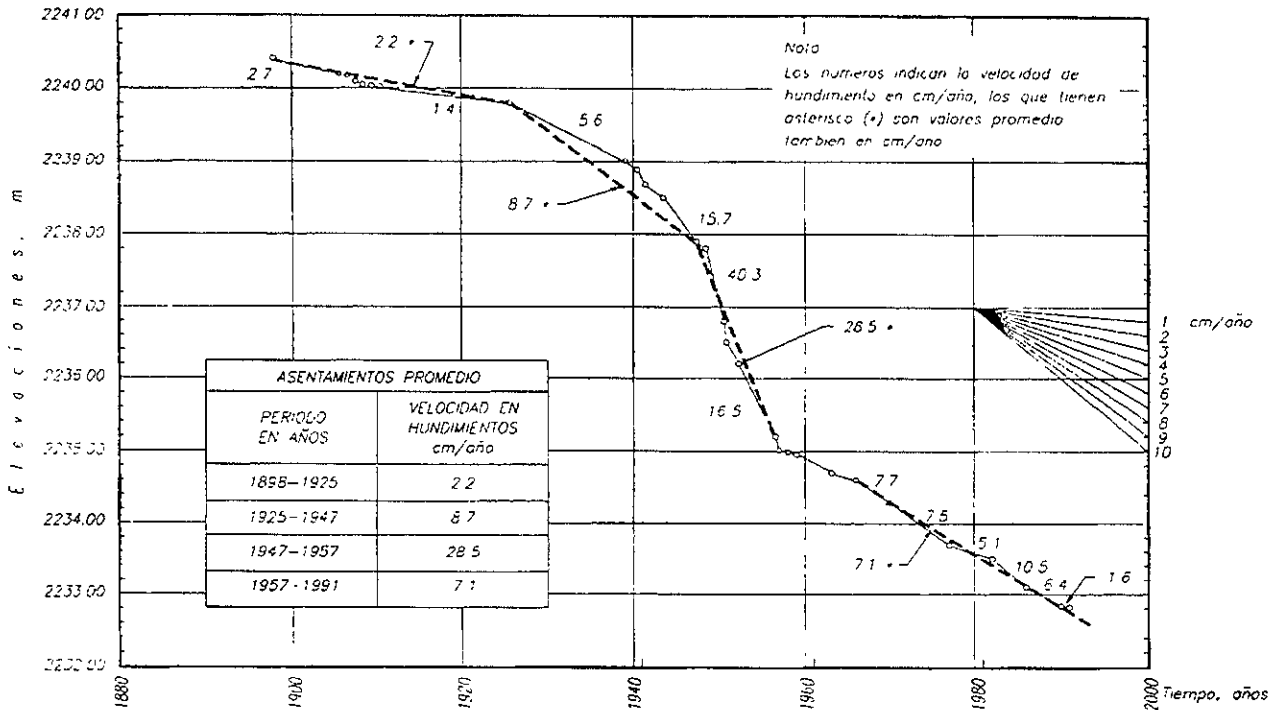


Figura 2 29. Asentamiento regional de la referencia TICA de la catedral.

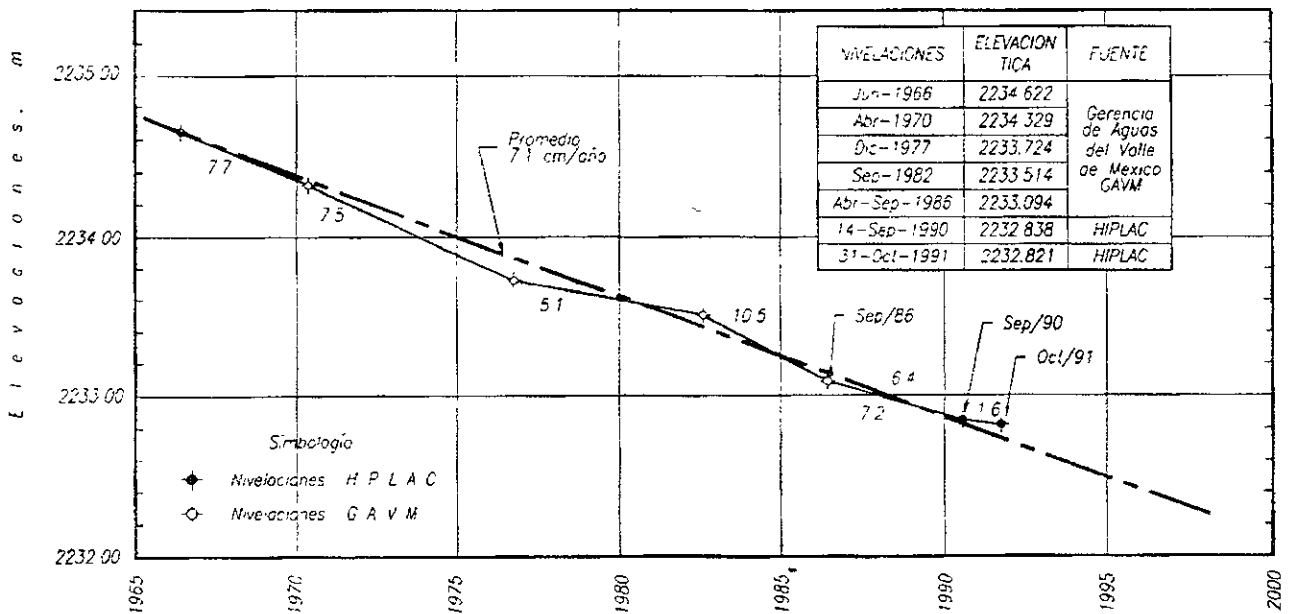


Figura 2 30. Asentamiento regional de la Tangente Inferior del Calendario Azteca (TICA). Mediciones con bancos profundos.

Los bancos son esencialmente instrumentos capaces de eliminar la influencia de la fricción negativa; están integrados por una doble tubería vertical concéntrica, siendo la interior la de referencia (por ello es continua), se desplanta a la profundidad elegida, en tanto que la tubería exterior, por ser compresible axialmente absorbe las deformaciones verticales que sufre el suelo entre la superficie y la profundidad de desplante del banco. Como este tipo de banco deja libre el tubo interior, sin someterlo a las deformaciones de pandeo que afectan a los bancos tradicionales de tubo exterior rígido, los asentamientos que detecta son confiables.

En el atrio poniente se instalaron cuatro de estos bancos, desplantados a 40, 60, 80 y 100.4 m de profundidad; Los primeros dos empezaron a operar en junio de 1990, y los dos más profundos a partir de marzo de 1991.

En la fig. 2.31. se muestran las mediciones desde el 26 de marzo de 1991, cuando ya se tenían instalados los cuatro bancos profundos, hasta el 23 de marzo de 1992, o sea durante 362 días; en la figura se registran los valores de hundimiento que corresponderían a un año; en la misma se advierte que los detectados con los bancos de 80 y 100.4 m son prácticamente iguales, de 7.2 cm/año; lo que demostró que los suelos entre esas profundidades ya no se consolidan.

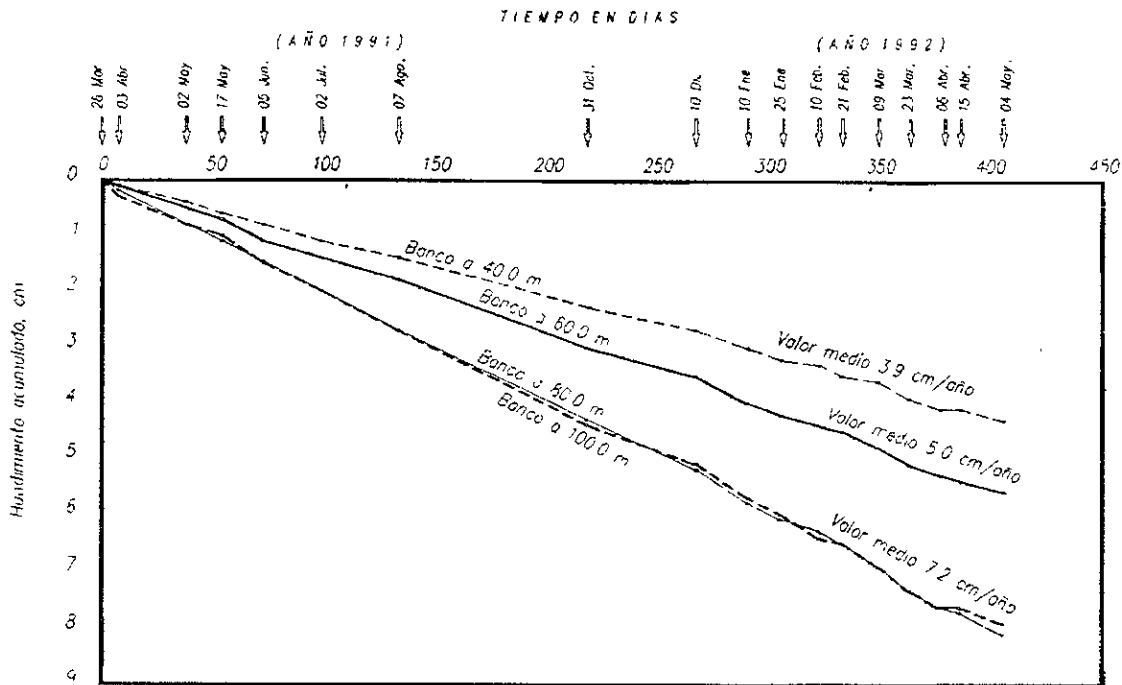


Figura 2.31 Medición de asentamientos de los bancos profundos.

Al comparar la velocidad de asentamiento promedio determinado topográficamente, de 7.1 cm/año, con la de los bancos de 80 y 100 m, de 7.2 cm/año, se concluye que hay un ajuste excelente entre la medición y el asentamiento promedio, que los asentamientos por debajo de los 80 m son prácticamente nulos, y que el hundimiento de 1.6 cm obtenido para el último año seguramente es un error topográfico.

Distribución de los asentamientos. La fig. 2.32 resume los valores de los asentamientos detectados con los bancos y la contribución en porcentaje de los principales estratos compresibles. Así, la serie arcillosa superior aporta el 54%, la inferior el 15% y las arcillas limosas profundas del tercer lago el 31%.

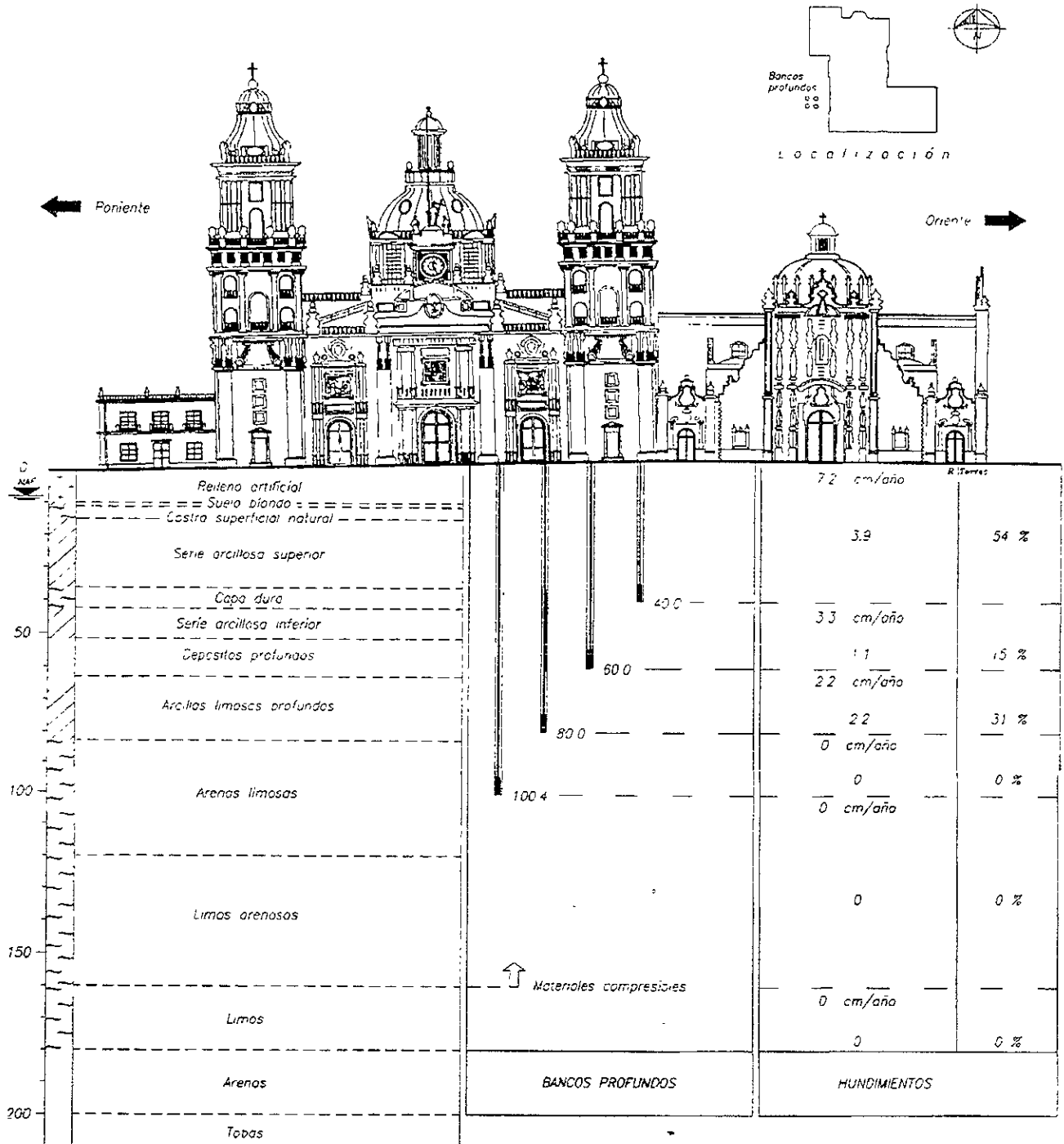


Figura 2.32. Distribución de hundimientos en marzo 23 de 1991.
 Análisis y mediciones de asentamientos.

Estimación de asentamientos iniciales. La definición de los espesores y compresibilidad que probablemente tenían los suelos del sitio en sus condiciones iniciales se infieren con la fig. 2.33, que muestra un sondeo de cono ubicado en una zona del lago casi virgen, cuya variación de resistencia podría ser similar a la de los suelos del sitio en su condición original, ante de la construcción de los templos aztecas.

Compresibilidad inicial.

Se consideró que sería similar a la de los suelos blandos registrados por Mazari, Marsal, y Alberto, adoptando el criterio que presentan en su estudio de los asentamientos del Templo Mayor, aunque ahora las curvas de compresibilidad se manejaron en escala aritmética, fig. 2.34.

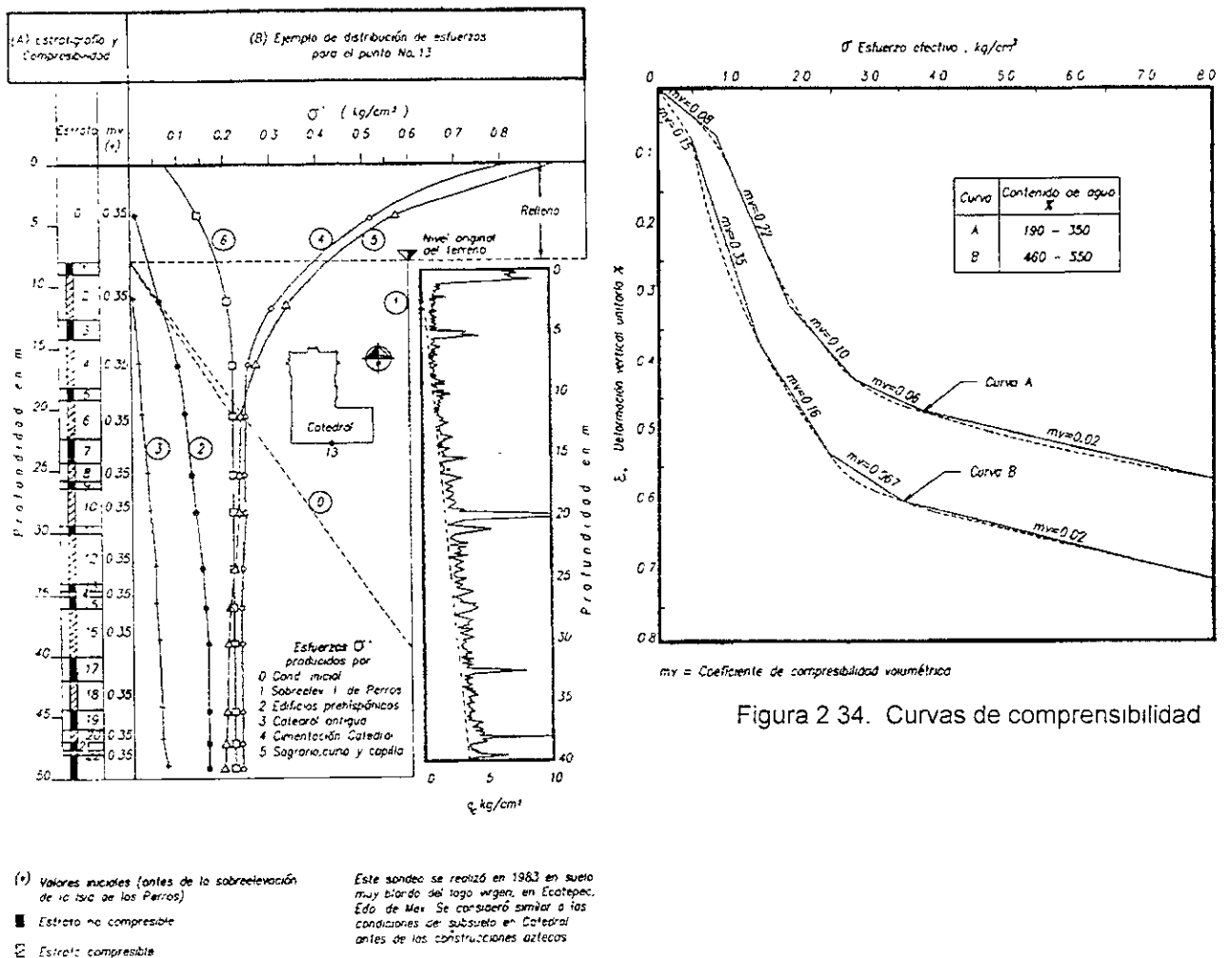
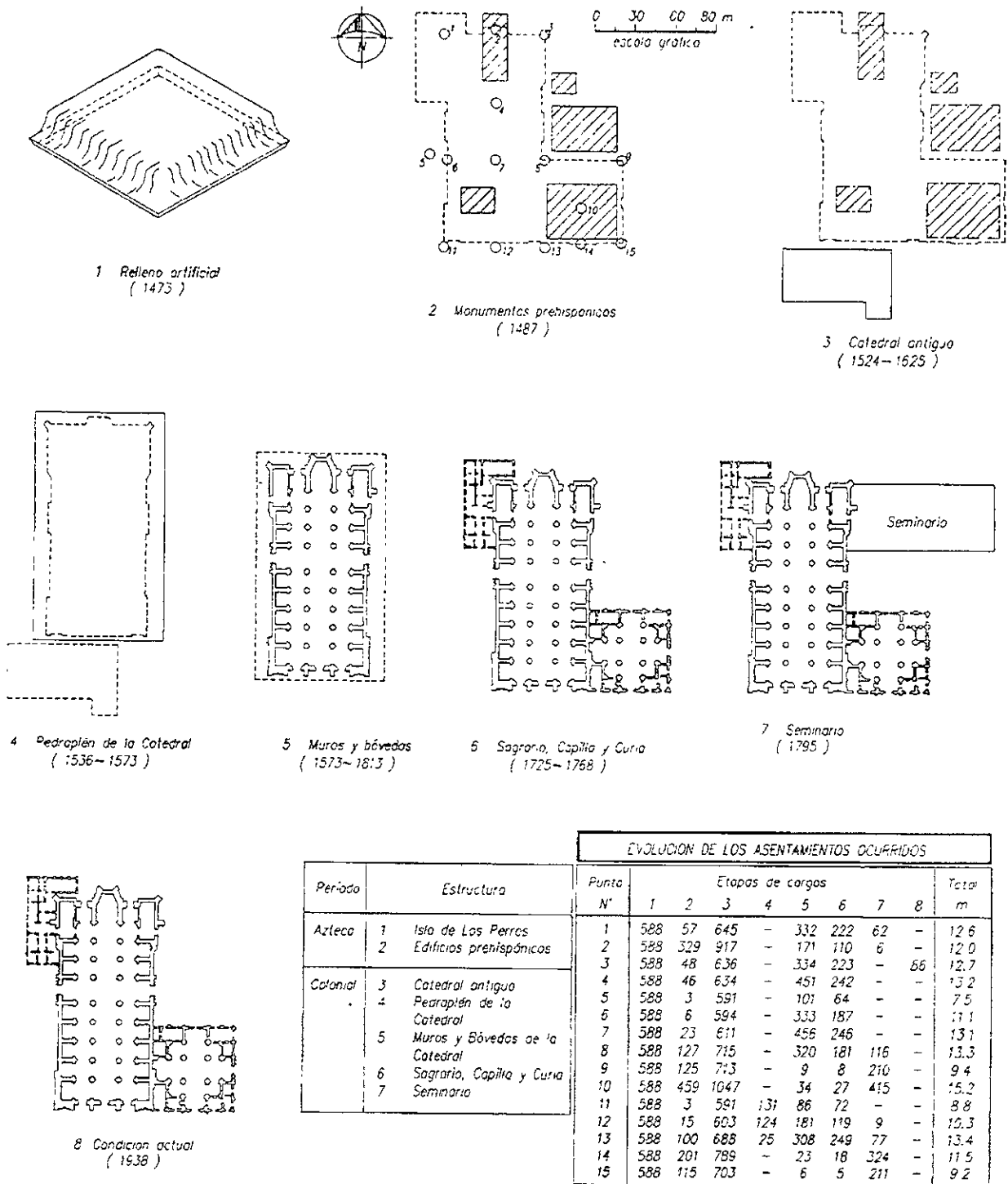


Figura 2.34. Curvas de compresibilidad

Figura 2.33. Información básica para el cálculo del asentamiento.

Asentamientos ocurridos. Para las cargas estimadas, las áreas cargadas, los espesores deformables y las compresibilidades de entonces, los asentamientos resultaron de 7 a 13 m, fig. 2.35, valores que coinciden razonablemente con los definidos como relleno en los sondeos de cono eléctrico.



EVOLUCION DE LOS ASENTAMIENTOS OCURRIDOS											
Periodo	Estructura	Punta N°	Etapas de cargas								Total m
			1	2	3	4	5	6	7	8	
Azteca	1 Isla de Los Perros	1	588	57	645	-	332	222	62	-	12.6
	2 Edificios prehispánicos	2	588	329	917	-	171	110	6	-	12.0
		3	588	48	636	-	334	223	-	66	12.7
Colonial	3 Catedral antigua	4	588	46	634	-	451	242	-	-	13.2
		5	588	3	591	-	101	64	-	-	7.5
	4 Pedraplén de la Catedral	6	588	6	594	-	333	187	-	-	11.1
		7	588	23	611	-	456	246	-	-	13.1
	5 Muros y Bóvedas de la Catedral	8	588	127	715	-	320	181	116	-	13.3
		9	588	125	713	-	9	8	210	-	9.4
	6 Sagrario, Capilla y Curia	10	588	459	1047	-	34	27	415	-	15.2
11		588	3	591	131	86	72	-	-	8.8	
7 Seminario	12	588	15	603	124	181	119	9	-	10.3	
	13	588	100	688	25	308	249	77	-	13.4	
	14	588	201	789	-	23	18	324	-	11.5	
	15	588	115	703	-	6	5	211	-	9.2	

Figura 2.35. Evolución de asentamientos ocurridos.

Asentamientos medidos hasta 1990. Sobre los hundimientos en los últimos 37 años, la evolución de asentamientos es:

De 1955 a 1975. Este período incluye los primeros efectos de la construcción del colector semiprofundo y del cajón del Metro; el asentamiento diferencial correspondió al 16% del regional ocurrido, vea de nuevo la fig. 2.28, es decir:

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

donde: ΔHD asentamiento diferencial
 ΔHR asentamiento regional

De 1976 a 1990. En este lapso, el hundimiento de la torre poniente aparece como nulo en la fig. 2.28, pero se aclara que durante la recimentación se registró un hundimiento de 20 cm en esa zona, y que el hundimiento mensual era de 1mm/mes, lo que demuestra que la influencia de los pilotes de control para reducir los hundimientos, fue cuestionable desde el inicio. En los siguientes incisos se aclara que la expresión anterior de relación entre el hundimiento regional y diferencial sigue siendo válida.

Comparación de las velocidades de asentamiento.

El análisis de las velocidades de hundimientos diferenciales que se han desarrollado permite entender la evolución del fenómeno, aunque esté limitado a la escasa información que se dispone, la cual está integrada en las fig. 2.36 y fig. 2.37, y que se remonta a principios de siglo para la Catedral; en cambio para el Sagrario aún cuando se tiene desde 1955, la más confluente data de los últimos 20 años. Las nivelaciones en las que se basa esta interpretación fueron realizadas o recopiladas por: la Secretaría del Patrimonio Nacional, en 1907 y 1934, la Empresa Consultora en 1972, y PICOSA las de 1983 y 1989; finalmente HIPLAC realizó las de 1989 y 1991.

En todas esas nivelaciones se consideró como referencia el punto de intersección de los ejes C3, que corresponde a la pilastra oriente del ábside, tiene un asentamiento nulo, lo que fue tomado como admisible por ser ese punto el que parecía ser el de menor hundimiento.

Períodos significativos. La revisión de todas las nivelaciones disponibles permitieron identificar los siete períodos de la fig. 2.38, mediante los hundimientos promedio anuales para poderlos comparar. Debe señalarse que los puntos asociados a los ejes de las estructuras, que han servido para la realización de las nivelaciones en el interior del templo, coinciden con los plintos de las columnas, y en el exterior desde 1972, con pernos empotrados en los muros. Actualmente se nivelan 72 sitios característicos de la Catedral y 36 del Sagrario, tomando en cuenta que hay plintos con varios puntos a fin de definir mejor su comportamiento; existen también algunos casos en que los puntos están en una moldura arriba del plinto.

Velocidades de hundimiento. Las gráficas de la fig. 2.38 permiten juzgar el comportamiento de la Catedral, en lo que va del siglo; en todas se advierten ciertas tendencias: a) que el centro se hunde menos que la periferia, b) que en la parte norte los muros tienden a abrirse, y c) que la parte sur se desploma hacia el surponiente.

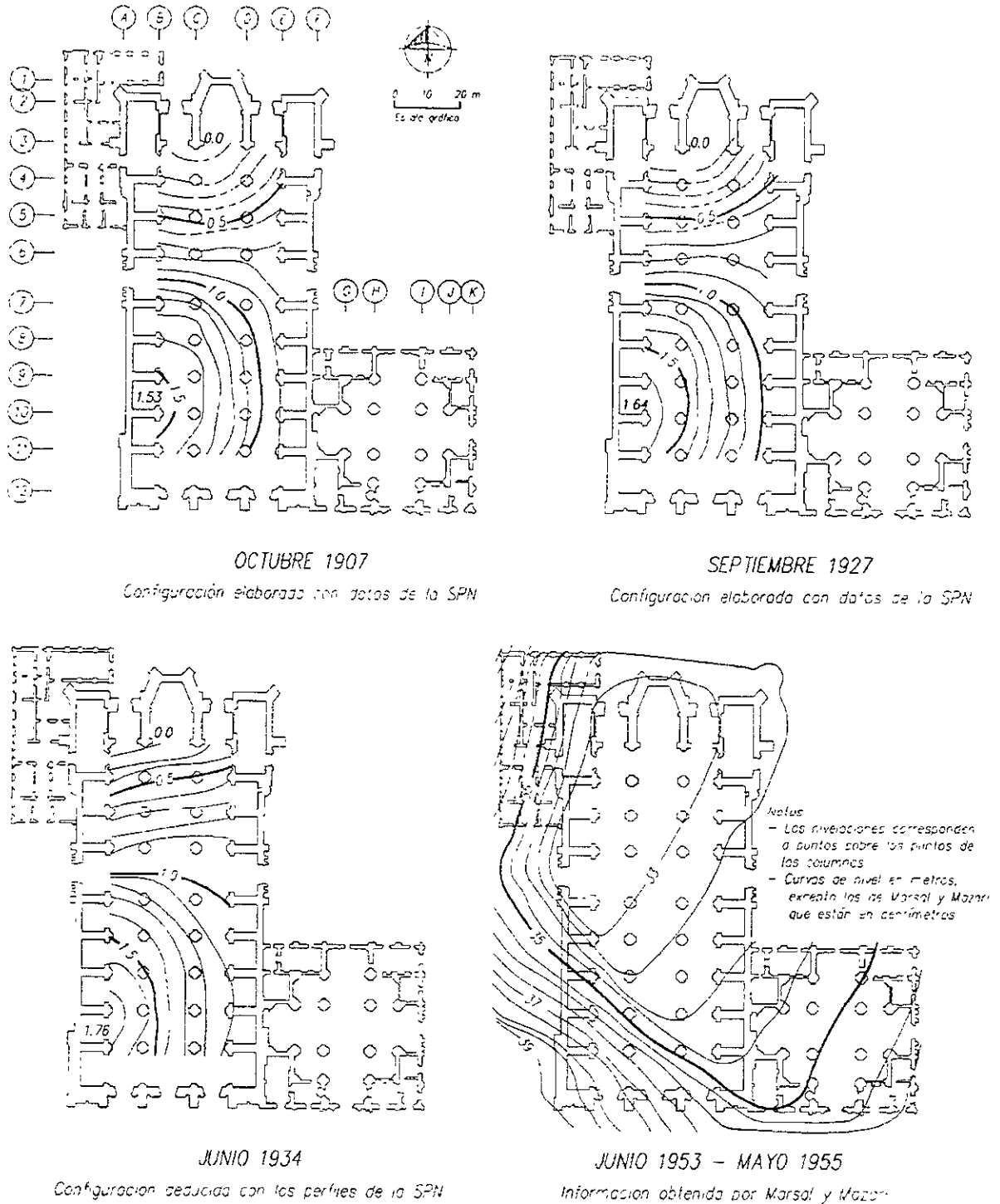
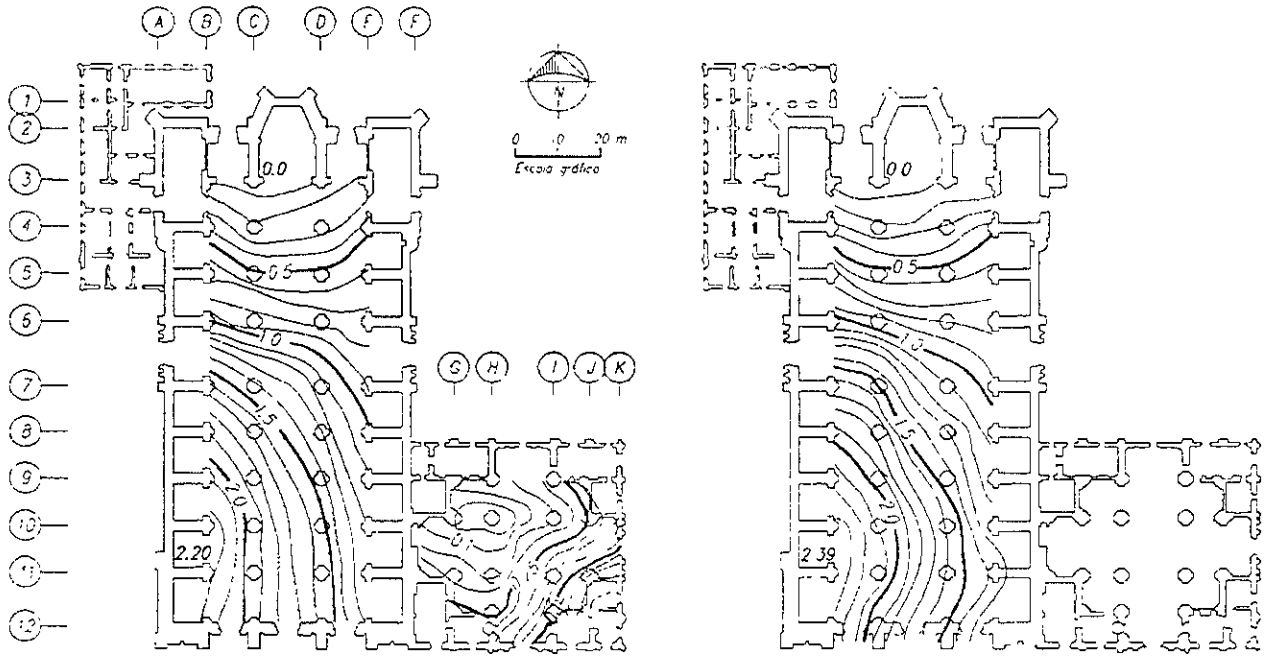


Figura 2.36. Evolución de los asentamientos diferenciales.

En cuanto a las velocidades de hundimiento, en la tabla anexa a la fig. 2.38 se precisan los valores de las cuatro esquinas; para interpretarlos debe tenerse en cuenta que la fig. 2.38C considera una variación lineal de la deformación entre 1934 a 1972, que corresponde a los años de mayor hundimiento regional, y que la fig. II.29.D resalta los valores de un período intermedio.

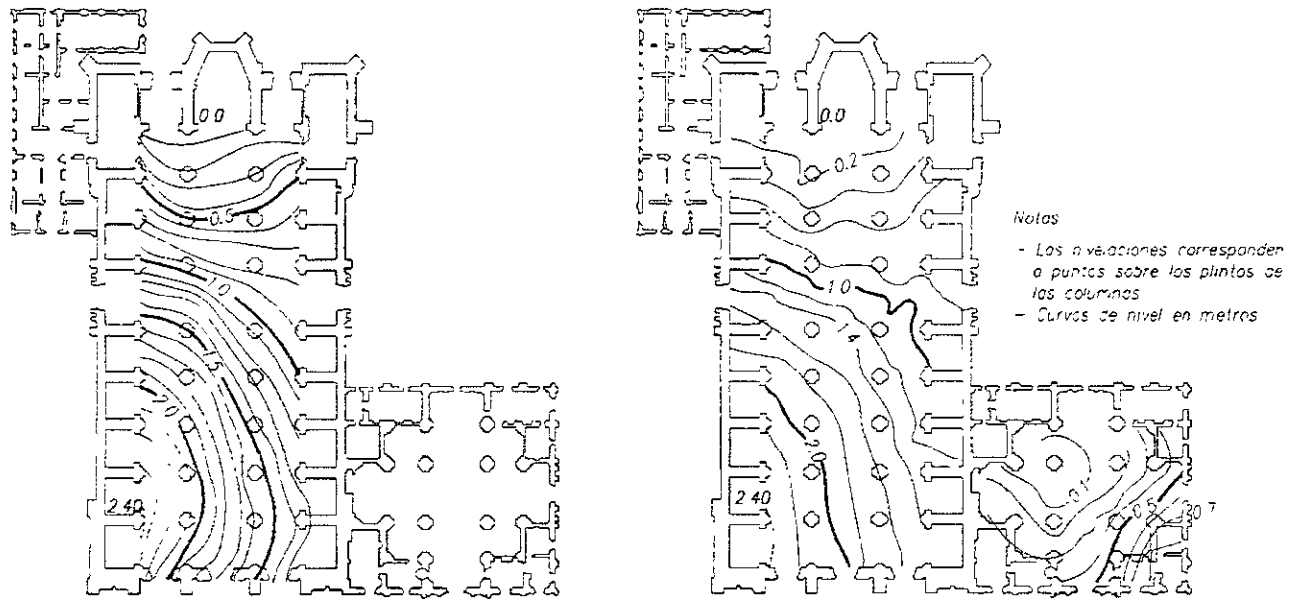


ENERO - 1972

Configuración elaborada con datos de Ingeniería Experimental

14 DICIEMBRE 1983

Configuración elaborada con datos de PICOSA



25 ENERO 1989

Configuración elaborada con datos de PICOSA

DICIEMBRE 1989

Configuración elaborada con datos de HIPLAC

Figura 2 37. Evolución de los asentamientos diferenciales.

La fig. 2.38F podría interpretarse como que en esos años, los pilotes de control fueron capaces de mejorar el comportamiento, aunque la fig. 2.38G demuestra que si eso ocurrió, dejó de ser cierto.

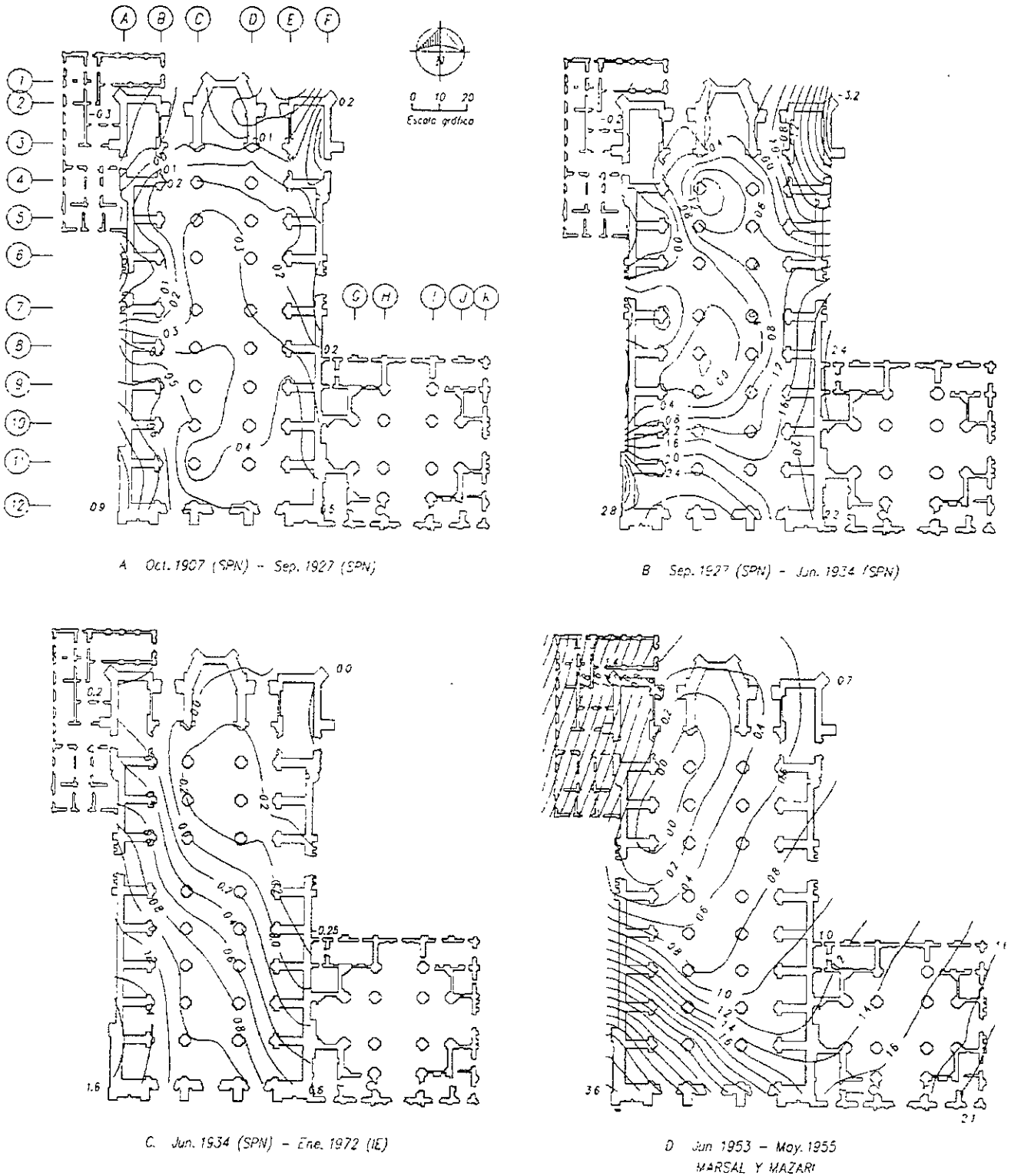
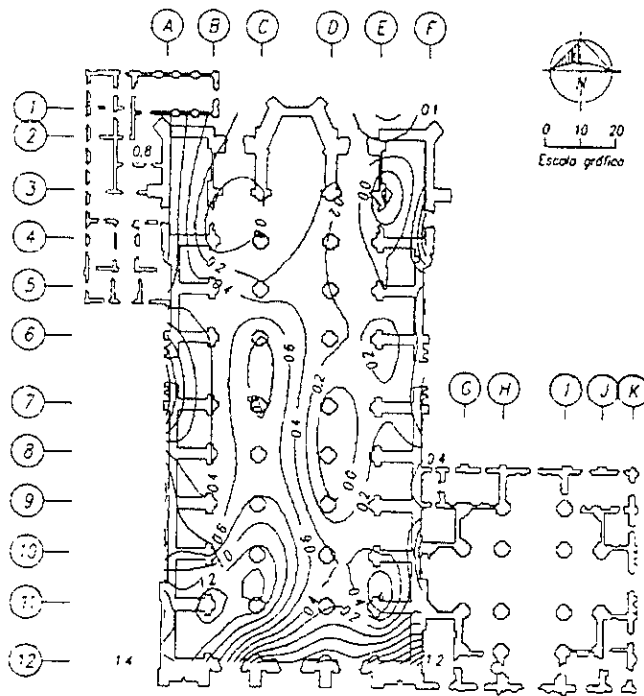
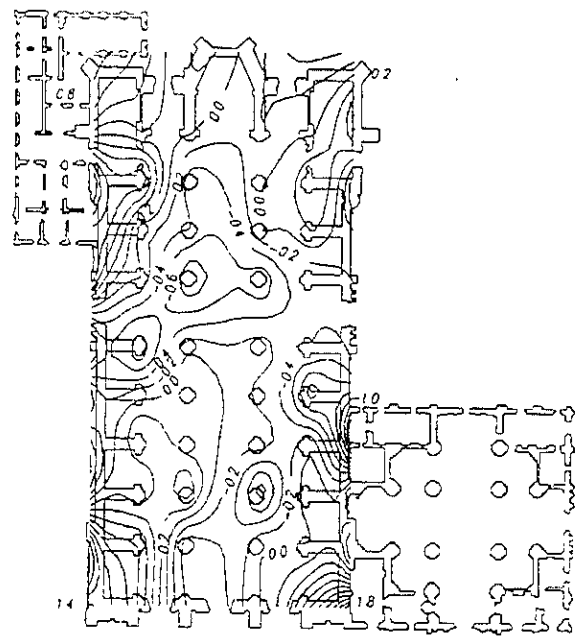


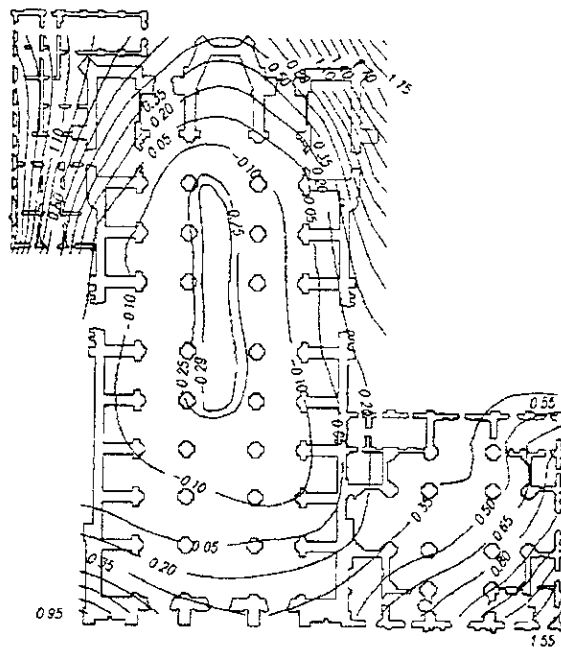
Figura 2.38 Curvas de velocidad anualizada (Sigue.).



E Ene 1972 (E) - Dic. 1983 (PICOSA)



F Dic 1983 (PICOSA) - Ene. 1989 (PICOSA)



G Jul 1989 (N1) - Ago 1991 (N27) HIPLAC

VELOCIDAD DE HUNDIMIENTOS, cm/año				
PERIODO	PUNTOS			
	A-2	A-12	F-2	F-12
1907-1927	-0.30	0.90	0.20	0.50
1927-1934	-0.20	2.80	-3.20	2.40
1934-1972	0.25	1.60	0.00	0.60
1953-1955	1.40	3.50	0.70	2.10
1972-1983	0.80	1.40	0.12	1.20
1983-1989	0.80	1.40	0.20	1.80
1989-1991	0.95	0.95	1.70	0.40

Valores negativos (Asentamiento menor al de C3)
Valores positivos (Asentamiento mayor al de C3)
Columna C3 (Punto de referencia)

Figura. 238. Curvas de velocidad anualizada, en cm/año (Sigüe).

Mediciones a partir de julio de 1989.

Para definir confiablemente el comportamiento actual, se inició el 14 de julio de 1991 una secuencia mensual de nivelaciones de precisión, apoyándose en los bancos profundos, y así valorar la evolución de los asentamientos diferenciales que están ocurriendo; la información de la fig. 2.39 define hundimientos diferenciales anualizados, con mayor grado de certeza. Si esta figura se compara con la correspondiente de la fig. 2.38, se advierten errores de medición de esta última debidos a la falta de bancos profundos adecuados.

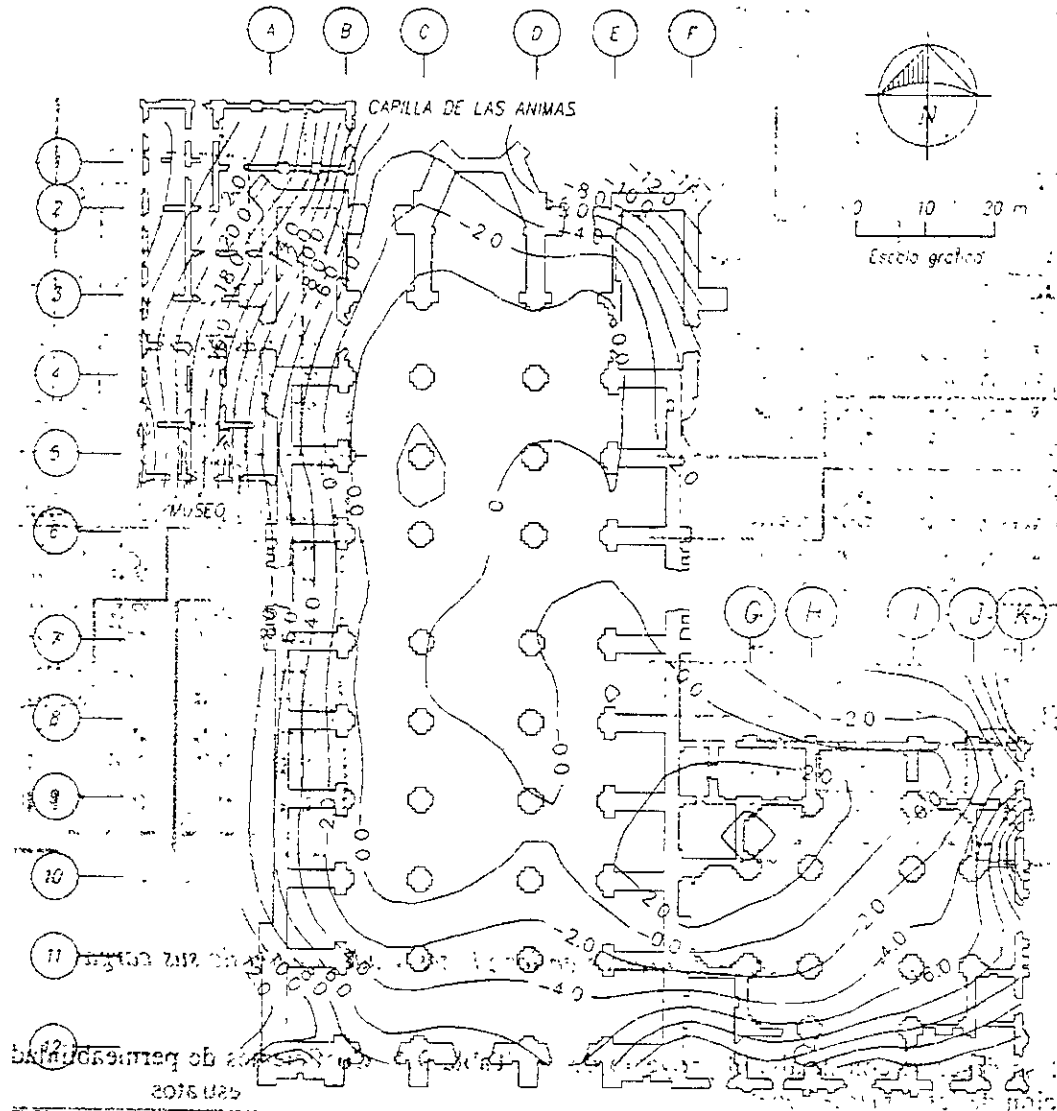


Figura 2.39. Configuración de velocidades anuales, mm/año mediciones del 7 de Enero de 1990 (N20) al 2 Septiembre de 1991 (N28).

Adecuación de cargas en los pilotes.

La observación del proceso histórico de deformaciones, ratificado con las últimas nivelaciones, justificó corregir el criterio con el que se venían operando los pilotes, fig. 2.40, para obtener de estos elementos, el provecho posible.

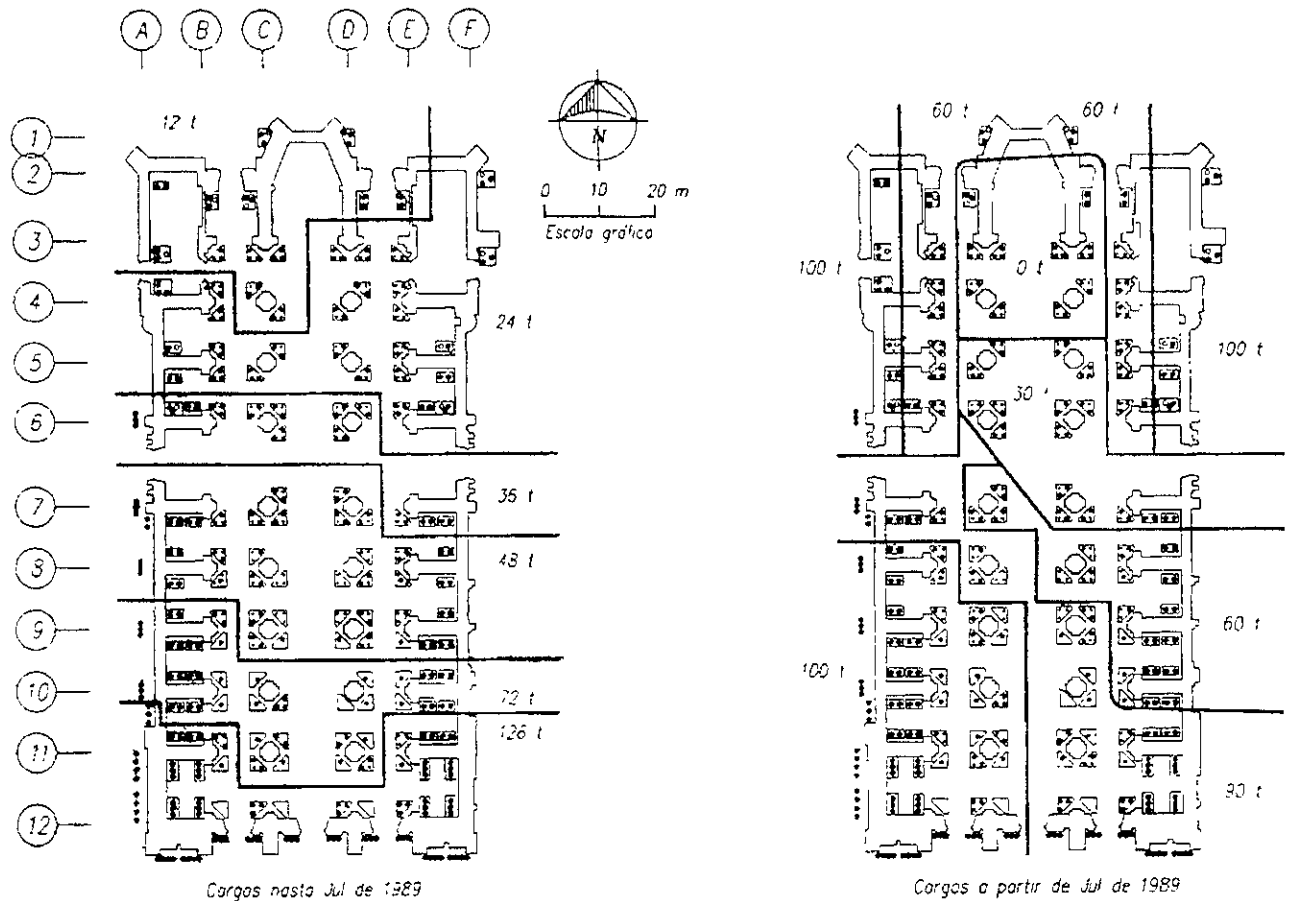


Figura 2.40 Cargas aparentes en los pilotes y adecuación de sus cargas.

Evaluación de asentamientos futuros.

Análisis de asentamientos futuros. Se estimó a partir de las presiones en el agua intersticial, medida en la estación piezométrica EP-1, considerando que el nivel freático descenderá lentamente hasta 25 m de profundidad y que se podrá definir un manto de agua colgado representado por el triángulo ABC de dicha figura, que se mantendrá naturalmente por la infiltración de lluvia y fugas de tubería de agua y drenaje o por infiltración inducida de agua.

La variación del módulo de compresibilidad volumétrica (m_v) del suelo con la profundidad se obtuvo de las pruebas de laboratorio, ampliándola con base en la correlación establecida entre la resistencia a la penetración del cono y la compresibilidad.

De acuerdo con las premisas anteriores se estimaron los asentamientos de puntos característicos; en la tabla 2.1 se resumen de los tres puntos más ilustrativos, considerando dos condiciones factibles para la distribución piezométrica final: a) que se establezca un manto de agua colgado de manera natural, o infiltrando agua al subsuelo, y b) que se abata el nivel del agua sin formarse el manto colgado.

El tiempo en el cual se desarrollarán esos hundimientos estará en función de la explotación del acuífero, de seguir a la velocidad actual tomará unos 60 años. Esta predicción es alarmante, porque al sumar los asentamientos de cualesquiera de los casos a los actuales, la estructura quedará en una condición de estabilidad muy precaria e, inclusive, en peligro de colapsarse.

CASO A. Con manto de agua colgado

TOTALES, en m		DIFERENCIALES, en m	
Abside	1.96	Abside-torre oriente	0.55
Torre oriente	2.41	Abside-torre poniente	1.83
Torre poniente	3.79	Torres oriente-poniente	1.38

CASO B. Sin manto de agua colgado

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

Tabla 2.1 Asentamientos futuros en puntos característicos.

Comportamiento de las cimentaciones

Durante la construcción, entre 1573-1672.

Etapa inicial. La compresibilidad natural de las arcillas del Valle de México conduce a asegurar que los hundimientos empezaron desde la colocación del pedraplén sobre la retícula de estacones; el fenómeno debió ser muy importante al levantar los muros de mampostería.

Terminación de la estructura. Se sabe que para 1615, todos los muros estaban a más de la mitad de su altura, y que en 1642 se inició la construcción de las torres y el revestimiento de la fachada con cantera de Chiluca (toba volcánica). En cinco meses, las torres estaban entre la primera y segunda de sus ventanas. En ese entonces se suspendió la obra nueve años; al continuarla en 1651, se hizo necesario colocar una hilada de ajuste en los sillares de cantera, para absorber el asentamiento diferencial de 22.5 cm de la torre poniente. Los plomos de la torre acusan también esa corrección.

Posteriormente, entre 1656 y 1672 se completó la fachada, la cual requirió ajustes arquitectónicos.

Comentarios. Los asentamientos diferenciales que ocurrieron durante los primeros 131 años, se pueden explicar de la siguiente manera:

- Los hundimientos que se provocan con el pedraplén aparentemente no generaron problemas al irse ajustando en la ejecución de la obra.
- Para 1645, la carga aplicada, que era del orden del 60% del peso total, provocó el hundimiento diferencial entre las torres, que los constructores disimularon hábilmente con hiladas de ajuste en la cantera.
- En la fig. 2.28 se muestra la evolución de los asentamientos. Considerando los 80 cm que se presentaron entre el presbiterio y la torre poniente en esos 131 años, se define una velocidad de deformación diferencial de 2.67 mm/mes.

Entre 1672 y 1907.

Asentamientos diferenciales. A lo largo de 240 años, la estructura se hundió lentamente por su propio peso, quedando en 1907 con la configuración de la fig. 2.36. Considerando al plinto de la pilastra C-3 lateral del ábside como la *referencia cero*, las deformaciones diferenciales acumuladas que se observan en la figura se originaron por la variación de compresibilidad de las arcillas, consecuencia a su vez de la preconsolidación inducida en las áreas ocupadas por las construcciones aztecas. Adicionalmente influyó que las cargas mayores correspondían a las torres y fachada principal. Magnitud y velocidad de los asentamientos. Para 1907 el asentamiento diferencial entre el presbiterio y la torre poniente era 1.53 m, que corresponde a una velocidad de deformación de 0.25 mm/mes, vea de nuevo la fig. 2.28. Esta velocidad es un décimo de la que se tenía al final de la construcción; este cambio de velocidad seguramente define la etapa de consolidación secundaria bajo las cargas originales y la compresibilidad del subsuelo de entonces.

Terminación de la construcción. La Catedral se completó en 1813; fue Manuel Tolsá el encargado de la construcción de los ornamentos, balaustradas y modificación de la linternilla de la cúpula. El incremento de cargas producido fue pequeño; el asentamiento correspondiente también lo fue.

Entre 1907 y 1927.

Durante ese período la velocidad de hundimiento diferencial se incrementó a 0.4 mm/mes al aumentar en la segunda mitad del siglo pasado la perforación de pozos, que inicialmente fueron artesianos y que para la década de los 20 ya requirieron extracción por bombeo.

II.4. Evolución de los daños

Aspectos Arquitectónicos y Estructurales.

El esfuerzo para comprender las formas arquitectónicas de la Catedral y el Sagrario se desarrolló a lo largo de cuatro años y medio, desde abril de 1989 hasta octubre de 1994; exigió ordenar y reorganizar los conceptos y la experiencia recogida de cincuenta años de práctica profesional en estructuras abovedadas y monumentos de este tipo. Estos antecedentes posibilitaron comprender, cómo los cambios sociales alteran el desarrollo urbano y éste en las condiciones naturales del subsuelo y como todo ello incide en la Arquitectura Urbana. También estos años han propiciado la reflexión en torno al comportamiento de los distintos materiales de construcción, desde la ductilidad de unos a la fragilidad de otros, y las consecuencias que esas características tienen en la concepción y comportamiento de las edificaciones.

La fecunda corriente del pensamiento de quienes en la UNAM analizan los monumentos como un proceso arquitectónico, con un resultado estilístico y también los logros de aquellos que han aplicado el análisis estructural para explicar lo que no se entendía con las teorías anteriores, constituye el cauce para este trabajo; el cual demuestra que las hipótesis del comportamiento estructural son correctas y que el método de subexcavación, adoptado para combatir los hundimientos diferenciales, es el adecuado.

La observación y análisis del comportamiento de las estructuras durante el trabajo correctivo, realizado hasta ahora, permite afirmar que se está conduciendo a la Catedral a mejores condiciones de seguridad; también se ha demostrado la eficacia del proceso que se aplica y este conocimiento guiará a definir el mantenimiento que debe preservar la condición de seguridad en el monumento.

Conceptos Estructurales.

Condiciones de estabilidad. La comparación entre las geometrías inicial y la deformada permite derivar las sollicitaciones a que están sometidas las estructuras; pero también deben entenderse las circunstancias en que se concibieron los edificios para comprender por qué se eligieron los elementos que constituyen las partes de los mismos y cómo se organizaron para propiciar su forma y permanencia.

La arquitectura religiosa cristiana desarrolló tipologías constructivas con características que aparecieron desde las primeras iglesias y evolucionaron hasta establecer las formas adoptadas en la Catedral y Sagrario; en esa evolución hay tendencias regionales que reflejan diferentes actitudes culturales; también la geografía y las condiciones sociales son factores determinantes de la forma arquitectónica.

La comprensión de esa forma arquitectónica exige conocer el comportamiento de los elementos que la constituyen; el cual queda condicionado por su capacidad para tomar los esfuerzos de trabajo. Las mamposterías son capaces de tomar compresiones y son muy débiles ante las sollicitaciones en tracción; es por eso que desde un principio se deben establecer las restricciones geométricas que garanticen la estabilidad cinemática

de los sistemas abovedados. En ellos, los arcos, muros y contrafuertes conducen las fuerzas hasta la cimentación, donde son equilibradas por la reacción del suelo.

El partido arquitectónico de la Catedral y del Sagrario Metropolitanos responde a la necesidad de confinar al sistema abovedado que constituye los espacios de culto; también garantiza la permanencia de los arcos y columnas, cuya fragilidad establece mecanismos que sin confinar serían inestables; lo que se ilustra esquemáticamente en planta de la fig. 2.41, como anillo de confinamiento o contrarresto, y en la fig. 2.42 un alzado del sistema estable de bielas; de ambos se entra en detalle más adelante.

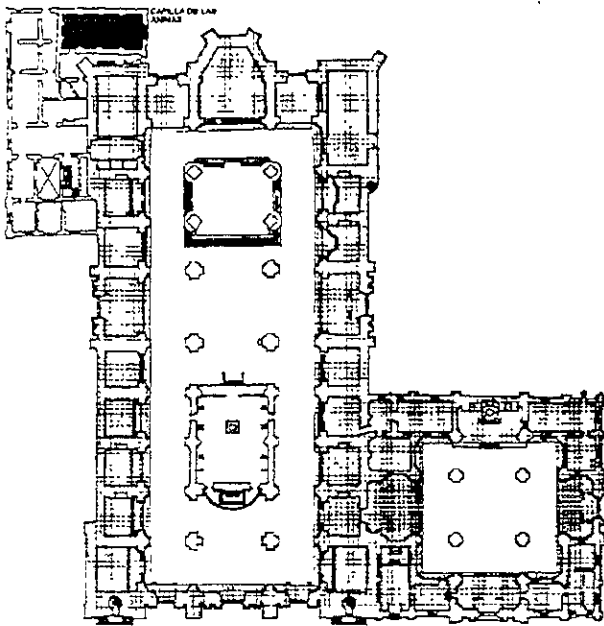


Figura 2.41. Cinturones de contrarresto

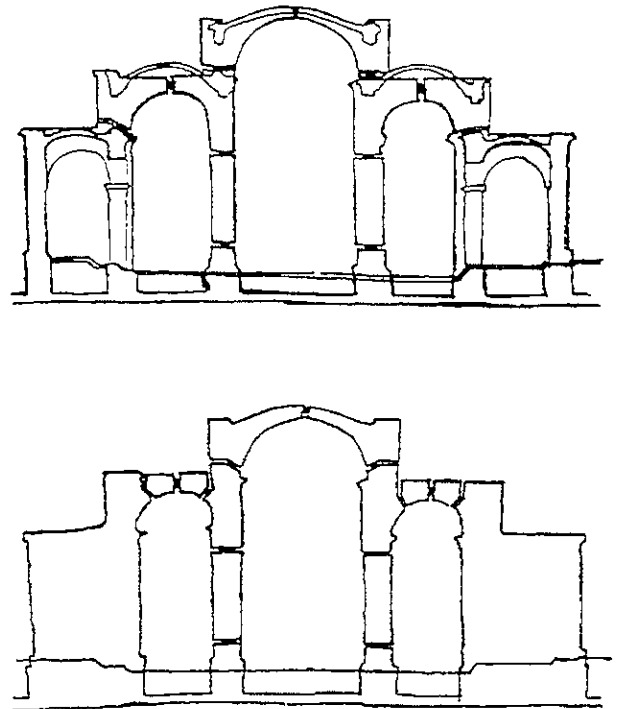


Figura 2.42. Modelo estructural del "anillo de contrarresto y bielas".

Los conceptos anteriores fueron medulares en la concepción arquitectónica de la época y determinaron esquemas compositivos dentro de los que se resolvió la geometría particular de los edificios. La tradición arquitectónica de construcción con estéreoestructuras se enriquece en estos monumentos por las exigencias del medio físico y las circunstancias históricas.

La situación geográfica de la ciudad de México y ubicación urbana de estos monumentos, los somete a sismos y hundimientos del suelo; a pesar de ello, su permanencia se explica por su condición de mecanismo confinado. Sin embargo, las deformaciones que han sufrido las acercan a la inestabilidad. En las fig. 2.43, fig. 2.44 y fig. 2.45 se ilustra el análisis del sistema de arcos y bóvedas.

Los cimientos son a los edificios, como las raíces a los árboles; en terrenos compresibles y con estructuras frágiles debe contemplarse la acción de los cimientos y superestructura como un conjunto, sin dissociar ninguno de sus elementos y sin separar

ninguna de sus partes. El concepto de mecanismo estructural confinado implica la redistribución de fuerzas y esfuerzos ante las solicitaciones sísmicas y los hundimientos del suelo.

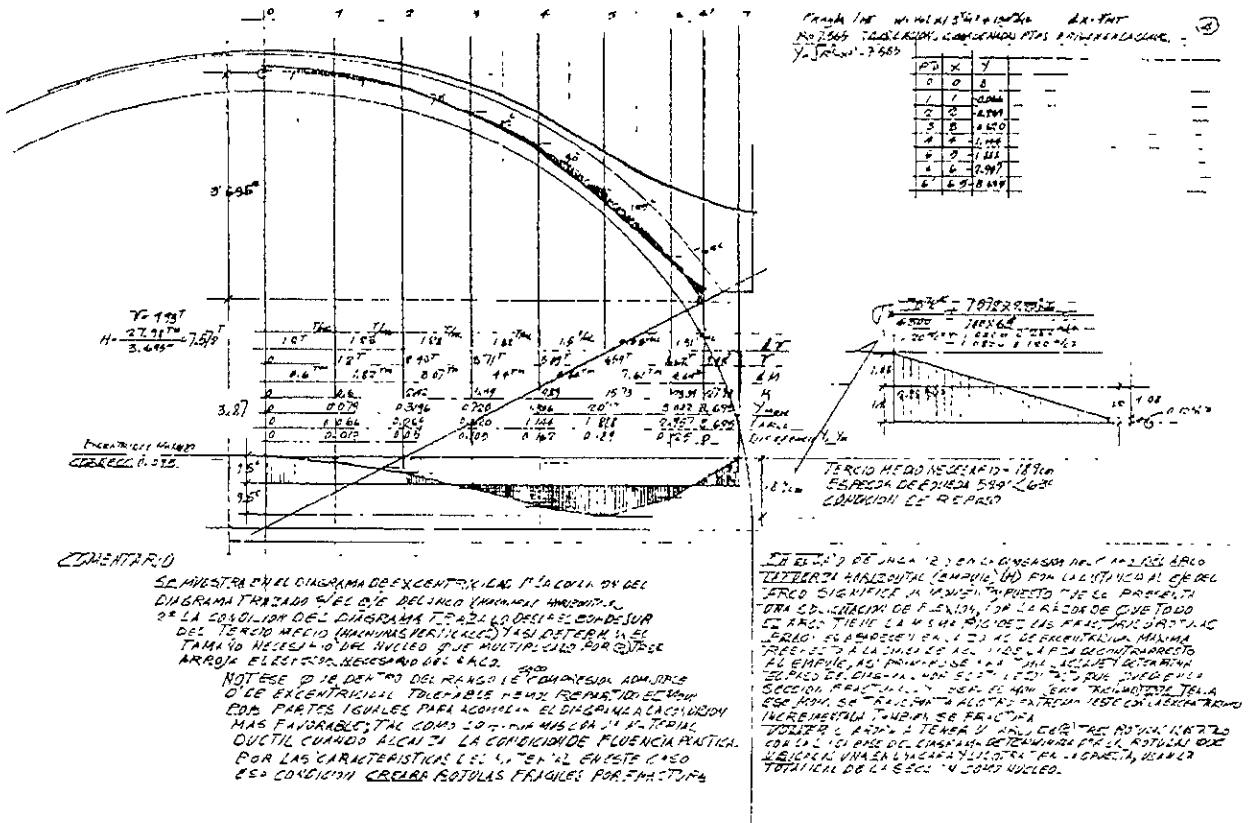


Figura 2.43. Análisis de estabilidad del cañón corrido de la nave central.

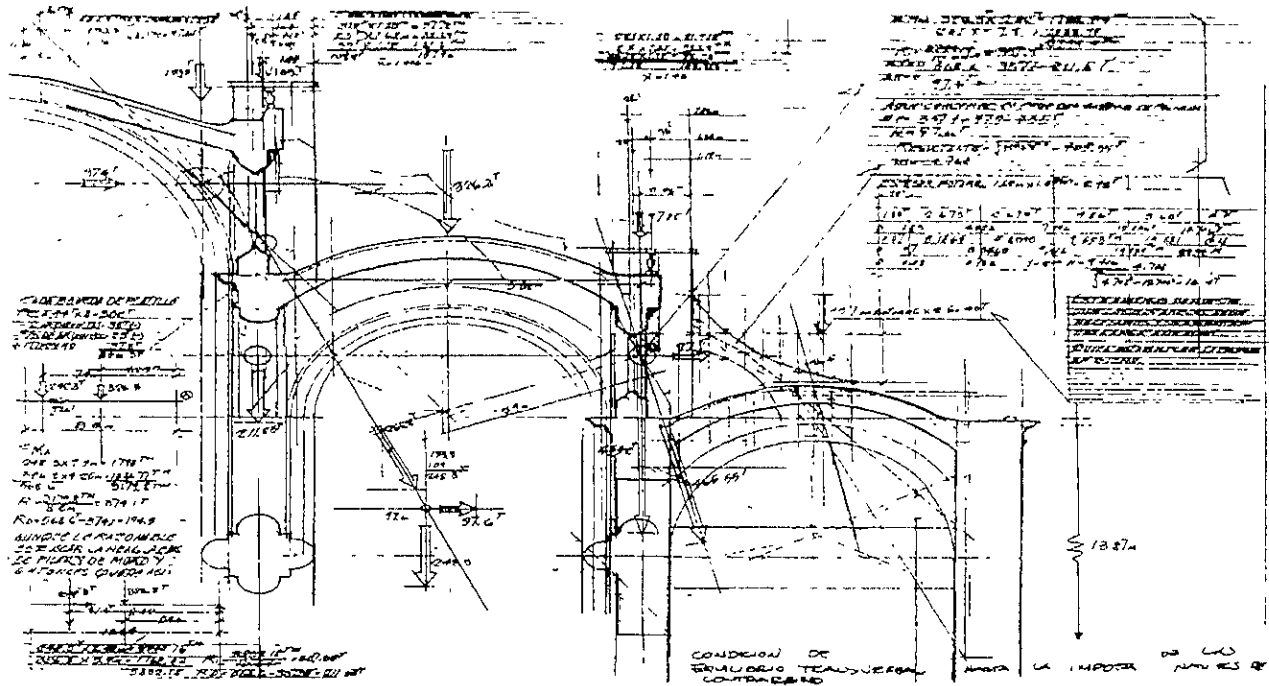


Figura 2.44. Análisis de arcos y bóvedas.

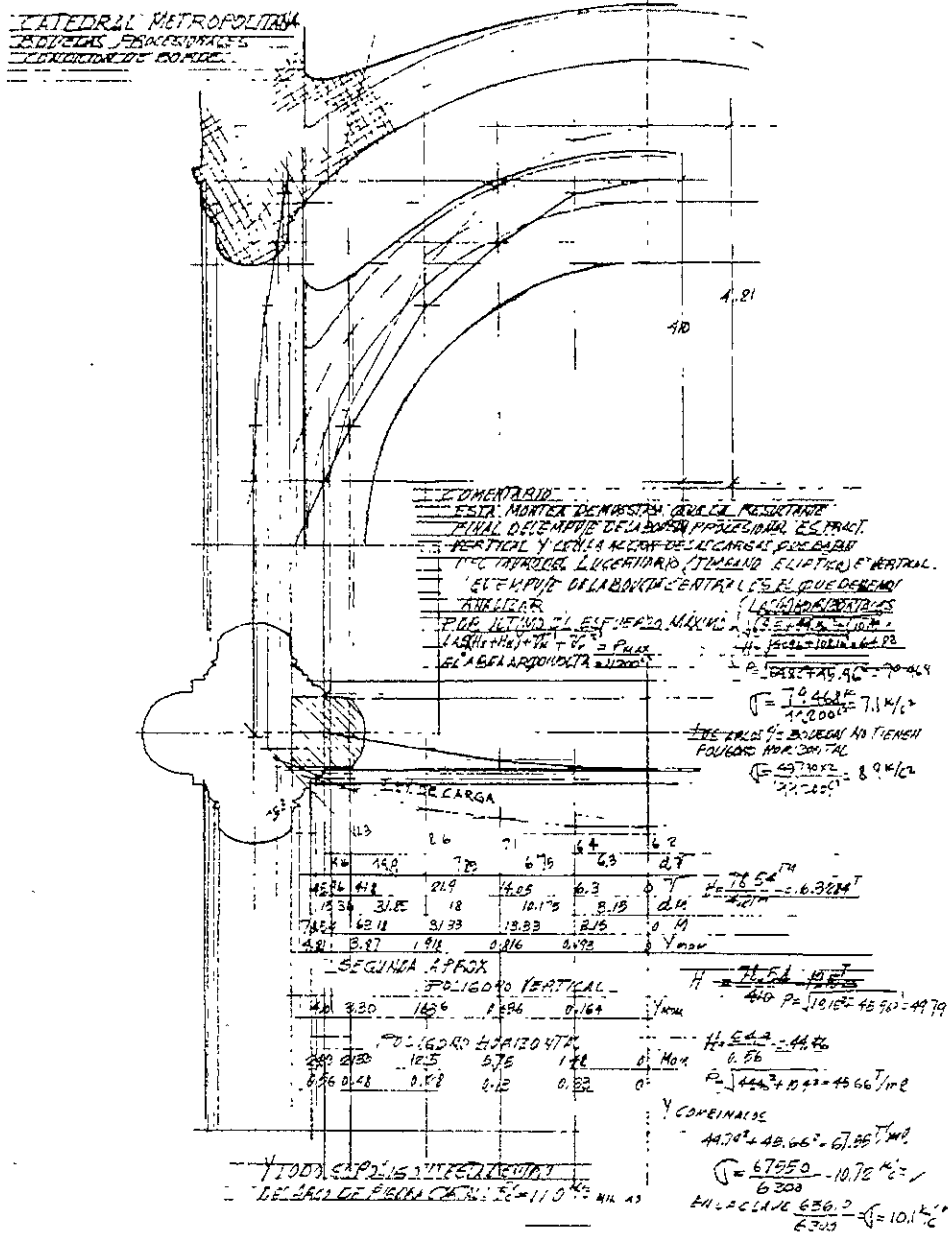
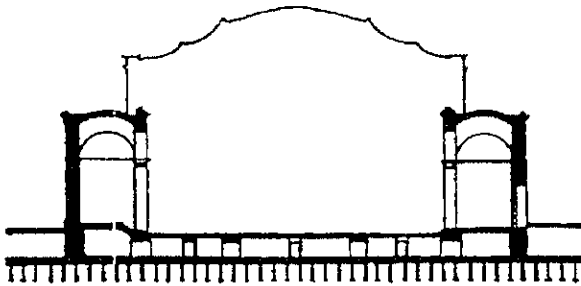


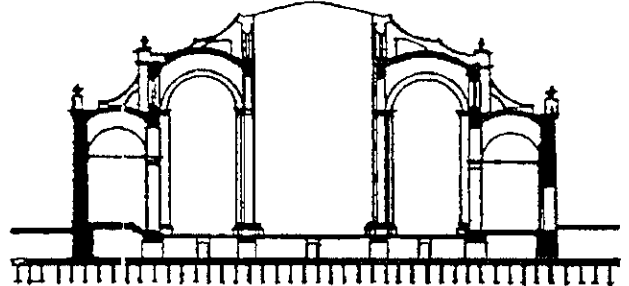
Figura 2.45. Resultante del empuje de la bóveda.

Por último, el mantenimiento y los métodos tradicionales para la reparación de la Catedral y Sagrario permitieron hasta ahora revitalizar sus estructuras, pero esta opción está agotada, pues la Catedral presenta deformaciones que alcanzan 2.40 m desde el ábside hasta la torre occidental. Las grietas, en número seguramente muy grande, permitieron por su tamaño los cambios dimensionales que el mecanismo exigía para reacomodar los elementos que se desplazaron. Esas grietas liberan los esfuerzos de deformación y al inyectarlas con aglomerante se restablece el reducido nivel de esfuerzos característico en estos edificios.

Con estos conceptos se organizó el trabajo de investigación arquitectónica-estructural en tres vertientes: a) la geometría deformada, b) la respuesta del suelo y c) la búsqueda de documentos de información sobre el mantenimiento que se ha dado al monumento. Las figuras 2.46, 2.47, 2.48, 2.49 y 2.50 forman parte del conocimiento arquitectónico adquirido.

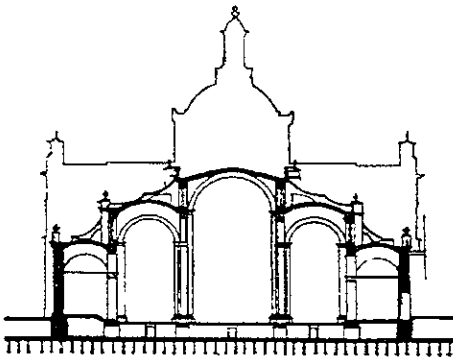


Los muros de las fachadas, los de división entre capillas y los que dan a las naves procesionales de las dos crujiás exteriores del templo, junto con el pedraplén de cimentación son el contrarresto tubular y continuo para las bóvedas del templo y se construyen primero

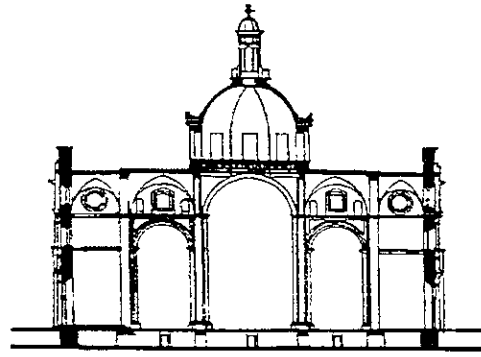


Las naves procesionales techadas con bóvedas de platillo transmiten a los muros de contrarresto el empuje de la bóveda de la nave central y por ellas continúan eslabonándose los elementos en el espacio y en el tiempo

Figura 2.46 Sistema de contrarresto.



El proceso constructivo culmina con la nave central que circundada por las capillas devocionales, el abside, la sala capitular y la sacristia como refuerzo de esquina al norte, y al sur por la fachada con sus dos contrafuertes y flanqueada por las torres, queda enmarcada dentro de un sistema apto para enfrentar sismos



La cúpula central emerge como remate lógico en el cruce de las bóvedas interiores que la entuban

Figura 2.47. Proceso de Construcción.

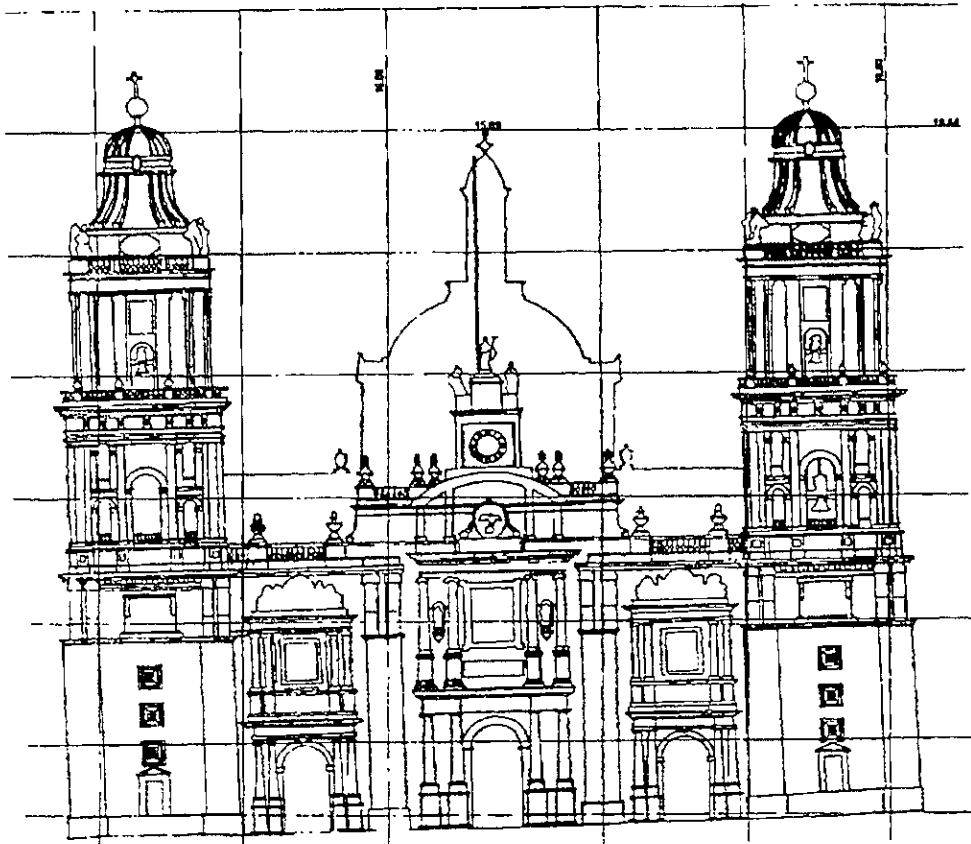
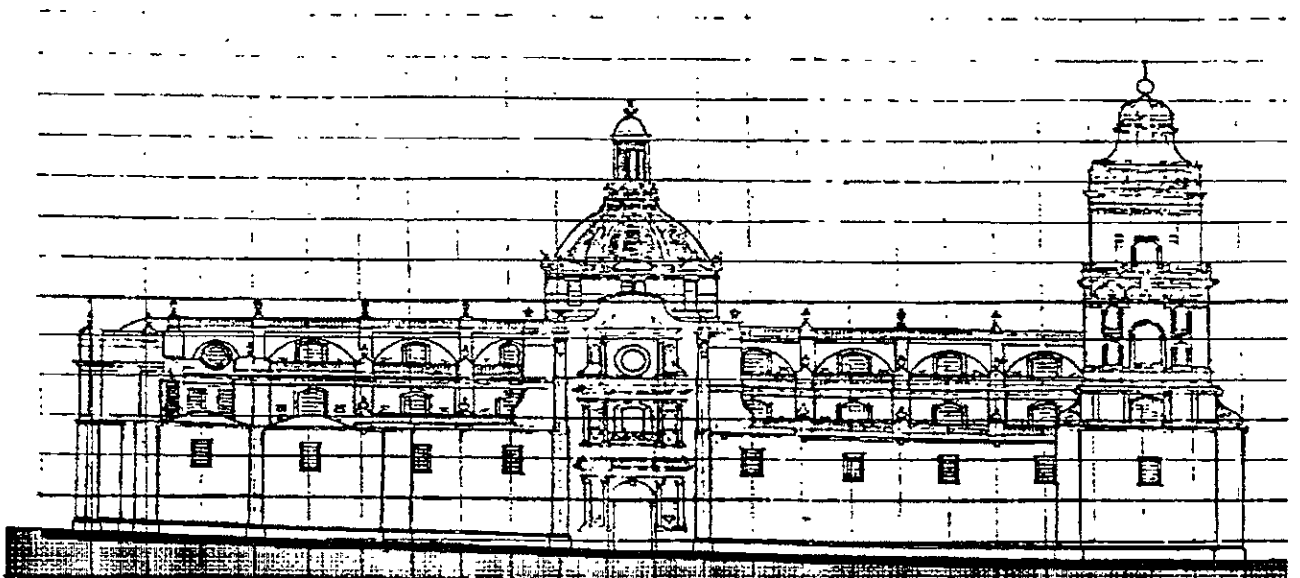


Figura 2.48. Geometría de la fachada principal.



FACHADA PONIENTE

Figura 2.49. Geometría de la fachada poniente

Diagnostico estructural

A partir de un diagnóstico estructural, fundamentado en la inspección detallada de los daños acumulados de la Catedral y el sagrario, se advierte el proceso de giro hacia fuera del sistema de contrarresto que circunda a los dos monumentos, y contradicen al patrón esperado de hundimientos; al ser actualmente mayores en su perímetro, cuyas consecuencias de mantenerse, serían la ruina inevitable del conjunto.

De lo anterior resulta que la comprensión del comportamiento del subsuelo sea la segunda faceta de este complejo problema que se debió aclarar; los ingenieros Enrique Tamez y Enrique Santoyo colaboraron con esta parte del diagnóstico.

Hipótesis del trabajo estructural

Los elementos que resisten los empujes horizontales de las bóvedas y constituyen el anillo de contrarresto, que restringe los mecanismos de falla son: a) al oriente y al poniente, las crujías exteriores que alojan a las capillas devolucionales, la sala capitular y la sacristía, b) al norte, el ábside prismático y c) al sur las dos torres, desplantadas cada una sobre dos de las seis magnos botareles, que junto con los otros dos cierran el recinto, vea de nuevo la fig. 2.41.

Profundizando en la comprensión de la estabilidad de la Catedral y manejando la teoría de las rótulas frágiles se elaboró el mecanismo que explica la capacidad del edificio para transmitir los empujes al anillo de contrarresto y también de su estabilidad ante los hundimientos acumulados. En la fig. 2.50, se muestran los análisis para encontrar la posición teórica de las rótulas frágiles que se definen en la estructura.

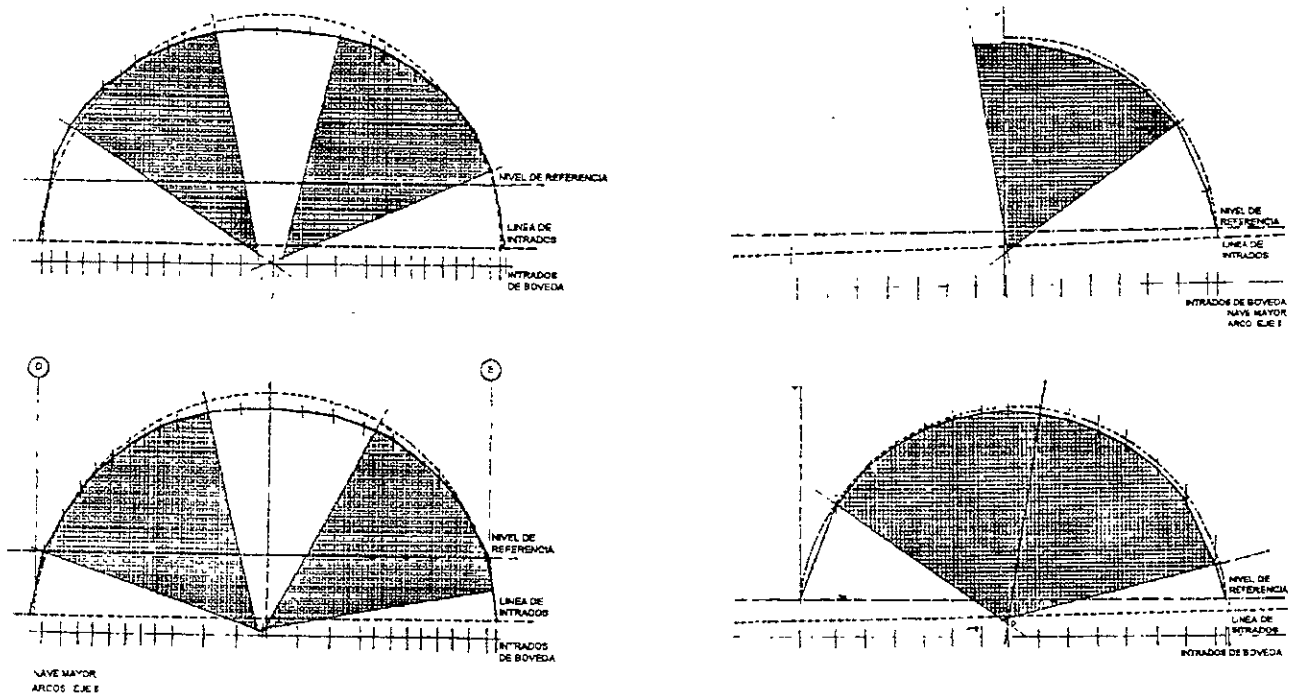


Figura 2.50. Ejemplo de arcos transversales deformados por las rótulas frágiles .

Los resultados del análisis permiten comprender la racionalidad de la secuencia constructiva y la elección de las bóvedas de platillo para las naves procesionales, en razón de su capacidad de permanecer estables y facilitar el proceso constructivo con holgura. Gráficamente se ilustró en las figuras 2.46 a 2.49, la secuencia constructiva deducida, así como las condiciones de borde de las bóvedas de platillo y de los lucernarios de la nave central. En una sección transversal se ilustra la trayectoria de las fuerzas desde la clave central hasta su equilibrante sobre la cimentación, figuras. 2.51 y 2.52.

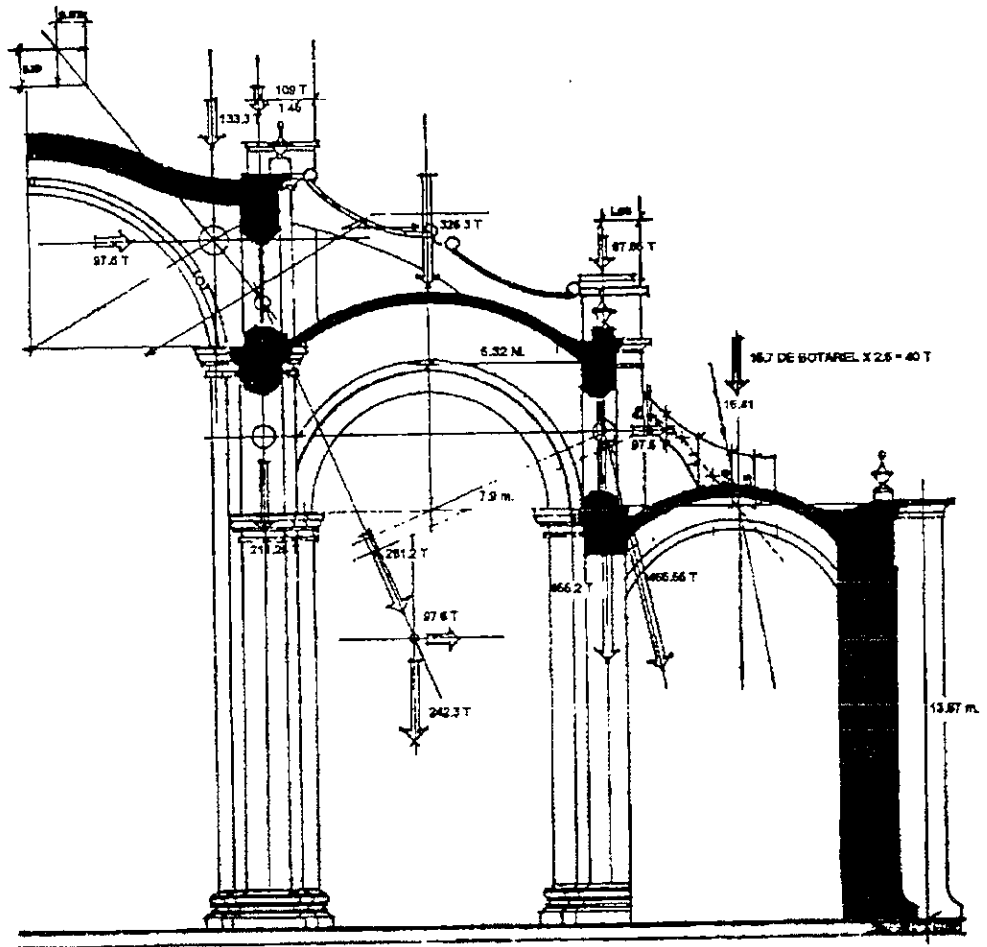


Figura 2.51 Trayectoria de fuerzas.

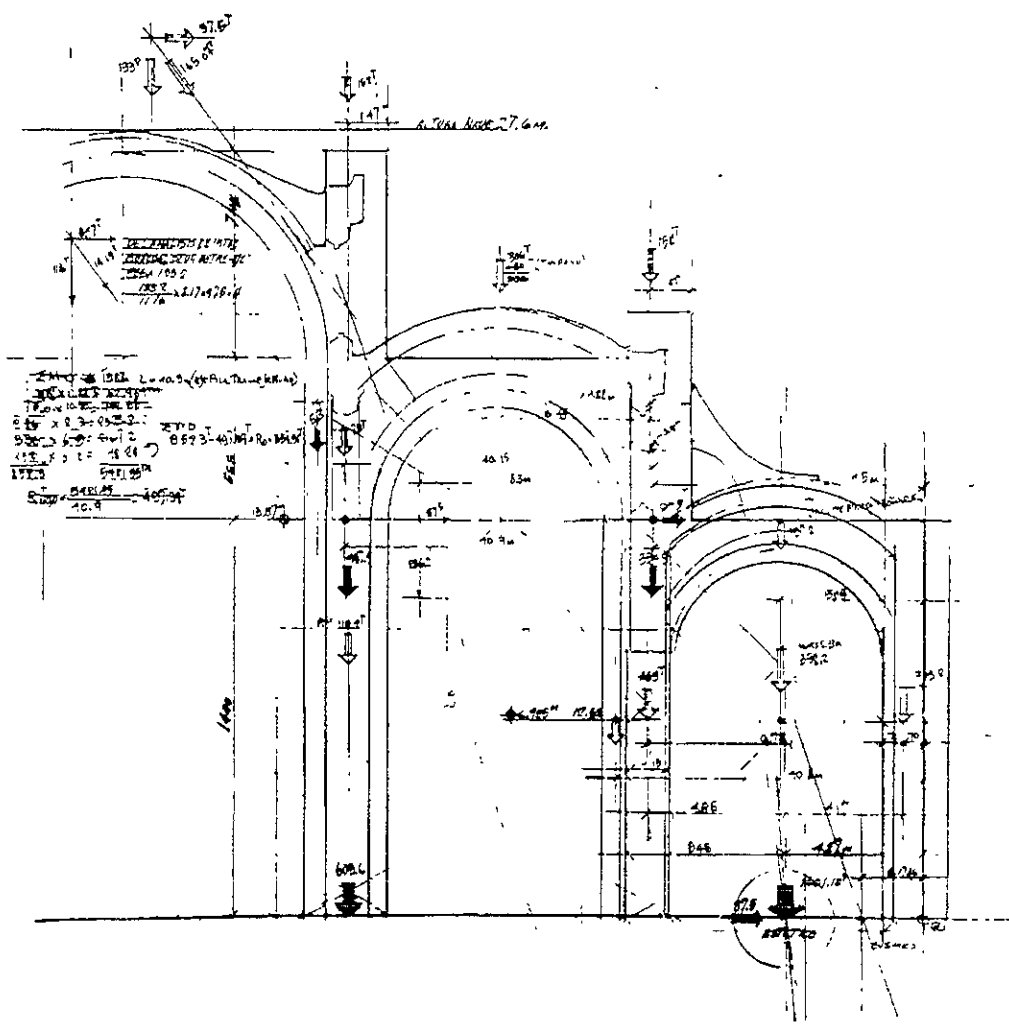
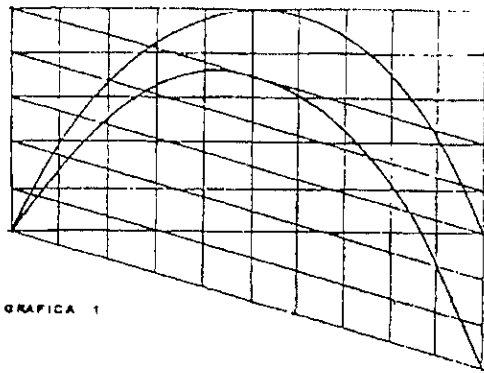
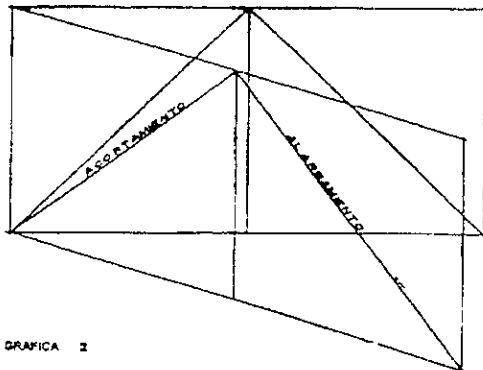


Figura 2.52. Trayectoria de fuerzas.

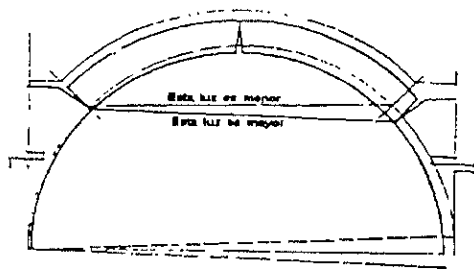
Las deformaciones acumuladas son un testimonio que demuestra que la estructura se comporta de acuerdo con la teoría de las rótulas frágiles; se agregan esquemas explicativos que se comprenden al revisar los análisis de la condición de equilibrio de la bóveda; se demuestra que la redistribución de las excentricidades se ajusta naturalmente hasta llegar a la condición más estable en cada elemento, a partir de la ubicación de las rótulas frágiles. Para determinar el lugar de estas rótulas es necesario conocer y manejar la geometría de los elementos estructurales, figuras 2.53 y 2.54.



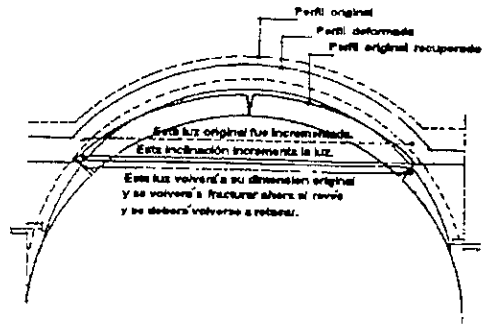
GRAFICA 1



GRAFICA 2

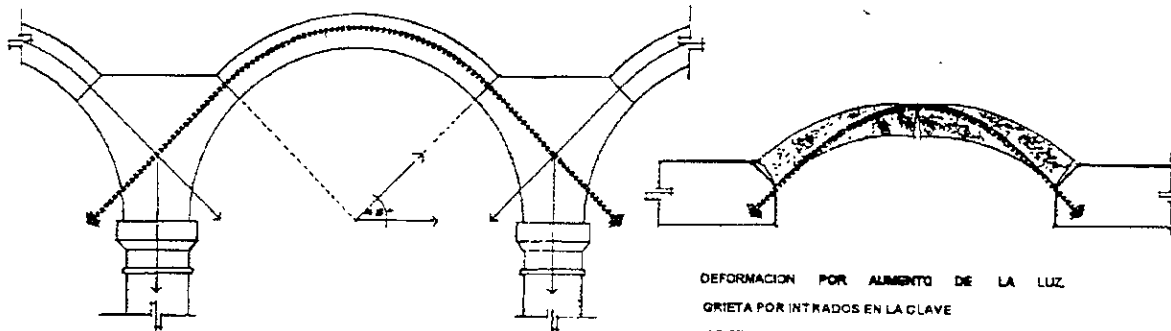


DEFORMACION POR HUNDIMIENTO DE UN APOYO.
SI EL ARCO YA ESTA DEFORMADO Y REACTADO POR HUNDIMIENTO DE UN APOYO AL RESEVELARLO POR HUNDIMIENTO DEL APOYO QUE NO BAJO EL CLARO SUPONIA UN ACORTAMIENTO.



DEFORMACION POR HUNDIMIENTO DE UN APOYO.

Figura 2.53 Geometría de los elementos estructurales.



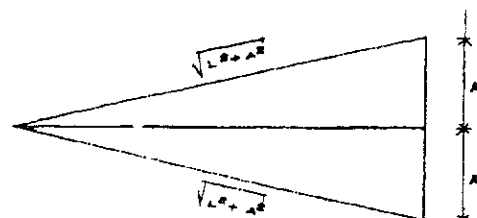
ARCO ORIGINAL

DEFORMACION POR AUMENTO DE LA LUZ.
GRIETA POR INTRADOS EN LA CLAVE
GRIETA POR EXTRADOS EN ARRANQUES DESCENSO EN LA CLAVE PERO INCREMENTO EN LA FLECHA REAL.



DEFORMACION POR DIMINUCION DE LA LUZ

GRIETA POR EXTRADOS EN LA CLAVE
GRIETA POR INTRADOS EN ARRANQUES ASCENSO DE LA CLAVE PERO REDUCCION DE LA FLECHA REAL.



GRAFICA DE INCREMENTO O REDUCCION DEL DIAMETRO.

EL ASCENSO O DESCENSO DE UN APOYO SIGNIFICA UN INCREMENTO EN EL DIAMETRO AUNQUE TAMBIEN PODRA ALTERAR EL PATRON DE FALLA.

Figura 2.54. Geometría de los elementos estructurales.

La construcción de la Catedral se inició en 1573 y se prolongó por 240 años para su total terminación. Los constructores tenían conciencia de los problemas impuestos por la gran deformabilidad del subsuelo sobre el que tenían que edificar el monumento. Trataron de superarlos con una cimentación amplia rígida y complementada por pilotes, con la inclusión de materiales ligeros en las mamposterías, así como con una estructura continua y con cierta rigidez que permitiese distribuir de manera uniforme las cargas a la cimentación. Subestimaron, sin embargo, la magnitud de los hundimientos que llegaron a presentarse y, sobre todo, la variación de estos por la heterogeneidad del subsuelo. Por ello tuvieron que recurrir desde un principio a modificaciones y ajustes en la construcción. La edificación ha tenido que ser objeto de un proceso continuo de mantenimiento y reparación para subsanar los daños provocados por los grandes hundimientos. Ya en este siglo, se emprendieron dos acciones mayores para tratar de frenar los hundimientos y reducir sus efectos en la estructura.

Los hundimientos se han acelerado en los últimos años por el bombeo creciente de agua del subsuelo. Esto está llevando al edificio a un estado de distorsión que lo pone en peligro de colapso. Por ello se ha dado inicio a un proceso radical de rehabilitación que pretende corregir parcialmente los hundimientos diferenciales de la construcción y llevarla a una situación de estabilidad y seguridad estructural adecuada.

Breve descripción del edificio y de su proceso constructivo. Existen diversos estudios interesantes sobre la arquitectura de la Catedral y sobre su proceso de construcción. Aquí sólo se anotarán algunos aspectos esenciales para la comprensión de los problemas estructurales.

La Catedral tiene forma de cruz latina orientada de norte a sur. Sus dimensiones, incluyendo muros, son 127 m de largo por 58 m de ancho y 61 m de altura, medida esta última desde el nivel de plintos hasta la punta de las cruces localizadas en las torres (fig. 2.55 a 2.58).

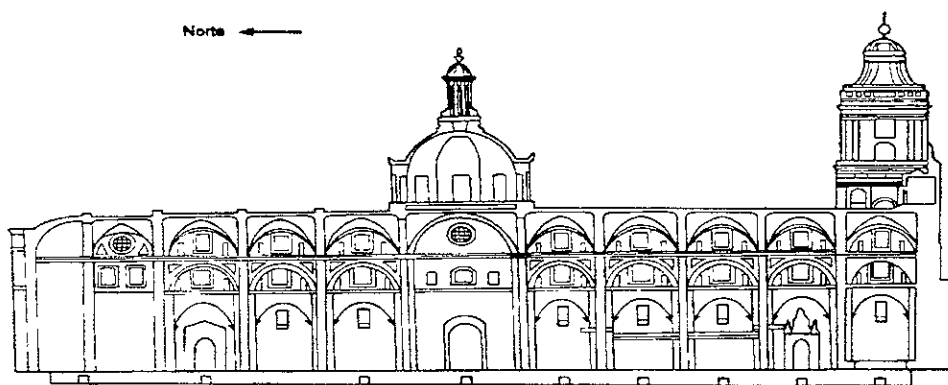


Figura 2.55. Corte Longitudinal.

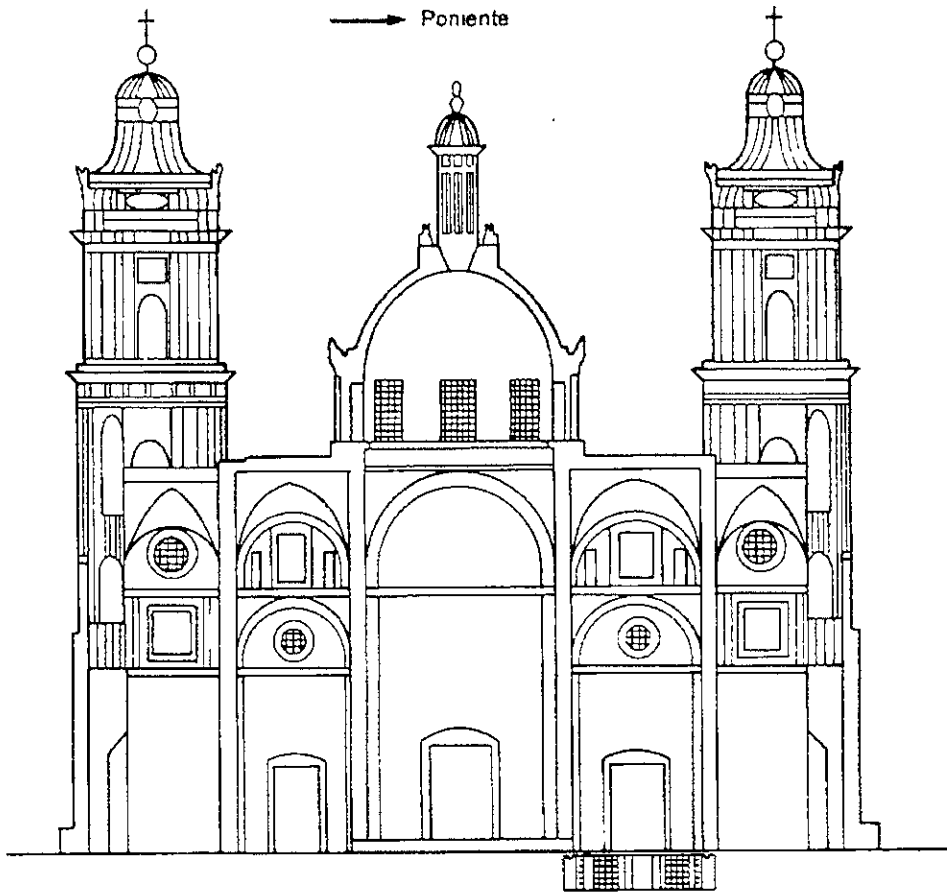


Figura 2 56. Corte Transversal.

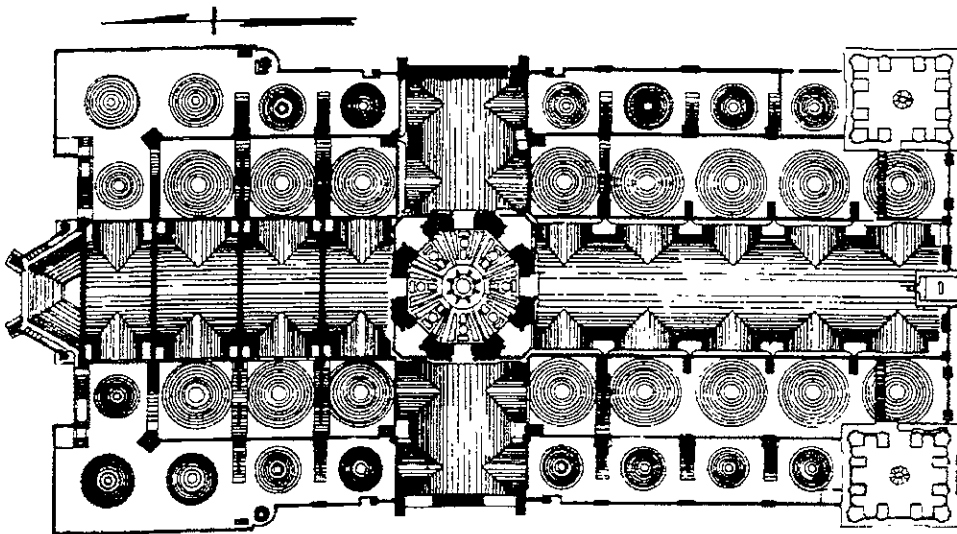


Figura 2 57. Corte Planta de azotea

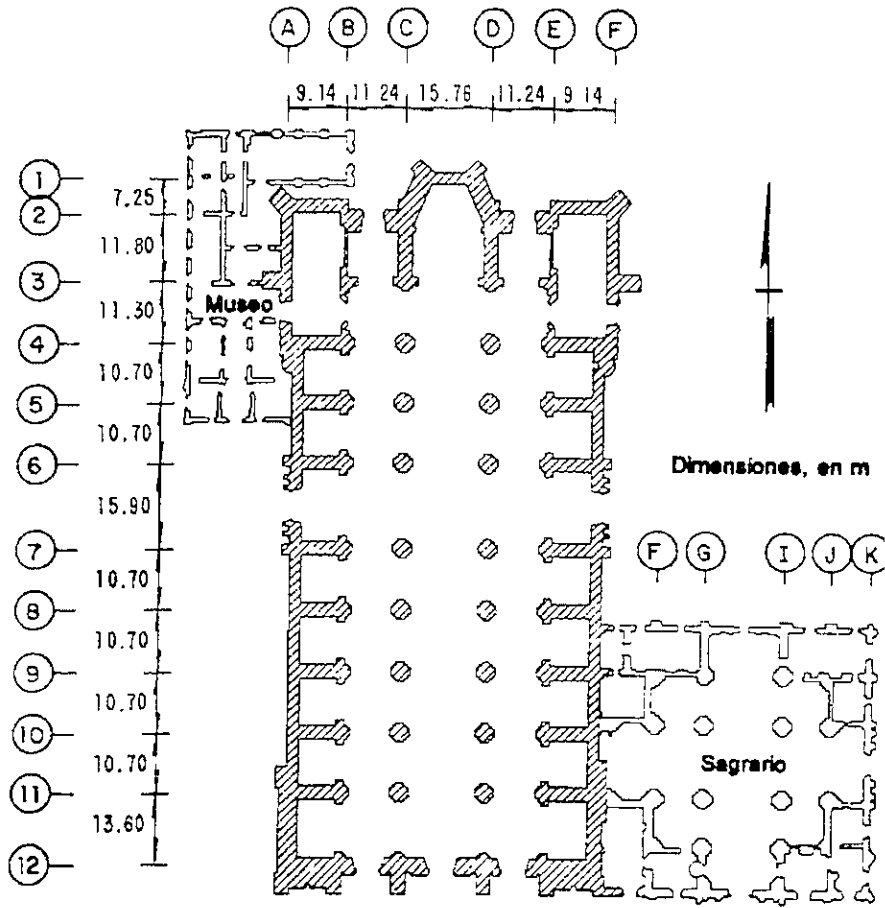


Figura 2.58. Planta a nivel feligresia

El templo se divide en cinco naves: la mayor o central, dos procesionales o de tránsito, y dos cerradas y divididas por capillas que circundan y terminan el edificio por los costados. La cubierta de la nave principal está constituida por una bóveda cilíndrica longitudinal que descansa sobre arcos torales, y que está intersecada por bóvedas cónicas transversales para formar los llamados lunetos (fig. 2.59). Las naves procesionales y las de capillas están cubiertas por bóvedas semiesféricas.

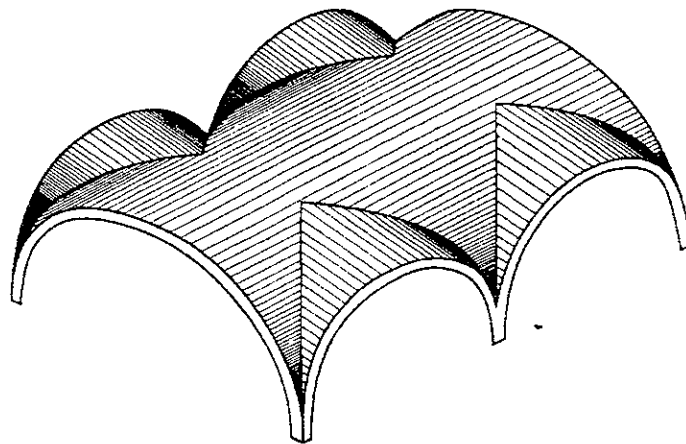


Figura 2.59. Geometría de la bóveda de la nave principal.

Sobre el medio crucero se levantan cuatro arcos torales estriados, con sus pechinas sobre las cuales se forma una trabe octagonal de 64 m de perímetro. La elevación de este elemento es de 36.5 m, y sobre él se apoya el tambor compuesto de muros macizos con ocho ventanas. En el remate arranca la cúpula principal cuya base es similar a la anterior. Finalmente, sobre ella se ubica la linternilla, compuesta de ocho ventanas de punto y ocho circulares, cubriéndola un pequeño cupulín.

De su planta se levantan treinta y seis columnas robustas. Veinte están adosadas a muros, constituyendo solamente semicolumnas. Las otras diez y seis, aisladas, a una altura de 13.5 m reciben los arcos de las naves laterales, y después suben hasta los 19.3 m para sustentar los arcos de la nave central. Sobre estas columnas se apoyan, en sus cuatro direcciones, 42 arcos estriados sobre los cuales descansan bóvedas cilíndricas y cúpulas de geometría semiesférica sostenidas por las pechinas de las naves procesionales.

En la fachada posterior hay dos puertas que dan paso a las naves de tránsito y que están separadas por dos gruesos contrafuertes empotrados a los muros que resisten el empuje de las bóvedas. La fachada principal cuenta con tres puertas en forma de arco, además tiene dos torres elevadas (fig. 2.60 y 2.61). En esta fachada resaltan seis contrafuertes que sirven de cabeceras a las grandes divisiones del templo. Las torres están asentadas en los dos últimos contrafuertes de cada lado.



Figura 2.60. Fachada principal (sur).

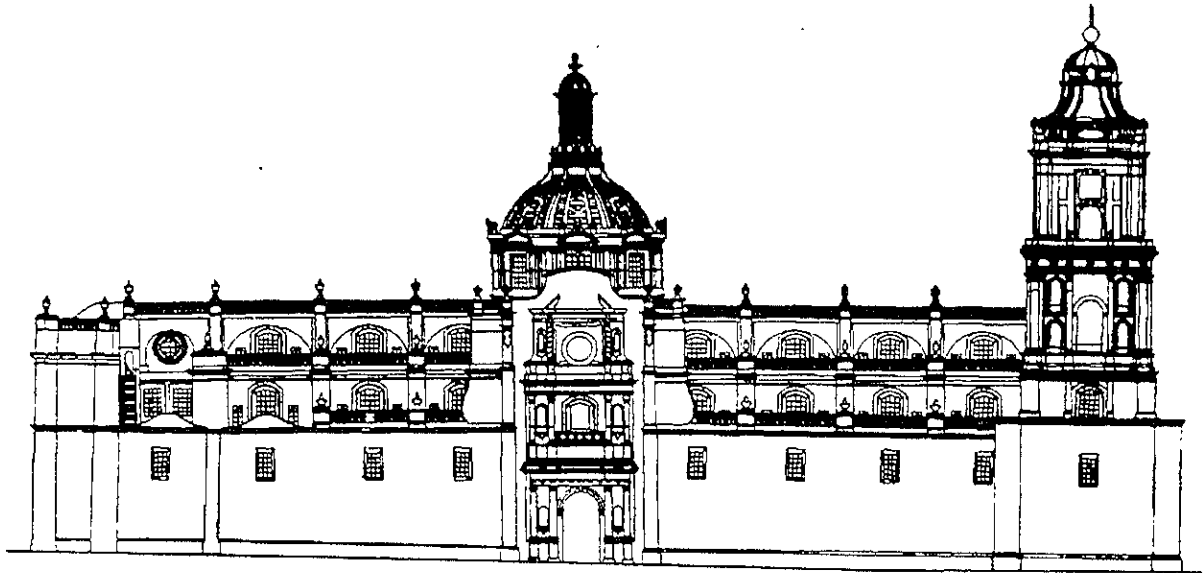


Figura 2.61. Fachada lateral poniente

Este monumento se desplanta sobre un basamento constituido por una retícula de contratraves de mampostería de 3.6 m de peralte, que se apoya sobre un pedraplén de mampostería de aproximadamente 1 m de espesor (fig. 2.62). El pedraplén descansa sobre una plantilla de 20 cm de espesor que sirve de cabezal a una retícula de estacones de madera de 20 cm de diámetro y de 2 a 3 m de longitud, espaciados cada 60 cm. Se supone que originalmente se pensó construir una Catedral de mayor tamaño y que por esta razón el pedraplén sobresale de su periferia.

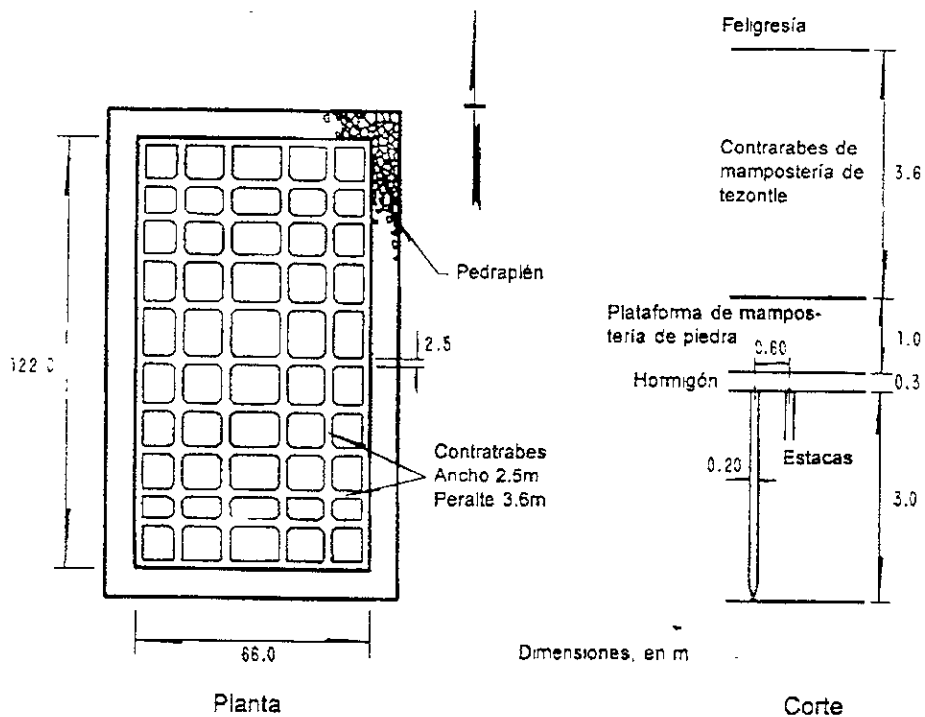


Figura 2.62. Esquema de cimentación.

Los hundimientos de la Catedral empezaron desde la colocación del pedraplén sobre la retícula de estacones. La variación de espesor del pedraplén obedece en parte a los hundimientos diferenciales. El fenómeno se hizo significativo al levantar los muros de mampostería de tezontle. En 1642 se inició la construcción de la torre oriente y el revestimiento del muro de la fachada principal con cantera de Chiluca. En cinco meses la torre estaba entre la primera y segunda de sus ventanas. En ese entonces se suspendió su obra durante nueve años y, al continuarla en 1651, se hizo necesario colocar una hilada de ajuste en los bloques de cantera, al observarse un asentamiento diferencial de la torre poniente de 22.5 cm. Entre 1656 y 1667 se completó la fachada, lo cual requirió de nuevos ajustes, esta vez del orden de 80 cm.

En los años comprendidos entre 1641 y 1651 se procedió a techar las naves de capillas y las procesionales, y entre 1656 y 1667 se techó la nave central y se construyó la cúpula del crucero. Cabe anotar que trascurrió casi un siglo entre el inicio del pedraplén y el cierre de las bóvedas. En esta primera etapa la rigidez de la Catedral era muy reducida y los hundimientos diferenciales fueron muy cuantiosos.

Por esa razón, al cerrar los techos, se requirieron ajustes de grandes proporciones en la altura y verticalidad de columnas y muros, así como modificaciones importantes en la geometría de los arcos y bóvedas. Una vez cerradas las bóvedas debe haber cambiado significativamente el patrón de hundimientos diferenciales, ya que la construcción adquirió mayor rigidez.

Por cerca de un siglo se interrumpió la construcción, hasta que en 1787 se terminó la edificación de las torres. Estas presentan también evidencias de ajustes de gran magnitud, tanto en su estructura como en sus ornamentos, para tratar de disfrazar los desniveles que se habían presentado. El gran peso de estas torres contribuyó a acelerar los hundimientos diferenciales en la fachada principal.

Cabe señalar que los hundimientos se deben en parte al proceso de consolidación de la arcilla bajo la elevada carga impuesta por el peso de la Catedral, y en parte importante a la extracción de agua del subsuelo. La consolidación fue significativa en la primera etapa de la vida del monumento, de allí en adelante la extracción de agua ha gobernado los hundimientos. Las grandes variaciones de asentamiento de la base de la Catedral se deben por una parte, minoritaria, a la configuración natural de hundimiento de un suelo sujeto a una carga uniforme, y que es en forma de cuenco; por otra, también minoritaria, se deben a la distribución no uniforme de las cargas transmitidas por la estructura. De manera preponderante estos asentamientos diferenciales se deben a la no uniformidad del subsuelo bajo la cimentación, debido a la presencia de restos de construcciones prehispánicas que han consolidado la arcilla en algunas zonas y que limitan los hundimientos de partes de la estructura.

Análisis de la Estructura Original.

El análisis del esquema estructural de la Catedral y de su comportamiento revela que hubo en su concepción una visión bastante certera de la problemática estructural que ésta enfrentaba. Los materiales así como la forma y disposición de los elementos estructurales se escogieron en función de las acciones externas que debía soportar el

monumento, no sólo los efectos de su propio peso sino también los de sismos y los de hundimientos diferenciales.

La interpretación del funcionamiento estructural se basa en buena parte en los estudios realizados por Fernando López Carmona y presentados en diversos documentos, sobre todo en su tesis doctoral.

El material primario de construcción es una mampostería heterogénea constituida por tezontle y piedra basáltica, aglutinados por un mortero de cal y arena. El conjunto forma una especie de concreto ciclópeo cuya composición varía según el elemento estructural. En el pedraplén se emplearon piedras basálticas de gran tamaño con ausencia casi total de tezontle; en los muros domina el tezontle, con algunas piedras de pequeñas dimensiones. En las bóvedas el tamaño de las piedras de tezontle disminuye y desaparecen prácticamente las piedras de basalto denso. El material resulta más ligero que la mampostería normal, sobre todo el de los techos, tiene una resistencia a compresión elevada y una resistencia a tensión superior a la de la mampostería de ladrillo debido a la ausencia de planos débiles constituidos por las juntas de mortero.

La mampostería de sillares de piedra (Chiluca) se empleó para los elementos que debían soportar esfuerzos de compresión particularmente elevados (columnas y arcos), así como para otros que tienen a la vez fines estructurales y decorativos.

Los sillares de las columnas tienen un arreglo que se repite en hiladas alternadas y que deja un hueco central que se relleno con una mampostería pobre. La altura de cada hilada de sillares es de aproximadamente 60 cm. La calidad de la piedra empleada disminuye notablemente con la altura de las columnas, como se comentará más adelante en este trabajo.

Para los elementos de cubierta se escogieron formas que permitiesen la transmisión del peso propio de la estructura por esfuerzos de compresión y limitasen el coceo en sus apoyos. Se combinan cúpulas hemisféricas y bóvedas constituidas por la intersección de superficies cilíndricas y cónicas (vea de nuevo la fig. 2.59).

La cubierta incluye algunos elementos que no parecen tener una función estructural significativa. Los arbotantes (o botareles) cuya función natural es transmitir a los contrafuertes los empujes laterales de la cubierta, aquí son de poca utilidad por la ausencia casi total de coceos. Esto parece haber sido percibido por los constructores en el curso de la ejecución, ya que dichos arbotantes fueron eliminados en la parte sur de la cubierta. Por otra parte, los arcos que forman costillas abajo de las bóvedas transversales en los ejes de columnas no parecen ser necesarios en la mayoría de los casos, ya que las bóvedas son estables por sí solas. Esto se confirma por la separación que se aprecia en diversos casos entre los dos elementos. Es posible que su función fuera principalmente definir la forma de la techumbre, como guía para la construcción de las bóvedas.

Se utilizaron diversos medios para rigidizar la cubierta y así favorecer la transmisión de cargas laterales y reducir su deformabilidad ante los hundimientos de la cimentación. El empleo de superficies cilíndricas intersecadas, además de permitir la iluminación del

templo, cumple este propósito al igual que los tímpanos, tanto por el extradós como por el intradós de la cubierta.

Se identifican zonas donde se concentran cargas verticales extraordinariamente elevadas. Una es la de las torres, resueltas con un núcleo masivo de paredes de mampostería, y la otra, mucho más crítica, es la del crucero central. La cúpula principal transmite cargas muy elevadas a las cuatro columnas que la sostienen y a su cimentación.

La transmisión del peso de la cubierta a la cimentación se hace por columnas y muros, cuya área transversal es generosa y mantiene los esfuerzos de compresión a niveles moderados.

Constituye una parte esencial del esquema estructural el arreglo de muros en todo el perímetro de la planta. Las cuatro fachadas, los muros de las capillas en los lados largos, los muros de torres en la fachada principal y los contrafuertes en la posterior, constituyen una franja perimetral que proporciona una gran rigidez lateral al edificio. Este "cinturón de contrarresto", como lo denominó López Carmona, tiene gran efectividad para proporcionar un confinamiento lateral a la cubierta y para resistir las fuerzas sísmicas.

La Catedral cuenta también con un esquema estructural eficiente para resistir los efectos sísmicos. El elemento principal es el cinturón de contrarresto que proporciona una elevada área transversal de muros en ambas direcciones de la construcción. La notable simetría de la planta propicia una respuesta sísmica favorable y la plataforma rígida de la cimentación permite una transmisión uniforme del movimiento del terreno a la estructura. Sobre estos puntos se abundará más adelante.

Cabe mencionar, por último, el intento de proporcionar una elevada rigidez a flexión de la cimentación, como suma de la contribución del pedraplén y de la retícula de contratraveses (para un peralte total de aproximadamente 4.5 m). Esto tenía como objetivo minimizar los hundimientos diferenciales, pero resultó insuficiente para tal efecto, debido a la escasa resistencia en tensión de la mampostería y por las ya mencionadas condiciones extremadamente desfavorables del subsuelo.

Análisis de las condiciones de seguridad ante cargas verticales.

El peso propio de la construcción constituye una acción muy severa sobre esta estructura, mientras que las cargas vivas no son significativas y pueden despreciarse en el análisis.

El estudio del estado de esfuerzos que se presenta en la estructura debido a distintas condiciones de sollicitación se hizo primordialmente mediante el análisis de modelos de elementos finitos. Se elaboraron modelos tridimensionales de la estructura global y modelos más detallados de algunas de sus partes más críticas. Se estudiaron también modelos bidimensionales para entender más claramente los mecanismos de transmisión de fuerzas en las dos direcciones.

Se hicieron análisis estáticos de estos modelos para determinar la respuesta ante cargas verticales y ante movimientos de los apoyos, y análisis dinámicos para estudiar los efectos sísmicos. Los modelos se resolvieron con el programa de cómputo SAP-90.

Una limitación seria de estos análisis es que suponen un comportamiento elástico-lineal de los elementos, lo cual no es representativo de un material con baja resistencia a la tensión, como la mampostería, y que además se encuentra a un estado de fisuración muy severo por los hundimientos diferenciales. A pesar de ello, se considera que estos análisis proporcionan resultados indicativos de gran utilidad. Por una parte, efectos como los del peso propio se transmiten esencialmente por fuerzas de compresión; por otra, los análisis revelan las zonas donde se presentan tensiones y, por tanto, son de esperarse agrietamientos. Finalmente, el efecto de las grietas puede representarse en el modelo separando físicamente las partes adyacentes a las grietas, o asignando rigideces muy bajas a los elementos que se consideren agrietados.

Los análisis de elementos finitos se han complementado con otros basados esencialmente en condiciones de equilibrio (métodos de análisis plástico); estos proporcionan estimaciones de la seguridad de la estructura contra el colapso. Los resultados detallados de estos análisis se presentarán en un informe complementario. Aquí se resumirán algunos aspectos relevantes.

A fin de determinar el estado de esfuerzos en la estructura así como fue concebida, sin que fuera distorsionada y agrietada por los hundimientos diferenciales, se usarán los resultados que se han obtenido del análisis de elementos finitos de un modelo analítico que representa la parte central del monumento. La fig. 2.63 muestra la configuración de dicho modelo, así como los elementos que lo componen y que son de distintos tipos: elementos sólidos tridimensionales para columnas, muros, arcos y tímpanos; y elementos placas para las bóvedas y cúpulas. El modelo tiene 2 511 elementos y 4 564 nudos.

Los datos geométricos se tomaron de los planos más confiables que se pudieron conseguir y se comprobaron en obra, dentro de lo posible. Se tomó también como guía la cuantificación de pesos de la estructura realizada hace varios años por V. Guerrero y Gama. Se supusieron pesos volumétricos medios iguales para todos los elementos del mismo material. Para los de mampostería mixta se consideró un peso de 1600 kg/m^3 , y para los de sillares de piedra, 1800 kg/m^3 . Esto dio como resultado pesos algo menores que los obtenidos por Guerrero y Gama, quien consideró 1800 kg/m^3 para todos los elementos.

Una visión general de las cargas que actúan en las distintas partes de la estructura se presenta en la fig. 2.65. El peso de la cúpula a nivel de la trabe poligonal es de 1,701 ton. El peso de la cubierta a nivel de arranque de la nave central es de 6776 ton; mientras que a nivel de arranque de naves procesionales es de 20,045 ton. El peso a nivel de piso de feligresía es de 53,000 ton y el total incluyendo pedraplén es de 127,000 ton. Este peso extraordinario implica un esfuerzo promedio sobre el área de contacto entre el pedraplén y el terreno de $127,000/(71 \times 139) = 12.9 \text{ ton/m}^2$, lo cual es muy superior a lo que el subsuelo puede aceptar para mantener los hundimientos dentro de límites razonables.

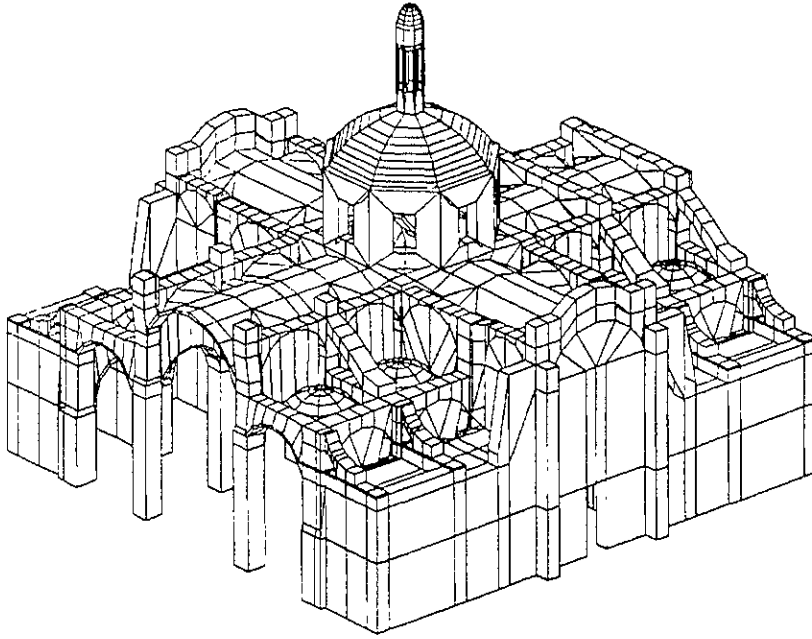


Figura 2.63. Modelo de elementos finitos en la zona del crucero

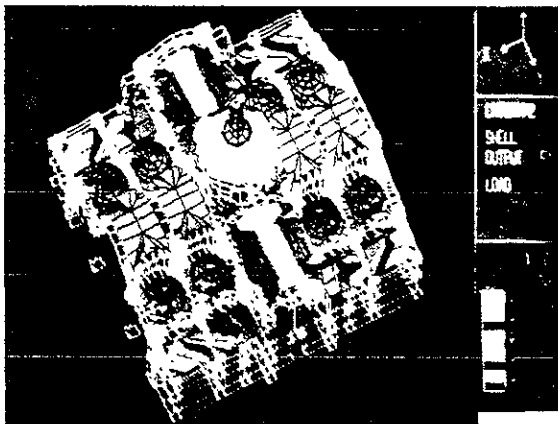


Figura 2.64. Esfuerzo por peso propio en la cubierta de la nave.

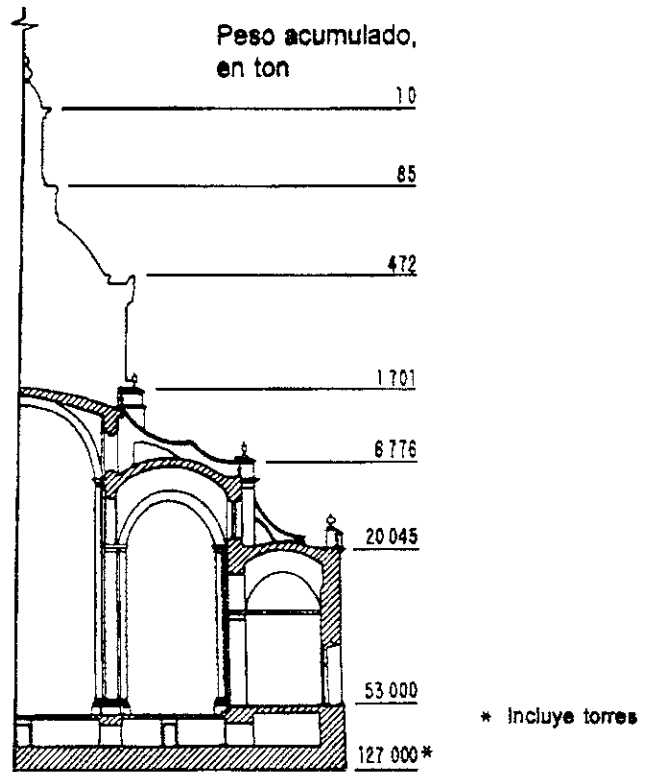


Figura 2.65. Peso de la catedral a distintas alturas.

Con relación a los esfuerzos que se presentan en los distintos elementos, la fig. 2.64 muestra los esfuerzos axiales en las dos direcciones principales de la bóveda de la nave central. La fig. 2.66 presenta el estado de esfuerzos en una de las columnas centrales y la fig. 2.67 en uno de los muros. La fig. 2.68 proporciona una visión general de la distribución de esfuerzos axiales en la parte de la estructura representada en el modelo. La conclusión general es que domina un estado general de esfuerzos de compresión limitados a valores moderados (menores a 10 kg/cm^2).

Una idea de la forma en que las cargas de la cubierta se transmiten a las columnas y muros en la zona del crucero se tiene en el corte transversal mostrado en la fig. 2.69. Se aprecia que en las columnas centrales las cargas bajan prácticamente en forma axial, mientras que la resultante de la carga de las naves procesionales pasa casi por el centro de los muros de capillas, evidenciando la función de estos como elementos de contrarresto. De manera semejante, la fig. 2.70 muestra el flujo de cargas verticales en un corte longitudinal de la estructura. Nuevamente se aprecia que la trasmisión de carga se hace en forma aproximadamente axial.

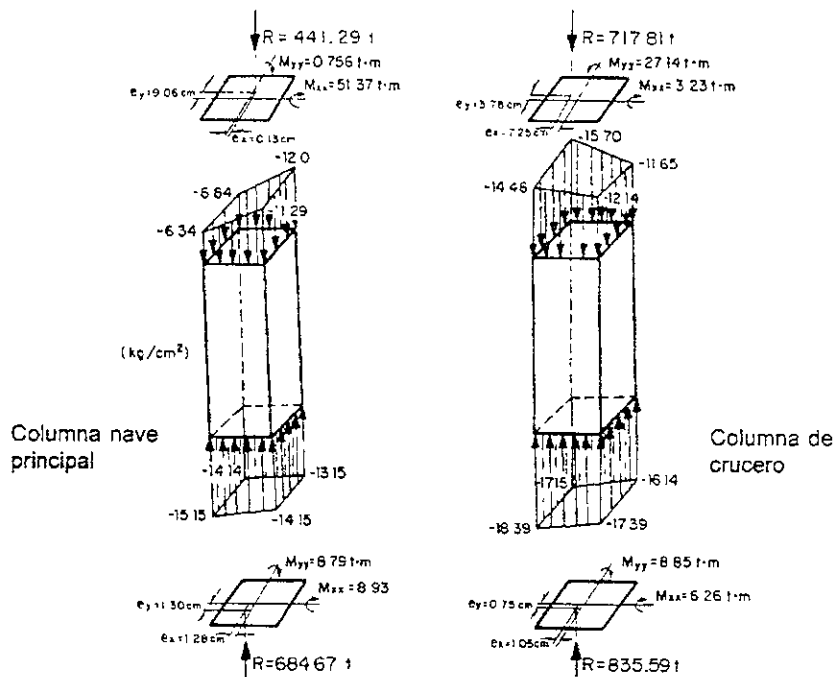


Figura 2.66. Esfuerzos de compresión en columnas de peso propio.

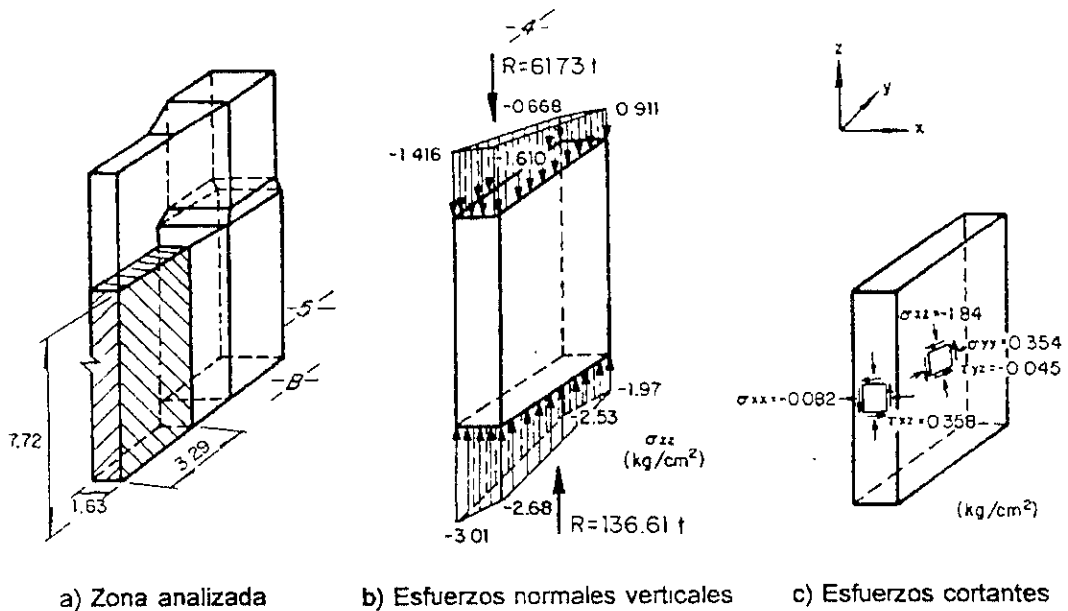


Figura 2.67. Esfuerzos en el muro de capillas del eje 5 entre A y B.

Los elementos más esforzados resultan ser las columnas bajo el crucero, para las cuales, como se ve en la fig. 2.68, la diferencia de esfuerzos dentro de la sección es pequeña y el esfuerzo promedio es de 17 kg/cm^2 , muy abajo del que resiste la mampostería de este tipo.

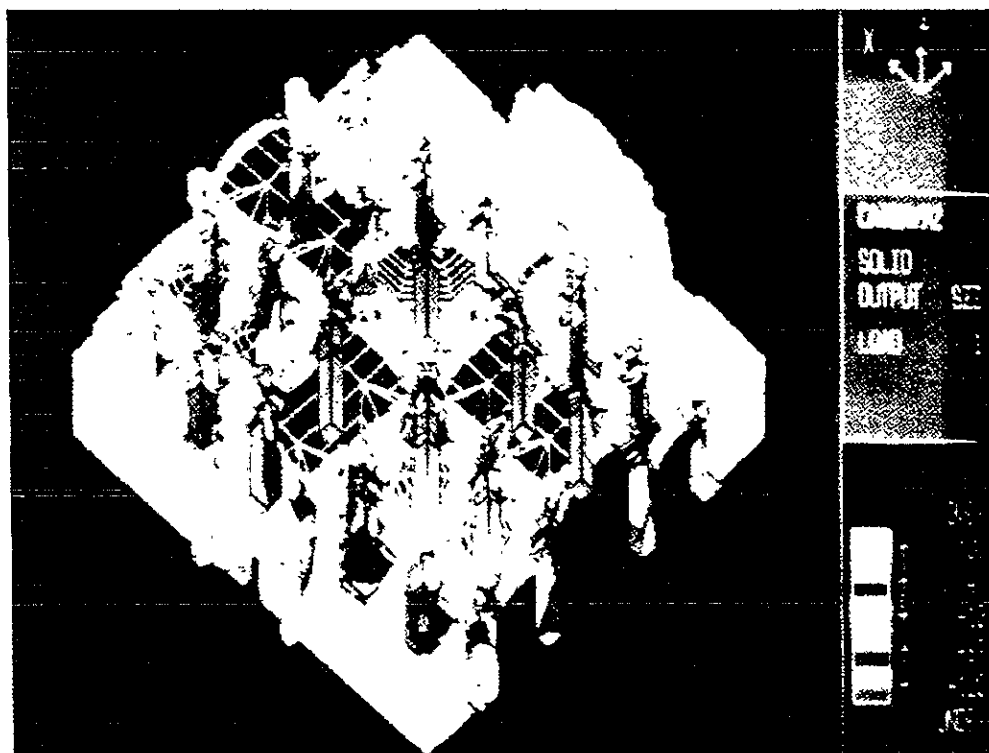


Figura 2.68 Niveles de esfuerzos bajo cargas verticales.

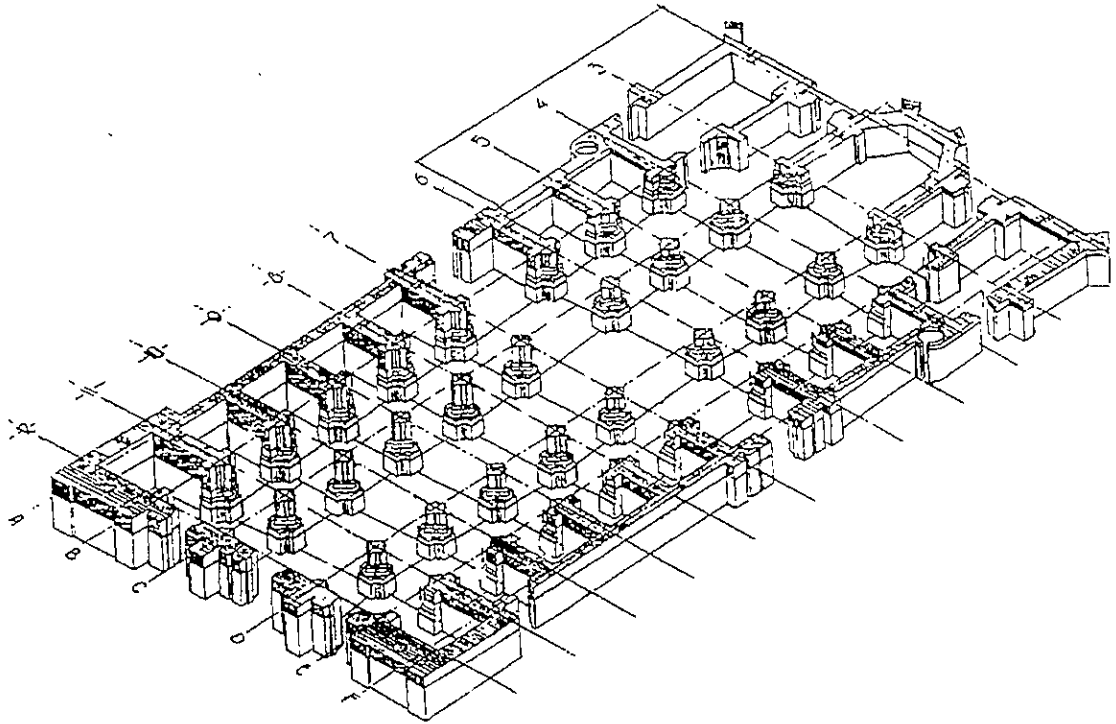


Figura 2 69. Incrementos de Fustes y muros durante el proceso de construcción 1573 – 1667

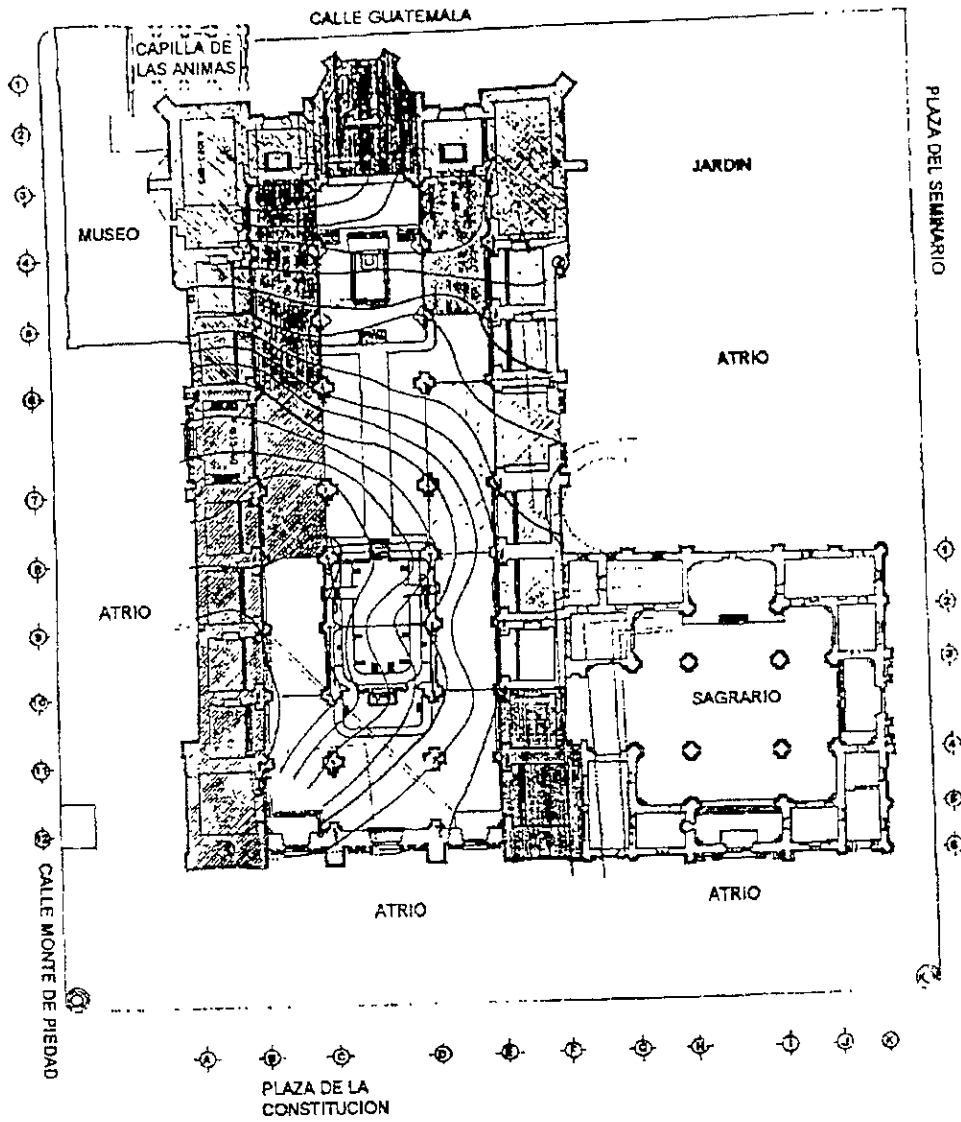


Figura 2.70 Planta a nivel de Feligresía. Hundimientos históricos 1573-1667

CAPITULO III

III. Soluciones contempladas y soluciones adoptadas.

CAPITULO III. SOLUCIONES CONTEMPLADAS Y SOLUCIONES ADOPTADAS.

III.1 RECIMENTACION ANTERIOR Y COMPORTAMIENTO OBSERVADO.

RECIMENTACION DE LOS TEMPLOS.

Primera recimentacion.

En 1929, la comisión técnica de la catedral y Sagrario encargó al arquitecto Manuel Ortíz Monasterio estudiar la cimentación de los dos templos, por que los hundimientos les habían generado daños estructurales alarmantes. A su vez el Ingeniero Roberto Gallol fue el encargado de la evaluación de dicho estudio. La primera medida que se tomó fue demoler en 1933 lo que había sido el edificio del Seminario, con el propósito de descargar la zona oriente; por su parte, los trabajos en las cimentaciones se demoraron hasta principios de los años 40.

Cálculos de la recimentación.- De acuerdo con los análisis del arquitecto Ortiz Monasterio, al vaciar las celdas de cimentación de la catedral la presión media de contacto disminuyó de 14.3 ton/m^2 a 10.8 ton/m^2 , lo que representó un decremento del 25%, que después prácticamente se perdió por el peso de las criptas. Aunque en su estudio no lo aclara, seguramente consideró que al disminuir la presión sobre el suelo se reducirían las deformaciones de las estructuras. A pesar de que el decremento de presión produjo cierta expansión de las capas de arcilla subyacente, su magnitud pronto quedó contrarrestada y superada por el hundimiento regional.

Trabajos en el Sagrario. En la década de 1940 se intentó recimentar el sagrario mediante pilotes de madera de 25 cm. de diámetro; para protegerlos de la alteración y el cambio de posición del nivel freático, los 2 a 3 metros superiores se fabricaron de concreto en sección cuadrada. Asimismo se reforzó el piso de feligresía con una losa de concreto soportada en una retícula de traveses de acero.

El tramo superior de esos pilotes puede observarse en las celdas de cimentación construidas en 1975, llama la atención que algunas de las juntas entre madera y concreto muestren una gran deformación horizontal, quedando la incertidumbre de si este pandeo se produjo durante el hincado o posteriormente, por los asentamientos. En cuanto a la profundidad que penetraron no se cuenta con información confiable, pero por el daño de la madera se infiere que sean someros sobre todo al no haberse realizado una perforación previa.

Posteriormente, de 1960 a 1964 se intentó otro procedimiento de recimentación del sagrario, esta vez con pilotes de concreto en tramos. En las celdas bajo el sagrario se advierten numerosas puntas de esos pilotes, mostrando que muchos de ellos no pudieron ser hincados; del resto no se conoce la profundidad a la que penetraron.

Segunda recimentación.

Antecedentes.- A partir de 1972 la Secretaría del Patrimonio Nacional (SPN) llevó a cabo un estudio estructural y geotécnico, que implicó una campaña de cuatro sondeos mixtos; el diseño de la recimentación se encomendó al Ing. Manuel González Flores, quien concluyó que con pilotes de control se resolvería el problema.

Recimentación proyectada. En el estudio de la SPN se indica que la superestructura pesa 75,160 t, la cimentación 36,130 t, y el área del templo 7,140 m²; se recomienda la instalación de 280 pilotes apoyados en la capa dura, localizados todos en el interior del templo y distribuidos con mayor densidad en la parte sur, fig.

Cálculos de la recimentación. En dicho estudio únicamente se anotó que los pilotes de 40 y 45 cm. de diámetro tendrían una capacidad de 72 y 90 t, respectivamente. También se afirmaba que:

- Los pilotes de control reducirán el trabajo de la cimentación original en un 25%.
- Permitirían ajustar el descenso de los edificios respecto al terreno circundante y
- Uniformizarían los hundimientos diferenciales dentro de las mismas estructuras.

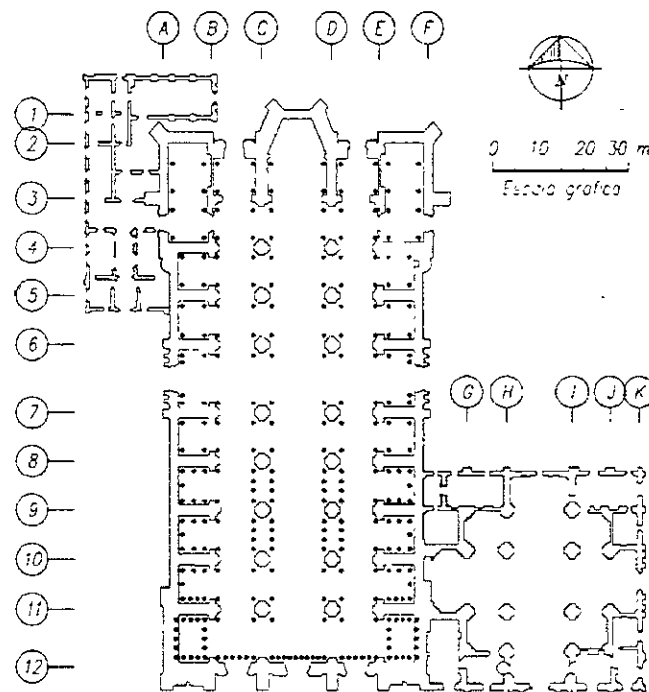


Figura 3.1 Proyecto de la recimentación

Análisis complementario. El Ing. Vicente Guerrero y Gama hizo una interesante evaluación de los trabajos de recimentación, al que llamó "Algunos cálculos relativos a la recimentación de la Catedral y el Sagrario Metropolitanos", con énfasis a la primera. Este estudio contiene un análisis detallado del peso de la Catedral para interpretar las condiciones de esfuerzo de las traveses de mampostería reforzadas con viguetas de

acero y concreto. Sobre los pilotes evaluó su capacidad de trabajo, concluyendo que ésta debía ser del orden de 65 t. El peso de la Catedral lo estimó en 127,000 t y en 2,700 t la máxima carga individual de las columnas.

Ejecución de los trabajos

Distribución de pilotes en la Catedral. Las dificultades que se presentaron para instalar los pilotes obligaron a modificar el proyecto, colocándolos donde fue posible, fig. 8; esto no fue documentado, ni por qué se incremento a 387 el número de pilotes.

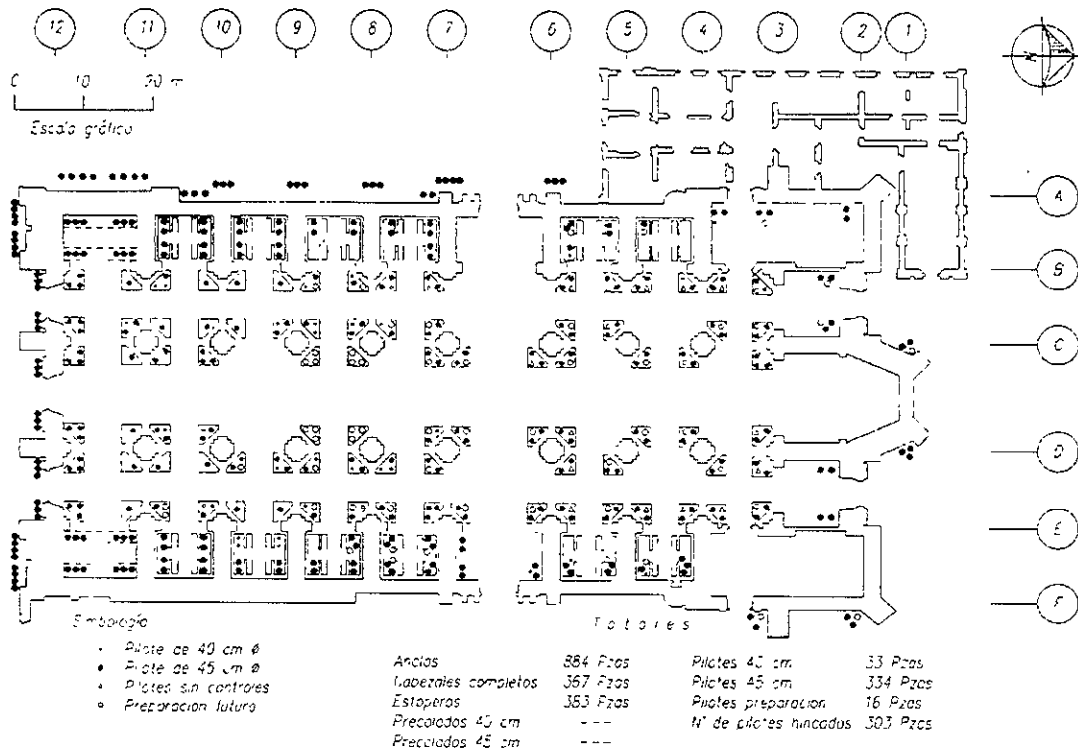


Figura 3.2 Localización de los pilotes de control.

Tipo de pilote. Se utilizaron pilotes de concreto reforzado de 250 kg/cm^2 de resistencia a la compresión, en tramos precolados de 90 cm y en diámetros de 40 a 45 cm. El acero de refuerzo se colocó en un paquete central con muy pobre continuidad; en la fig. 3.3 se muestran los arreglos de instalación.

Operaciones del sistema de pilotes. Se instalaron con diferente número de celdas de madera, que variaron de 4 a 42 piezas, lo que aunado a la consideración del Ing. González Flores, de que cada uno soportaba 3 t, los pilotes quedarían resistiendo en su cabeza cargas aparentes de 12 a 126 t. El criterio de operación que se decidió en 1976 se mantuvo hasta 1991, en que se racionalizó, como se describe más adelante.

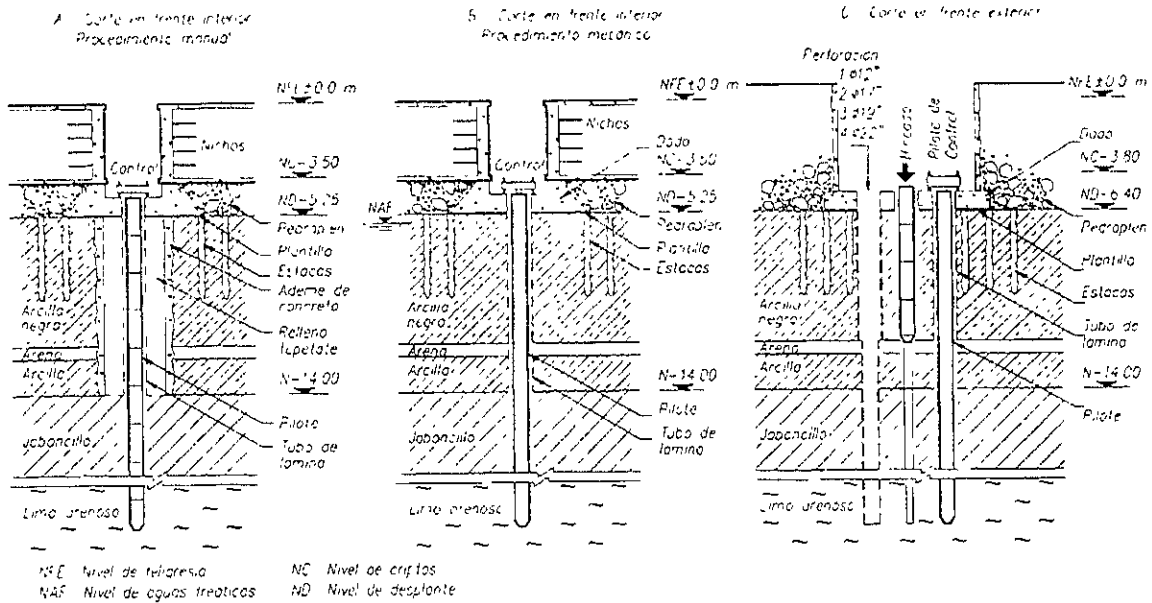


Figura 3.3 Procedimiento de hincado de pilotes (procedimiento PICOSA)

Apoyo de los pilotes. Para la catedral sólo el 27% de los pilotes están correctamente apoyados en la capa dura y para el Sagrario únicamente el 11%. Esta condición de apoyo hace que la capacidad de carga de la recimentación sea significativamente menor de la considerada en el proyecto.

Distribución de los pilotes en el Sagrario.

Sobre este aspecto, sólo se tiene la distribución de pilotes de la fig. 3.4, cuya instalación obligó al Ing. González Flores a construir el conjunto de contratraveses y losas. Estas contratraveses dejan algunas zonas no excavadas a manera de grandes pilas, fig. 3.5

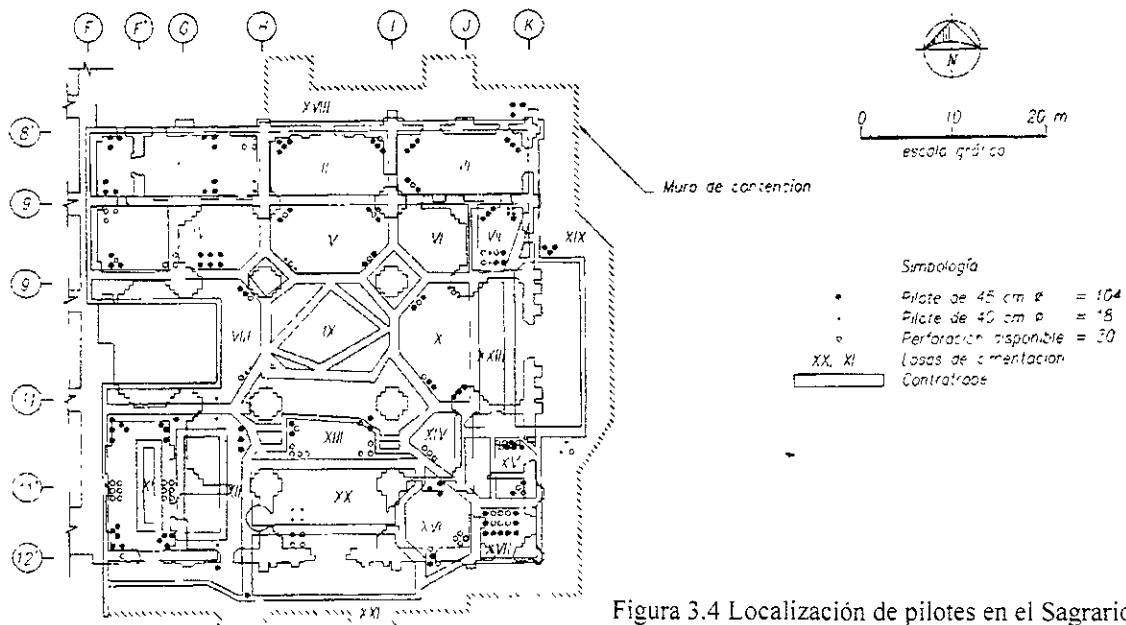


Figura 3.4 Localización de pilotes en el Sagrario.

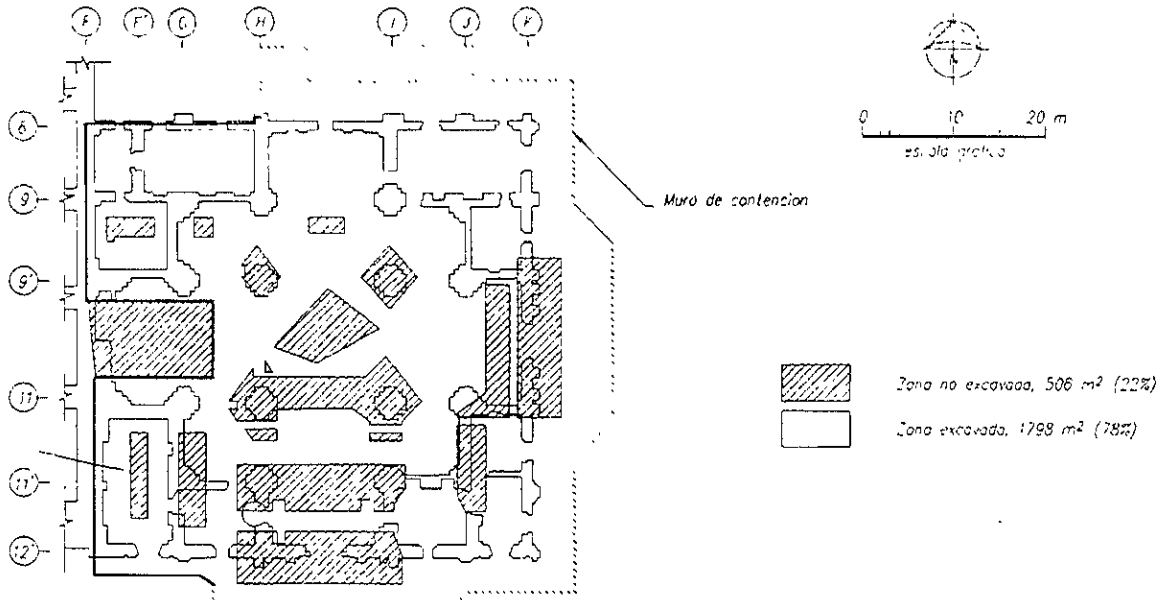


Figura 3.5. Zonas no excavadas Sagrario Metropolitano

Entre 1907 y 1927.

Durante este periodo la velocidad de hundimiento diferencial se incrementó a 0.44 mm/mes al aumentar en la segunda mitad del siglo pasado la perforación de pozos, que inicialmente fueron artesianos y que para la década de los 20 ya requirieron extracción por bombeo.

Entre 1927 y 1956.

Efectos del bombeo profundo. Los asentamientos diferenciales se aceleraron notablemente a consecuencia del bombeo profundo, con velocidades de deformación que variaron entre 0.80 y 2.60 mm/mes, fig. 3.6; estos valores se definieron con las configuraciones de 1927 y 1934, así como la diferencial de 1953 a 1955, fig. 3.7.

Primera recimentación. Los asentamientos diferenciales de 1929 justificaron la recimentación del Arq. Ortiz Monasterio. En cuanto a la influencia de este trabajo, las mediciones topográficas son tan escasas que no se puede precisar el comportamiento logrado.

Hundimiento regional. Entre 1938 y 1956 se incrementó el fenómeno de hundimiento regional, que llegó a alcanzar una velocidad de deformación vertical hasta de 33.3 mm/mes, fig. 3.6. Debido a esto, en 1956 el hundimiento total en la torre poniente llegó a los 5.2 m.

Entre 1956 y 1967.

En estos años se redujo la velocidad de hundimiento regional porque se estableció una veda en la apertura de nuevos pozos de bombeo profundo. A pesar de ello, la estructura continuó sufriendo el proceso de asentamiento diferencial con una velocidad de 0.8 mm/mes, fig. 3.6.

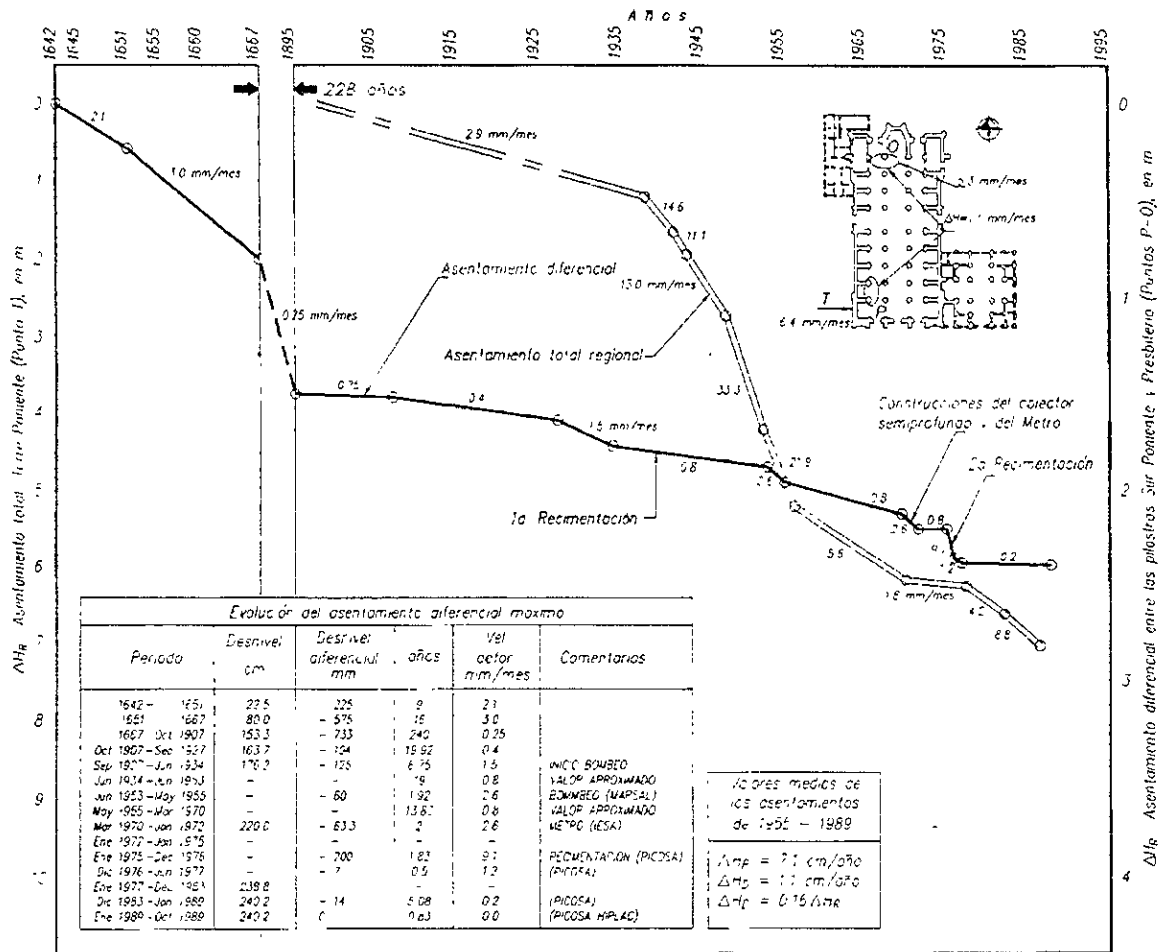


Figura 3.6 Asentamiento regional y diferencial máximo

Entre 1967 y 1978.

En este periodo el conjunto resistió la influencia de las grandes obras que se construyeron a su alrededor y, sobre todo, de su segunda recimentación.

Construcción del metro. Durante la etapa constructiva del cajón de la línea 2 del metro, que se ubica en los lados oriente y norte, se operó un sistema de bombeo que abatió el nivel freático unos 15 m durante unos 6 meses. Posteriormente, y de manera permanente, el cajón generó cierto abatimiento constante, ya que las numerosas juntas verticales de los muros favorecen el flujo del agua hacia el interior.

Colector semiprofundo. Este colector, de 3.0 m de diámetro sale de la calle 5 de mayo, pasa por el frente de los templos y continúa por la calle de la moneda. Tiene dos tramos en curva para liberar el atrio; su profundidad es del orden de 15 m. Esta estructura

produjo abatimiento local del nivel freático durante su construcción en 1967. En cuanto a su operación se puede decir que es muy compleja, ya que en el estiaje trabaja como canal de aguas negras y en las lluvias funciona como sifón, conduciendo aguas grises a una presión del orden de la piezométrica que debería existir.

Segunda recimentación. El Ing. González Flores consideraba que los pilotes de control se debían diseñar para resistir solo una parte de la carga aplicada a la cimentación, y que era posible controlar los asentamientos de la estructura haciendo que ésta siga el terreno circundante a la misma velocidad que el hundimiento regional; decía que así "la estructura no emergería ni se hundiría respecto al terreno". Este comportamiento es factible si el hundimiento regional es uniforme dentro del área ocupada por la cimentación; pero si este no es el caso, la estructura se deformará, siguiendo el hundimiento regional diferencial. Por ello, este fenómeno seguirá dañando a la catedral y al sagrario, pues el conjunto de pilotes de control solo fue capaz de modificar temporalmente la velocidad de hundimiento de las estructuras.

Hundimientos inducidos por el bombeo. La fig. 3.6 muestra que la influencia del bombeo profundo combinada con el bombeo somero del colector semiprofundo y de la línea 2 del metro, aceleraron el hundimiento a velocidades de deformación diferencial de 2.6 mm/mes; en la fig. 3.8 se presenta la configuración de los plintos de las columnas para ilustrar el avance de las deformaciones hasta enero de 1972.

Por su parte, los trabajos de recimentación incrementaron la deformación diferencial en 20 cm, lo cual significó una velocidad de deformación de 9.1 mm/mes; en la fig. 3.6 se muestran estos valores como si hubieran ocurrido gradualmente durante los trabajos de recimentación. En realidad se sabe que ocurrieron asentamientos de por lo menos 14.5cm en los dos primeros meses de trabajo, 72.2 mm/mes, y que al corregir el procedimiento constructivo se redujeron a 2.8 mm/mes. Estas impresiones topográficas generan la apariencia de que la recimentación redujo las deformaciones.

Operación inicial de los pilotes. Considerando que la recimentación se completó en noviembre de 1976, el asentamiento de 7 mm medido 6 meses después, se puede interpretar como un primer indicador de la limitación de los pilotes para controlar los hundimientos de la estructura, ya que define una velocidad de deformación de 1.2 mm/mes previos a la recimentación, fig. 3.6. Este importante aspecto no podrá aclararse con mayor precisión, debido a que la información con que se cuenta es muy reducida, ya que los archivos se perdieron con los sismos de 1985

Entre 1978 y 1989.

Hasta enero de 1989. La información disponible permitió rehacer las configuraciones de diciembre de 1983 y de enero de 1989, fig. 3.8, interpretadas en el marco de la fig. 3.6 conllevan a definir que entre mediados de 1978 y enero de 1989, la velocidad de deformación diferencial fue de 0.2 mm/mes, por ello, la deformación regional, que varió entre 4.2 y 8.8 mm/mes; por ello, la deformación diferencial seguramente es imprecisa.

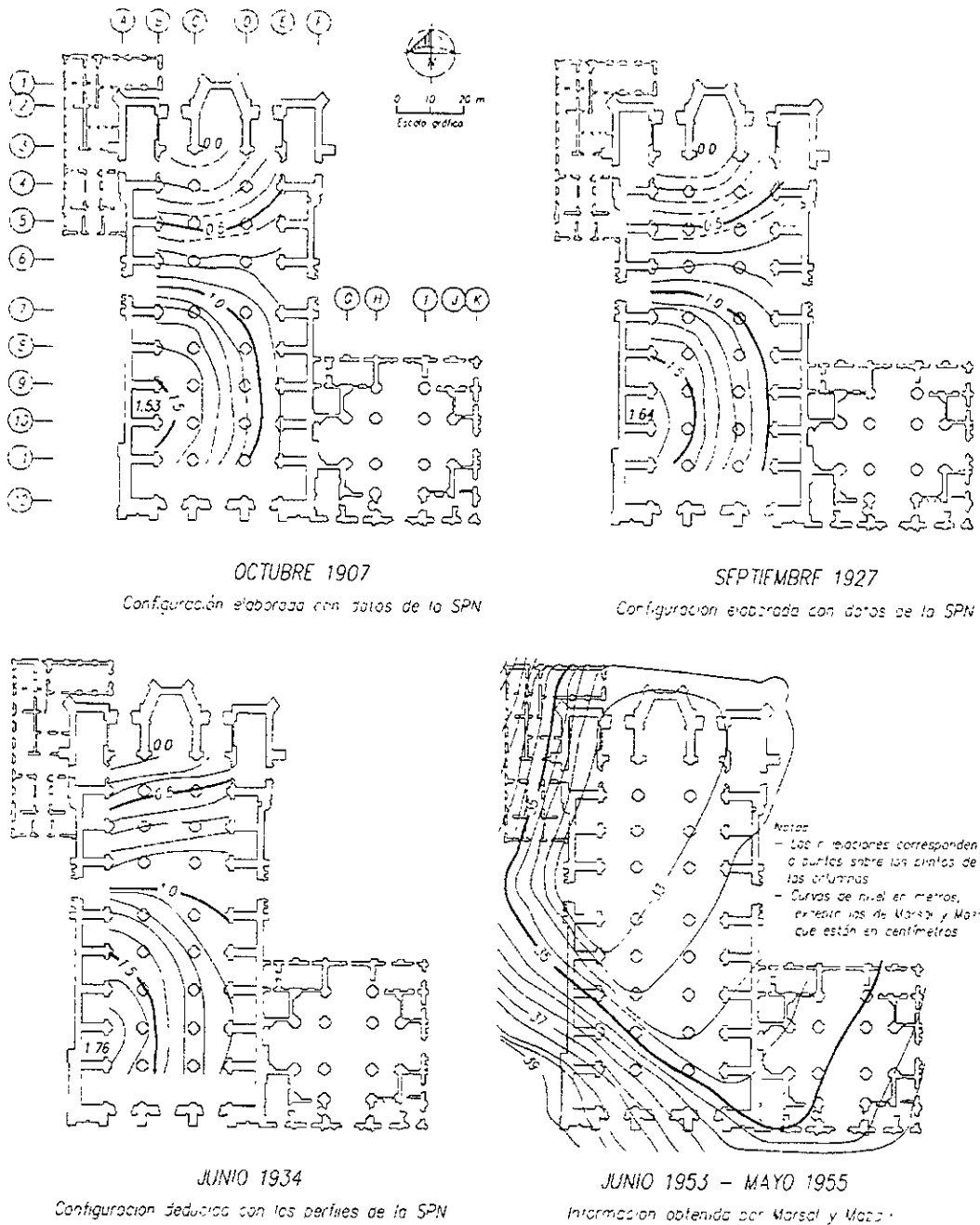
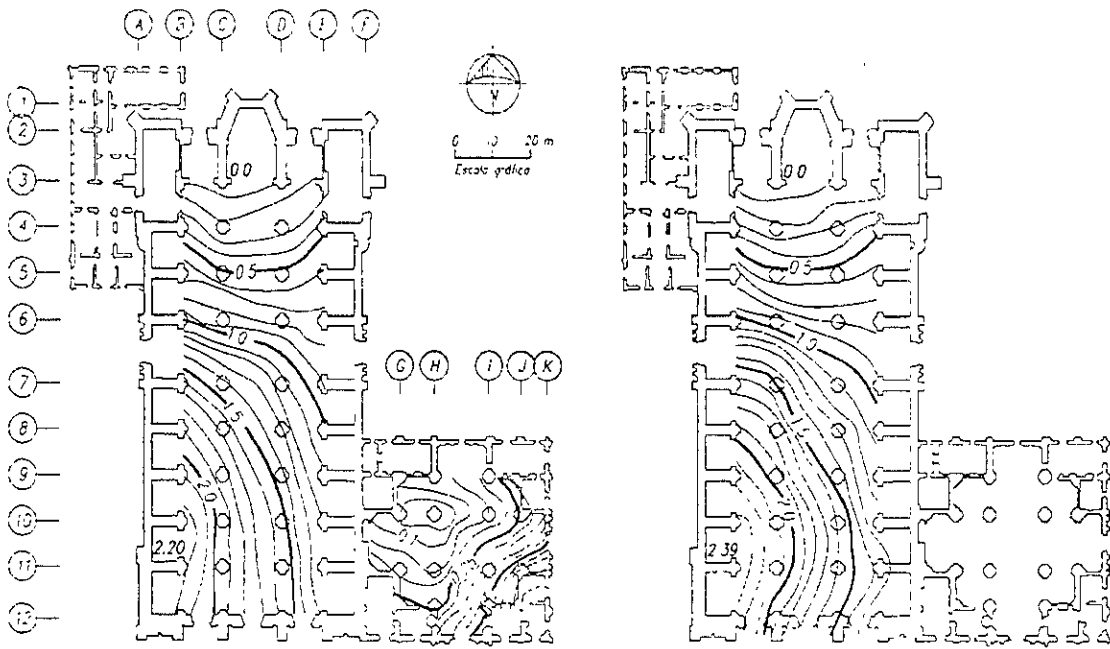


Figura 3.7 Evolución de los asentamientos diferenciales

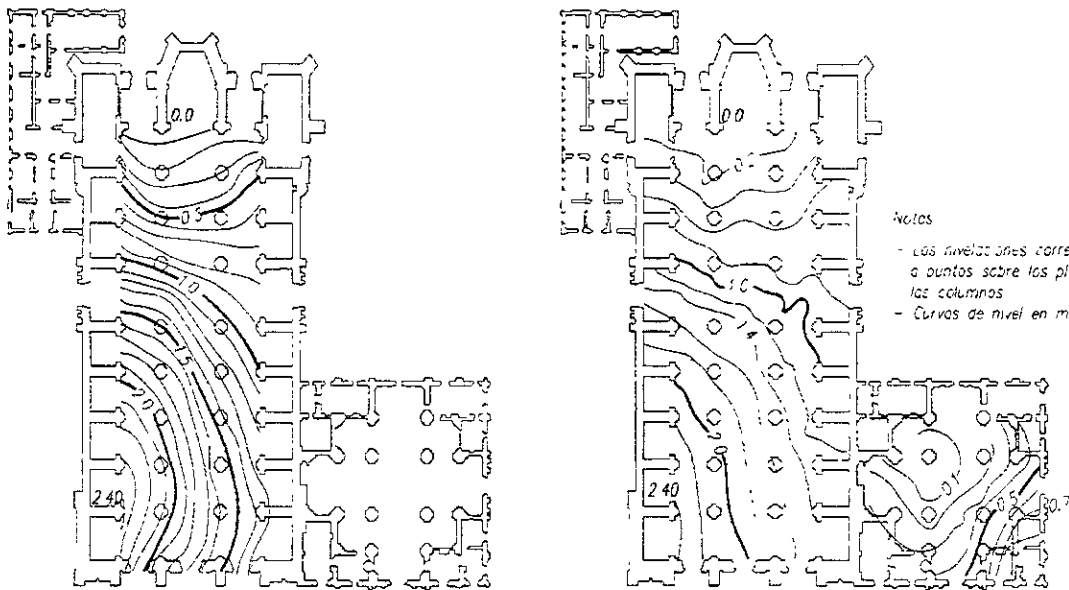


ENERO - 1972

Configuración elaborada con datos de ingeniería Experimental

14 DICIEMBRE 1983

Configuración elaborada con datos de PICOSA



25 ENERO 1989

Configuración elaborada con datos de PICOSA

DICIEMBRE 1989

Configuración elaborada con datos de HIPLAC

Figura 3.8 Evolución de los asentamientos diferenciales

Hasta noviembre de 1989. Valiéndose de las nivelaciones de enero y noviembre de 1989, la primera obtenida con datos de la empresa PICOSA y la segunda definida por la empresa HIPLAC, fig. 3.8, resulta una alarmante velocidad de deformación diferencial

de 2.7 mm/mes. Es importante resaltar que durante el siglo XX, el hundimiento diferencial ha sido del orden del 16% del hundimiento regional.

Asentamientos en el Sagrario.

Información disponible. Para esta estructura se dispone de la configuración y del registro de PICOSA de los movimientos diferenciales entre el 14 de diciembre de 1983 y 20 de enero de 1989, así como las nivelaciones recientes de HIPLAC.

La fig. 3.8 se elaboró con referencia en la columna central 25-c, a la que se le tomó como referencia cero; esto fue poco afortunado, porque ahora no pueden correlacionarse la nivelaciones de ambas estructuras para definir su comportamiento conjunto. Además, la información es tan escasa que no se puede reconstruir la historia de sus hundimientos, que para 1972 acusaban un diferencial máximo de 70cm.

Velocidad de deformación.- La figura 3.9 ratifica que la elección de la columna central de referencia 25-C no fue adecuada, por que la 21-A tiene tendencia a quedar más alta. Los valores de los asentamientos son erráticos, al grado que no definen un patrón de comportamiento con algún orden geométrico; solo se puede aclarar que las velocidades de deformación varían entre 0 y 2.9 mm/mes.

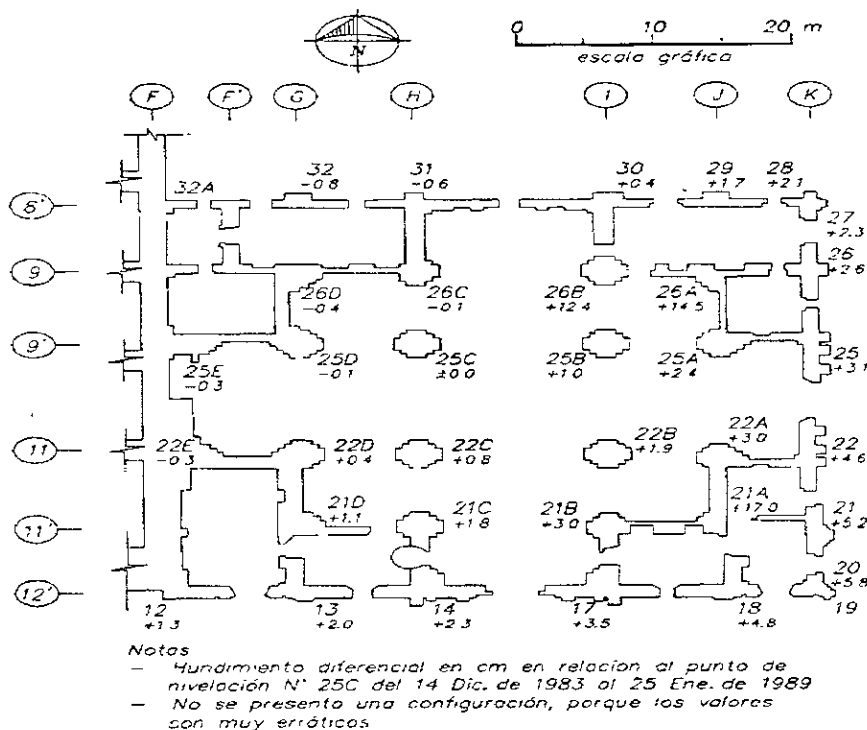


Figura 3.9 Asentamientos diferenciales en el sagrario. Dic. 1983 a Ene. 1989.

Consecuencias estructurales.

Agrietamiento de pisos. Los asentamientos descritos han generado el fisuramiento de los pisos, fig. 3.10, cuyos efectos en las traveses no son perceptibles.

Desplomo de columnas y pilastras. Otro aspecto del problema es el desplomo que han sufrido las columnas y pilastras, que ya alcanza valores muy importantes, fig. 3.11.

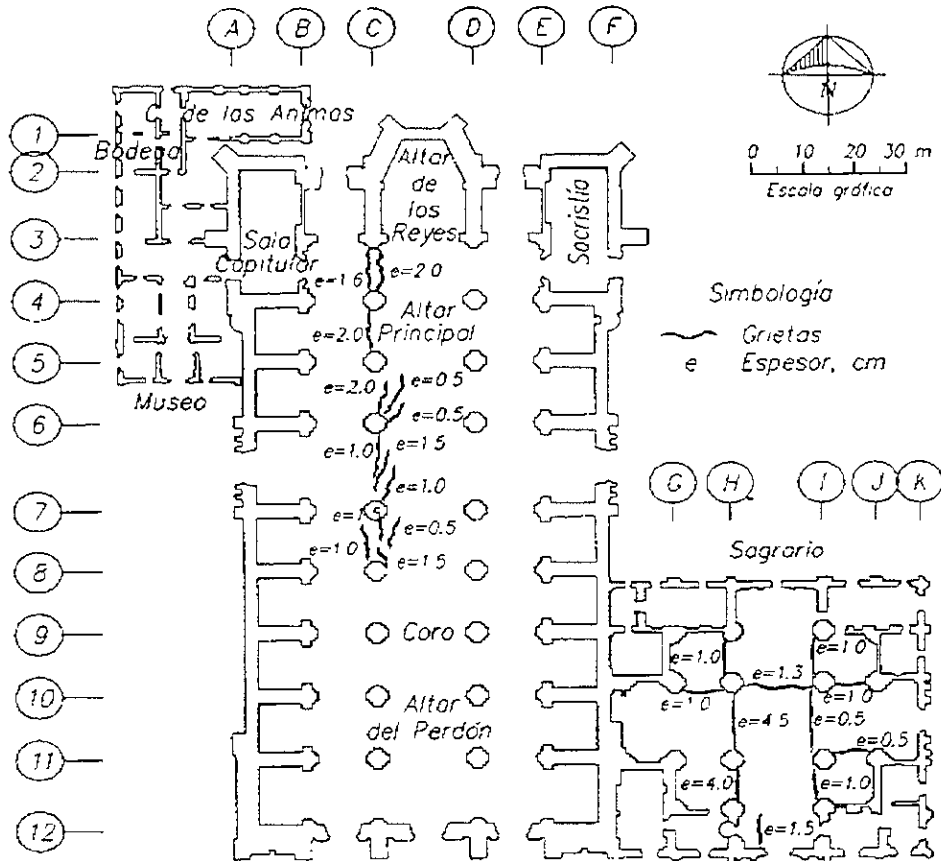


Figura 3.10 Grietas en el piso. Nov. 1989

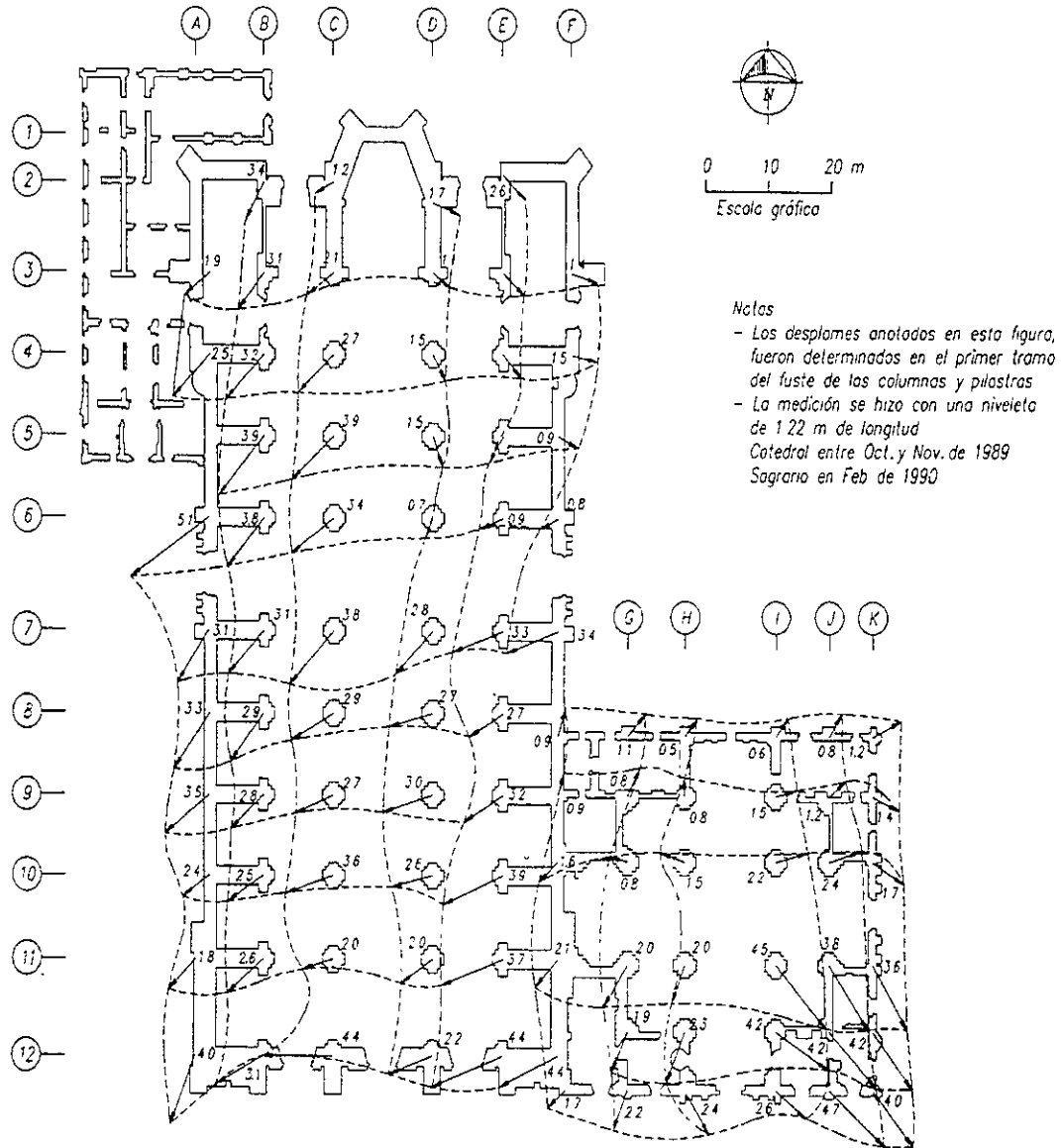


Figura 3.11. Desplomes de columnas y pilastros.

III.2 PROPUESTAS PARA MEJORAR EL COMPORTAMIENTO DE LA CIMENTACION

ALTERNATIVAS DE CORRECCION AL COMPORTAMIENTO DE LA CIMENTACION.

Generalidades.

Las alternativas estudiadas para proteger a los dos templos de los hundimientos diferenciales a que deberan enfrentarse fueron:

- Hacer descender las zonas duras mediante subexcavacion.
- Inhibir el incremento de los hundimientos restituyendo la presión hidrostática del acuífero, y
- Agregar elementos de cimentación profunda, ya sean pilas o pilotes.

La comparación de las alternativas se podría esquematizar aclarando que la subexcavacion lograria devolver a la estructura a una condición anterior mas estable, para hacerla capaz de resistir hundimientos futuros, y dependiendo de la magnitud de los mismos volverla a aplicar cuando se considere necesario. Por su parte, la recarga del acuífero seria una solución teóricamente mas formal, pero en la practica muy incierta, porque requiere un suministro constante de agua sin coloides en suspensión, un mantenimiento perenne y rehabilitaciones casi totales de los pozos de inyeccion. Finalmente, agregar pilas o pilotes se enfrenta a limitaciones de espacios por la presencia de los pilotes actuales y por la baja capacidad y confiabilidad de los de control, ademas de requerir la reestructuración total de la cimentación.

Técnicas de subexcavacion.

Tiene como objeto corregir los desniveles y desplomes de edificios, que han sufrido hundimientos diferenciales, mediante hacer descender las partes altas respecto a las bajas, como consecuencia de la extracción lenta y controlada del suelo en que se apoya la cimentación. Este objetivo se alcanza realizando perforaciones horizontales de pequeño diámetro, ejecutadas desde lumbreras o zanjas que permitan el acceso a los estratos del subsuelo, de los cuales se extrae el material.

En las zonas altas de la catedral y el sagrario se excavarán lumbreras circulares, hasta una profundidad de 2 m bajo el contacto de la costra superficial con las arcillas lacustres, donde deben hacerse las perforaciones horizontales o inclinadas, en direcciones radiales.

Las lumbreras se revestirán temporalmente con concreto lanzado y después con concreto reforzado para garantizar su permanencia, de manera que en el futuro puedan llevarse a cabo operaciones periódicas de nivelacion; en una primera etapa se corregirían parcialmente los desniveles y desplomos actuales, y en etapas posteriores los que se vayan generando a causa del hundimiento regional diferencial del futuro. Se

estima que después de la primera etapa, requerirán dos renivelaciones en el próximo siglo.

El procedimiento de subexcavacion es congruente con los pilotes de control instalados, pero considerando que la implantación de este proceso tomara muchos meses, se recomienda instalar pilotes de fricción negativa en el exterior del perímetro norte de la catedral y en los lados sur, oriente y norte del sagrario a fin de frenar temporalmente la velocidad de hundimiento de esos sectores, fig. 3.12.

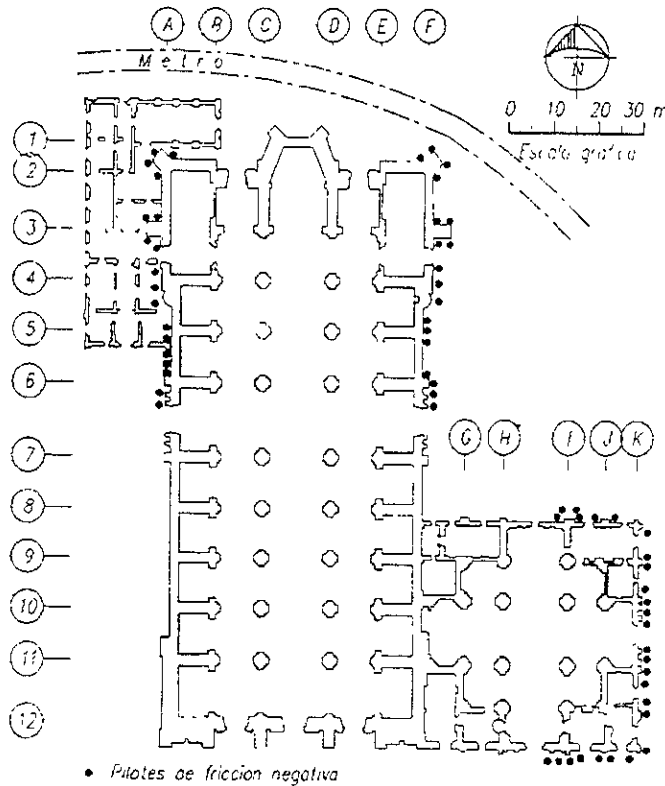


Figura 3.12. Localización de pilotes de fricción negativa

Recarga del acuífero.

Introducción. Reconociendo la naturaleza geohidrológica del problema, se evaluó la posibilidad de reducir la magnitud de asentamiento futuros mediante recarga artificial de agua a los estratos permeables del subsuelo, y así estabilizar las presiones piezométricas en los suelos más blandos.

Coefficientes de permeabilidad. En el siguiente cuadro se registran los coeficientes de permeabilidad que se dedujeron de las pruebas de laboratorio. Estos valores tienden a corresponder con los valores máximos de cada estrato para asegurarse de que las estimaciones que se harán de los gastos de infiltración de agua sean conservadoras.

ESTRATO	VALOR DE k En cm/s
Costra superficial natural	9×10^{-3}
Serie arcillosa superior	5×10^{-7}
Capa dura	9×10^{-3}
Serie arcillosa inferior	1×10^{-6}
Depósitos profundos	9×10^{-3}
Arcillas limosas profundas	1×10^{-5}

Fracturamiento hidráulico. La recarga del acuífero implica definir la presión a la que se puede inyectar agua al subsuelo, analizando el mecanismo de fracturamiento hidráulico. En la fig. 3.14.A se muestra la estratigrafía simplificada del sitio junto al diagrama de presión del agua intersticial, considerando que se ha introducido agua hasta recuperar la presión hidrostática, en la misma figura se señalan los incrementos de presión Δu en los tres estratos permeables más significativos, que inducen el fracturamiento de los estratos de arcilla que los confinan. La figura 3.14.B, conocida como diagrama p-q, define la trayectoria de esfuerzos efectivos o cambio de la condición estable inicial P, a la de falla F en términos de esfuerzos efectivos cuando se incrementa la presión del agua inyectada en la magnitud Δu . Así, el punto F representa de una manera sencilla la condición de fracturamiento hidráulico.

En la tabla anexa a la fig. 14 se dan los valores estimados de las presiones Δu que ocasionarían el fenómeno de fracturamiento hidráulico de las arcillas; la costra superficial se fracturaría con solo llenar un tubo ranurado hasta 4.2 m por arriba del nivel freático ubicado a 7.2 m de profundidad; en cambio, los depósitos profundos soportarían hasta una carga de 10.7 m arriba de ese nivel. Lo anterior implica que si se pretenden inyectar simultáneamente las tres capas permeables, se debe limitar la presión máxima a la tolerable por la capa superficial.

Alternativa de inyección de agua únicamente. En la fig. 3.15 se muestra una planta de los 46 pozos de absorción perimetrales al conjunto, con una separación tentativa de 10 m entre ellos para lograr su máxima eficiencia, de acuerdo con la expresión teórica que se aplicó para interpretar la inyección experimental realizada en el palacio nacional.

Gasto de inyección. Considerando que los pozos de inyección penetren hasta la frontera inferior de los depósitos profundos, aproximadamente a los 63 m, se anulara la contribución de las series arcillosas superior e inferior a los asentimientos regionales, lo que equivale al 69 % del hundimiento regional total, fig. 3.13.

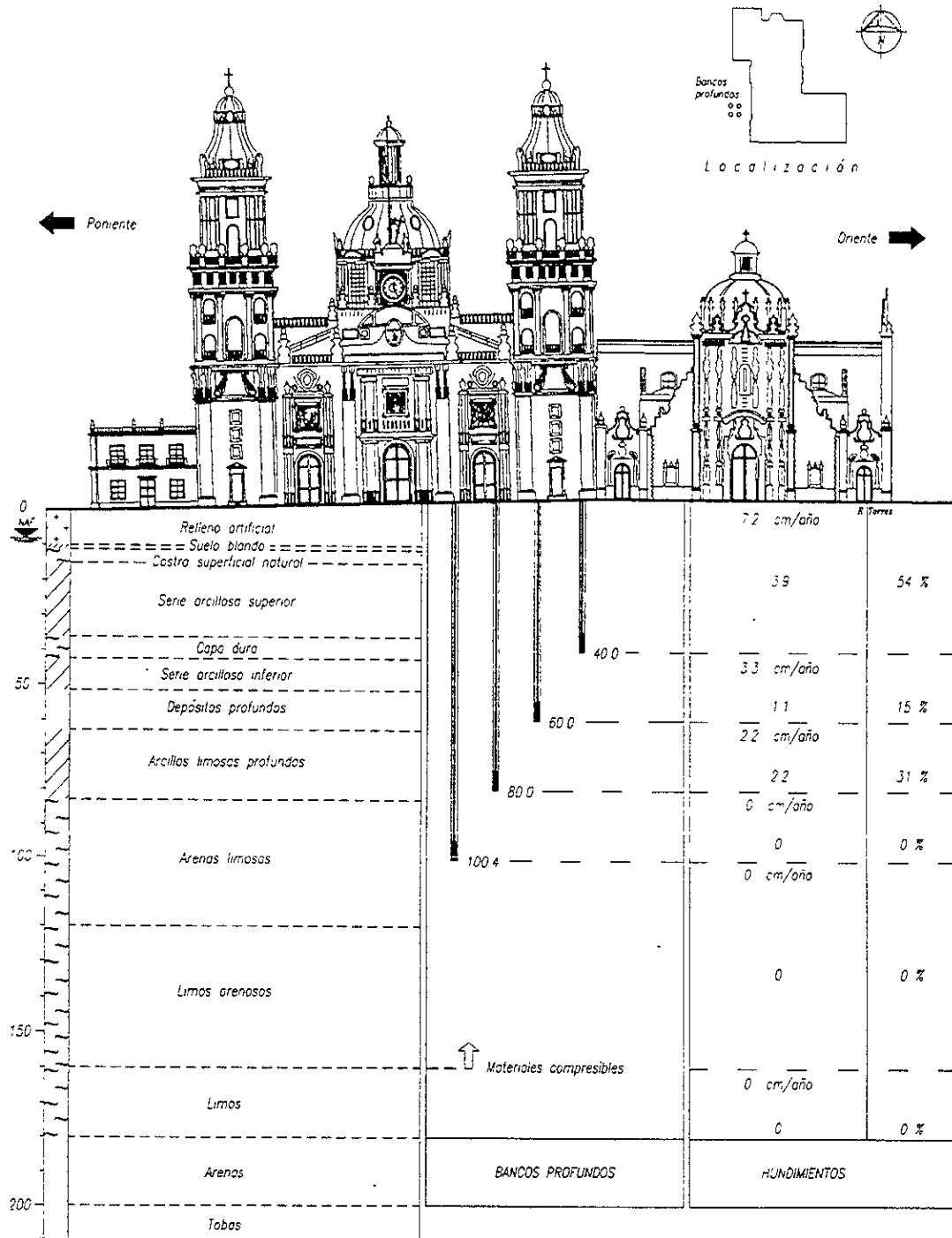
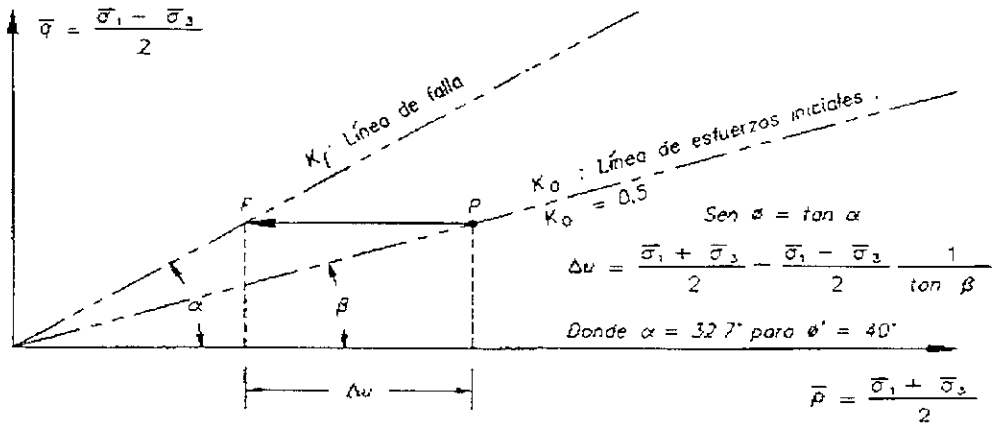
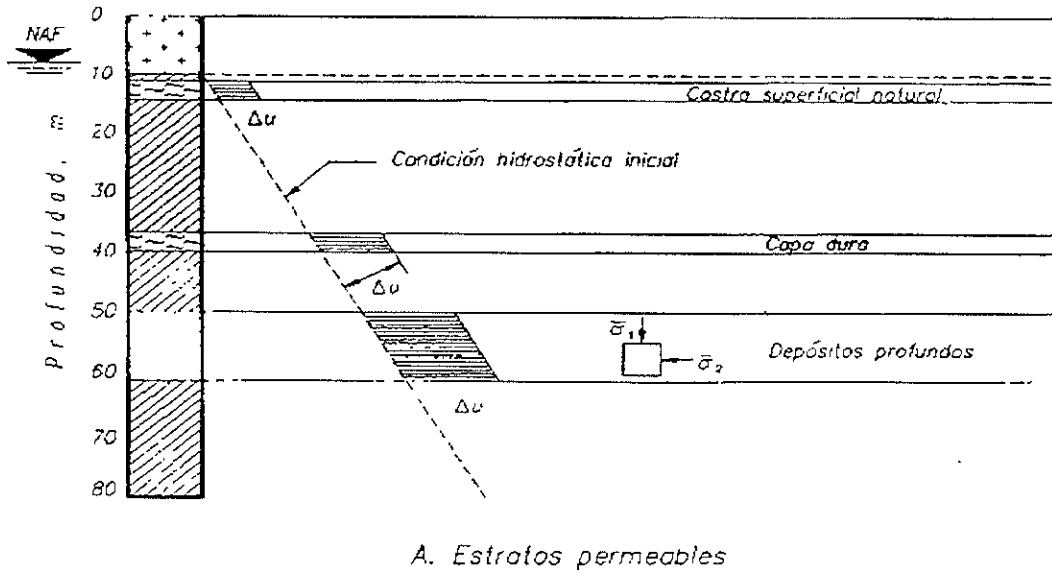


Figura 3 13. Distribución de hundimientos en Marzo 23 de 1991.



Estimación de las presiones Δu de fracturamiento			
ESTRATO PERMEABLE	$\bar{\sigma}_1 = (\text{ton/m}^2)$	$\bar{\sigma}_2 = (\text{ton/m}^2)$	$\Delta u = (\text{ton/m}^2)$
Costra superficial	$12 \times 1.4 - 5 \times 1 = 11.8$	5.9	4.2
Capa dura	$40 \times 1.4 - 33 \times 1 = 23.0$	11.5	7.3
Depósitos profundos	$57 \times 1.4 - 50 \times 1 = 29.8$	14.9	10.7

Figura 3.14. Análisis de las presiones de Tnyección.

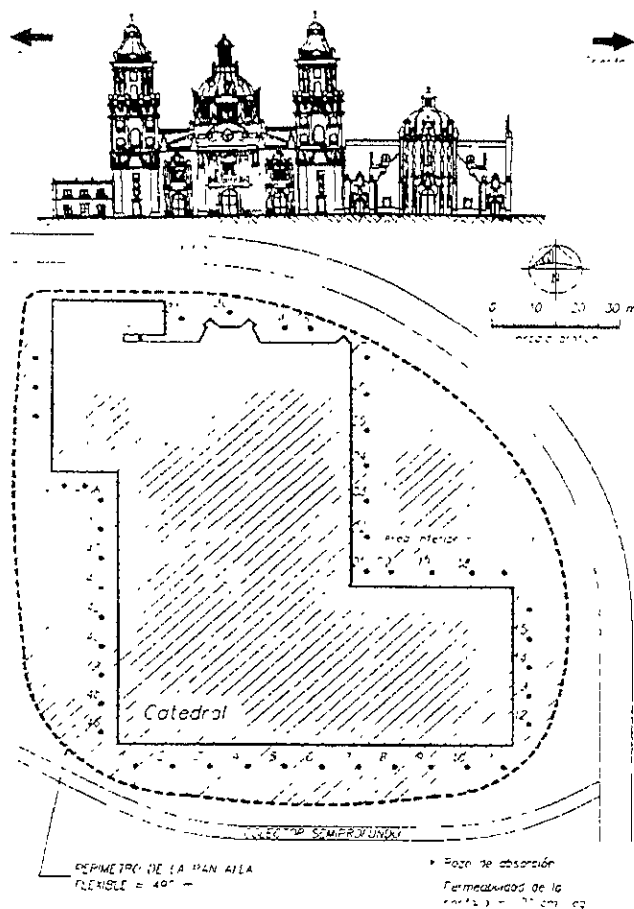


Figura 3.15. Localización de los pozos de absorción y pantalla flexible.

Para la estratigrafía del sitio de la estimación simplificada del gasto total de inyección, de $1960 \text{ m}^3/\text{día}$, o sea un gasto de $41 \text{ m}^3/\text{día}$ por pozo, para alcanzar una condición estable del nivel freático a 4.2 m de profundidad, es interesante comparar este valor contra el $34 \text{ m}^3/\text{día}$ inyectados experimentalmente en cada uno de los dos pozos perforados a 50 m de profundidad en dos esquinas del Palacio Nacional, con una carga hidráulica de 20 m.

Alternativa con inyección de agua y pantalla perimetral. Para reducir el gasto de inyección convendría una pantalla flexible impermeable a fin de aislar el subsuelo del lugar de las influencias del colector semiprofundo y del metro. Su perímetro sería de 490 m para un área de $17,000 \text{ m}^2$, dentro de ella se alojarían los 46 pozos de absorción.

La pantalla impermeable óptima sería de 70 m de profundidad, construida como una trinchera de lodo con las dimensiones que se proponen en la fig. 3.16, podría ser también una pantalla somera complementada con tramos de inyección de geles en la capa dura y depósitos profundos.

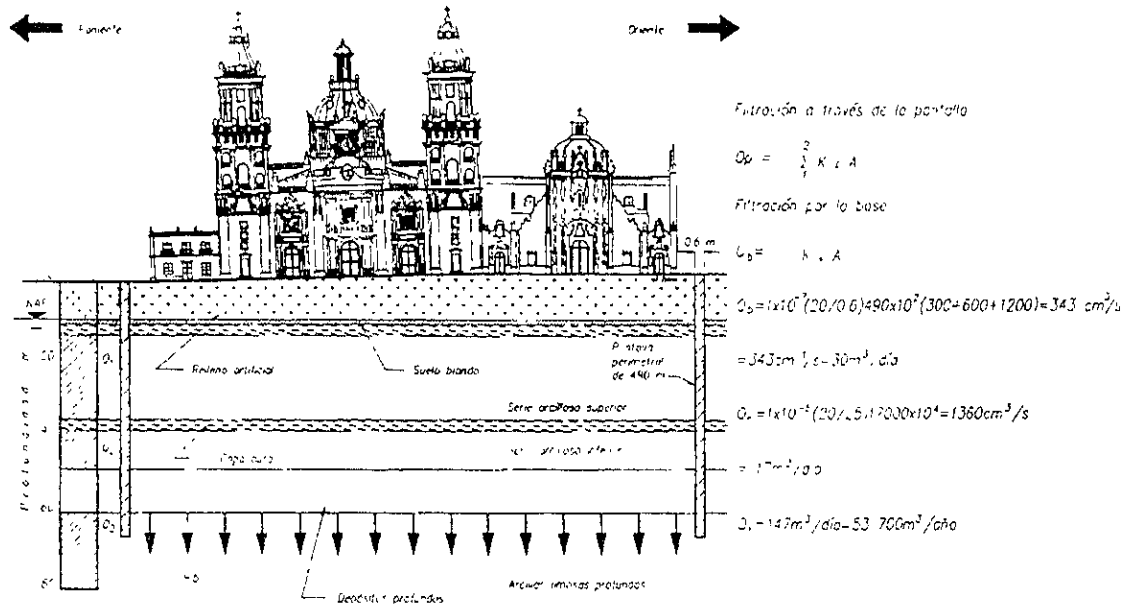


Figura 3.16. Evaluación de los gastos de pérdida.

Gasto de inyección o infiltración. Una vez recuperada la presión del 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 fig. 3.16 se presenta un cálculo simplificado del gasto de infiltración, aceptando que la presión diferencial entre ambos lados de la pantalla llega a ser de 2 kg/cm²; con esto, el gasto asciende a 147 m³/día.

El consumo de agua para esta solución es 13 veces menor que para la anterior; 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 8000 m³ de capacidad, que requeriría una excavación muy importante, para complementar el volumen de infiltración se requieren unos 44,000 m³/año, provenientes de la red de agua potable.

Comentarios. La recarga del acuífero podría controlar 69% del fenómeno de hundimientos regionales, a condición de inyectar indefinidamente agua al subsuelo. De suspenderse la inyección, los hundimientos que no ocurrieron, inevitablemente se desarrollarían.

Las incertidumbres acerca de la vida útil de los pozos por la introducción de coloides en suspensión que sellaran las vías de penetración del agua, y la eventual tubificación a largo plazo de la pantalla, obligarían la reinstalación periódica de todo el sistema; estos aspectos se deberán estudiar con un programa experimental enfocado a definir confiablemente la solución de sus aspectos inciertos.

A pesar de las limitaciones descritas, la implementación del sistema de recarga del acuífero, incluyendo la pantalla impermeable perimetral, necesita ser considerada como una medida complementaria.

La instalación de un conjunto de 1,500 pilotes de 40 cm de diámetro, apoyados en la capa dura, cuya cabeza quede a 2 m bajo la loza del piso de criptas, permitiría que el conjunto de pilotes tome por fricción negativa, la carga total de la superestructura incrementada del peso del suelo que rodea a los pilotes.

Formar un gran bloque de "suelo reforzado" por pilotes equivaldría a impedir que la catedral y sagrario continúen hundiéndose diferencialmente, al operar de manera semejante al conjunto de pilotes al lado oriente del monumento a la revolución; aunque la solución controlaría 54 % del hundimiento regional, el diferencial sería reducido, ya que este sería el causado por la consolidación de las arcillas de la segunda y tercera formaciones, cuyas compresibilidades son menos heterogéneas.

El procedimiento constructivo más recomendable para los nuevos pilotes es el de colado en perforación previa, estabilizada por una suspensión coloidal de bentonita por requerir un mínimo de equipos: perforadoras, bombas para bentonita y mortero de cemento y malacates ligeros. El equipo sería todo a base de motores eléctricos y podría operar del piso de feligresía o desde el piso de criptas en las áreas bajo el coro y las capillas; de esta forma, la interferencia con las estructuras y con la actividad de los templos sería mínima.

A semejanza de la solución por subexcavación, los pilotes de fricción negativa no requieren modificar la estructura de la cimentación actual ni desocupar las criptas al instalar los pilotes en espacios libres disponibles.

Para integrar los pilotes actuales al conjunto total habría que rehincar los cortos que no se apoyan en la capa dura, aunque debe reconocerse que esto es difícil de realizar.

3.16 Pilas a los depósitos profundos.

La instalación de aproximadamente 240 pilas de 1.5 m² de área transversal, apoyadas en los depósitos profundos, instaladas junto a la base de las columnas, pilastras y muros, y provistas de un puente ajustable permitiría tomar la totalidad de la carga de la superestructura y cimentación. Se debe aclarar que con ese sistema se controlaría 69 % de los hundimientos regionales y se reducirían grandemente las diferenciales.

La implantación de las pilas significa un trabajo complejo por la presencia de los pilotes y la necesidad de un equipo de construcción pesado, voluminoso y de gran potencia, solamente operable desde el piso de feligresía, que plantearía un problema en el área del coro y en algunas capillas, además requiere un reforzamiento general de la cimentación actual, para transmitir las cargas.

POSIBILIDADES DE SOLUCION AL COMPORTAMIENTO ACTUAL Y FUTURO.

ALTERNATIVA	OBJETIVO	VENTAJAS	DESVENTAJAS
Subexcavacion	Corregir desniveles y desplomes actuales y futuros	<ul style="list-style-type: none"> - No requiere modificar la cimentación actual - Controla hundimientos - No emerge - Economía 	<ul style="list-style-type: none"> - Requiere mantenimiento periódico - El tiempo requerido para llevar la estructura a un plano
Pilotes de fricción negativa	<ul style="list-style-type: none"> - Reducir asentamientos futuros - Corregir desniveles y desplomes actuales y futuros 	<ul style="list-style-type: none"> - Reduce asentamientos - No interfiere con las criptas - No modifica cimentación actual - Aprovecha pilotes existentes 	<ul style="list-style-type: none"> - Rehincado de pilotes - Ocupa espacios interiores de feligresía - Puede requerir subexcavacion - Emerge con el tiempo
Pilas ajustables a primera capa dura	<ul style="list-style-type: none"> - Soportar carga total - Reducir asentamientos diferenciales futuros - Corregir desplomes y desniveles con controles 	<ul style="list-style-type: none"> - Reduce asentamientos futuros - Puede nivelarse - No emerge - Aprovecha pilotes existentes 	<ul style="list-style-type: none"> - Rehincado de pilotes - Refuerzo cimentación actual - Ocupa espacios interiores de feligresía - Requiere ajustes periodicos
Pilas ajustables, a depositos profundos	<ul style="list-style-type: none"> - Soportar carga central - Eliminar asentamientos futuros - Corrección inicial de hundimientos y desplomes 	<ul style="list-style-type: none"> - Elimina asentamientos futuros - Puede nivelarse con controles - No emerge 	<ul style="list-style-type: none"> - Si interfiere con criptas - Necesario reforzamiento mayor de la cimentación actual - Requiere mantenimiento periódico

Comentario final.

La solución preferible debe asegurar la permanencia de los templos mediante la corrección no solo de los desniveles y desplomes actuales, sino también debe servir

para enmendar los futuros. Debe tomar en cuenta el grado de dificultad en la ejecución, características de la estructura, limitaciones de cimentación, e interferencia de las obras en el funcionamiento de estos templos. Con el apoyo en el estudio realizado, la solución que se considera mas adecuada es la de subexcavación.

En el proceso de renivelación es aprovechable el reducido número de pilotes de control que llegan a la capa dura y se agrega un conjunto de pilotes de fricción negativa en las partes exteriores que se hundan con mayor velocidad.

En cuanto a la recarga del acuífero y la instalación de la pantalla impermeable, esto es compatible y complementario con la subexcavación de las cimentaciones, aun cuando aquí no se insiste en instalarla al quedar condicionada su efectividad a un mantenimiento permanente y disponibilidad de agua para infiltración, y por ello, difícilmente garantizable a largo plazo.

TEMA III.3 PROCEDIMIENTO DE SUBEXCAVACIÓN Y CONTROLES ADOPTADOS.

PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS.

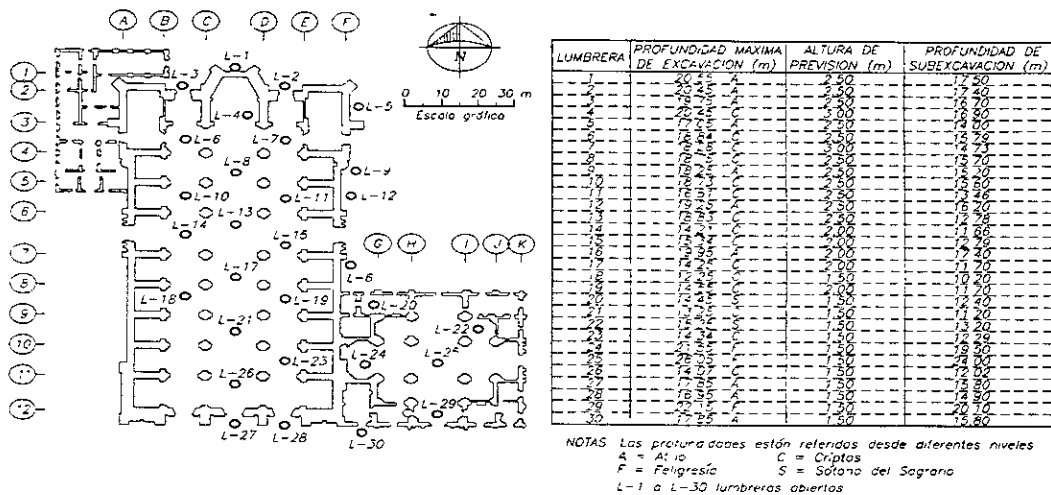
Para la corrección geométrica de la Catedral y el Sagrario Metropolitanos se construyeron 30 lumbreras distribuidas de acuerdo a la fig. 3.17. Se excavaron hasta alcanzar una profundidad media de 20 m. correspondiente al primer estrato de arcilla compresible de la serie arcillosa superior.

CONSTRUCCIÓN DE LAS LUMBRERAS.

Excavación de lumbreras. Las lumbreras son excavaciones profundas cilíndricas y tienen un diámetro exterior de 3.4 m, su construcción inició con la demolición de la losa del atrio en las lumbreras exteriores y la de piso del nivel de criptas en las interiores, el trabajo fue manual, empleando rompedoras neumáticas; después se demolió el pedraplén. En algunos casos la excavación fue compleja y requirió mucho ingenio para realizarla. Una vez que se concluyó la demolición del pedraplén se instaló el sistema de bombeo descrito más adelante.

Excavación de la arcilla. Se realizó manualmente en tramos de 1.0 m de profundidad, abatiendo simultáneamente el nivel freático, con ayuda del bombeo eyector, conforme avanzó la profundidad de excavación. La rezaga de material se extrajo con un malacate de 2.0 t de capacidad, accionado por un motor eléctrico.

Niveles constructivos de las lumbreras. La profundidad máxima de excavación varió entre 12.2 y 26.1 m., desde el nivel de criptas y feligresía, respectivamente; el primer valor en la lumbrera L-18 y el segundo en la L-25. En la tabla de la fig.3.17 se indican los niveles constructivos de cada lumbrera. Entre el fondo de la excavación y el Figura



3.17. Localización y profundidades de lumbreras

desplante de la losa se dejó un hueco de prevision de 1.5 a 3.0 m. de altura, fig. 3.18; para absorber las deformaciones y evitar que las lumbreras trabajen como pilas.

REVESTIMIENTO DE SEGURIDAD.

El ademe primario para seguridad de los obreros y de la estructura, consistió de un recubrimiento de concreto lanzado de 7.5 cm. De espesor y 150 kg/cm^2 de resistencia, reforzado con malla electrosoldada 6-6/10x10. El concreto se lanzó al finalizar de excavar cada tramo de 1.0 m. El revestimiento definitivo se construyó con concreto hidráulico de 20 cm de espesor, 250 kg/cm^2 de resistencia y un refuerzo formado por una doble parrillada de acero integrada por varilla del No. 3 a cada 20 cm. En ambos sentidos. Para lograr un colado integral del revestimiento definitivo y eliminar el problema de juntas en el colado, se empleó una cimbra deslizante de acero. El concreto se elaboró con agregados de tamaño máximo 22 mm, cemento de fraguado rápido y revenimiento de 14 cm. La losa de fondo fue de concreto con la misma resistencia que el revestimiento definitivo, espesor de 30 cm armada con una doble parrilla de varillas del No. 6 separadas a cada 20 cm. en ambos sentidos. En noviembre de 1992, después de trece meses de trabajo, se concluyó la construcción de las 25 lumbreras que se localizan en el área de la Catedral. Las cinco restantes que se ubican en el Sagrario se construyeron entre esa fecha y diciembre de 1993. En la fig. 3.18 se indica la secuencia y detalle constructivo de las lumbreras.

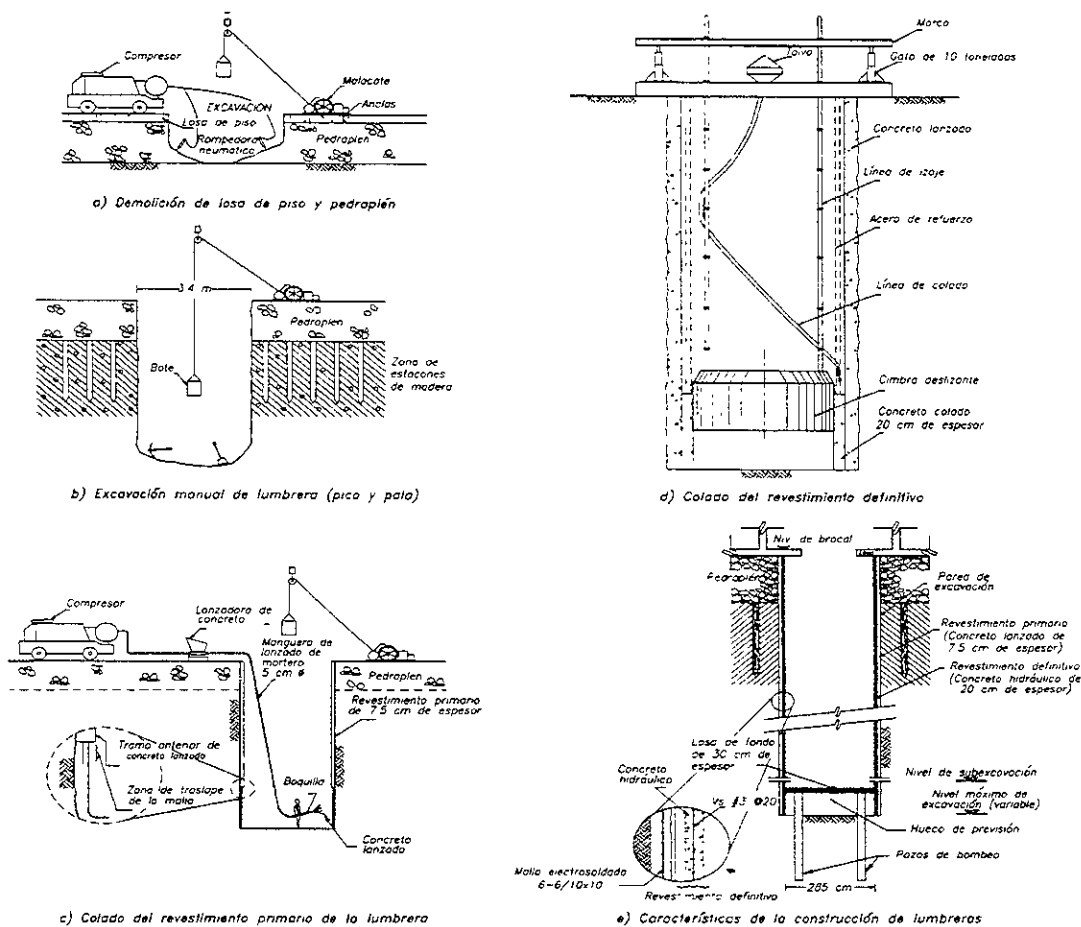


Figura 3.18 Procedimiento constructivo de las lumbreras.

INSTALACIONES COMPLEMENTARIAS.

Una vez que se concluyó la construcción de las lumbreras, se colocaron las instalaciones accesorias que se describen a continuación.

Escalera de caracol. Construida de fierro de 1.10 m. de diámetro, se apoya sobre una viga de acero horizontal empotrada a 2.30 m. de altura del fondo de ahorro, de 15 cm de peralte y patín de 11 cm. De la base de la escalera y hasta el piso de la lumbrera se construyó una escalera marina tubular.

Base de apoyo de la unidad de potencia hidráulica. Para soportar la unidad de potencia del equipo de subexcavación se construyeron rejillas metálicas en forma de un cuarto de círculo, se colocaron al nivel de la viga de apoyo de la escalera y se sujetaron a los muros con placas de acero ancladas.

Boquillas. Las boquillas para subexcavación se colocaron inclinadas 20° con relación a la horizontal y 25 cm arriba de la losa de fondo de la lumbrera como se indica en la fig. 3.19. Se instalaron en preparaciones previas de PVC de 15.2 cm de diámetro, rellenas de yeso, dejadas en el concreto hidráulico del revestimiento. El retaque del espacio anular entre la preparación de PVC y la boquilla se llevó a cabo con cementantes.

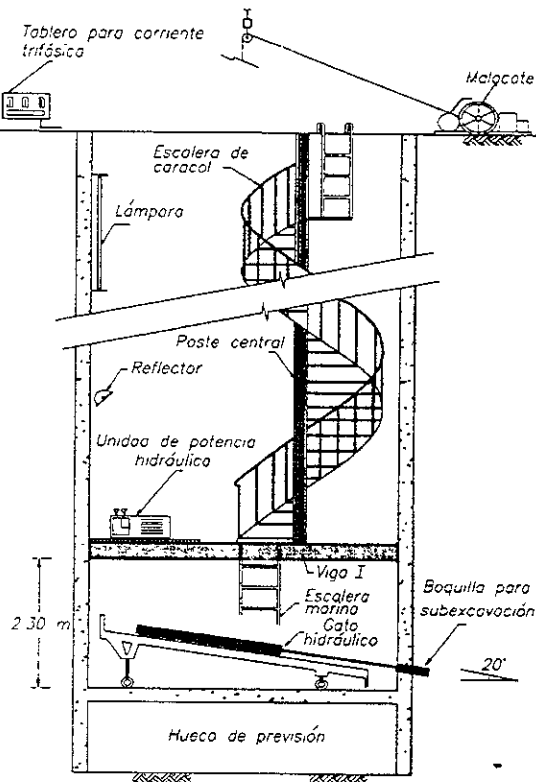


Figura 3.19 Instalaciones en las lumbreras

Las boquillas son de tubo de acero cédula 40, de 60 cm de longitud y 13 cm de diámetro interior, con un tapón roscado de acero de 14 cm de diámetro exterior y 13 cm de interior; en su parte superior cuentan con una pieza hexagonal para apretarlo, fig. 3.20. Durante el desarrollo del trabajo se ha visto la conveniencia de simplificarlas usando un tapón sujetado con tuercas, que se muestra en la misma fig.3.20.

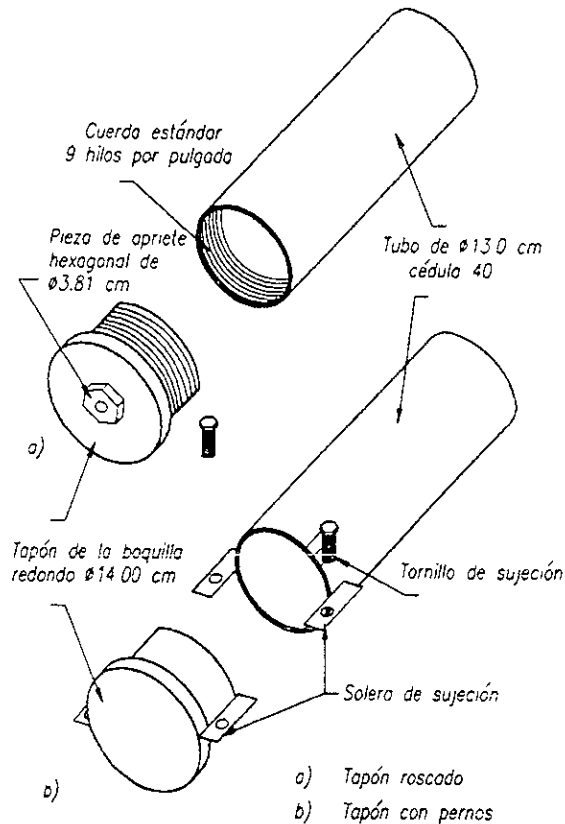


Figura 3 20. Boquilla para subexcavación

Malacate. Se usó para extraer el material productivo de la excavación de la lumbrera y en la subexcavación se emplea para subir y bajar la tubería que contiene el material extraído de las penetraciones. El malacate opera con un motor eléctrico de 5 hp; utiliza cable de acero de 1.27 cm y una canastilla para la tubería muestreadora.

Instalación eléctrica. Se cuenta con redes eléctricas para el suministro de energía incluyendo: ductos, cables, conexiones, lámparas -y tableros que contienen interruptores, arrancadores, ventiladores, etc.

SISTEMA DE BOMBEO.

El uso de bombeo durante la construcción de las lumbreras surgió de la necesidad de abatir el nivel freático y evitar la posibilidad de falla de fondo de la excavación para garantizar su estabilidad; en la subexcavación se utiliza para abatir el nivel de agua bajo la losa de fondo de la lumbrera y permitir la extracción del material.

DESCRIPCIÓN E INSTALACIÓN DEL SISTEMA.

En el interior de cada lumbrera instalaron cuatro puntas eyectoras con mangueras de inyección y descarga de 19 y 25 mm respectivamente; éstas se conectan al sistema general de circulación de agua, formado por tuberías galvanizadas de 76 mm de diámetro y comunicadas a un cárcamo regulador, que también funciona como sedimentador. La circulación de agua se realiza con bombas centrífugas eléctricas de 15 hp. Para evacuar el agua extraída se instalaron mangueras auxiliares que descargan a la red de drenaje.

El sistema de bombeo está integrado por cuatro circuitos independientes como se indica en la fig. 3.21 las lumbreras comprendidas en cada uno de ellos se citan enseguida:

- Circuito 1: lumbreras L-1 a 4, 6 a 8, 10, 11, 13 y 14 (zona norte entre el ábside y el crucero)
- Circuito 2: Lumbreras L-15, 17 A 19, 21, 23, 26, 27, 28 Y 30 (zonas centro y sur, entre crucero y portada).
- Circuito 3: Lumbreras L-20, 22, 24, 25 y 29 (Sagrario).
- Circuito 4: Lumbreras L-5, 9, 12 y 16 (zona del atrio oriente).

Los pozos de bombeo se perforaron por tramos durante la construcción de las lumbreras, manteniendo el nivel de las puntas eyectoras 2 m. por debajo de la excavación. La profundidad final de las puntas eyectoras varió entre 20.0 y 26.5 m. con referencia al nivel de feligresía. La perforación se llevó a cabo con una máquina rotatoria equipada con broca de aletas y un tubo perforador de 20 cm. de diámetro, inyectando agua como líquido de perforación.

Se instaló ademe ranurado formado por un tubo de PVC de 10 cm. de diámetro cubierto por una malla plástica tipo mosquitero. El espacio anular entre las paredes del pozo y el ademe se relleno con gravilla de tamaño máximo 9 mm. En la fig. 3.22. se presenta el detalle de construcción y operación de los pozos de bombeo. Una vez que se alcanzó la profundidad máxima de excavación en cada lumbrera, se procedió a profundizar los pozos hasta 5.0 m. bajo el nivel de la losa de fondo.

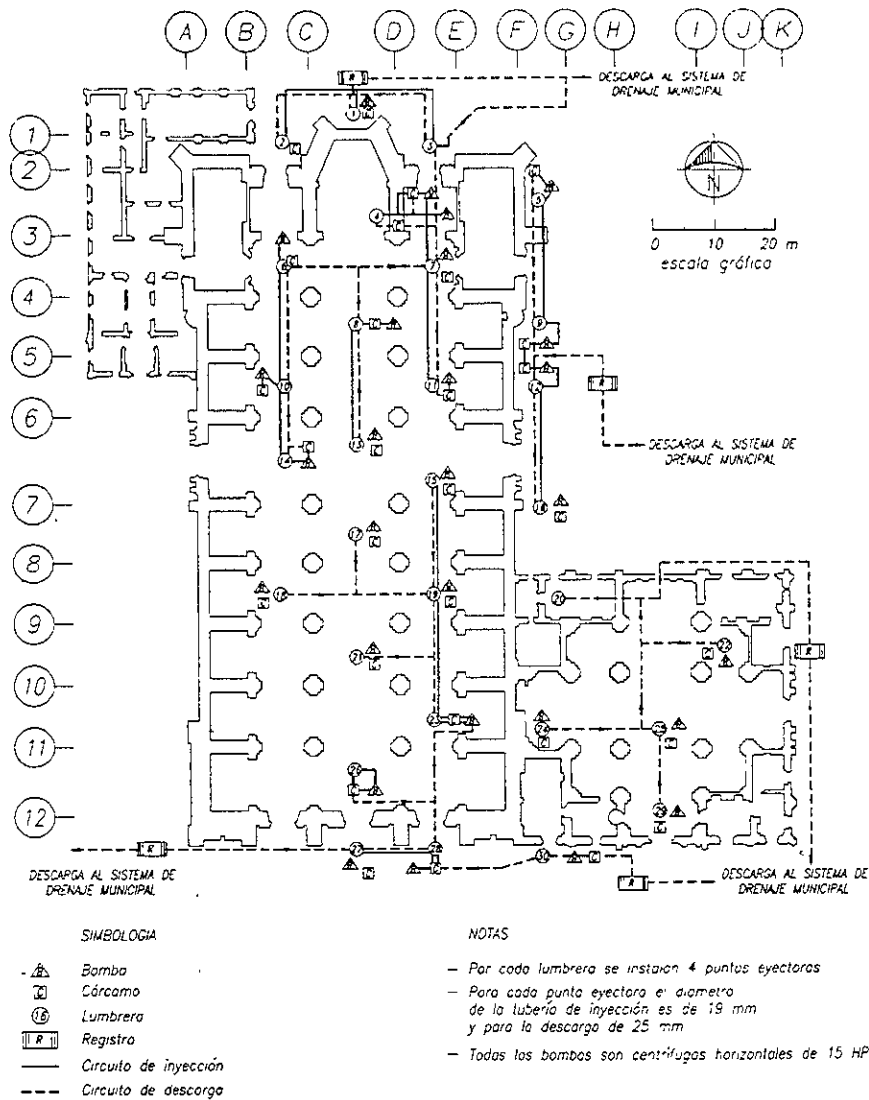


Figura 3.21 Circuitos del sistema de bombeo.

OPERACIÓN DEL SISTEMA DE BOMBEO.

Durante la construcción de lumbreras. Entre mayo y julio de 1992 se inició el bombeo en casi todas las lumbreras ubicadas en las zonas norte y centro de la Catedral, con excepción de la L-17 que inició en septiembre; en las lumbreras del sur el bombeo comenzó entre agosto y septiembre de ese mismo año. En el Sagrario empezó los primeros meses de 1993.

El inicio de la construcción de las lumbreras del sur ocurrió cuatro meses después que el de las del norte y centro, lo que permitió que el bombeo tuviera mayor efecto en la zona de estas últimas, donde se continuó bombeando después de concluir la construcción; en el sur, se suspendió al finalizar las lumbreras. Lo anterior indujo hundimientos diferenciales correctivos del orden de 8.4 cm. entre las fachadas norte y sur de la Catedral.

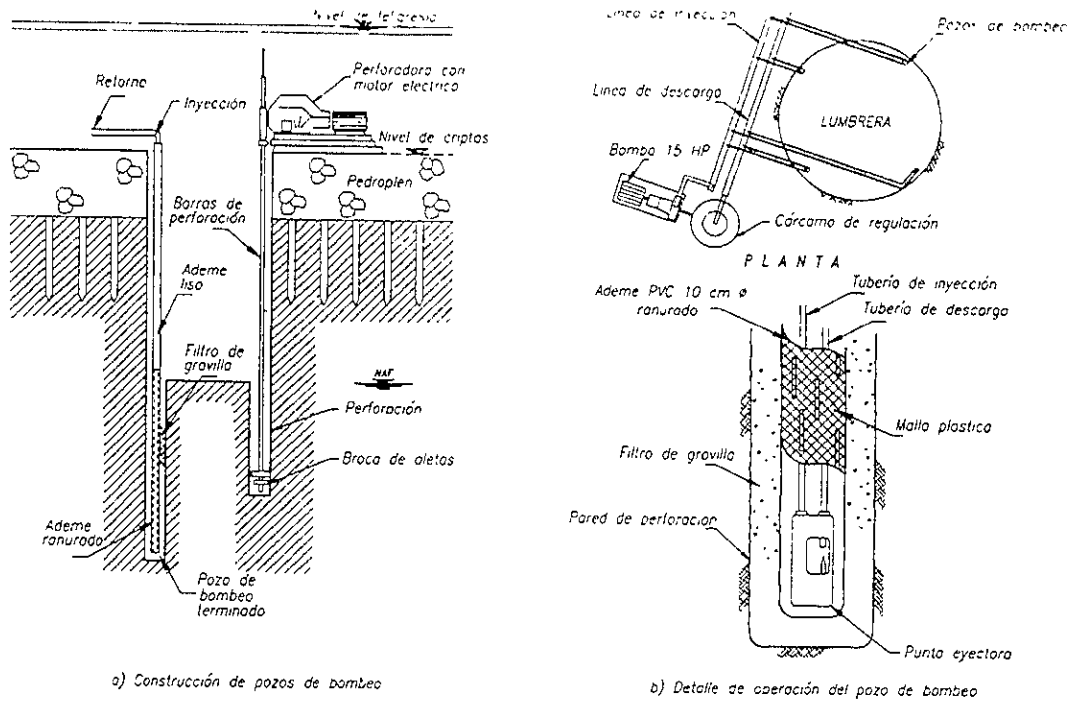


Figura 3.22. Detalle de construcción y operación de los pozos de bombeo.

Durante la subexcavación. El bombeo ha sido continuo en todas las lumbreras ubicadas al norte de la catedral para acelerar el descenso de esta zona; lumbreras L-1 a 4, 6 a 8 y 10; en el centro, sur y Sagrario se bombea únicamente en las lumbreras que se subexcavan.

NIVEL FREÁTICO Y NIVELES PIEZOMÉTRICOS.

Se analizaron los niveles de agua registrados en las estaciones piezométricas instaladas en la periferia de la Catedral, el lado oriente de la línea 2 del Metro y en el Templo Mayor, la ubicación de todas se indica en la fig. 3.23.

Las estaciones piezométricas están integradas por piezómetros abiertos EP y tubos de observación TO, la profundidad de instalación de estos instrumentos se presenta en la tabla 3.1 y varió entre 14.2 y 53.0 m. para los primeros y fue de 12.0 m. para los segundos.

Nivel freático años 1990 y 91. En la fig. 3.23 se presenta la configuración del nivel freático antes de iniciar los trabajos de corrección geométrica de la Catedral en mayo de 1990; en dicha gráfica se aprecia que el NAF en los lados norte y poniente de la Catedral, se encontraba, en promedio, en la cota 2225.0, a una profundidad del orden de 7.0 m; hacia el sur del templo se ubica entre las cotas 2224.6 y 2224.3 como lo detectaron los instrumentos TO-2 y TO-1, respectivamente; en la zona del Templo Mayor, en el instrumento TO-14 el nivel freático se encontraba 2.5 m. más arriba que en el área de la Catedral, en donde se encontraba a una profundidad de 4.5 m. cota 2227.6. El Colector Semiprofundo que pasa al sur de la Catedral, funciona como dren y

el cajón del metro también afecta al nivel freático, aunque en menor magnitud; combinadamente estas dos estructuras lo abaten a unos 7 m. de profundidad en el área de la Catedral.

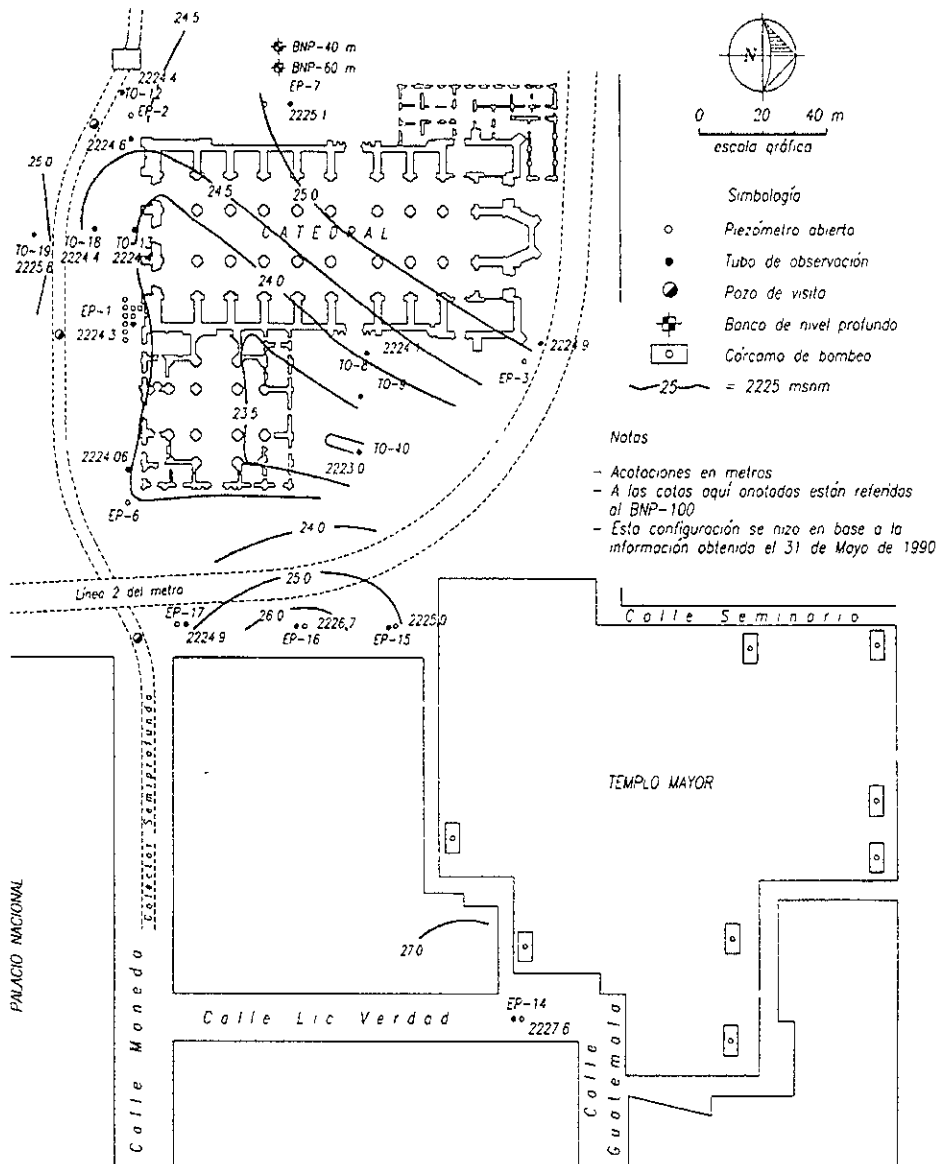


Figura 3.23 Estaciones piezométricas y configuración del nivel freático (1990).

Nivel freático año 1992. Para definir el abatimiento del nivel freático durante la construcción de las lumbreras se estudiaron las tres secciones indicadas en la fig. 3.24; la sección transversal A-A' se ubica al centro de la Catedral en dirección E-W entre los ejes A y K; la sección longitudinal B-B' se localiza en dirección norte-sur entre los ejes 1 y 12, y la sección frontal C-C' al sur de Catedral, en sentido E-W entre los ejes A y K.

Estaciones Piezométricas	Profundidad de Instalación (m)
TO-1	12.00
EP-1 ^a	18.00
EP-1B	21.20
EP-1C	26.70
EP-1D	39.00
EP-1E	44.00
EP-1E'	44.00
EP-1F	50.50
EP-1G'	53.00
TO-2	12.00
EP-2	15.20
EP-3'	18.20
EP-6	19.20
TO-7	12.00
EP-7	18.70
TO-8	12.00
TO-9	12.00
TO-10	12.00
TO-12	12.00
TO-13	12.00
TO-14	12.00
EP-14	14.20
TO-15	12.00
EP-15	18.30
TO-16	12.00
EP-16	18.23
TO-17	12.00
EP-17	17.85
TO-18	12.00
TO-19	12.00

EP: Piezómetro abierto
TO: Tubo de observación

Tabla 3.1. Estaciones piezométricas de la catedral metropolitana

En la fig. 3.24 se indica el abatimiento del nivel freático durante la construcción de las lumbreras en los años 1992 y principios de 93. Las puntas eyectoras operaron para abatir el nivel de agua alrededor de 1.0 m. por debajo del nivel de excavación; al concluir ésta, el nivel freático alcanzó una profundidad aproximada de 3.0 m. bajo la máxima de excavación.

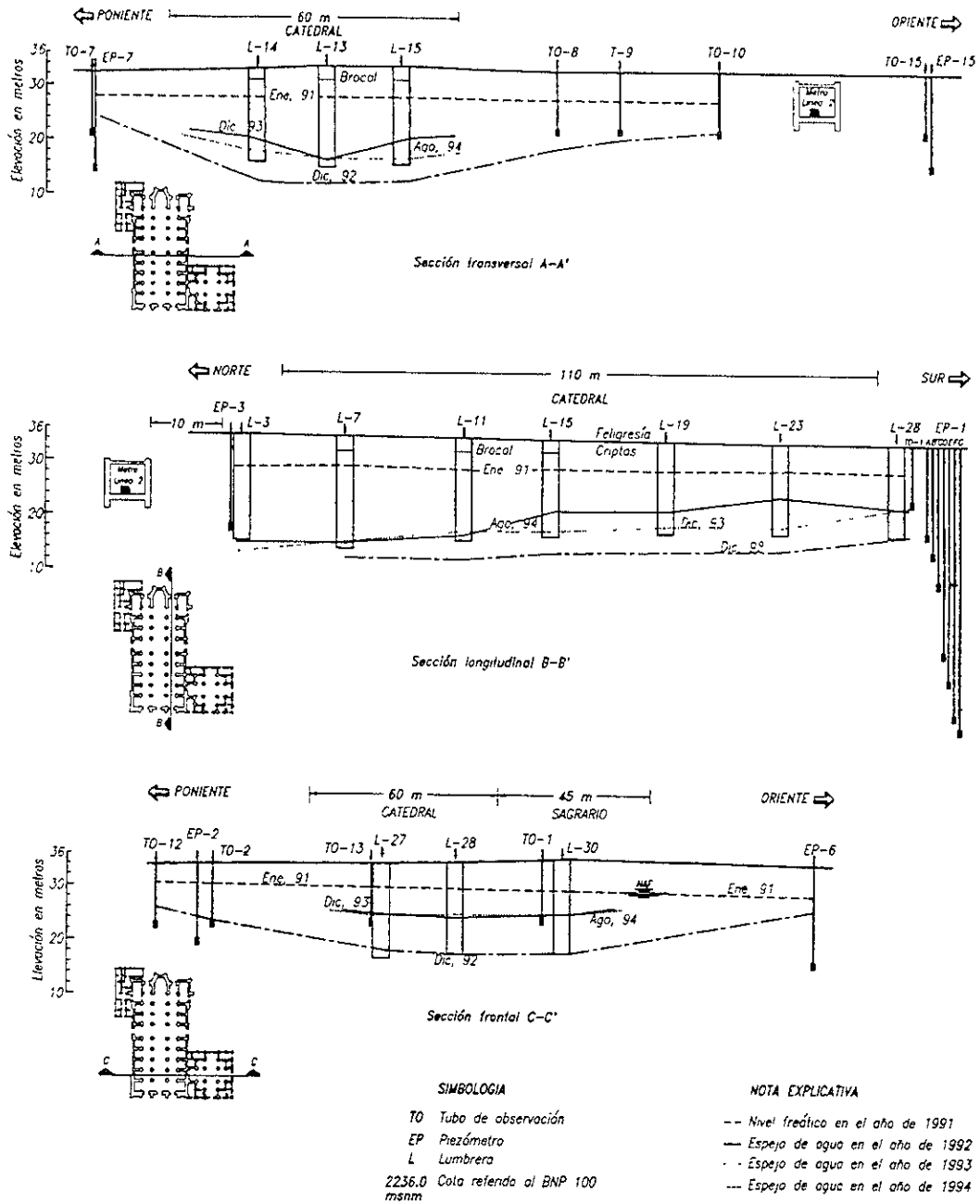


Figura 3 24. Abatimiento del nivel freático

Nivel freático años 1993 y 94. En los primeros meses de 1993 se suspendió el bombeo en las lumbreras centrales y en algunas del sur, recuperándose el nivel dinámico con las velocidades indicadas en la tabla 3.2.

Fecha	L-3	L-7	L-11	L-15	L-19	L-23	L-27	L-28	L-30
ene. 93	10.0	16.1	14.2	18.0	12.6	9.0	-----	-----	-----
feb. 93	-----	3.6	13.2	8.9	15.7	10.7	26.8	13.9	26.4
mar. 93	10.7	-----	-----	2.7	3.0	2.0	1.7	7.3	1.3

Tabla 3.2 Velocidades de recuperación del nivel dinámico en cm / día.

El abatimiento de los niveles dinámicos en los tubos de observación ubicados en la periferia de la Catedral ha sido variable, dependiendo del régimen de bombeo en las lumbreras. El abatimiento medio registrado hasta octubre de 1994 era de 2.8 m, los abatimientos máximos se presentan en los tubos de observación ubicados cerca del Colector semiprofundo y de la línea 2 del Metro, con valores de 4.1 y 3.5 m. en el TO-19 y TO-10, respectivamente.

Niveles piezométricos en 1990 y 91. Al igual que los tubos de observación, los piezómetros en general registraron incrementos de presión en el agua durante los años de 1990 y 91, con una valor máximo de 0.25 kg/cm^2 en el instrumento EP-7, fig. 3.25.

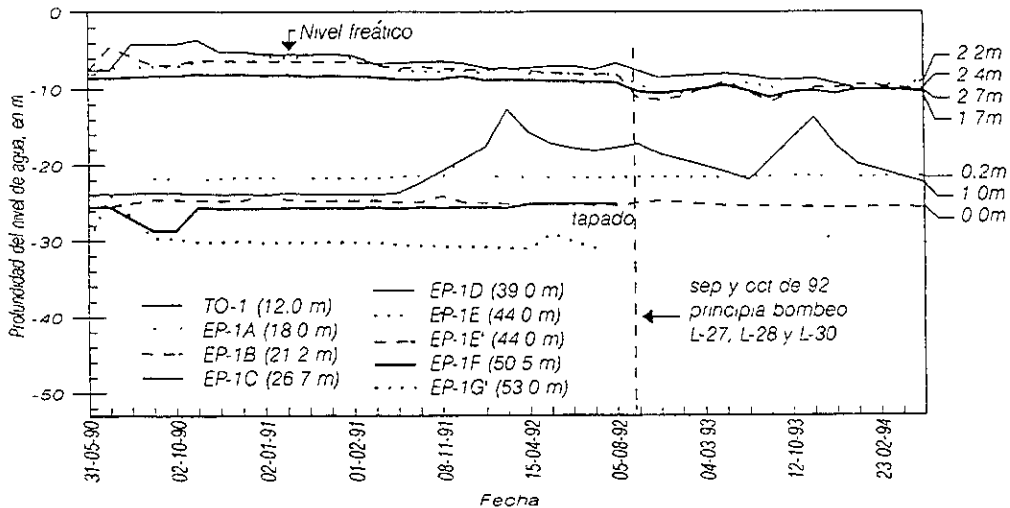


Figura 3.25. Niveles freáticos y piezométricos en la estación EP-1.

En la fig. 3.26 se presentan los niveles de agua en los instrumentos de la estación piezométrica EP-1 ubicada al sur de la Catedral, fig. 2.7, apreciándose que en los piezómetros EP-1C a 26.7 m. de profundidad, EP-1D a 39.0 m., EP-1E' a 44.0 m, Ep-1F a 50.5 m y EP-1G' a 53.0 m, se redujo la presión de agua en el año de 1990 en 0.1, 1.65, 1.8, 2.3 y 1.8 kg/cm^2 , respectivamente. En 1991 las presiones en los diferentes instrumentos permanecieron sensiblemente constantes.

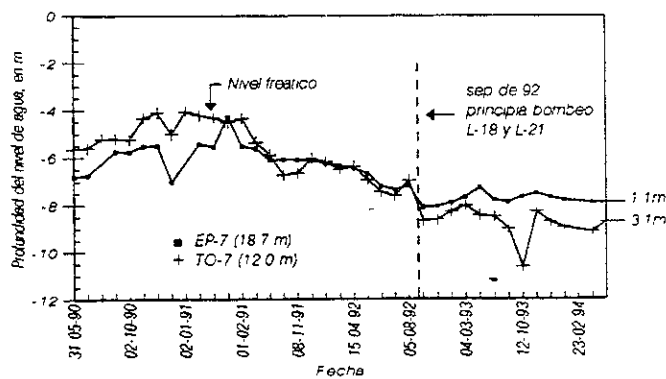


Figura 3.26. Niveles freáticos y piezométricos en la estación EP-7.

Niveles piezométricos de 1992 a 94. En la estación piezométrica EP-1, fig. 3.26, se nota el efecto del bombeo eyector en los tres instrumentos ubicados hasta una profundidad de 26.7 m, EP-1^a, B y C, en los que la pérdida máxima de presión alcanzó 0.29 kg/cm², EP-1B; a mayor profundidad se observa que el piezómetro EP-1D, a 39.0 m recuperó 0.7 kg/cm² con relación al valor registrado en 1990 y que en 1994 se ha abatido y tiende a regresar al valor que tenía en 1990; en los piezómetros restantes, EP-1E', F y G', la presión ha variado muy poco. Lo anterior permite aceptar que, hasta octubre de 1994, el efecto del bombeo eyector se manifiesta hasta una profundidad máxima del orden de 29.0 m. La presión registrada a finales de cada uno de los años de 1990 a 94 en la estación piezométrica EP-1 se presenta en la fig. 3.27.

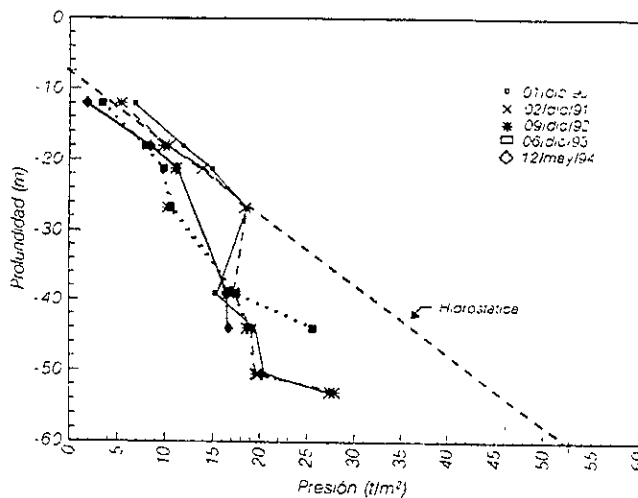


Figura 3.27 Niveles piezométricos en la estación EP-1 (1990-1994).

GASTOS Y NIVELES DINÁMICOS.

Los gastos de bombeo y niveles dinámicos en lumbreras representativas de las diferentes zonas de la Catedral y el Sagrario (L-1, 10, 25 y 27), registrados en el período de mayo de 1992 a octubre de 94, se presentan en la fig. 3.28.

Gastos y niveles en 1992. En las lumbreras L-6, 8 y 10 se obtuvieron gastos iniciales máximos variables entre 0.50 y 0.65 l/s en el mes de mayo. En las lumbreras L-1, 5, 7, 9, 11, 16 y 19, los gastos máximos estuvieron comprendidos entre 0.34 y 0.49 l/s durante los meses de junio, julio y agosto. En las lumbreras restantes los gastos máximos variaron entre 0.18 y 0.28 l/s durante septiembre y noviembre, a excepción de las lumbreras L-28 y 27 que registraron gastos máximos iniciales de 0.46 y 0.87 l/s respectivamente. El valor medio del gasto en cada lumbrera fue de 0.42 l/s.

En las lumbreras ubicadas en el interior de la Catedral, donde la profundidad media del nivel freático original era de 7.0 m, el nivel dinámico de agua varió entre 9.3 y 12.8 m, referido al nivel de feligresía.

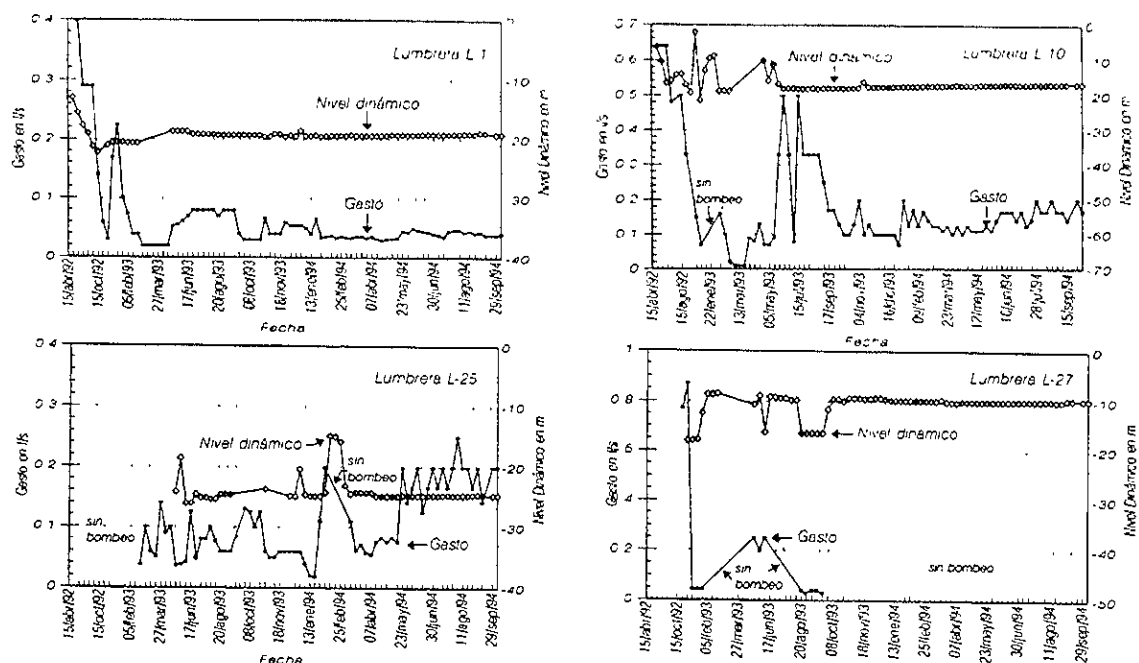


Figura 3.28. Gastos de bombeo y niveles dinámicos en las lumbreras L-1, 10, 25 y 27

En las lumbreras exteriores el nivel dinámico mínimo originado por el bombeo, referido al atrio, varió entre 8.2 y 15.1 m. al inicio del bombeo entre 17.0 y 22.2 m en los meses siguientes

Gastos y niveles en 1993. Los gastos en este año se redujeron a valores que variaron entre 0.039 y 0.093 l/s. El nivel dinámico medio en las lumbreras interiores varió entre 13.9 y 19.2 m. con referencia al nivel de feligresía; en las exteriores varió entre 12.4 y 17.8 m con respecto al nivel del atrio y finalmente, en las lumbreras del Sagrario su valor fue finalmente, en las lumbreras del Sagrario su valor fue de 20.5 m. con respecto al nivel de feligresía.

Se aprecia que la profundidad de los niveles dinámicos es, en general, mayor en la zona norte que en el centro y sur, con diferencias de 5.4 y 3.1 m, respectivamente. Lo anterior se debe a que en la zona norte se inició primero el bombeo y que se ha mantenido continuo durante este período, a diferencia de las otras zonas, en las que ha operado intermitentemente o está suspendido. Para interpretar estas diferencias debe tomarse en cuenta el desnivel existente entre el norte y el sur de la Catedral cuyo valor es del orden de 2.15 m. hasta octubre de 1994.

En las lumbreras L-2, 10 y 21 los gastos medidos en el año de 1993 presentan fluctuaciones considerables, sin que tiendan a un valor estable; las lumbreras L-24, 25 y 29 ubicadas en el Sagrario muestran un comportamiento semejante, aunque las variaciones en los gastos son de menor magnitud.

En las lumbreras en las que se bombeó continuamente en este año son: L-1, 2, 4, 8, 10, 13, 17 y 21; el gasto registra un incremento ligero pero perceptible entre los meses de mayo a septiembre, que coincide con la época de lluvias.

Gastos y niveles en 1994. En las lumbreras en que continuó el bombeo durante los primeros meses de este año, los valores medios del gasto se redujeron entre 13.0 y 30.0% con relación a los registrados en 1993, variando entre 0.029 y 0.074 l/s. Desde septiembre de 1994 el gasto extraído es de 1.5 l/s para lumbreras. Los niveles dinámicos han descendido más en las lumbreras con bombeo continuo, del orden de 1.0 m. con relación a los registrados en 1993, llegando a una profundidad máxima de 19.0 y 19.9 m. en las lumbreras del norte de la Catedral y el Sagrario, respectivamente. En las zonas donde se suspendió el bombeo, los niveles dinámicos se recuperaron elevándose a una profundidad media de 10.0 m. en las lumbreras ubicadas al sur de la Catedral.

ABATIMIENTOS EXTERNOS.

Una vez que se inició el bombeo evector en las lumbreras que se construyeron en 1992, se registró un descenso en los niveles de agua en la periferia de la Catedral, en las figs. 3.25 y 3.26 se presenta la variación de los niveles de agua en las estaciones piezométricas, EP-7 y EP-1, la primera al poniente y la segunda al sur de Catedral. Los abatimientos perimetrales máximos registrados variaron entre 1.0 y 5.0 m. con un valor promedio de 2.7 m.

Los instrumentos ubicados al oriente de la línea 2 del Metro y en las cercanías del Templo Mayor, tubos de observación TO-14 a 17, presentan abatimiento de 0.1, 0.8, 0.0 y 1.6 m, respectivamente. De lo anterior se deduce que el nivel de agua en estos instrumentos no está afectado por el bombeo en el área de la Catedral, ya que sus niveles han permanecido sensiblemente constantes durante el desarrollo del proyecto o han variado levemente.

IMPREVISTOS OCURRIDOS

La construcción de las lumbreras y su operación durante los trabajos de subexcavación transcurrieron sin incidentes, sólo se presentaron tres imprevistos en las lumbreras L-10, 25 y 2. Los primeros dos se relacionan con flujos de agua mayores que los esperados; el tercero, con la presencia de suelos no plásticos en la profundidad de subexcavación.

Lumbrera L-10. Para abatir el nivel freático durante la construcción de esta lumbrera se operó el bombeo evector durante dos semanas, del 30 de abril al 15 de mayo de 1992. En este lapso el gasto varió de 0.6 a 1.5 l/s sin que pudiera abatirse el nivel freático a una profundidad mayor de 13.0 m. Se procedió a inspeccionar el fondo de la excavación y se detectó que existiría un flujo ascendente de agua concentrado por los pozos de bombeo oriente y sur, lo que indicaba probablemente la influencia del manantial que existió en este sitio, el tozpalatl.

Para abatir el nivel freático se usaron temporalmente dos bombas sumergibles de 0.5 hp, además de las cuatro puntas evectoras que venían operando. El gasto medio extraído en cada bomba sumergible fue de 0.5 l/s, adicionales al bombeo evector.

Con lo anterior se abatió el nivel freático y se continuó con la excavación de la lumbrera hasta finalizar su construcción. La lumbrera ha operado normalmente solo con bombeo eyector, durante los trabajos de subexcavación, sin que haya reaparecido el problema.

Lumbrera L-25. El 4 de febrero de 1994, el nivel del agua subió más de 10.0 m sobre el nivel del fondo en un lapso de 2.0 hs, sin que se pudiera controlar su ascenso. El agua empezó a salir por la penetración 36, fig.3.29. Se instalaron dos bombas sumergibles con capacidad de 2.0 l/s cada una, sin lograr el control del agua.

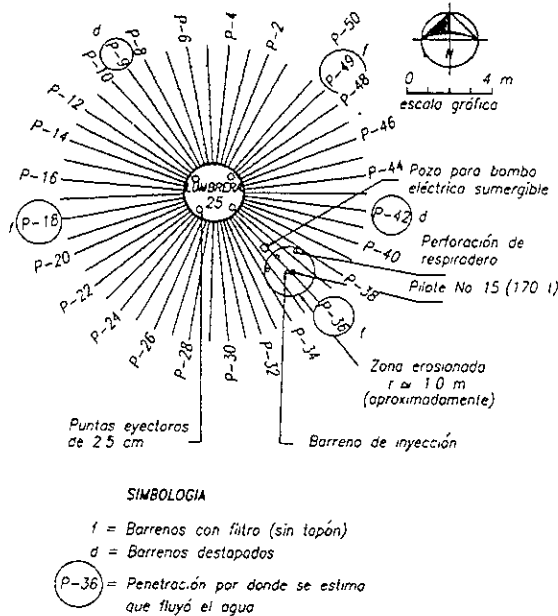


Figura 3.29. Acciones correctivas en la lumbrera L-25

La lumbrera L-25 se encuentra localizada en el centro geométrico del Sagrario, y la sobrecarga transmitida al subsuelo que se originó durante la construcción de las estructuras prehispánicas y coloniales dio como resultado que los estratos de suelo bajo este sitio se encuentren muy deformados. Esta deformación es mucho mayor en la parte central del Sagrario que en su periferia, fig.3.30.

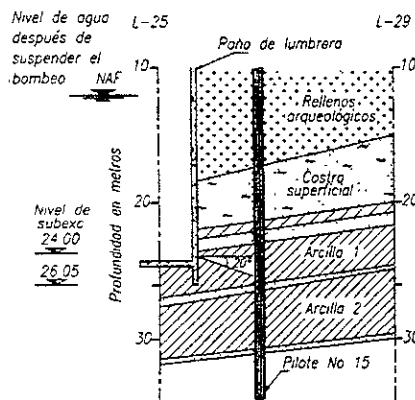


Figura 3.30. Estratigrafía en la lumbrera L-25

Al realizar la subexcavación en la penetración radial número 36 se interceptó el pilote con funda metálica No.15, a unos 4.0 m de distancia de la pared de la lumbrera. La arcilla en la zona se encuentra fisurada, a pesar de ser un material de consistencia relativamente alta; por ello es altamente probable que al topar con el pilote se

estableciera una comunicación entre la perforación del pilote y el estrato de arena subyacente, fig.3.31.

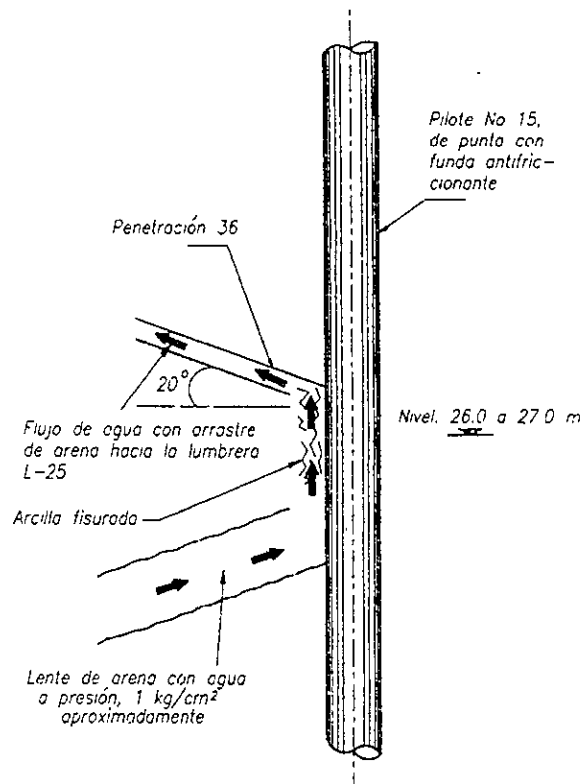


Figura 3.31. Croquis del mecanismo probable que originó el problema.

Acciones correctivas. Se realizó una perforación vertical para inyección, a unos 30 cm del pilote No. 15 y otras tres a 1.0 m de distancia de la primera, en dirección de la lumbrera L-25, hasta 33.0 m de profundidad, cortando el segundo manto de arena, para rellenar la posible socavación generada por el flujo de agua hacia la lumbrera. Se inyectó una mezcla de bentonita-cemento en el barreno cercano al pilote; las otras tres perforaciones verticales funcionaron como respiraderos, fig.3.29.

La resistencia al corte de la mezcla de inyección fue de aproximadamente 1.0 kg/cm^2 y la presión de inyección igual a la del esfuerzo vertical total, del orden de 4.0 kg/cm^2 . Una vez terminado el trabajo de inyectado en la perforación cercana al pilote, se efectuó la inyección de los barrenos perimetrales de la misma manera. Además, se reinyectaron las tres perforaciones de respiradero en el misma secuencia que se realizó la primera inyección, utilizando una presión más alta, cercana a 6.0 kg/cm^2 . Se dejó transcurrir el tiempo necesario para garantizar el fraguado del mortero cemento-bentonita.

Se hizo descender el nivel de agua en la lumbrera hasta la losa de fondo y se midió el gasto de extracción, para evaluar la eficiencia de la inyección. Se inspeccionaron las boquillas y aquellas que aportaban agua hacia la lumbrera, se taponaron o se obturaron con filtros provisionales dependiendo del gasto observado. Estas medidas permitieron resolver el problema, la efectividad de las inyecciones se verificó con sondeos inclinados de cono eléctrico. El 19 de abril se reiniciaron los trabajos de subexcavación que continuaron sin problemas hasta la fecha (octubre 1994).

Lumbrera L-2. En esta lumbrera se detectaron dos zonas de material limoso, que tiene la tendencia a fluir entre las penetraciones ubicadas al norte, N° 1 a 8 y 20 a 27, fig.3.32; debido a lo anterior y a la conveniencia justificada de reducir el volumen de

material extraído, el 4 de mayo de 1994 se decidió suspender la subexcavación en estas penetraciones, extrayendo únicamente material arcilloso de la porción sur de la lumbrera.

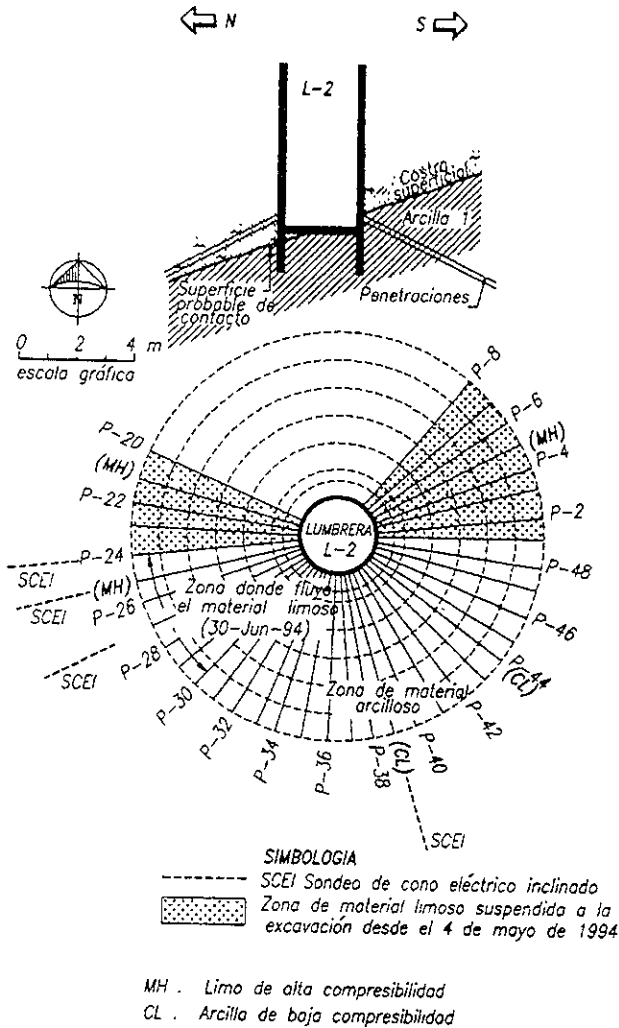


Figura 3.32. Zonificación estratigráfica en la lumbrera L-2.

En la mañana del 30 de junio de 1994 fluyó material limoso de las penetraciones N° 24 a 30, las cuales se llenaron completamente de suelo y en la penetración N° 24 se extruyeron 30 kg de material aproximadamente. Inmediatamente después del flujo de material se suspendió la subexcavación y se cerraron las boquillas con sus tapones respectivos. La subexcavación ha continuado normalmente, con la sola precaución de abrir únicamente la boquilla en operación.

Posteriormente, el 25 de julio de 1994 se presentó un flujo de agua con arrastre de material en la penetración N° 39; este flujo coincidió con la puesta en marcha de una perforadora que trabajaba al norte del ábside instalando piezómetros para COVITUR.

Acciones correctivas. Se suspendió temporalmente la perforación de los barrenos que se efectuaba al norte del ábside, dejando de inyectar agua. Se instaló una punta

eyectora grande como apoyo a las tres puntas normales; el gasto de bombeo era de 0.5 l/s y el agua en el interior de la lumbrera llegó a un tirante máximo de 30 cm. El gasto previo de esta lumbrera era de 0.15 l/s lo que hacía suponer que el incremento registrado de 0.35 l/s provenía de la inyección de agua para la perforación.

Se mantuvo en observación la lumbrera, mientras se mejoraban los tapones de las boquillas para asegurar un sellado eficiente y se extrajo el azolve existente en los pozos de bombeo. La subexcavación reinició el día primero de agosto y ha continuado sin novedad, aunque el gasto se ha incrementado a 0.25 l/s.

TÉCNICA Y EQUIPO DE SUBEXCAVACIÓN

Durante el trabajo experimental que se efectuó en la iglesia de San Antonio Abad como antecedente para el de la Catedral, se afinaron la técnica y equipo necesarios; aun así, durante la subexcavación se han hecho modificaciones para adecuarlos a las condiciones peculiares del subsuelo del sitio.

PROCEDIMIENTO DE OPERACIÓN.

A través de cada una de las boquillas penetra el tubo subexcavador con el que se extrae lenta y controladamente el suelo; este tubo tiene 10 cm de diámetro y 1.0 m de longitud, se opera con barras de acero hasta 6.0 m de penetración. En caso necesario se podrá incrementar esta longitud, así como también operar con un ademe de 12.7 cm de diámetro, para evitar subexcavar a corta distancia de la lumbrera.

Brigadas de subexcavación. Están formadas por seis personas; en el interior de la lumbrera tres de ellas realizan la maniobra de extracción del suelo, otra opera la unidad de potencia hidráulica para hincar o extraer el pistón; en el exterior trabajan el malacatero y su ayudante quienes suben, bajan y trasladan los tubos a la mesa extractora. Se contó con un cabo por cada seis lumbreras y de un ingeniero coordinando todas las actividades.

EQUIPO Y CICLO DE TRABAJO.

El equipo de subexcavación está formado por las siguientes partes, fig.3.33.

Mesa de subexcavación. Estructura metálica con ruedas para centrarla fácilmente con relación a las boquillas y tornillos niveladores, para ajustar su inclinación. La parte frontal es deslizante, para fijarla a la lumbrera y aprovechar la pared como superficie de reacción.

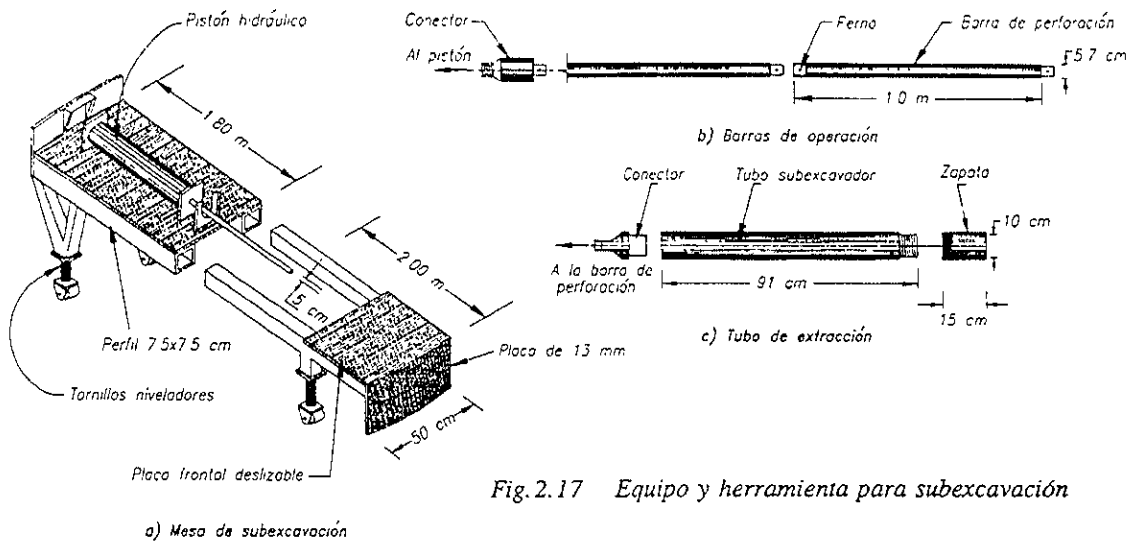


Fig. 2.17 Equipo y herramienta para subexcavación

Figura 3.33. Equipo y herramienta para subexcavación

Bomba eléctrica y gato. Sobre la mesa se instala el cilindro o gato hidráulico de 5.0 cm de diámetro y 1.15 m de carrera; se acciona con una bomba eléctrica localizada en la base de apoyo, cerca de la escalera marina que accede al fondo. En los trabajos de subexcavación se usan dos tipos de equipos: el rápido, que se utiliza en las lumbreras cuyas penetraciones cierran rápidamente o se requiere mayor volumen de extracción de suelo y el normal en las restantes. En la Tabla 3.3 se indican las características de estos equipos.

Equipo	Bomba eléctrica	RPM	Pistón (ton)	Presión de trabajo (kg/cm ²)	Velocidad de avance (m/min)	Velocidad de extracción (m/min)
Normal	2 HP	1800	12	150	0.5	0.66
Rápido	7.5 HP	3000	12	150	2.0	4.00

Tabla 3.3 Equipos de subexcavación

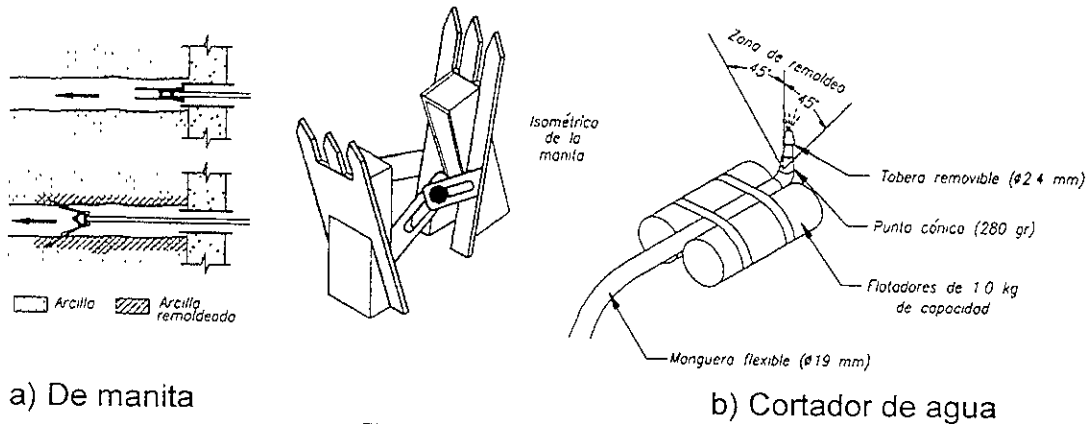
El equipo rápido tiene un tanque acumulador de hidrógeno, para aumentar la velocidad de operación del sistema de subexcavación y el pistón cuenta con amortiguadores .

Tubo de extracción. Consta de un tubo subexcavador de 10 cm de diámetro y 1.0 m de longitud, con zapata de acero de 15 cm de longitud, afilada en el extremo que se hincan en el suelo; cuenta con un conector para unirse a la tubería de perforación de 5.7 cm de diámetro y 1.0 m de longitud. Esta última tiene coples macho y hembra, se acopla entre sí por medio de pernos y con un conector al pistón subexcavador.

Mesa de extracción. Está formada por placas y perfiles de acero; sobre ella se instala el cilindro hidráulico extractor, accionado por una bomba eléctrica, (no está representada en la figura).

Dispositivos para remoldeo. La evaluación experimental del proceso demostró la conveniencia de usar dispositivos remoldeadores, para acelerar el cierre de la subexcavación, aumentar la cantidad de material extraído por pasada y reducir el tiempo de deformación.

Se diseñaron y probaron varios remoldeadores; los mejores resultados se obtuvieron con el denominado "de manita" y con un "cortador de agua"; sus características se presentan esquemáticamente en la fig. 3.34 y su funcionamiento y rendimiento se describen a continuación:



a) De manita

b) Cortador de agua

Figura 3.34. Remoldeadores de suelo.

a) Remoldeador de manita. Consiste de dos placas de acero en forma de espátulas de punta, su abertura máxima es de 18.4 cm y están inclinados 45°, aproximadamente, se acopla mediante pernos a las barras y al cilindro hidráulico.

El remoldeador se coloca dentro de la perforación y al pasar la boquilla se abre a su diámetro máximo; se introduce con ayuda del gato, acoplándolo a la tubería de pernos usada en la subexcavación. Este dispositivo se utiliza en las lumbreras L-1, 8 y 10 con equipo normal, obteniendo un rendimiento promedio de 737 kg/semana, que comparado con el producido en la primera pasada de subexcavación en material inalterado, de 727 kg/semana, arroja un porcentaje de recuperación del 101 %. Demostró así su utilidad y por ello se emplea en la subexcavación de suelos arcillosos de consistencia media. Sin el uso de este remoldeador, la recuperación era aproximadamente del 50% de la obtenida en la primera pasada de subexcavación.

b) Cortador de agua. Es un dispositivo que inyecta agua a presión; se utilizó para remoldear en la zona norte de la Catedral, donde existen arcillas de consistencia firme a dura, lumbreras L-1 a 3.

Consta de una tobera cónica de cobre con un diámetro de salida de 2.4 mm, unida a una manguera flexible de 1.9 cm de diámetro y 6.0 m de longitud, lo que permite introducirlo con facilidad y girarlo en el interior de cada penetración. El conjunto manguera-inyector se conecta a la tubería de suministro de agua para la limpieza; una válvula de compuerta controla el flujo de agua, cuyo gasto es de 0.12 l/s con una velocidad de salida de 27 l/s.

El procedimiento de remoldeo consiste en introducir el inyector el primer metro y girar la manguera una y otra vez durante 30 s para que corte en forma de abanico, con un ángulo de 45° hacia ambos lados de la vertical. Posteriormente se introduce medio metro más y se repite la operación hasta que el dispositivo llega al fondo; se saca lentamente y se introduce en la penetración siguiente. El tiempo máximo de remoldeo a lo largo de una penetración completa de 6.0 m de longitud es de 6 minutos. Con el procedimiento anterior el cierre se acelera por el caído de pequeños bloques de material; el remoldeo se realiza procurando que la zona de cedencia se distribuya igualmente en el perímetro de cada lumbrera y sea de espesor uniforme.

Con el cortador de agua se obtuvo un rendimiento promedio de 1200 kg/semana

En la fig. 3.35 se muestra la secuencia de operación en incrementos de extracción de 1m para cada eje de penetración.

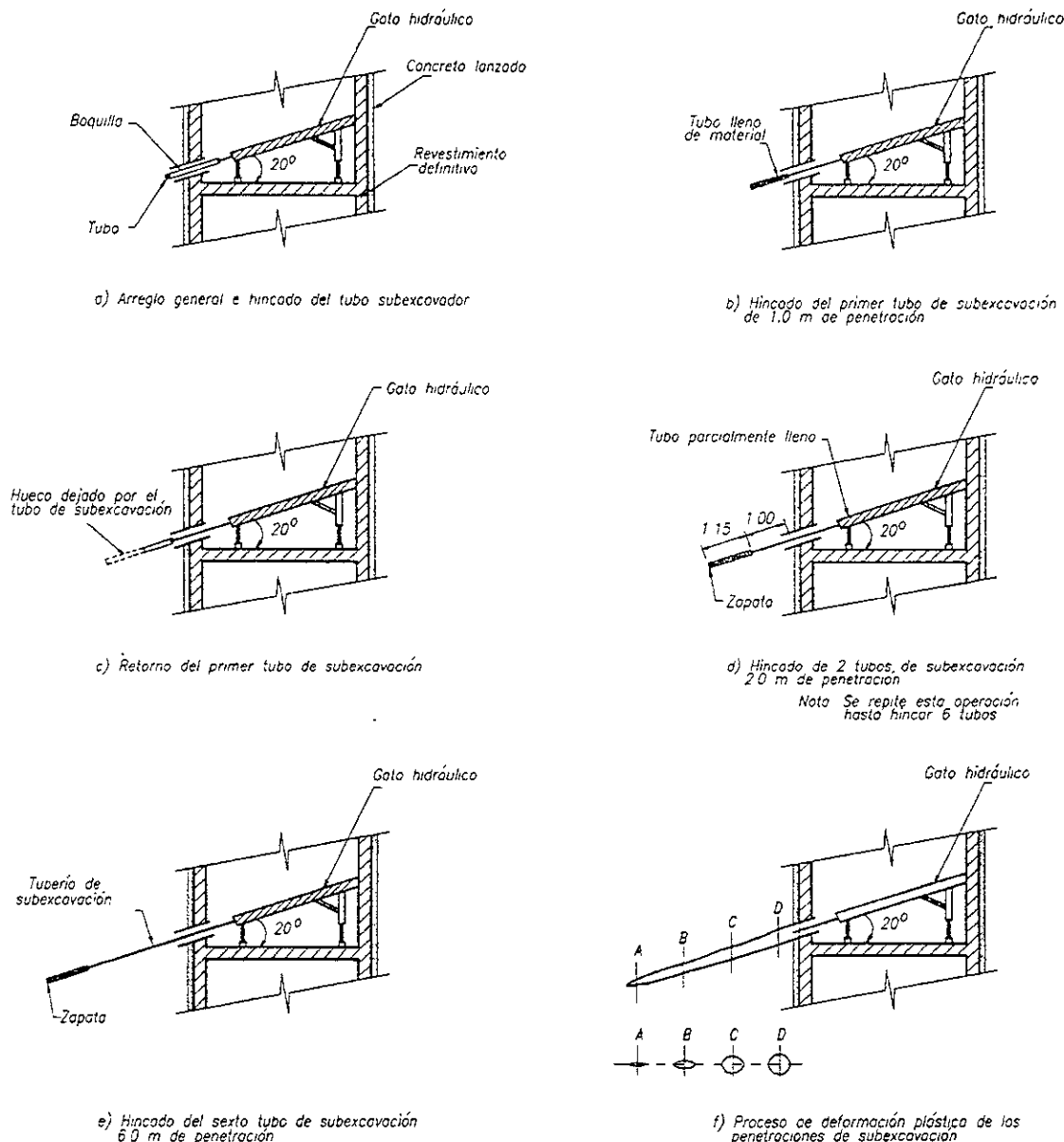


Figura 3.35 Secuencia de subexcavación.

Ciclo de subexcavación. Las etapas de un ciclo de subexcavación son las siguientes:

a) Colocación, nivelación y centrado de la mesa hidráulica con relación a una boquilla, en seguida se acopla la tubería de subexcavación al cabezal del pistón, incluyendo su zapata cortadora.

b) Hincado del primer tramo de tubería, a continuación se extrae el tubo lleno de arcilla, se desacopla del pistón y posteriormente se identifica, se sube a la superficie en la canastilla con el malacate y se traslada a la mesa de extracción donde se pesa, se extrae el material, se toman muestras para laboratorio, se lava y regresa al interior de la lumbrera.

c) Se acopla otro tubo subexcavador a la tubería de penetración de 1.0 m de longitud y se hinca en la arcilla para subexcavar el segundo metro, se extrae y pesa. Se continúa así hasta llegar a 6 m en cada una de las boquillas y completar una pasada de subexcavación. Cuando se cierran los orificios que quedan después de extraer el material, se repite el ciclo.

d) Cuando el cierre se demora se decide la conveniencia de utilizar un remoldeador .

INSTALACIÓN DE PILOTES DE FUNDA.

Cuando se llevaron a cabo los estudios previos al desarrollo de este proyecto, se evidenció la necesidad de recimentar la Capilla de la Animas con el objeto de aislarla del campo de desplazamientos inducidos en la Catedral, como resultado de los trabajos de subexcavación. Se encontró que la mejor solución para efectuar esta recimentación era el uso de pilotes de punta con control en su cabeza. Para eliminar los efectos de la fricción negativa que disminuyen la capacidad de carga de este tipo de pilotes, se desarrolló una funda que evita la transmisión de fuerzas friccionantes negativas a lo largo de su fuste.

En este inciso se describen los aspectos constructivos para la instalación de los diez pilotes con los que se recimentó la Capilla de las Ánimas; en el Sagrario se instalaron 29 de estos pilotes con el objeto de reforzar su porción oriente, siguiendo los mismos criterios constructivos para instalarlos.

PERFORACIONES PARA INSTALAR LOS PILOTES.

Calas para atravesar los rellenos. Para iniciar la perforación previa y emplazar los pilotes, primeramente se retiraron manualmente los restos arqueológicos y los rellenos que era imposible atravesar con el equipo de perforación capaz de operar en esos sitios. Por lo anterior se excavaron manualmente calas a profundidades variables con un diámetro máximo de 1.20 m.

Perforación previa. Se utilizaron brocas cónicas de 40 cm de diámetro para efectuar la perforación previa; para reducir la formación de azolve, el rimado se llevó a cabo con una broca de corona o de aletas con un diámetro de 40 cm en toda su altura.

Durante la realización de las perforaciones previas para la instalación de los 29 pilotes de punta con funda, que refuerzan la cimentación de la porción oriente del Sagrario, se detectaron fragmentos de relleno artificial de roca basáltica y andesítica a profundidades de hasta 16.0 m, referidos al nivel del atrio que circunda al templo y de una manera similar , para los 10 pilotes de la Capilla de Ánimas.

Para garantizar que la excavación manual de las calas para la remoción de los fragmentos de roca se desarrollara con márgenes de seguridad convenientes, se construyeron ademes de mortero cemento-arena de 7 cm de espesor y resistencia de 50 kg/cm², reforzados con malla electrosoldada 6-6/10x10, en aquellas calas que

presentaron problemas de estabilidad. La excavación avanzó por tramos de un metro y continuó enseguida con el colado de este ademe, empleando para ello un tramo de tubería de acero o de lámina.

CARACTERÍSTICAS DE LOS PILOTES

Longitud efectiva de pilotes. La profundidad media de la primera capa dura donde se apoyaron los pilotes se encuentra a 37.5 m, referidos al nivel de feligresía. Tomando en cuenta que la profundidad se definió a partir del único sondeo de cono eléctrico realizado en el interior del Sagrario (SCE-21), y que la presencia de la Pirámide del Sol generó deformaciones verticales diferenciales que afectaron a la capa dura, se incrementó la longitud de los pilotes en 50 cm, para reducir la posibilidad de que estos elementos resultaran cortos.

Los pilotes de concreto son de sección dodecagonal con punta agrandada, fabricados en tramos de 4 m y 15 cm de apotema.

Funda deformable. Consiste en una tubería de acero en tramos de 3 m, separados con fundas de neopreno, a cada dos tramos de pilote; la funda de neopreno es grado B-200 de 3.2 mm de espesor.

Espacio anular funda-pilote. El diámetro de la funda es de 33 cm, y la distancia del centro del pilote a una de las aristas de 15.5 cm, con lo que se garantizó un espaciado libre de prácticamente un centímetro.

Volumen de grasa. Fue aproximadamente igual al volumen del espacio anular entre la funda y el pilote, 13.2 l/m. Se utilizó grasa para llenar el espacio anular entre la funda metálica y el fuste del pilote ya que la entrada de grava, arena o desperdicios de construcción, podría incrementar la fricción entre el fuste y la funda, modificándose con ello el concepto de diseño de estos pilotes.

Lodos de perforación. Para la instalación de estos pilotes se empieza por perforar formando el lodo batido que espontáneamente se forma al remoldear la arcilla, cuando se efectúa la perforación; después se cambió el lodo batido por lodo bentonítico limpio; y una vez instalado el pilote, éste se sustituyó por lodo fraguante.

UNION PILOTES-ESTRUCTURA

La unión entre el pilote y la estructura se realizó con un puente estructural que se sujetó a la cimentación mediante espárragos y anclas de acero, fig. 3.36; la carga se transmitió al pilote a través de un cubo de concreto y placas de acero.

Puente estructural. Se fabricó con dos viguetas de acero de 30.5 cm de peralte y 20.3 cm de patín, se rigidizó mediante placas y atiesadores de acero de 1.27 cm de espesor.

Espárragos. Para unir el anclaje con el puente se fabricaron espárragos de acero (tornillos) de 8.2 cm de diámetro, sujetos mediante tuercas hexagonales.

Anclaje. El sistema de anclaje está constituido por 16 anclas de acero por cada puente, de 2.54 cm de diámetro empotradas 76 cm en la losa de cimentación; el espárrago del

punto se sujetó a un pequeño marco de acero fabricado con placa de 1.27 cm de espesor, este último a su vez se sujetó a las anclas por medio de tuercas, fig. 3.36.

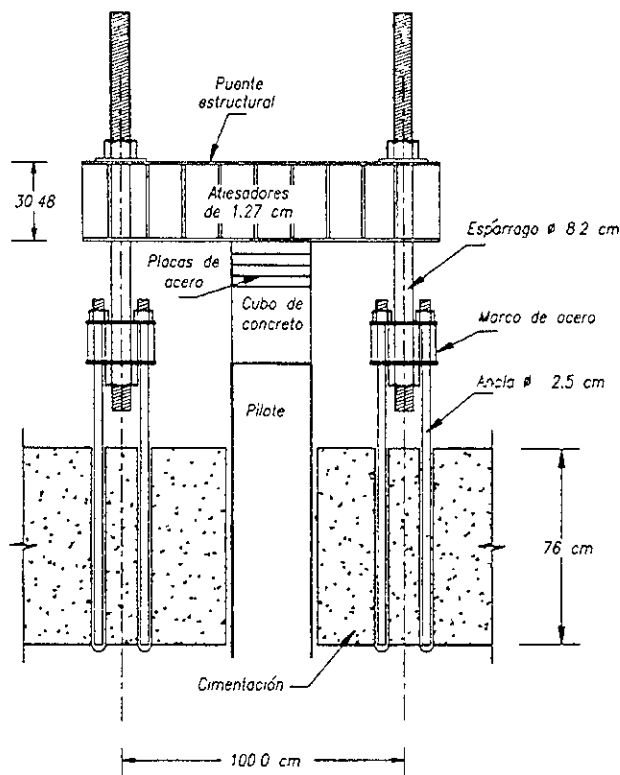


Figura 3.36 Puente de reacción y sistema de anclaje

INTERVENCIÓN DE LAS CIMENTACIONES.

La presencia de los pilotes de control son incapaces de soportar los pesos de la Catedral y el Sagrario, impone restricciones a los asentamientos controlados que se inducen durante la subexcavación. En este capítulo se describen los estudios que se llevaron a cabo antes de aflojar los mecanismos de control de estos pilotes, así como los criterios que se adoptaron para que los asentamientos inducidos por efecto de esta operación se acumularan a los hundimientos correctivos requeridos. También se describen los modos de operación de los pilotes que se instalaron en el Sagrario, con el objeto de reforzar temporalmente su cimentación en la zona oriente y controlar los hundimientos diferenciales de esta con respecto a los de su parte central. La operación de estos pilotes permite utilizar la zona reforzada del Sagrario para inducir giros durante la subexcavación. En la última parte del capítulo se describe la operación de los pilotes que se instalaron en la Capilla de las Animas.

OPERACIÓN DE LOS PILOTES DE CONTROL.

RECLASIFICACIÓN DE PILOTES.

Los sondeos de cono que se llevaron a cabo en la base de las lumbreras aportaron datos adicionales para elaborar una configuración más confiable de la Capa Dura, con la cual se reclasificaron los pilotes de control de la Catedral y del Sagrario, según se indica en la fig. 3.37 y se resume en la Tabla 3.4. Se incluye que la reclasificación de los pilotes de control presenta una variación mínima en la Catedral fue prácticamente igual en el Sagrario.

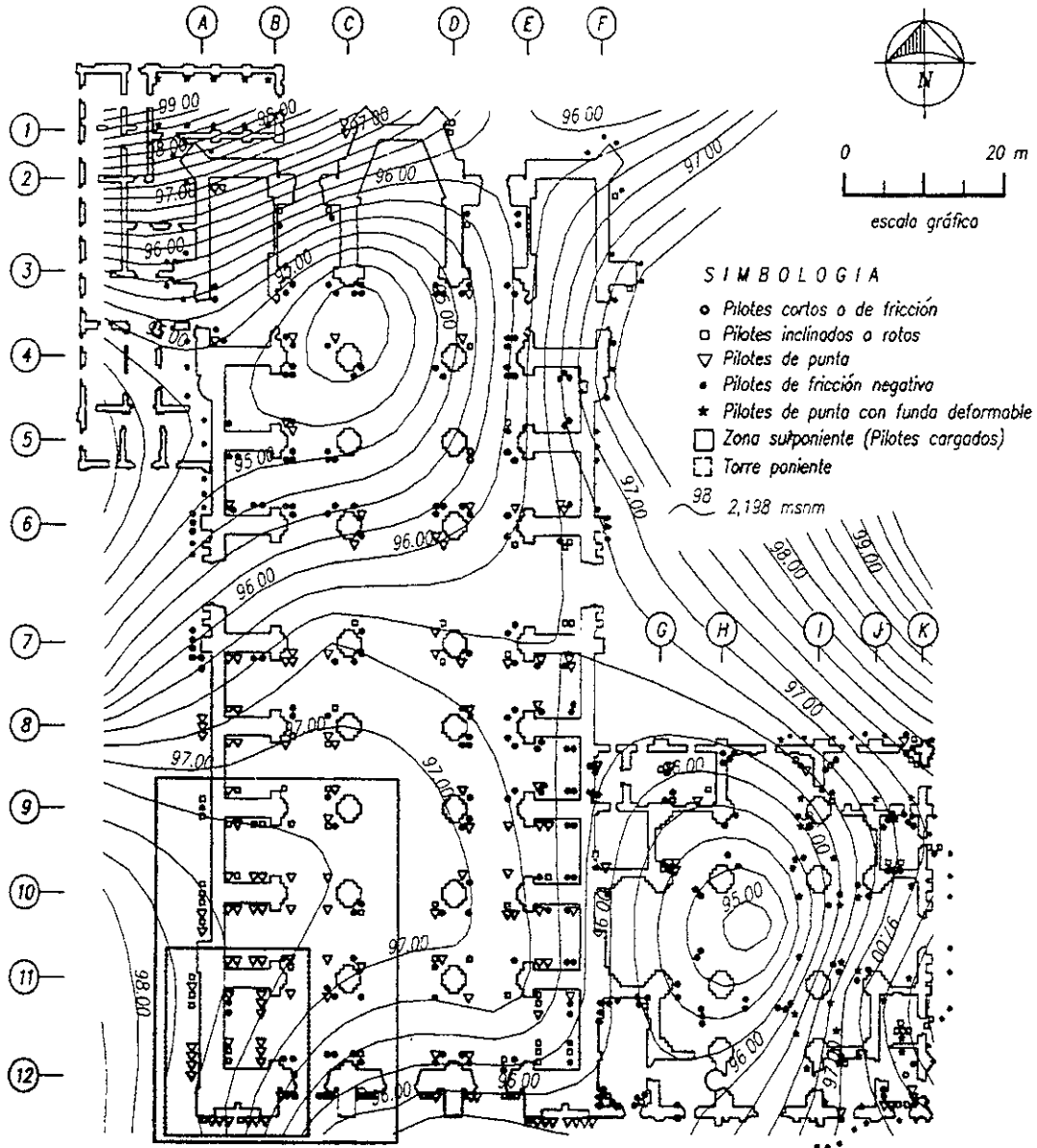


Figura 3.37 Configuración de la capa dura y reclasificación de pilotes.

Tipo de pilote	Catedral				Sagrario			
	Anterior *		Actual		Anterior *		Actual	
	Nº	%	Nº	%	Nº	%	Nº	%
Cortos o de fricción	171	47	174	45	84	65	83	64
Inclinados o rotos	97	26	79	20	30	23	31	24
De punta	103	27	121	31	15	12	15	12
Se desconoce la cota	16	---	16	4	---	---	---	---
Totales	387	100	390	100	129	100	129	100

Tabla 3.4 Reclasificación de los pilotes de control.

REVISIÓN DEL SISTEMA DE REACCIÓN.

Se llevó a cabo una revisión minuciosa de los pilotes de control instalados en la Catedral y el Sagrario, para actualizar el conocimiento de su estado físico.

Cada uno de los pilotes se inspeccionó visualmente para precisar la condición de sus cabezas, puentes de reacción y cubos o celdas de madera de caobilla; también se midieron las distancias del puente al piso, los espesores de los cubos de madera y la altura de la cabeza del pilote al piso; todo ello con el fin de interpretar su comportamiento.

Pilotes dentro de la Catedral. Se revisaron 357 pilotes de control, con relación a la interfase pilote-puente, y se determinó que 14 de ellos (4%) presentan una mayor deformación en las orillas de las celdas que en el centro, dependiendo de la orientación del puente. En la fig. 3.38 se observa que 11 de esos se encuentran al norte del crucero, entre los ejes 1 y 6, coincidiendo con la zona de menor hundimiento.

Por otra parte, se encontraron 12 pilotes maltratados (3.4% del total), con los espárragos rotos, el puente abierto, algunos cubos en el suelo, etc. (fig.3.38), 8 de los anteriores están en el norte de la Catedral que es la zona con menos hundimientos.

Las mediciones realizadas en los puentes de los pilotes de la Catedral indican, a través de un análisis estadístico, que en general su comportamiento fue consistente con el de los hundimientos medidos hasta octubre de 1991, aunque se observaron dispersiones grandes.

Pilotes dentro del Sagrario. Se tienen 129 pilotes, durante los trabajos de campo. Con base en estos resultados se detectaron algunas lumbreras en las que el cierre de las oquedades que se producen durante la subexcavación ocurre lentamente, y de acuerdo el con criterio del Instituto de Ingeniería. Lo anterior constituye la justificación del uso de remoldeadores para acelerar el cierre en algunas lumbreras de la zona norte de la Catedral y de la porción norponiente del Sagrario.

La resistencia de punta de cono eléctrico obtenida mediante los sondeos inclinados, en algunos casos resulta mayor y en otras menor que la se obtuvo con los sondeos verticales realizados antes de iniciar el bombeo en la Catedral y el Sagrario. Las razones de esta variabilidad pueden atribuirse a la influencia de los siguientes factores: heterogeneidad en la distribución de resistencia, existencia de fisuras o grietas y ductos desiguales del bombeo. Se requieren más ensayos de cono inclinado para identificar, en el futuro, el factor que más influye en la evolución de la resistencia del suelo durante los trabajos de subexcavación.

Durante la inspección de los puentes tanto de Catedral como del Sagrario se constató que muchos de ellos están desalineados con respecto al centro de la sección transversal de los pilotes. Estas excentricidades dan lugar a deformaciones de los cubos de madera y, en ocasiones, en los elementos estructurales de los puentes. Como consecuencia de esto, muchos de los puentes y pilotes tuvieron movimientos erráticos, lo cual explica la gran dispersión estadística de los datos analizados.

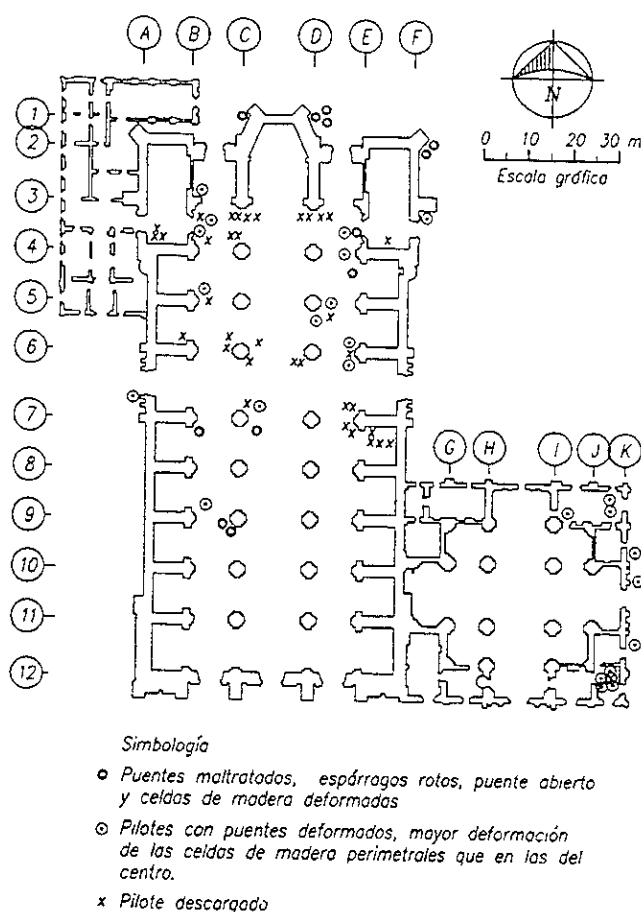


Figura 3.38 Ubicación de los pilotes con puentes maltratados y deformados.

OPERACIÓN DE LOS PILOTES.

Asentamientos diferenciales. Se utilizó como referencia la configuración de hundimientos diferenciales en la Catedral y el Sagrario en mayo de 1993 a nivel de plintos. En esta fecha el asentamiento diferencial acumulado en la Catedral de 2.40 m se había reducido a 2.31 m entre el plinto correspondiente a la columna C-3 considerado como el plano de referencia (valor cero) y la torre poniente; el desplazamiento vertical relativo entre las torres había disminuido de 1.25 m a 1.20 m. En el Sagrario, la periferia se hunde con relación al centro y en la fecha considerada el hundimiento diferencial máximo entre la columna G-10 y la esquina sureste, era de 1.60 m. Esta configuración permitió definir el proceso gradual de soltado de puentes de control, a fin de corregir parte de la deformación histórica progresivamente, comenzando a aflojar en las zonas de menor asentamiento para extenderse hacia aquellas con hundimientos más grandes.

Proceso de soltado de puentes. La secuencia de aflojado que se siguió para la Catedral y el Sagrario se da en la fig. 3.39. En la Catedral, la zona que comprende a la Torre Poniente quedó exenta de esta actividad.

El aflojado inició en la zona norte y avanzó al sur hasta que los puentes quedaron totalmente sueltos, para después retirar los cubos de madera y suspender los puentes en los espárragos. Esta actividad se llevó a cabo entre mayo y agosto de 1993.

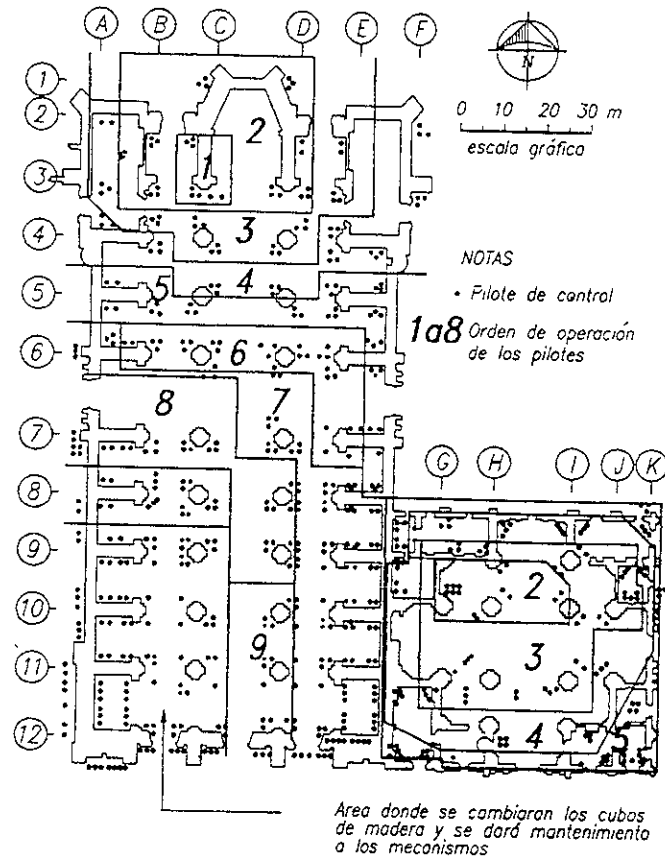


Figura 3.39 Secuencia de aflojado de pilote.

PILOTES DE LA TORRE PONIENTE.

En la fig.3.37 se ha marcado con un recuadro la Torre Poniente y sus pilotes de control; la torre pesa 10,277 t y cuenta con un total de 42 pilotes; de estos, 26 son de punta, 6 de fricción y 10 inclinados, el conjunto de pilotes soporta aproximadamente el 26% de la carga de la estructura.

Ajuste a las cargas de los pilotes. Las cargas en la cabeza de los pilotes cercanos a la torre poniente se ajustaron para lograr la congruencia entre las deformaciones inducidas durante los trabajos de subexcavación. El número de celdas de madera en los pilotes de la Torre Poniente varió entre 30 y 42; Tabla 3.5.

Núcleo	Número de celdas de madera		
	Existentes	Ajuste	Orden de ajuste
9 - B	42	30	4º
9 - C	42	30	4º
10 - B	42	36	3º
10 - C	42	36	3º
11 - A	42	40	2º
11 - B	42	40	2º
11 - C	42	36	3º
12 - A	42	42	1º
12 - B	42	40	2º
12 - C	42	36	3º

Nota: Tres camas de celdas de madera, separadas por lámina galvanizada del N° 16

Tabla 3 5 Ajuste de carga en los pilotes de la torre poniente

Cambio de celdas. Esta operación se efectuó en un pilote a la vez, utilizando el sistema de doble puente, como se ilustra en la fig.3.40. Se emplean cubos de caobilla de 5 cm, cuidando que la veta quede horizontal. Enseguida se coloca el puente, alineado y nivelado, después se precarga el sistema, utilizando un gato hidráulico de 150 t que reacciona contra el doble puente. Durante estos trabajos se registró la altura del pilote antes de ajustarlo con relación a la losa, su altura al descargarlo y la correspondiente al cargarlo nuevamente.

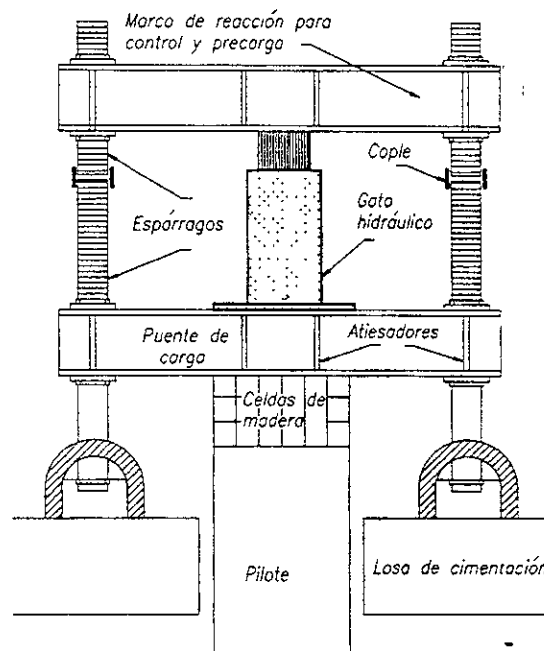


Figura 3.40 Doble puente para cambio de celdas y ajuste de carga.

RECIMENTACIÓN DE LA CAPILLA DE ÁNIMAS .

Justificación.

La Capilla de Ánimas, se recimentó con diez pilotes de punta apoyados en la primera capa dura provistos de funda metálica deformable y con puentes de acero para controlar los desplazamientos verticales. Los trabajos de fabricación e hincado de pilotes se desarrollaron entre enero y abril de 1991; las actividades correspondientes al refuerzo de la cimentación iniciaron en septiembre de 1991 y terminaron en febrero de 92.

PRECARGA DE LOS PILOTES.

Con el propósito de controlar los movimientos verticales diferenciales en la Capilla de Ánimas, los pilotes se precargaron con su carga de diseño estática, 100 t. Para ello se utilizaron dos gatos hidráulicos de 60 t cada uno.

RENIVELACIONES PERIÓDICAS.

Los trabajos de nivelación inicial se llevaron a cabo con base en el resultado de mediciones topográficas. En la parte más alta se indujo una velocidad de asentamiento diferencial máximo de 5 mm/día durante la operación de los pilotes; esta velocidad de hundimiento se produjo aflojando las tuercas de los puentes una vuelta por día. Este movimiento se propagó hacia las zonas más bajas, limitando el máximo desplazamiento relativo, entre los pilotes en la dirección de los muros longitudinales, a 4 mm y en el sentido transversal, a 8 mm. Antes del proceso de nivelación, se realizó un levantamiento de las fisuras existentes en la mampostería y se colocaron testigos de yeso que permitieron conocer su evolución a lo largo de los trabajos.

Las nivelaciones efectuadas hasta octubre de 1994 indican que el comportamiento de su cimentación está influenciado por el movimiento de la Catedral y que por ello se deberán seguir operando los pilotes.

PILOTES EN EL SAGRARIO.

El peso total del Sagrario es de 29,923 t, incluyendo el peso de la estructura, la cimentación, el pedraplén, con espesor medio de 1.20 m, y la recimentación de 1976; esta última a base de contrarabes, losas y muros estructurales de concreto reforzado.

La débil concepción estructural del Sagrario, que no tiene lo que en Catedral se ha identificado como cinturón de contrarresto, hizo necesario concebir el refuerzo del lado oriente de su cimentación mediante pilotes, 29 de punta con funda deformable y aprovechar los 27 de fricción negativa. La capacidad de carga admisible del conjunto de pilotes en el Sagrario Metropolitano resultó de 7,571 t, el desglose de estos se presenta en la Tabla 3.6; en ella se observa que el conjunto de pilotes cargados actualmente en el Sagrario soporta aproximadamente el 25% del peso total de dicha estructura.

Tipo de pilote	No. de pilotes	Capacidad por pilote	Capacidad de conjunto
Punta con funda deformable TGC	29	170	4930
De fricción negativa TGC	27	83*	2241
De control (punta)	8	50	400
TOTAL	64	---	7571

*Las capacidades de carga admisible de los pilotes de fricción negativa es de 127 t, de las cuales el sistema de anclaje del puente de reacción permite aprovechar una capacidad de trabajo de 83 t.

Tabla 3.6 Capacidad de carga admisible en los pilotes del Sagrario

PILOTES DE FRICCIÓN CON PUENTE.

Estos pilotes se instalaron entre julio y septiembre de 1990 en los sitios que se indican en la fig. 3.1; su diámetro es de 50 cm y su longitud varía dependiendo de la profundidad de la capa dura. Se diseñaron geotécnicamente y estructuralmente como pilotes de fricción negativa, sin que estuvieran conectados a la estructura del Sagrario. Posteriormente se colocaron puentes para que funcionen como pilotes de control. En noviembre de 1993 comenzaron a operar de esta manera.

Se estableció que la distancia entre el puente y la cabeza del pilote, debía ser de 50 cm; espacio que estaría ocupado por un bloque de concreto reforzado de 40 cm y placas de acero de 1.35 cm de espesor, recubiertas con pintura anticorrosiva para prevenir la oxidación. Para cumplir con estas especificaciones, en algunos casos se aumentó la altura que sobresale el pilote del piso. Se demolió la parte superior para descubrir el acero de refuerzo y traslapar el acero longitudinal. En otros se utilizó el bloque de concreto para ajustarse a la altura especificada. En junio de 1994 se realizó otro cambio, que consistió en sustituir los bloques de concreto por tres capas de cubos de madera, en un arreglo de 30 piezas.

PILOTES CON FUNDA.

Entre julio de 1992 y febrero de 93 se instalaron 29 pilotes en la porción oriente del Sagrario, fig.3.1. Los pilotes son de sección dodecagonal de 15 cm de apotema, fabricados de concreto con resistencia $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$, con un refuerzo longitudinal integrado por 8 varillas del N° 6 y refuerzo transversal a base de un zuncho de varillas del N° 3 con un paso de 20 cm.

Los pilotes tienen una capacidad de carga individual de 170 t y se apoyaron en la Capa Dura a una profundidad media de 37.5 m con referencia al nivel de feligresía. Para transmitir la carga pilote-puente se empleó un cubo de concreto de 40 cm de lado sobre el que se colocaron placas de acero de 1.35 cm de espesor. Posteriormente se sustituyeron los bloques de concreto por tres capas de celdas de madera, en un arreglo de 56 piezas.

Tipo de pilote	No. de pilotes	Capacidad por pilote	Capacidad de conjunto
Punta con funda deformable TGC	29	170	4930
De fricción negativa TGC	27	83*	2241
De control (punta)	8	50	400
TOTAL	64	---	7571

*Las capacidades de carga admisible de los pilotes de fricción negativa es de 127 t, de las cuales el sistema de anclaje del puente de reacción permite aprovechar una capacidad de trabajo de 83 t.

Tabla 3.6 Capacidad de carga admisible en los pilotes del Sagrario

PILOTES DE FRICCIÓN CON PUENTE.

Estos pilotes se instalaron entre julio y septiembre de 1990 en los sitios que se indican en la fig. 3.1; su diámetro es de 50 cm y su longitud varía dependiendo de la profundidad de la capa dura. Se diseñaron geotécnicamente y estructuralmente como pilotes de fricción negativa, sin que estuvieran conectados a la estructura del Sagrario. Posteriormente se colocaron puentes para que funcionen como pilotes de control. En noviembre de 1993 comenzaron a operar de esta manera.

Se estableció que la distancia entre el puente y la cabeza del pilote, debía ser de 50 cm; espacio que estaría ocupado por un bloque de concreto reforzado de 40 cm y placas de acero de 1.35 cm de espesor, recubiertas con pintura anticorrosiva para prevenir la oxidación. Para cumplir con estas especificaciones, en algunos casos se aumentó la altura que sobresale el pilote del piso. Se demolió la parte superior para descubrir el acero de refuerzo y traslapar el acero longitudinal. En otros se utilizó el bloque de concreto para ajustarse a la altura especificada. En junio de 1994 se realizó otro cambio, que consistió en sustituir los bloques de concreto por tres capas de cubos de madera, en un arreglo de 30 piezas.

PILOTES CON FUNDA.

Entre julio de 1992 y febrero de 93 se instalaron 29 pilotes en la porción oriente del Sagrario, fig.3.1. Los pilotes son de sección dodecagonal de 15 cm de apotema, fabricados de concreto con resistencia $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$, con un refuerzo longitudinal integrado por 8 varillas del N° 6 y refuerzo transversal a base de un zuncho de varillas del N° 3 con un paso de 20 cm.

Los pilotes tienen una capacidad de carga individual de 170 t y se apoyaron en la Capa Dura a una profundidad media de 37.5 m con referencia al nivel de feligrésia. Para transmitir la carga pilote-puente se empleó un cubo de concreto de 40 cm de lado sobre el que se colocaron placas de acero de 1.35 cm de espesor. Posteriormente se sustituyeron los bloques de concreto por tres capas de celdas de madera, en un arreglo de 56 piezas.

CONCLUSIONES.

Los pilotes de control que se instalaron en la Catedral y el Sagrario entre 1975 y 76 se desconectaron de sus puentes para evitar que interfirieran con los asentamientos inducidos por la subexcavación. Los mecanismos de control se liberaron siguiendo una secuencia que indujo hundimientos correctivos consistentes con los que se requieren en el proyecto. Los pilotes de control instalados en la zona de la Torre Poniente permanecerán conectados y se soltarán gradualmente conforme avance la subexcavación, para aprovechar su capacidad temporal de control.

En el Sagrario fue necesario instalar pilotes de control con funda antifriccionante y acondicionar los de fricción negativa con mecanismos de control, para reforzar temporalmente su lado oriente. En relación con el proceso de subexcavación, estos pilotes constituyen elementos auxiliares que facilitan la generación de acciones correctivas en esta iglesia.

Los pilotes que se instalaron en la Capilla de Ánimas se diseñaron para soportarla totalmente; su renivelación se llevará a cabo operando los controles de estos pilotes.

INFORMACIÓN GEOTÉCNICA COMPLEMENTARIA .

SONDEOS REALIZADOS.

La complejidad estratigráfica del subsuelo en el área del sitio, causada por la presencia de restos no identificados del Centro Ceremonial Azteca, hizo necesario realizar 24 sondeos de cono eléctrico adicionales cuya ubicación se muestra en la fig. 3.41, a fin de precisar para cada una de las 30 lumbreras, la profundidad de los estratos blandos que se deberán subexcavar. Estos sondeos complementan la información de los que se realizaron previamente durante el estudio del comportamiento de las cimentaciones; en la fig. 3.42 se muestran seis representativos.

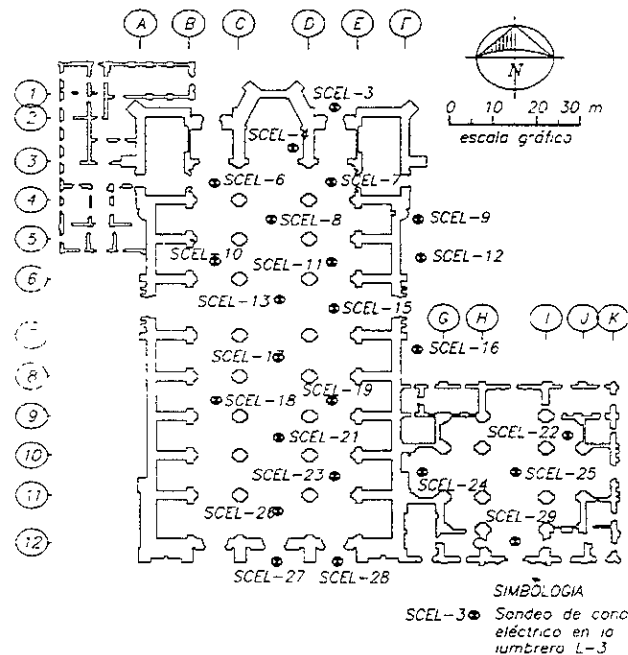


Figura 3.41 Ubicación de los sondeos de cono eléctrico.

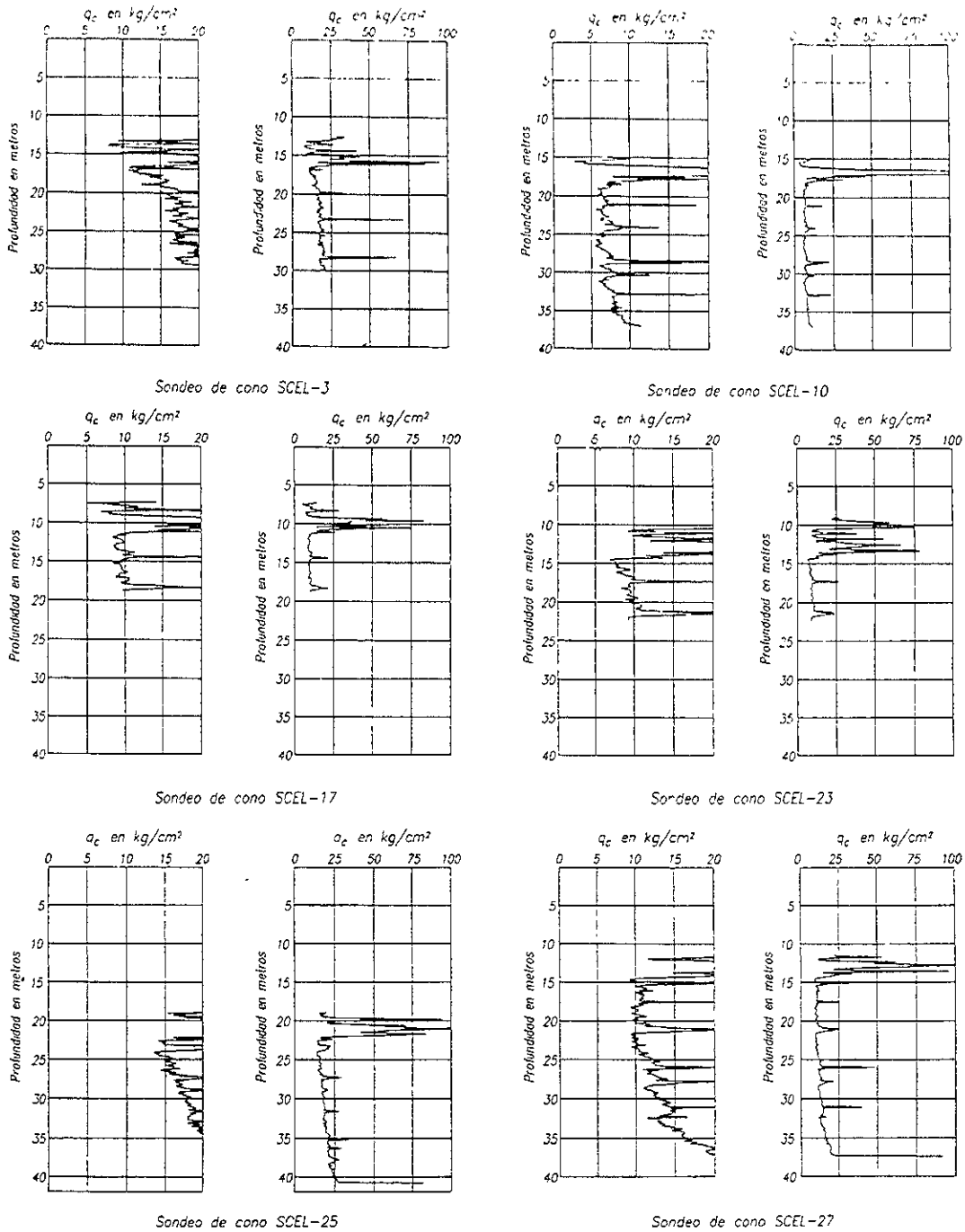


Figura 3.42 Sondeo de cono eléctrico

PERFILES ESTRATIGRÁFICOS RELEVANTES.

La Catedral y el Sagrario transmiten cargas al subsuelo que se sumaron a las de pirámides de diferentes tamaños, provocando la consolidación del suelo bajo su cimentación. Durante la construcción de la Catedral, la existencia de zonas precargadas indujo hundimientos diferenciales que obligaron correcciones arquitectónicas a medida que la construcción avanzó; las deformaciones continuaron manifestándose hasta finales del siglo pasado. A partir de entonces se agrega el del hundimiento regional de a

ciudad, provocado por la extracción de agua de los mantos profundos y desde entonces se han incrementado los asentamientos diferenciales.

El Sagrario, construido directamente sobre los restos de la antigua pirámide de Tonatiuh, muestra con mayor claridad el efecto de la historia de cargas sobre la configuración de los contactos entre diferentes estratos de suelo y sus espesores. En la fig. 3.43 se presenta un corte estratigráfico a lo largo de un eje que va de poniente a oriente, en donde se aprecia que los espesores del relleno arqueológico son máximos en el centro de este templo, 20.0 m, que disminuyen en la zona oriente a 18.0 m y hacia el poniente a 14.0 m. La capa dura aparece a 40.5 y 39.5 m en el centro del Sagrario y en el extremo oriente, respectivamente; el espesor de la primera formación arcillosa era originalmente de unos 45.0 m según la hipótesis de Mazari et al y la compresión máxima que ha sufrido hasta la fecha es del orden de 50%. Los sondeos de cono eléctrico dejan ver que la resistencia a la penetración de punta también es muy variable, 19.0, 14.0 y 12.5 kg/cm^2 en el centro y en los extremos oriente y poniente del Sagrario, respectivamente. En la fig. 3.43 se presenta el corte en dirección norte-sur.

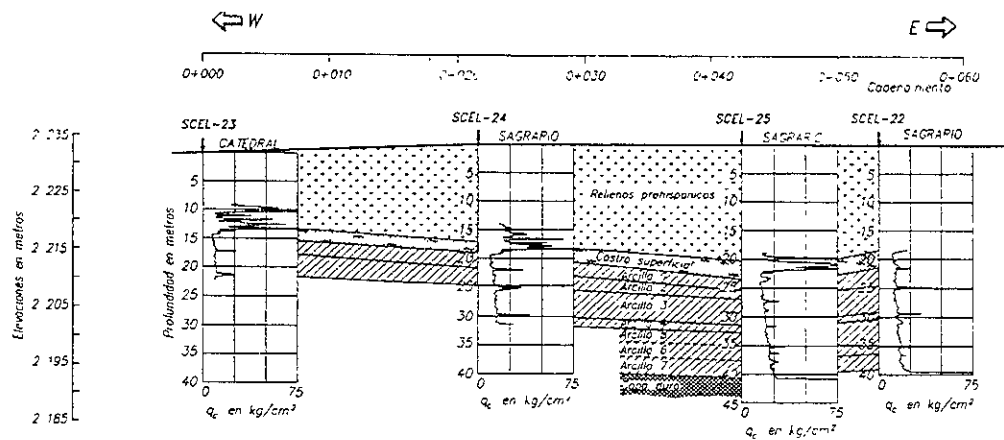


Fig. 4.3a Corte estratigráfico poniente-oriente

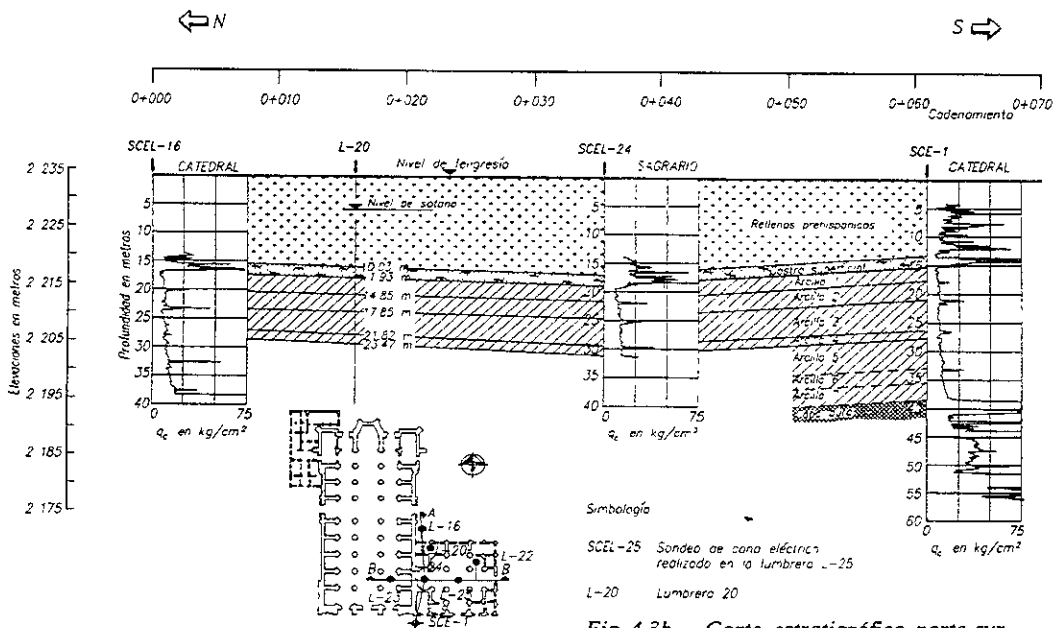


Fig. 4.3b Corte estratigráfico norte-sur

Figura 3.43 Cortes estratigráficos bajo el sagrario.

CONFIGURACIÓN DE SUPERFICIES SIGNIFICATIVAS.

En los cortes estratigráficos anteriores se aprecian las deformaciones de los diversos estratos del subsuelo, generadas por la compleja historia de cargas que han experimentado. La estratigrafía definida en los cortes se precisó con base en los resultados de la exploración geotécnica llevada a cabo en 1989, los sondeos de cono eléctrico realizados en 1992 y 93 y los levantamientos estratigráficos elaborados durante la construcción de las lumbreras.

Las configuraciones de los contactos estratigráficos que se describen a continuación provienen de la interpretación de toda esa información; las profundidades de los planos de contacto entre cada uno de los estratos se representaron mediante curvas de nivel dibujadas para el área que ocupan la Catedral y el Sagrario. Se identifican los siguientes contactos: a) entre el pedraplén y el relleno, b) entre el relleno y la costra superficial y c) entre la costra superficial y la arcilla, figs. 3.44 a 3.46.

CONTACTO PEDRAPLÉN-RELLENO.

El contacto entre el pedraplén de cimentación y el relleno artificial se muestra en la fig. 3.44 en la cual se observan las protuberancias generadas por restos de las pirámides aztecas. Estas estructuras provocaron una mayor preconsolidación en el área que ocupaban y por ello ahora se hunden a menor velocidad.

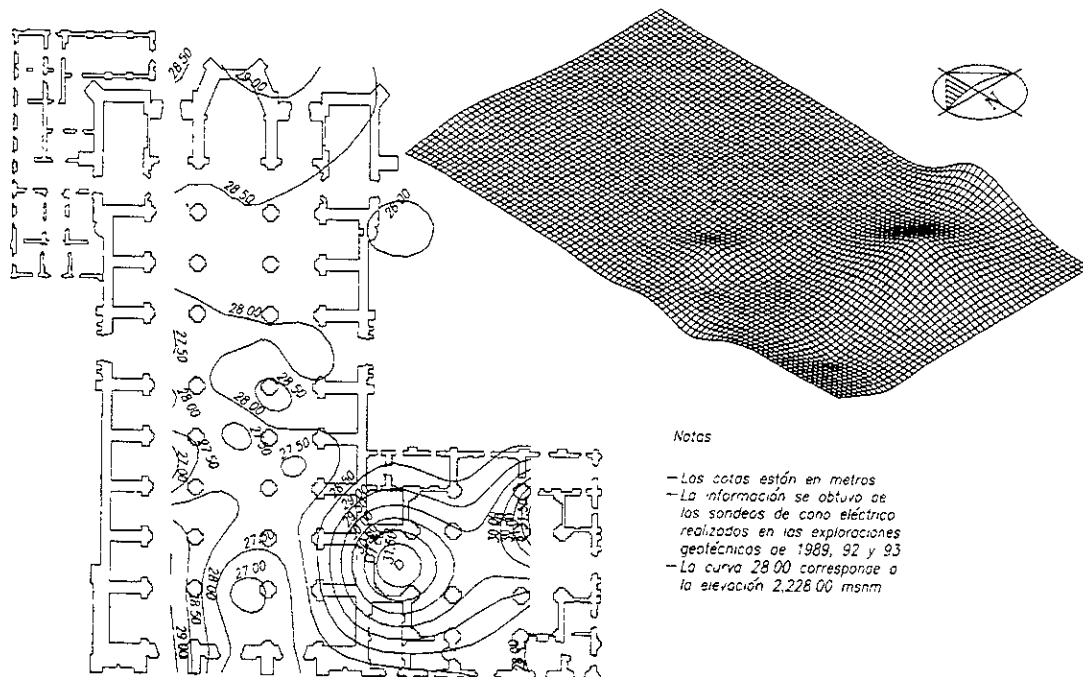
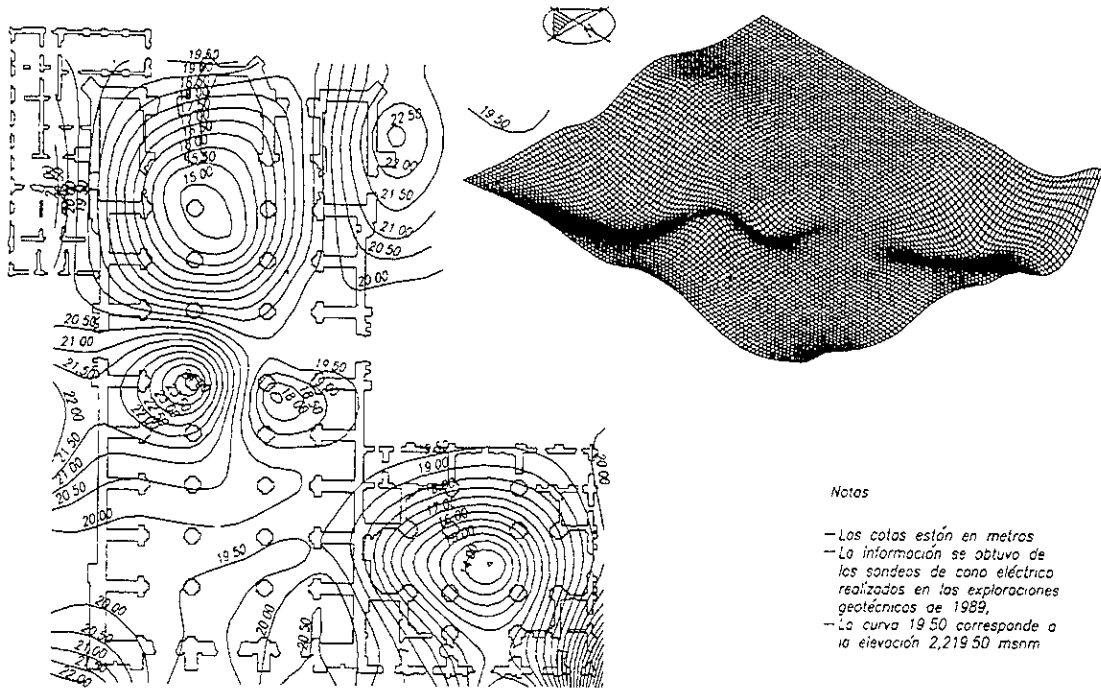


Figura 3.44 Superficie del contacto entre el pedraplén y el relleno artificial.

CONTACTO RELLENO-COSTRA SUPERFICIAL NATURAL

En la fig. 3.45 se observan las depresiones generadas por las pirámides aztecas alojadas en la zona que correspondía al centro ceremonial de Templo Mayor. La diferencia de profundidad en las depresiones se debe a que las pirámides que se construyeron en esas zonas eran de diferente tamaño y por consiguiente las más grandes transmitían una mayor presión al suelo; por ello indujeron una mayor deformación. Adicionalmente la superposición de los templos aztecas implicaban su sobrelevación y por ello el aumento de peso.



Notas

- Las cotas están en metros
- La información se obtuvo de los sondeos de cono eléctrico realizados en las exploraciones geotécnicas de 1989.
- La curva 19.50 corresponde a la elevación 2,219.50 msnm

Figura 3.45 Superficie del contacto entre el relleno artificial y la costra superficial natural

CONTACTO COSTRA SUPERFICIAL NATURAL-ARCILLA BLANDA.

En la configuración del contacto de la costra superficial natural y la arcilla blanda, fig. 3.46, se observa también una morfología similar a la de la figura anterior. Las depresiones que se observan, se originan por las pirámides que aquí se levantaron.

CONFIGURACIÓN DE LA CAPA DURA.

Con base en la información de los sondeos de cono eléctrico se dibujó la configuración de la capa dura, que se usó para revisar la clasificación de los pilotes de control instalados en la segunda recimentación de la Catedral de 1972, fig. 3.47.

VARIACIÓN DE LA RESISTENCIA DE LAS ARCILLAS.

Las cargas aplicadas por las antiguas construcciones prehispánicas, así como las que se originaron posteriormente por el peso de la Catedral y el Sagrario, indujeron cambios en la compresibilidad y resistencia de las arcillas del subsuelo. Las zonas sometidas a mayores presiones se tornaron menos compresibles y más resistentes. Utilizando los datos de todos los sondeos de cono eléctrico efectuados durante el desarrollo del

proyecto, también se obtuvo la distribución del promedio de la resistencia de punta en la serie arcillosa superior. En la fig. 3.47 se aprecia, como era de esperarse, que las zonas más resistentes corresponden con aquellas en las que se han detectado estructuras prehispánicas. En la gráfica se destacan las zonas blandas con resistencia de punta menor a 10 kg/cm^2 . Esta nueva zonificación sustituye a la que se propuso anteriormente, siendo ahora más precisa, pues está basada en una mayor cantidad de datos experimentales.

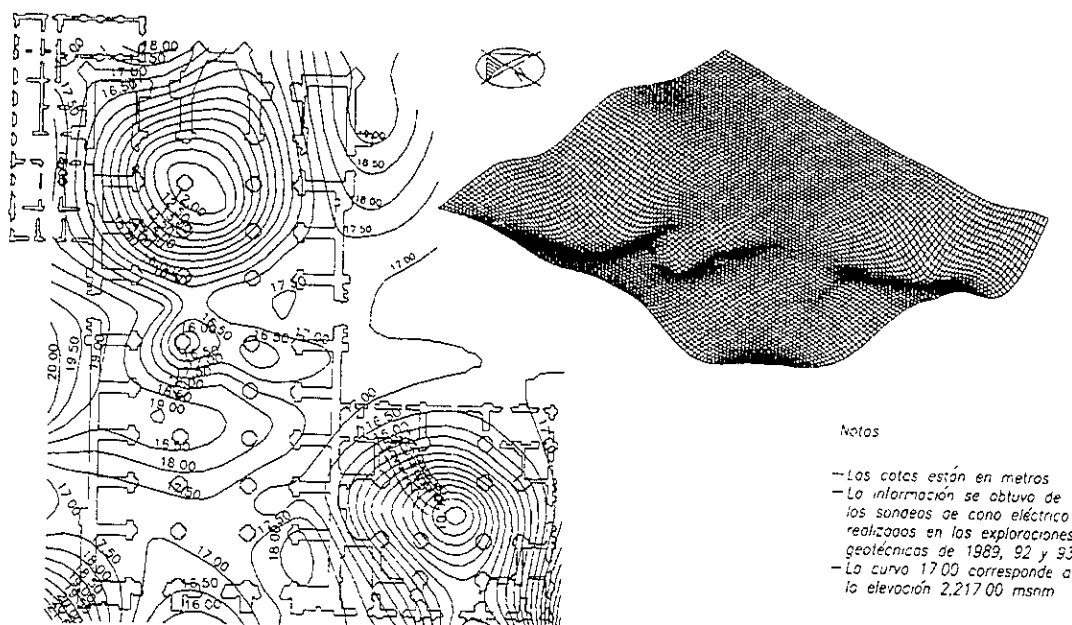


Figura 3.46 Superficie de contacto entre la costra superficial natural y la arcilla blanda.

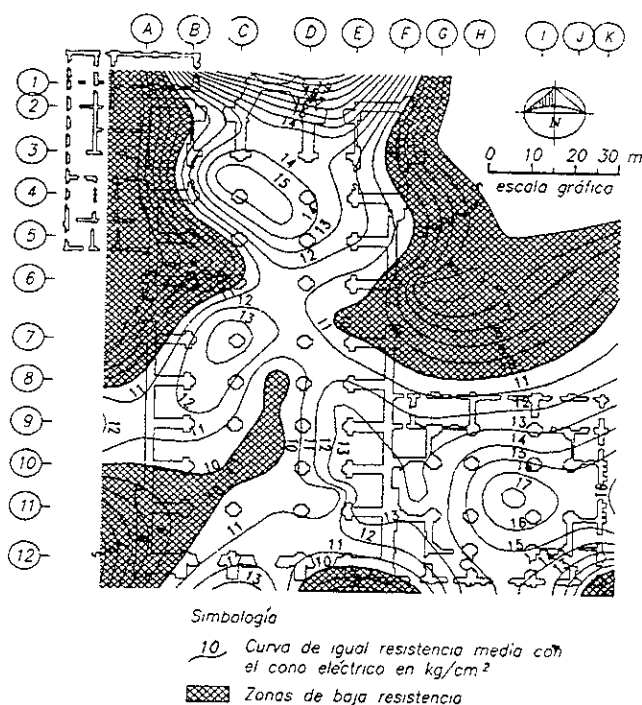


Figura 3.47 Resistencia media en la serie arcillosa superior.

CONCLUSIONES.

La morfología de las superficies significativas bajo la Catedral y el Sagrario permite comprobar el efecto deformante que ha afectado los estratos del subsuelo, debido al peso de las construcciones; las estructuras más pesadas provocaron hundimientos y aumentos de resistencia en el suelo subyacente como resultado de los mayores niveles de esfuerzo de consolidación. Por su parte, las construcciones más ligeras causaron los mismos efectos pero con menor intensidad. Como consecuencia de lo anterior, los contactos investigados, particularmente el del relleno arqueológico con la costra superficial natural manifiesta hundimientos diferenciales cuya configuración constituye un indicador del tamaño y ubicación que tuvieron las antiguas construcciones aztecas y que en su mayor parte fueron destruidas.

CONTROL DE LA SUBEXCAVACIÓN

El trabajo de subexcavación se puede definir como la extracción ordenada de pequeñas cantidades de suelo, para inducir gradualmente la deformación geométrica requerida; el control de todos los factores involucrados garantiza la precisión del proceso y la consecución de los objetivos del proyecto, que esencialmente consisten en provocar hundimientos de magnitud y distribución predefinida.

CONTROL DE PESOS Y VOLÚMENES

Cada tramo de 1.0 m de tubo subexcavador de los seis que integran una penetración radial, lleno o parcialmente lleno de arcilla, se pesa y se registra meticulosamente. A este peso se le descuenta el de la zapata y el del tubo vacío, para obtener el peso neto del material extraído. El volumen de suelo subexcavado se calcula a partir del peso volumétrico determinado en el laboratorio.

Volumen en la primera pasada. Cada vez que se completa la extracción de arcilla en todas las penetraciones radiales de una lumbrera, se denomina "una pasada"; cuando se efectúa la primera pasada de subexcavación en material inalterado con humedad natural, el volumen en función del peso se determina con la siguiente fórmula, debiendo determinar previamente en el laboratorio el peso volumétrico medio de la arcilla.

$$V_m = W_m / \gamma_h$$

donde: V_m : Volumen del material húmedo subexcavado

W_m : Peso del material húmedo

γ_h : Peso volumétrico

Volumen en pasadas subsecuentes. En las pasadas subsecuentes, el contenido de agua del material en la cercanía de la perforación radial de subexcavación se altera y por ello la fórmula para estimar el volumen del material subexcavado, toma en cuenta el nuevo contenido de agua.

$$V_m = (W_m / (1+w)) ((1/S_s \gamma_o) + w)$$

donde:

w : Contenido de agua

S_s : Densidad de sólidos

γ_o : Peso volumétrico del agua (1 t/m²)

ETAPA INICIAL DE SUBEXCAVACIÓN

Se realizó entre el 14 de junio y el 5 de agosto de 1993, comprendió cuatro extracciones en diferentes penetraciones radiales en las lumbreras L-8 y 10. En la fig. 3.48 se presenta la ubicación de éstas lumbreras y las penetraciones ejecutadas.

Primera extracción. El 14 de junio de 1993 se inició la subexcavación en la lumbrera L-8 y en la L-10 el 17 de junio, ambas concluyeron el 23 del mismo mes. Las penetraciones radiales tuvieron una longitud de 6.0 m, a excepción de aquellas que interceptaron pilotes de control.

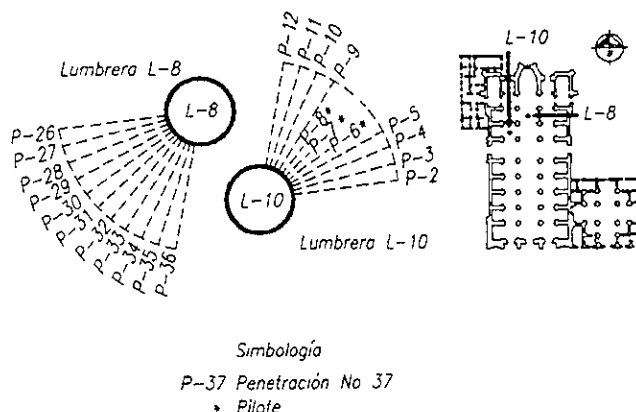


Figura 3.48 Penetraciones subexcavadas en la etapa inicial, del 4 de junio al 5 de agosto de 1993

En la Tabla 3.7 se indica el peso del material húmedo extraído por metro lineal de penetración; en la fig. 3.49 se presentan las gráficas del peso acumulado contra la longitud penetrada, para las lumbreras L-8 y 10. Se observa que el peso promedio del material extraído en la primera pasada fue de 67 kg por penetración de 6.0 m de longitud en la lumbrera L-8, y en la L-10 el promedio fue menor debido a que se interceptaron pilotes de control.

Tramo	Lumbrera L-8				
	P-29	P-30	P-31	P-32	P-33
1	6.8	7.4	7.8	9.0	8.0
2	13.8	12.5	10.6	18.0	12.2
3	15.4	12.1	14.6	10.8	11.4
4	15.6	12.5	13.8	29.8	11.4
5	9.0	21.0	14.0	25.6	14.0
6	11.0	14.0	12.6	14.0	13.8
Suma	71.6	79.5	73.4	107.2	70.8
Peso total = 402.5 kg					
Tramo	Lumbrera L-10				
	P-5	P-6	P-7	P-8	P-9
1	9.0	8.6	8.2	7.0	7.2
2	8.8	14.0	14.0	12.2	11.4
3	12.0	14.6	*	*	13.0
4	13.0	13.2	*	*	12.8
5	18.0	*	*	*	18.2
6	12.8	*	*	*	22.2
Suma	73.6	50.4	22.2	19.2	84.8
Peso total = 250.2 kg					

Simbología: P-29: Penetración 29
*: No se penetró porque interceptó pilote

Tabla 3.7 Peso del material húmedo subexcavado (γ_h), en Kg Etapa inicial (1ª. Extracción, 14 al 23 de junio de 1993).

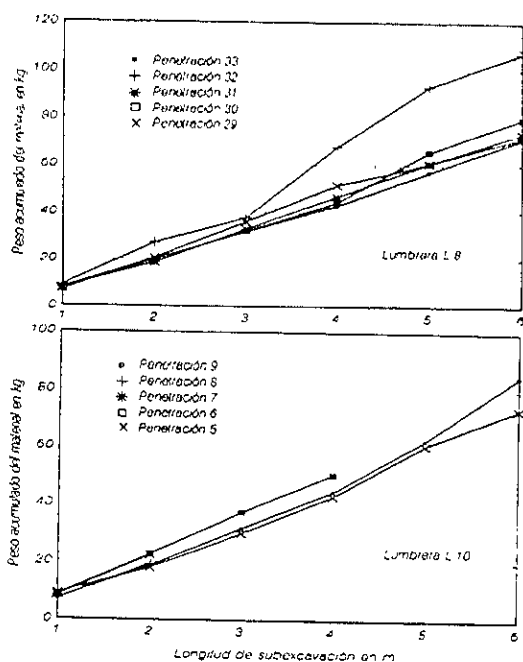


Figura 3.49 Peso acumulado contra longitud de subexcavación en la etapa inicial, Lumbreras L-8 y 10.

Segunda extracción. Se realizó del 9 al 15 de julio de 1993, subexcavando las mismas penetraciones que en la primera. Los pesos del material extraído se presentan en la Tabla 3.8, de la cual se aprecia que en la lumbrera L-8 el peso recuperado fue de 183 kg que corresponde a 145% del extraído en la primera pasada en material inalterado, y 93 kg en la lumbrera L-10 que representa el 37% de la primera pasada; en esta última lumbrera las penetraciones radiales 6, 7 y 8 interceptaron pilotes de control.

Tramo	Lumbrera L-8				
	P-29 ₂	P-30 ₂	P-31 ₂	P-32 ₂	P-33 ₂
1	0.0	0.0	6.1	10.6	0.0
2	0.0	0.0	8.1	10.2	7.8
3	14.7	1.7	0.7	14.8	12.2
4	9.7	0.0	0.0	8.1	2.1
5	11.2	2.6	0.0	7.9	8.6
6	16.2	7.8	6.3	3.6	11.9
Suma	51.8	12.1	21.2	55.2	42.6
Peso total = 182.9 kg					
Tramo	Lumbrera L-10				
	P-5 ₂	P-6 ₂	P-7 ₂	P-8 ₂	P-9 ₂
1	0.0	3.7	0.0	0.0	0.0
2	4.6	10.9	6.7	0.0	0.0
3	4.8	12.0	*	*	2.1
4	10.0	*	*	*	6.1
5	8.2	*	*	*	6.9
6	11.6	*	*	*	5.3
Suma	39.2	26.6	6.7	0.0	20.4
Peso total = 92.9 kg					

Simbología: P-29₂: Penetración 29, segunda pasada
*: No se penetró porque interceptó pilote

Tabla 3.8 Peso del material húmedo subexcavado (γ_h) en Kg. Etapa inicial (2ª. Extracción, 9 al 15 de julio 1993),

Tercera extracción. Se efectuó del 19 al 28 de julio, subexcavando material inalterado en las penetraciones Nos. 26, 27, 28, 34 y 35 de la lumbrera L-8 y las penetraciones Nos. 3, 4, 10, 11 y 12 en la lumbrera L-10; los pesos del suelo arcilloso extraído se presentan en la Tabla 3.9.

Tramo	Lumbrera L-8				
	P-26 ₁	P-27 ₁	P-28 ₁	P-34 ₁	P-35 ₁
1	7.0	3.4	1.6	8.6	8.8
2	10.4	14.0	5.2	2.8	12.0
3	14.6	10.4	13.4	0.0	10.8
4	4.0	12.8	3.2	15.0	12.6
5	25.4	11.8	0.0	15.8	12.0
6	6.6	13.4	15.0	12.0	11.6
Suma	68.0	65.8	38.4	54.2	67.8
Pesos total = 294.2 kg					
Tramo	Lumbrera L-10				
	P-3 ₁	P-4 ₁	P-10 ₁	P-11 ₁	P-12 ₁
1	0.0	4.2	8.4	7.8	3.0
2	8.8	12.0	12.4	6.8	8.8
3	4.2	11.2	10.4	12.4	7.6
4	11.0	12.4	16.4	14.6	15.0
5	12.0	28.2	18.6	7.0	14.0
6	10.8	18.6	22.2	12.6	13.4
Suma	46.8	86.6	88.4	61.2	61.8
Peso total = 344.8 kg					

Simbología: P-26₁: Penetración 26, primera pasada

Tabla 3.9 Peso del material humedo subexcavado (γ_h) en Kg. Etapa inicial (3ª. Extraccion. 19 al 28 de julio 1993).

Cuarta extracción. Se realizó los días 4 y 5 de agosto, subexcavando las penetraciones Nos. 26 a 36 de la lumbrera L-8 y las Nos. 2 a 12 de la lumbrera L-10; en la Tabla 3.10 se indican los pesos del material recuperado.

Tramo	Lumbrera L-8										
	P-26 ₂	P-27 ₂	P-28 ₂	P-29 ₃	P-30 ₃	P-31 ₃	P-32 ₃	P-33 ₃	P-34 ₂	P-35 ₂	P-36 ₁
1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	5.8
2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	13.2
3	8.8	11.1	8.4	0.0	0.0	0.0	0.0	4.8	0.0	10.0	12.6
4	1.0	1.7	9.6	1.0	0.0	4.4	7.2	2.4	11.2	0.0	12.6
5	0.6	1.5	0.0	0.0	0.0	3.3	10.4	2.0	0.0	0.0	14.0
6	0.0	0.0	1.0	4.8	2.1	2.0	13.8	0.0	19.8	7.0	11.8
Suma	10.4	14.3	19.0	5.8	2.1	9.7	31.4	9.2	31.0	17.0	70.0
Peso total = 219.9 kg											
Tramo	Lumbrera L-10										
	P-2 ₁	P-3 ₂	P-4 ₂	P-5 ₃	P-6 ₃	P-7 ₃	P-8 ₃	P-9 ₃	P-10 ₂	P-11 ₂	P-12 ₂
1	6.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	14.6	0.0	0.0	0.0	0.0	8.4	10.6	0.0	0.0	0.0	0.0
3	14.6	0.0	0.0	9.2	11.0	-	-	0.0	10.2	0.0	9.6
4	14.2	8.7	7.6	8.4	-	-	-	9.4	10.0	10.6	12.2
5	15.0	9.4	8.6	8.0	-	-	-	11.2	10.2	10.2	10.0
6	15.0	11.0	8.4	8.8	-	-	-	9.4	10.0	10.0	11.6
Suma	80.2	29.1	24.6	34.4	11.0	8.4	10.6	30.0	40.4	30.8	43.4
Peso total = 342.9 kg											

Simbología: P-26: Penetración 26 Subíndice 1, 2 y 3: Primera, segunda y tercera pasada

Tabla 3.10 Peso del material humedo subexcavado (γ_h), en Kg Etapa inicial (4ª extraccion, 4 y 5 de agosto de 1994)

En la Tabla 3.11 se presenta un resumen del peso del material subexcavado en esta etapa inicial, resultando de 2,130 kg en total 1,099 kg corresponden a la lumbrera L-8 y 1031 a la L-10. El volumen total subexcavado fue aproximadamente de 1.7 m³. En estas experiencias iniciales se observó, como era de esperarse, que la cantidad de material extraído disminuye conforme aumenta el número de pasadas efectuadas, para tiempos de reposo entre pasadas subsecuentes de 4 a 16 días, como se efectuó aquí; para tiempos mayores de reposo, aumenta la cantidad de material extraído en las pasadas subsecuentes.

L	Extracción	Periodo de subexcavación	Peso del material subexcavado
8	Primera *	14 al 21 junio	402.5
	Segunda	9 al 15 julio	182.9
	Tercera	19 al 28 julio	294.2
	Cuarta	4 al 5 agosto	219.9
Peso total =			1099.5 kg
L	Extracción	Periodo de subexcavación	Peso del material subexcavado
10	Primera *	17 al 23 junio	250.2
	Segunda	9 al 15 julio	92.9
	Tercera	19 al 28 julio	344.8
	Cuarta	4 al 5 agosto	342.9
Peso total =			1030.8 kg

L: Lumbrera

Tabla 3.11 Resumen peso del material humedo subexcavado (γ_h), en Kg Etapa inicial del 14 de junio al 5 de agosto de 1993

SUBEXCAVACIÓN EN 1993.

El día 19 de agosto de 1993 la Comisión Técnica de la Catedral Metropolitana aprobó la propuesta para iniciar los trabajos de subexcavación. Se propusieron tres fases.

Primera fase. Se realizó del 23 de agosto al 30 de septiembre de 1993, subexcavando la parte norte de Catedral, dando dos pasadas en cada una de las lumbreras L-6, 7, 8, 10 y 11, con la finalidad de inducir el cierre transversal de los arcos y bóvedas de la nave central.

El peso del material extraído en esta primera fase fue de 20,401 kg, correspondiendo 12,409 a la primera pasada y 7,992 kg a la segunda; en esta última el peso extraído fue el 64% del que se obtuvo en la primera pasada. El volumen total subexcavado fue de 16.8 m³.

Segunda fase. Su objetivo fue extender los movimientos correctivos a la parte norte con el fin de inducir el giro de la fachada y ábside hacia el sur, operando para ello las cinco lumbreras utilizadas en la fase anterior y las L-1 a 4. Esta fase se inició inmediatamente después de la primera y se alargó hasta el final de 1993, obteniendo un peso de material subexcavado de 83,174 kg con volumen de 66.3 m³.

Acumulado en 1993. El peso y volumen de material extraído durante 1993, incluyendo la etapa inicial fue de 105,706 kg y 84.8 m³, respectivamente.

SUBEXCAVACIÓN EN 1994.

Tercera fase. La tercera fase de subexcavación inició en enero de 1994 poniendo en operación 19 lumbreras, las 9 anteriores: L-1 a 4, 6 a, 8, 10 y 11 y diez más: L-13 a 17,

19, 20, 22, 24 y 25; las últimas cuatro están ubicadas en el Sagrario. Esta fase tuvo como objetivo inducir un giro hacia el norte de la fachada sur, para iniciar la corrección del desplomo que presenta, además de generar el hundimiento de la parte central del Sagrario y reducir el alabeo de la zona sur de la Catedral.

La tercera fase concluyó el 18 de abril y se obtuvieron los siguientes valores acumulados del material extraído: 336,621 kg, que incluye los 105,706 kg de 1993, con volumen total de 266.6 m³.

Cuarta fase. Inició el 19 de abril de 1994 con los siguientes objetivos:

- a) Hacer descender la parte norte a mayor velocidad y trasladar la zona de mayor hundimiento al lado poniente de la Catedral.
- b) Corregir los movimientos de la fachada sur, cambiando el punto de giro del eje D al eje del crucero del Sagrario, aproximadamente.

c) Reducir la velocidad de asentamiento de la parte norponiente del Sagrario y de la zona suroriente del crucero de la Catedral.

Para ello se realizaron las siguientes acciones:

- a) En las lumbreras L-1 a 3 se aumentó la cantidad de material extraído de 500 a 1000 kg/semana.
- b) Se reactivó la lumbrera L-25 y se inició la subexcavación en las lumbreras L-29 y 23, esta última a partir del 24 de mayo. En la lumbrera L-14 se suspendió la actividad a partir del 21 de abril.
- c) La programación de la subexcavación en las lumbreras se indica en la Tabla 3.12.

Lumbrera	% de extracción de volumen	Peso de extracción en kg/semana
1	100	1000
2	100	1000
3	100	1000
4	75	750
5*	---	---
6	75	750
7	60	600
8	50	500
9*	---	---
10	50	500
11	40	400
12*	8	80
13	25	250
14*	25	250
15	20	200
16	20	200
17	12	120
18*	8	80
19	15	150
20	40	400
21*	8	80
22	60	600
23	15	150
24	40	400
25	85	850
26*	6	60
27*	---	---
28*	---	---
29	60	600
30*	---	---

* En estas lumbreras no se subexcava todavía

Tabla 3.12 Programación del suelo por subexcavar en cada lumbrera, (cuarta fase, 19 de abril de 1994).

Hasta finales de septiembre de 1994 se operaron 20 lumbreras, extrayendo un peso y volumen acumulados de 609,837 kg y 484.6 m³, respectivamente. En la fig. 3.50 se presenta esquemáticamente el volumen subexcavado hasta esa fecha en cada

lumbreira y en la fig. 3.51 la gráfica de volumen de cada fase de subexcavación contra el tiempo.

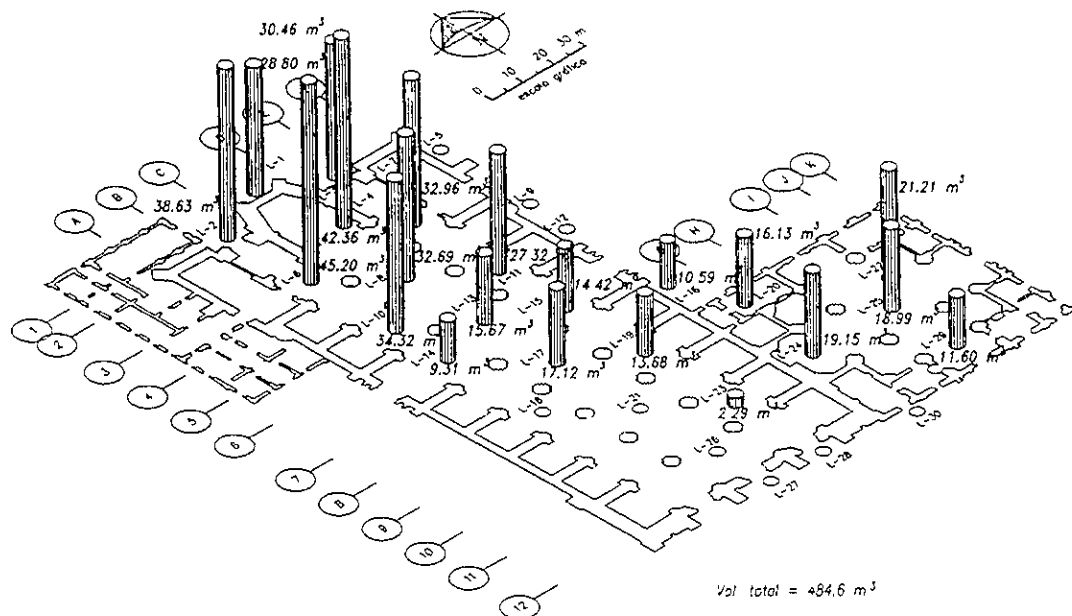


Figura 3.50 Volumen subexcavado por lumbreira al 30 de sep. 94.

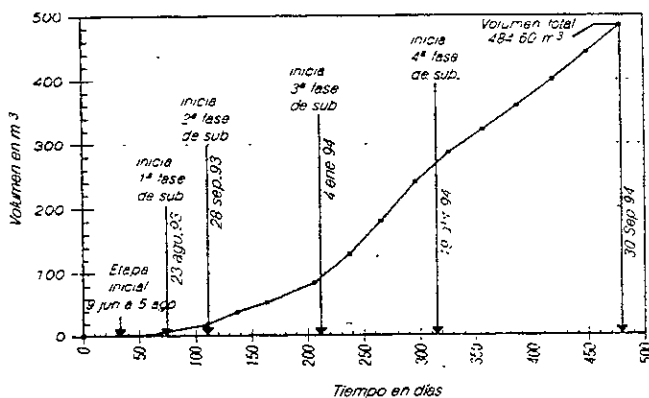


Figura 3.51 Volumen total subexcavado en la etapa inicial y las cuatro fases de subexcavación al 30 sep. 94.

RENDIMIENTO DE EXTRACCIÓN.

Definición de rendimiento. Para evaluar la efectividad de los trabajos de subexcavación en las diferentes pasadas, se definió el rendimiento de extracción como el cociente del peso del material extraído por pasada, entre el tiempo en que ésta se realiza; expresado este último en semanas integradas por seis días laborables.

$$RE = Pm / \Delta Ts$$

donde:

RE : Rendimiento de extracción en m³/semana

Pm : Peso de material extraído por pasada

ΔTs : Número de semanas

Rendimiento de la 1 a pasada. En la Tabla 3.13 se presentan los rendimientos de la primera pasada correspondientes únicamente a las lumbreras subexcavadas en el año 1993: L-I a 4, 6 a 8, 10 y 11.

Lumbrera	Rendimiento en kg/semana	
	Equipo normal	Equipo rápido
1	687.1	---
2	---	1392.7
3	821.4	---
4	---	1261.1
6	687.4	---
7	598.6	1540.2 *
8	---	852.1
10	840.9	---
11	726.6	---
Promedio	727	1262

Equipo normal: Bomba de 2 hp y pistón normal.

Equipo rápido: Bomba de 7.5 hp con tanque de hidrógeno y pistón con amortiguador.

* Rendimiento en la 2a. pasada a partir de la cual se usó equipo rápido.

Tabla 3.13 Rendimiento en la primera pasada de subexcavación (Kg/semana).

De la tabla anterior se calculó el promedio de los rendimientos obtenidos en la primera pasada, resultando de 727 y 1262 kg/semana para las lumbreras subexcavadas con equipo normal y rápido, respectivamente. Estos valores se toman en cuenta para evaluar la efectividad de las diferentes pasadas de subexcavación y de la rapidez de cierre de cada sector.

Porcentaje de rendimiento para pasadas subsecuentes. En la Tabla 3.14 se indican los rendimientos promedio para dos o más pasadas de subexcavación, obtenidos hasta finales de febrero de 1994 en las 19 lumbreras en operación: L-I a 4, 6 a 8, 10, 11, 13 a 17, 19, 20, 22, 24 y 25; se observó que los rendimientos son variables, dependiendo primordialmente de la velocidad de cierre de las penetraciones, que a su vez es función de varios factores que dependen del comportamiento del suelo: a) la resistencia al corte y el fisuramiento del material en su estado natural, b) la velocidad de cedencia de los diferentes estratos de suelo sobreyacente a la subexcavación, c) el tiempo que se deje transcurrir después de las perforaciones y d) la presencia de pilotes. En la misma tabla se indica el porcentaje de rendimiento de cierre con relación a los valores de extracción promedio de la primera pasada de 727 y 1,262 kg/sem.

Se aprecia que en la lumbrera L-I se obtuvo el valor más bajo del porcentaje, 49%, ya que en ésta la subexcavación se realiza con mayor rapidez por tener menor número de penetraciones, sólo 23, reduciendo el área de influencia de subexcavación y el número de días efectivos entre cada pasada. En las lumbreras restantes los porcentajes promedio varían entre 56 y 161 %, Tabla 3.14.

El porcentaje de rendimiento promedio total de las 19 lumbreras fue de 97%, lo cual indica que en general el rendimiento de extracción en kg/semana para dos o más pasadas de subexcavación, es casi igual al obtenido en la primera pasada.

L	Equipo	Hasta la pasada	RE prom. (kg/sem) ▲	% de RE ■
1	EN	26 (22 feb 94)	353.65	48.6
2	ER	28 (25 feb 94)	704.15	55.8
3	EN	20 (26 feb 94)	501.35	69.0
4	ER	22 (26 feb 94)	905.10	71.7
*6	EN	---	725.63	---
	ER	19 (24 feb 94)	764.24	80.2
*7	ER	---	867.75	---
	EN	19 (26 feb 94)	608.68	76.3
*8	ER	---	710.80	---
	EN	20 (24 feb 94)	749.60	79.7
*10	EN	---	658.30	---
	ER	26 (25 feb 94)	1121.25	89.7
11	EN	20 (22 feb 94)	671.90	92.4
13	EN	4 (19 feb 94)	1017.70	140.0
14	EN	6 (26 feb 94)	827.50	113.8
15	EN	4 (23 feb 94)	849.00	116.8
16	EN	1 (11 feb 94)	1115.00	88.4
17	ER	5 (24 feb 94)	800.00	110.0
19	EN	4 (23 feb 94)	1074.80	148.0
20	EN	3 (22 feb 94)	1173.70	161.4
22	EN	2 (25 feb 94)	1356.45	107.5
24	ER	3 (25 feb 94)	---	---
25	ER	1 (29 feb 94)	---	---
% RE PROMEDIO				97

- L: Lumbrera
 EN: Equipo normal
 ER: Equipo rápido
 ▲: RE prom: Rendimiento de extracción promedio excluyendo los valores de la 1a. pasada
 ■: % de RE: Porcentaje de rendimiento calculado con relación a los valores de la 1a. pasada (737 y 1262 kg/sem para equipo normal y rápido, respectivamente)
 *: En estas lumbreras se ha usado equipo normal y rápido

Tabla 3.14 rendimiento de extracción promedio en pasadas subsiguientes (Kg/semana).

PARÁMETROS DE CONTROL.

El cierre de las cavidades de subexcavación en forma de pequeños túneles circulares que quedan después de una pasada del tubo de extracción se mide con un escantillón

de punta semiesférica de PVC. El escantillón está formado por una tubería ligera de 2.5 cm de diámetro, integrada por cuatro tramos de 1.5 m de longitud con acoplamiento en sus extremos. Las puntas de PVC son de 2.5, 5.0 y 7.6 cm de diámetro y se acoplan al extremo del escantillón, fig. 3.52.

Para analizar la evolución del cierre con el tiempo se definieron los siguientes conceptos:

- Longitud efectiva (l_e). Para la longitud de subexcavación de 6 m, el tramo de boquilla de 60 cm reduce la longitud efectiva a 5.4 m; ocasionalmente hay longitudes menores, cuando se intercepta un pilote. Se tiene considerado que en algunos casos podrá convenir incrementar esa longitud.
- Longitud de cierre (l_c). Se mide desde el fondo de la penetración hacia la pared de la lumbrera, con ayuda del escantillón de punta semiesférica de varios diámetros, fig. 3.52.
- Días posteriores a la subexcavación (ΔT_d). Se cuentan a partir del fin de la subexcavación en la penetración y hasta el día de cierto cierre. Los cierres se miden una vez que se ha concluido una pasada de subexcavación en todas las boquillas de la lumbrera.

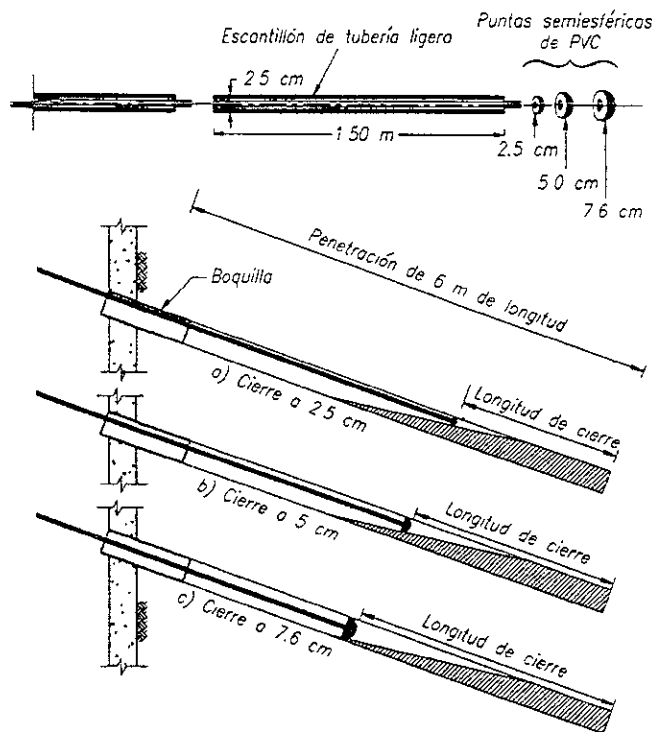


Figura 3.52 Escantillon para medida del cierre de la subexcavacion.

RELACIÓN DE CIERRE.

Se obtiene de dividir la longitud cerrada entre la longitud efectiva del barreno.

$$RC = l_c / l_e$$

donde:

RC : Relación de cierre en %

l_c : Longitud de cierre

l_e : Longitud efectiva

VELOCIDAD DE CIERRE.

Se obtiene de dividir la longitud de cierre entre el número de días posteriores a la subexcavación.

$$VC = l_c / \Delta T_d$$

donde:

VC : Velocidad de cierre en cm/día

l_c : Longitud de cierre

ΔT_d : Número de días

Cierre en la etapa inicial. En esta etapa se obtuvieron las velocidades de cierre indicadas en la Tabla 3.15.

Tabla 3.15 Velocidad de cierre en la etapa inicial de subexcavación (14 junio-5 agosto, 1993).

Etapa inicial				
	Lumbrera L-8		Lumbrera L-10	
Fase de subexcavación	Velocidad de cierre (cm/día)	Nº días para 100% de cierre	VC velocidad de cierre (cm/día)	Nº días para 100% de cierre
1a.	17.0	32	16.0	34
2a. y 3a.	26.0	21	18.0	30
4a.	30.0	18	19.0	28

Nota: Las velocidades de cierre se obtuvieron con medidas de escantillones semiesféricos de 2.5 cm de diámetro (ver fig.5.5).

De los datos anteriores se aprecia que en la lumbrera L-8 el cierre se fue incrementando con el número de extracciones a mayor velocidad que en la L-10.

Durante la etapa inicial se observaron las siguientes tendencias generales con relación al cierre de las penetraciones:

a) Cuando se efectúa por primera vez una pasada se obtiene material inalterado de cada tramo de la penetración.

b) En pasadas sucesivas se aprecia que en general en los tramos cercanos a la pared de la lumbrera no se recupera material o se recupera muy poco, ambos casos son favorables al proceso porque de lo contrario se extraería exceso de material junto a la lumbrera; en los tramos próximos al fondo de la penetración se tiende a obtener más material. Una peculiaridad ocurre cuando hay pilotes que restringen el cierre de las penetraciones.

c) De la observación del cierre se puede decir que ocurre por flujo plástico o caído de pequeños bloques de material; hacia el fondo de las penetraciones predomina el primer mecanismo y el otro en la parte central de las penetraciones.

PRUEBAS DE LABORATORIO.

Con la finalidad de estimar confiablemente los volúmenes de subexcavación y definir las propiedades índice y mecánicas del material extraído en las diferentes pasadas, se realizan rutinariamente las siguientes determinaciones: a) resistencia con penetrómetro de bolsillo, b) contenido natural de agua, c) peso volumétrico y d) límites de consistencia.

En la Tabla 3.16 se presenta un resumen de los resultados de las pruebas de laboratorio realizadas en el material subexcavado hasta el mes de julio de 1994; incluyen los datos de la primera pasada y los valores promedio de las subsecuentes.

Lumbrera	Primera pasada			Pasadas subsecuentes		
	R (kg/cm ²)	W (%)	γ_m (kg/m ³)	hasta la pasada	Wp	γ_{mp}
1	2.0	134.0	1330	61 (26 jul 94)	169.9	1292
2	2.1	181.6	1295	70 (20 jul 94)	138.5	1377
3	2.7	146.8	1373	43 (19 jul 94)	153.0	1343
4	1.7	204.8	1221	47 (26 jul 94)	252.7	1201
6	1.6	199.5	1250	40 (26 jul 94)	239.4	1214
7	1.5	219.1	1208	33 (27 jul 94)	263.9	1201
8	1.7	171.9	1276	33 (6 jul 94)	198.1	1261
10	1.5	162.9	1315	44 (3 ago 94)	162.8	1291
11	1.1	194.3	1248	31 (19 jul 94)	223.6	1238
13	2.2	162.7	1349	19 (8 ago 94)	146.0	1358
14*	1.9	123.9	1414	14 (16 abr 94)	141.0	1382
15	0.8	201.0	1257	12 (14 jul 94)	243.8	1214
16	1.4	170.3	1307	7 (22 ago 94)	184.2	1283
17	0.9	169.2	1304	15 (11 jul 94)	224.9	1255
19	0.9	251.9	1208	13 (26 jul 94)	251.0	1187
20	1.1	164.4	1374	18 (21 jul 94)	142.7	1390
22	1.8	176.7	1286	19 (21 jul 94)	175.7	1289
23	1.0	249.7	1211	1 (jul 94)	249.7	1211
24	1.4	139.8	1349	13 (14 jul 94)	171.0	1308
25	1.8	187.6	1244	12 (25 jul 94)	222.7	1216
29	1.5	172.1	1288	9 (21 jul 94)	169.5	1298

*: Lumbrera suspendida R: Resistencia al corte W: Contenido de agua
 γ_m : Peso volumétrico Wp: Contenido de agua promedio γ_{mp} : Peso volumétrico prom:

Tabla 3.16 Resultados de laboratorio en el material subexcavado hasta julio de 1994

Resistencia al corte. Se obtuvo con el penetrómetro manual del promedio de tres determinaciones realizadas en la sección transversal de cada una de las muestras ensayadas. Analizando la resistencia promedio del material inalterado en la primera pasada, se aprecia que hasta ahora los valores mayores corresponden a las lumbreras L-1 a 3 y 13, con variación de 2.0 a 2.7 kg/cm²; en las lumbreras L-15, 17 y 19 se obtuvo el valor mínimo de 0.9 kg/cm² y en las restantes: L-4, 6 a 8, 10, 11, 14, 16, 20, 22 a 25 y 29 el promedio de resistencia varió de 1.0 a 1.9 kg/cm², Tabla 3.16.

En general se ha observado en todas las lumbreras que para más de tres pasadas se induce tal remoldeo al suelo que las resistencias tienden a valores muy bajos.

Contenido de agua. Para la primera pasada de subexcavación los valores de esta propiedad variaron entre 124% y 252%, Tabla 5.10; para las pasadas subsecuentes el contenido de agua se ha incrementado hasta en un 33%, en la lumbrera L-17, con un incremento promedio 15%. Excepción de lo anterior son las lumbreras L-2, 13, 20 y 29 con un decremento promedio del 12% en esta propiedad.

Respecto a esta propiedad se pueden diferenciar dos tipos de materiales; el primero con contenidos de agua menores de 200% y pesos volumétricos cercanos o mayores de 1300 kg/m³ y el segundo con contenidos de agua mayores a 200% y pesos volumétricos variables entre 1,100 y 1,290 kg/m³. Las lumbreras con materiales del primer tipo son las L-1 a 3, 10, 13, 14, 16, 20, 22, 24 y 29; aquellas de las cuales se extraen suelos del segundo tipo son las números L-4, 6 a 8, 11, 15, 17, 19, 23 y 25. En la fig. 3.53 se presentan las lumbreras hasta ahora operadas, clasificadas según esta propiedad.

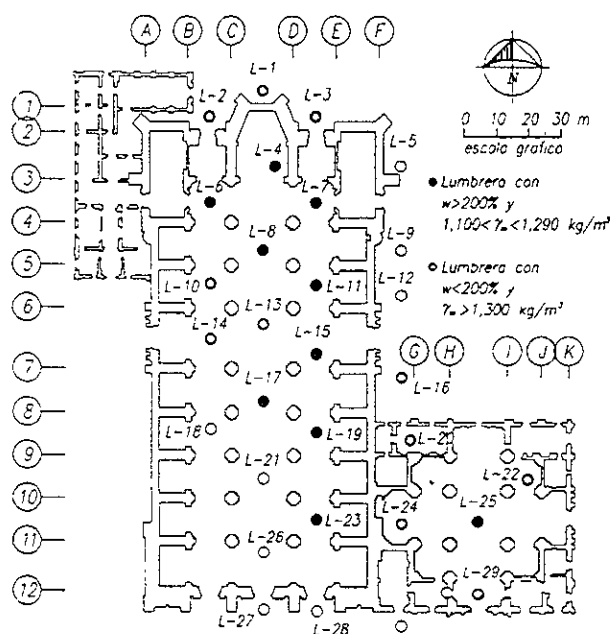


Figura 3.53 Clasificación de las lumbreras hasta ahora operadas, según su contenido de agua (w) y peso volumétrico (γ_m).

Peso volumétrico. El peso por unidad de volumen del material extraído se determinó con el procedimiento de la parafina; en la primera pasada de subexcavación los pesos volumétricos variaron entre 1,208 y 1,414 kg/m³, Tabla 3.16; en las pasadas subsecuentes, en general, esta propiedad permaneció constante, con variación de $\pm 5\%$.

Límites de consistencia. En la Tabla 3.17 se presentan los límites de consistencia (líquido y plástico) determinados en los materiales extraídos de las lumbreras L-1 a 4, 6 a 8, 10 y 11 en etapas iniciales del proceso de subexcavación; de estos ensayos se aprecia que las lumbreras que presentan índices de plasticidad más altos son las L-4, 6 a 8, 10 y 11 que precisamente corresponden a aquellas donde los contenidos de agua natural promedio son mayores que 200%, con excepción de la lumbrera L-10. Todos los materiales resultaron ser arcillas y ocasionalmente limos de alta compresibilidad.

Lumbrera	Pasada	Penetración N°	Tramo	LL	LP	IP	SUCS
L-1	1	25	3	170	51	119	CH cerca línea A
	3	34	4	109	49	60	MH cerca línea A
L-2	1	23	5	135	54	101	CH cerca línea A
	1	36	2	126	48	78	MH cerca línea A
	2	23	5	107	42	65	CH-MH línea A
L-3	2	1	6	250	56	194	CH
L-4	1	23	1	381	69	312	CH
	1	1	3	339	54	285	CH
	1	35	4	293	62	231	CH
	2	12	4	279	70	209	CH
	2	23	5	293	59	234	CH
	3	1	4	330	68	262	CH
	3	35	2	335	68	267	CH
	4	1	4	357	57	300	CH
	4	23	5	282	67	215	CH
	4	35	4	323	66	257	CH
L-6	1	12	5	244	74	170	CH
	1	24	6	206	63	143	CH
	1	38	4	303	55	248	CH
	3	35	6	297	75	222	CH
	4	39	6	425*	68	357	CH
L-7	1	8	1	233	50	183	CH
	1	27	5	255	67	188	CH
	1	39	2	105*	57	48	MH
	5	39	3	362	56	306	CH
	5	25	5	314	61	253	CH
	5	14	6	342	60	282	CH
	7	37	6	330	67	263	CH
	8	14	4	388	62	326	CH
L-8	1	10	3	352	110	242	MH
	1	24	4	397	106	291	CH
	1	40	6	342	80	262	CH
L-10	5	50	4	111	51	60	MH
	9	39	6	320	64	256	CH
L-11	1	34	5	303	65	238	CH
	1	23	6	264	55	209	CH
	4	34	5	333	59	274	CH
	5	1	6	347	60	287	CH
	7	15	6	321	54	267	CH

* Valor dudoso

LL: Límite líquido LP: Límite plástico IP: Índice de plasticidad

SUCS: Sistema unificado de clasificación de suelos

CH: Arcilla de alta compresibilidad

MH: Limo de alta compresibilidad

Tabla 3.17 Límites de consistencia.

COEFICIENTE DE ABUNDAMIENTO

El coeficiente de abundamiento se determinó con el fin de cuantificar los volúmenes de acarreo del material producto de la subexcavación, mediante la expresión:

$$CA = V_e / V_t$$

donde:

CA : Coeficiente de abundamiento

V_e : Volumen extraído

V_t : Volumen teórico subexcavado

Se analizaron dos posibles condiciones: a) material inalterado, primera pasada y b) material remoldeado, dos o más pasadas.

COEFICIENTE DE ABUNDAMIENTO INALTERADO.

En la primera pasada de subexcavación se consideró que el coeficiente de abundamiento estaría integrado por dos conceptos: a) abundamiento de salida del tubo subexcavador al tiradero y b) abundamiento de traspaleo del tiradero al camión de transporte.

Abundamiento de salida (A_s). El volumen de suelo extraído en un tramo de 1.0 m de longitud se determinó de dos maneras: a) tomando las medidas del material inalterado al salir del tubo subexcavador para un muestreo de 176 tramos y b) dividiendo el peso promedio por tramo subexcavado entre el peso volumétrico de la primera pasada. El volumen extraído, obtenido como una media estadística de los dos anteriores fue de $8.25 \times 10^{-3} \text{ m}^3$. El abundamiento inalterado de salida resultó de 1.02, determinado al dividir el volumen anterior entre el del tubo subexcavador de 1.0 m de longitud y 10.2 cm de diámetro interior, que tiene un $\text{vol} = 8.11 \times 10^{-3} \text{ m}^3$.

Abundamiento de traspaleo (A_t). Se utilizó un abundamiento de traspaleo de 1.4, representativo de arcillas y limos plásticos de consistencia firme.

Finalmente el coeficiente de abundamiento del material original inalterado CA_i (primera pasada) se obtiene del producto de los dos abundamientos determinados previamente (de salida y traspaleo), $CA_i = A_s A_t = 1.43$.

COEFICIENTE DE ABUNDAMIENTO REMOLDEADO.

Para dos o más pasadas de subexcavación el coeficiente de abundamiento se integra mediante tres conceptos: a) abundamiento remoldeado, b) abundamiento de salida 1.02, determinado previamente y c) abundamiento de traspaleo, 1.20 para arcilla de consistencia blanda.

Abundamiento remoldeado (A_r). Cuando el material se remoldea en pasadas sucesivas de subexcavación ocurre un incremento de volumen. Aumenta su relación de vacíos e y su contenido de agua w , pero disminuye su peso volumétrico γ_m .

Considerando que el suelo es una arcilla saturada se obtuvo el abundamiento remoldeado mediante la siguiente fórmula, en función de las relaciones de vacíos promedio del material remoldeado e inalterado, deducidas de las pruebas triaxiales.

$$Ar = Vr/Vi = (1+e_r) / (1+e_i) = 1.5$$

donde:

Ar : Abundamiento remoldeado (adimensional)

V_r : Volumen remoldeado

V_i : Volumen inalterado

e_r : Relación de vacíos de material remoldeado (5.85)

e_i : Relación de vacíos de material inalterado (4.96)

Finalmente, el coeficiente de abundamiento remoldeado CA , se obtuvo del producto de los tres factores de abundamiento que integran este concepto $CA = Ar As At = 1.41$.

CONCLUSIONES.

La precisión del proceso de subexcavación se logra llevando un control cuidadoso de la cantidad de suelo extraído. Los conceptos de rendimiento de extracción, la relación y velocidad de cierre tuvieron que definirse para ejercer racionalmente dicho control. Rutinariamente se llevaron a cabo pruebas para observar la variación del contenido de humedad, del peso volumétrico, de los límites de consistencia y de su resistencia al corte, mediante la prueba de penetrómetros de bolsillo, para verificar la ejecución adecuada de los trabajos. Los coeficientes de abundamiento definidos para proceso de subexcavación permiten conocer con precisión el volumen de suelo extraído y con los controles rutinarios se puede determinar cada vez que convenga.

CORRELACIONES EXPERIMENTALES Y TEÓRICAS.

El proceso de subexcavación induce deformaciones en el suelo que ocasionan cambios en sus propiedades mecánicas; la evolución de estos cambios en etapas sucesivas de los trabajos de subexcavación debe conocerse con el objeto de lograr la mejor comprensión de los efectos de la subexcavación. Esta información permite ratificar o modificar los programas de trabajo y en caso necesario introducir mejoras a las técnicas y los equipos utilizados para llevar a cabo el proyecto.

Durante el desarrollo de los trabajos de subexcavación de Catedral se ha llevado paralelamente a cabo un programa experimental de campo y laboratorio, con el propósito de definir los parámetros significativos para evaluar el efecto de la subexcavación en la resistencia al corte y compresibilidad del suelo. Los trabajos se desarrollaron investigando el comportamiento del suelo en las lumbreras L-4, 18, 25 y 29. También se efectuaron ensayos de cono eléctrico para evaluar los cambios de resistencia al corte que se han inducido a los suelos.

PROPIEDADES MECÁNICAS DEL MATERIAL.

Con la finalidad de determinar las características iniciales de resistencia y compresibilidad del material arcilloso el cual se afecta por la subexcavación, se obtuvieron muestras del material extraído desde la primera pasada, en su condición de material inalterado; esto se pudo hacer en las lumbreras L-4, 7, 10 y 25. En todos los

materiales muestreados se hicieron pruebas de compresión triaxial y en los de la lumbrera L-25 también se realizaron ensayos de consolidación unidimensional.

PRUEBAS TRIAXIALES NO CONSOLIDADAS-NO DRENADAS.

Se efectuaron ensayos triaxiales de compresión no consolidados - no drenados UU en muestras labradas en sentido horizontal y vertical para cada tramo; las pruebas se desarrollaron con presiones de confinamiento de 1.5 kg/cm^2 ; en las pruebas realizadas en el material arcilloso de la lumbrera L-4 se aplicaron presiones de 0.75 y 1.0 kg/cm^2 .

Los resultados de los ensayos se presentan en la Tabla 3.18, observándose lo siguiente:

Lumbrera Nº	Penetración Nº	Tramo	Especimen	σ_c (kg/cm^2)	W_i (%)	e_i	S_c	G_{wi} (%)	γ_m (kg/m^3)	C_{uu} (kg/cm^2)		
4	12 1ª pasada	2	H	1.50	195.6	4.74	2.40	99.0	1236	1.20		
			V	1.50	200.7	4.85	2.40	99.2	1233	1.18		
		3	H	0.75	203.3	4.87	2.40	100.0	1240	1.18		
				1.00	201.9	4.93	2.40	98.2	1221	1.18		
			V	1.50	209.1	5.02	3.40	100.0	1233	1.18		
				1.50	207.5	5.03	2.40	99.0	1224	1.35		
		4	H	1.50	216.0	5.21	2.41	99.7	1224	1.20		
			V	1.50	206.8	5.05	2.41	98.6	1221	1.10		
Valor promedio					205.1	4.96			1229	1.20		
7	26 1ª pasada	1	H	1.50	191.9	4.60	2.40	100.0	1251	0.78		
			V	1.50	190.4	4.60	2.40	99.3	1244	0.83		
		5	H	1.50	221.9	5.40	2.40	98.5	1206	0.87		
			V	1.50	221.7	5.59	2.40	95.2	1171	0.87		
Valor promedio					206.5	5.05			1218	0.84		
10	29 1ª pasada	2	H	1.50	154.6	3.98	2.43	94.3	1241	0.76		
			V	1.50	159.1	4.05	2.43	95.2	1244	0.61		
		4	H	1.50	192.6	4.66	2.40	99.2	1241	1.09		
			V	1.50	211.6	5.12	2.40	99.1	1221	1.30		
Valor promedio					179.5	4.45			1237	0.94		
25	17 1ª pasada	2	H	1.50	192.0	4.15	2.193	100.0	1243	0.60		
			V	1.50	206.0	4.56	2.193	99.0	1204	0.70		
		3	H	1.50	209.0	4.58	2.193	100.0	1214	0.78		
				1.50	219.3	4.79	2.18	99.9	1203	0.30*		
			V	1.50	198.7	4.30	2.18	100.0	1229	0.62*		
				1.50	181.6	3.94	2.18	100.0	1180	1.02		
		4	H	1.50	188.2	4.24	2.18	96.7	1189	0.90		
				1.50	213.0	4.50	2.185	100.0	1232	0.85		
			V	1.50	203.0	4.46	2.185	99.2	1211	0.78		
				1.50	199.0	4.40	2.185	99.9	1221	0.85		
		Valor promedio					195.0	4.30	2.185	98.0	1206	1.00
		Valor promedio					200.4	4.40			1212	0.83

H: Dirección horizontal

V: Dirección vertical

σ_c : presión de confinamiento

W_i : Contenido de agua inicial

e_i : Relación de vacíos inicial

S_c : densidad de sólidos

G_{wi} : Grado de saturación inicial γ_m : Peso volumétrico

C_{uu} : Resistencia triaxial no consolidada - no drenada

*: Datos excluidos para calcular el promedio porque el espécimen tenía fisuras

Tramo: Segmento ensayado de la penetración

Tabla 3.18 Pruebas de compresión triaxial no consolidadas-no drenadas

a) Las resistencias de los especímenes labrados en dirección horizontal y vertical en general son muy parecidas, con excepción de las que se obtuvieron al ensayar materiales del tramo 3 de la lumbrera L-25, en los cuales la resistencia horizontal fue menor que la vertical, del orden de 50% en promedio, debido al fisuramiento de los especímenes.

b) En los materiales de la lumbrera L-4 la resistencia promedio fue de 1.2 kg/cm²; la correspondiente en las lumbreras L-7 y 25 fue de 0.84 kg/cm² y en la L-10 de 0.94 kg/cm². En la fig. 3.54 se presentan, a manera de ejemplo, las curvas esfuerzo-deformación de algunas pruebas triaxiales.

c) Los contenidos de agua promedio en las lumbreras L-4, 7 y 25 fueron ligeramente mayores que 200% y en la L-10 de 179%. La relación de vacíos en los materiales varió entre 4.4 y 5.0 y los pesos volumétricos entre 1,212 y 1,237 kg/m³.

Las resistencias obtenidas con éstos ensayos no se compararon con las que se realizaron con sondeos convencionales, pues estos se ubican a 50 y 40 m de distancia de las lumbreras L-10 y 25, respectivamente.

El factor de correlación Nk promedio, obtenido de dividir la resistencia a la penetración de cono eléctrico entre la resistencia de pruebas triaxiales no drenadas, para estas cuatro lumbreras, fue de 12.6, valor que corresponde bien a valores estadísticos.

PRUEBAS DE CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL.

Se realizaron 5 pruebas en el material arcilloso extraído en la primera pasada de subexcavación en la lumbrera L-25, penetración 17, tramos 2, 3, 4 y 6; para este último se ensayaron especímenes labrados en la forma convencional haciendo cortes transversales a la sección del tubo y en la dirección perpendicular.

Los resultados de estos ensayos se presentan en la Tabla 3.19 y su representación gráfica en las fig. 3.54. De estos datos se aprecia lo siguiente:

Muestra N°	Tramo	Carga	W _i %	e _i	G _{wi} %	S _s	P _c kg/cm ²	a _v cm ² /kg	m _v cm ² /kg	a _{vr} cm ² /kg	m _{vr} cm ² /kg
1	2	horizontal	172.9	4.405	93.8	2.39	2.11	0.253	0.0468	0.215	0.0397
2	3	horizontal	182.5	4.56	96.2	2.40	2.10	0.366	0.0658	0.337	0.0606
3	4	horizontal	187.4	4.76	94.9	2.41	2.19	0.351	0.060	0.252	0.0438
4	6	horizontal	231.7	5.76	96.9	2.41	1.10	0.359	0.053	0.552	0.0816
5	6	vertical	228.8	5.80	95.0	2.41	1.10	0.337	0.050	0.695	0.102

W_i: Contenido de agua inicial

G_{wi}: Grado de saturación inicial

e_i: Relación de vacíos inicial

S_s: Densidad de sólidos

P_c: Carga de preconsolidación determinada con el método de Terzaghi

a_v: Coeficiente de compresibilidad en la rama virgen

m_v: Coeficiente de variación volumétrica

a_{vr}: Coeficiente de compresibilidad en la rama de recompresión

m_{vr}: Coeficiente de variación volumétrica en la rama de recompresión

Tabla 3.19 Ensayes de compresibilidad en la lumbrera 25, penetración 17, 1ª pasada de subexcavación.

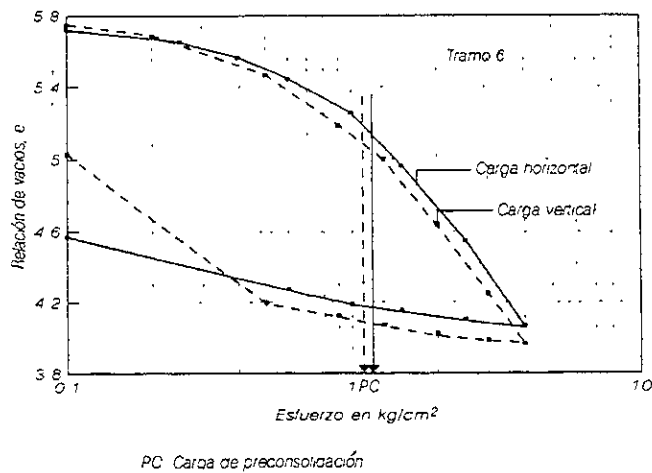
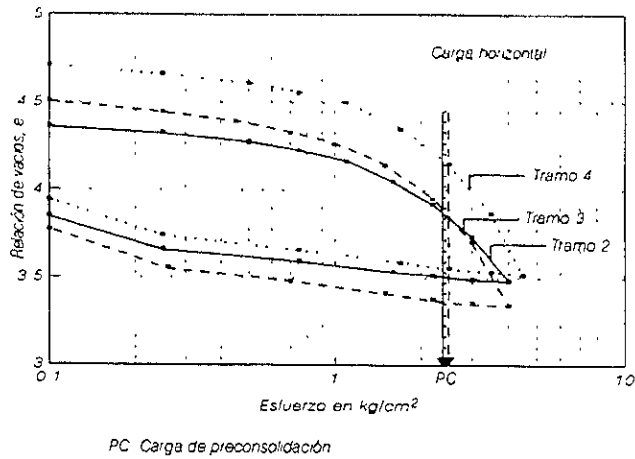


Figura 3.54 Curvas de compresibilidad, lumbrera L-25, penetración No. 17.

a) El contenido de agua, w , y la relación de vacíos, e , tienden a aumentar a medida que se incrementa la profundidad de la penetración; la primera propiedad varió entre 173 y 232% y la segunda entre 4.4 y 5.8. El grado de saturación estuvo comprendido entre 94 y 97% .

b) Los coeficientes de compresibilidad, a_v , en la rama virgen variaron entre 0.25 y 0.37 cm^2/kg y los coeficientes de variación volumétrica, m_v , entre 0.047 y 0.066 cm^2/kg ; en el tramo de recompresión m y varió entre 0.040 y 0.100 cm^2/kg .

c) Las cargas de preconsolidación en los tramos 2, 3 y 4 fueron muy parecidas, del orden de 2.1 kg/cm^2 , y en el tramo 6, de 1.1 kg/cm^2 ; este último valor fue el mismo para las muestra cargadas horizontal y verticalmente. También se observa que las características de las curvas de compresibilidad son muy parecidas en las dos muestras del tramo 6; por todo ello se puede decir que la arcilla de éste es isotrópica con respecto a la compresibilidad.

III.4 INYECCIÓN DE MORTERO CON EL FIN DE ENDURECIMIENTO DEL SUELO.

ANTECEDENTES DEL ENDURECIMIENTO DEL SUELO MEDIANTE LA INYECCIÓN DE MORTEROS

INTRODUCCIÓN

El subsuelo blando y compresible del Valle de México ha sido un perenne reto para todos los constructores, desde los aztecas a los actuales, porque los grandes asentamientos que sufre a consecuencia de la consolidación que le inducen las cargas aplicadas en la superficie. Esa notable deformabilidad de las arcillas del Valle la enfrentaron los aztecas hincando estacas de madera, que hoy podríamos llamar micropilotes cortos, aunque lo verdaderamente efectivo fue su costumbre religiosa de recubrir con frecuencia sus pirámides, lo que permitía aumentar sus dimensiones y al mismo tiempo ocultar los daños y desajustes acumulados. Por su parte los españoles pudieron levantar sus grandes templos y construcciones mediante ingeniosas estructuras de cimentación, en las que siempre incluyeron los pilotes cortos de madera, pero sobre todo su éxito lo debieron a que aprovecharon intuitivamente la preconsolidación del subsuelo, ya que elegían sitios que previamente habían sido mejorados por los pesados templos y pirámides aztecas, ver figura III.1.

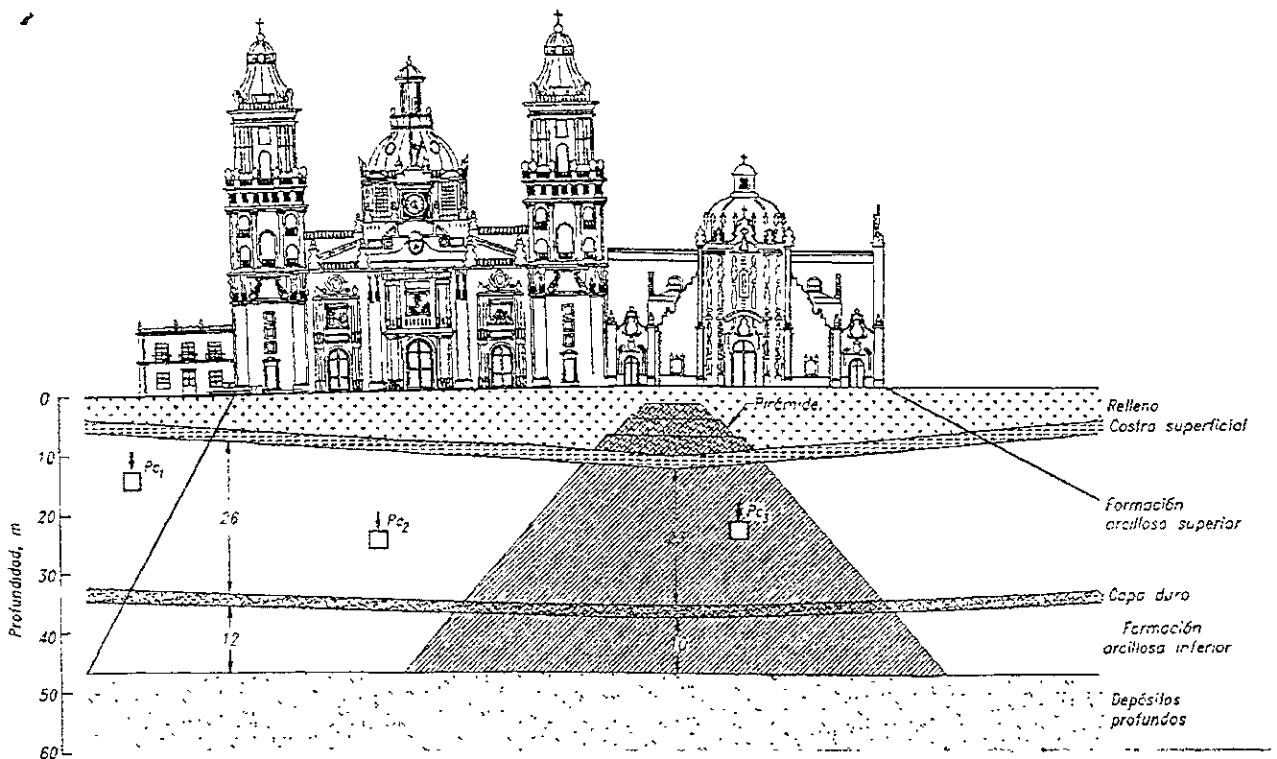


Figura 3.55 Zonificación esquemática de la preconsolidación.

A la naturaleza difícil del subsuelo del Valle de México se ha agregado, a partir de la mitad del siglo pasado, el maligno problema del hundimiento regional, desencadenado por la perforación de pozos para la extracción de agua y exacerbado por la demanda de agua generado por el desmedido crecimiento de la ciudad; así el inexorable y

gradualmente creciente hundimiento regional es un fenómeno que daña a muchos edificios del centro histórico en un persistente proceso de asentamientos diferenciales, que se manifiestan como desplomos y agrietamientos, cuya consecuencia inevitable es la reducción de la seguridad estructural de muchos edificios, incluyendo valiosos monumentos de nuestro patrimonio cultural.

Ahora, con el endurecimiento de las arcillas blandas existentes en el subsuelo de la Catedral se busca inducir un movimiento de geometría cercana a la de un cuerpo rígido, que aparentemente podría continuar hasta lograr una corrección más ambiciosa; así, se abre una segunda parte en el proyecto, en la cual se logra la congruencia entre las acciones en el subsuelo con las de la estructura; a su vez, conlleva a imaginar, razonar y analizar con todos los recursos de la arquitectura y de la ingeniería estructural y geotécnica el término de este enfrentamiento que permite llevar a la Catedral a una mayor seguridad estructural, al menos durante muchos años por venir.

Con la inyección de mortero se propone endurecer las partes blandas del subsuelo bajo de la Catedral, por que es una alternativa viable para protegerla del proceso destructivo que indudablemente la afecta y la llevaría a condiciones de riesgo o incapacidad para soportar excesivos desplomos y eventuales cargas sísmicas.

INVESTIGACIÓN EXPERIMENTAL

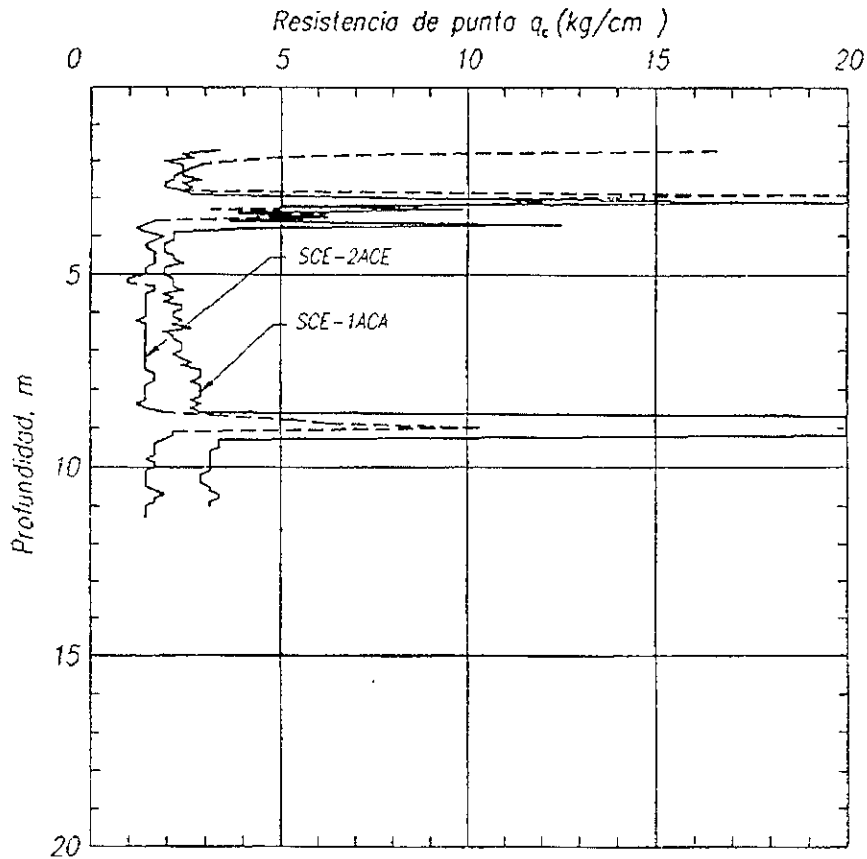
El propósito fundamental de esta investigación es demostrar que al inyectar las arcillas blandas del Valle de México con mortero fluido se puede inducir fracturamiento hidráulico y que al endurecer forma láminas duras de refuerzo, cuyo arreglo tiende a ser radial al punto de inyección y que en un corte horizontal de la masa de suelo tratado con muchos puntos de inyección se podría describir como una compleja malla estructural de nodos radiales, esta estructura intercalada nace íntimamente incorporada a la masa de suelo con el propósito fundamental de reducirle su deformabilidad inicial.

En este inciso se describen los aspectos básicos de las pruebas experimentales para comprobar la factibilidad de inducir endurecimiento del suelo arcilloso que subyace a la Torre Poniente de la Catedral Metropolitana de la Ciudad de México, recurriendo a la técnica de inyección de morteros y lechadas fraguantes; las pruebas se realizaron en el suelo arcilloso de un sitio del exlago de Texcoco. Este sitio tiene la ventaja de su estratigrafía, porque la arcilla blanda se encuentra desde una profundidad menor a un metro. Esta zona correspondió a un área del lago virgen caracterizado por ser un depósito de suelos finos arcillosos cuya historia de cargas en una gran extensión ha sido principalmente debida a su propio peso, es decir, se trata de un suelo normalmente consolidado.

PRUEBA DE PENETRACIÓN RADIAL DEL MORTERO (TERRAPLÉN)

Esta prueba permite verificar la capacidad de fracturar el suelo con morteros de cemento y cal, así como juzgar la penetración radial en los suelos del sitio. Se introdujeron dos mezclas, en una predominó el cemento y en la otra la cal; en ambos casos el volumen de mortero fue de unos 22 m³, equivalente al 6% del volumen total del suelo por tratar. La primera mezcla fue cemento-cal-pómez-agua y la segunda fue cal-

pómez-agua. Colocada la mezcla se dejó reposar un tiempo mínimo de 72 horas, tiempo en que la mezcla adquiere el 75 % de su resistencia (150 kg/cm^2) y en el cual se realizó un segundo cono eléctrico a 6.15 m para verificar y comparar su resistencia con el sondeo del cono inicial. Fig. 3.56 y 3.57

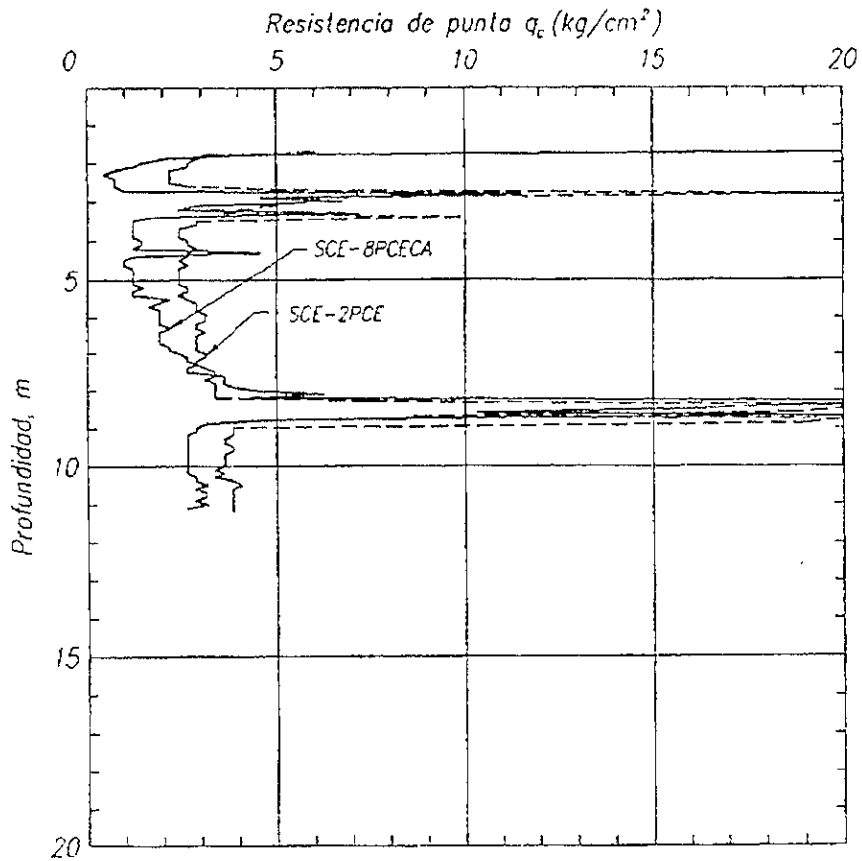


SIMBOLOGIA

ACA Previa a la inyección de cal
ACE Previa a la inyección de cemento

Figura. 3 56 Sondeo de cono eléctrico (SCE – 1ACA, SCE – 2ACE)

Resultados. Se observó la formación de laminas radiales de mezcla, se corroboró este resultado físicamente mediante la construcción de lumbreras a la profundidad del tratamiento y se concluyó que debido a la sobrecarga del terraplén que actúa directamente sobre la formación arcillosa que le subyace, le genera fisuras a la masa de suelo en dirección paralela al eje de trazo del terraplén y que durante la etapa de inyección siguieron la trayectoria de los planos principales de fisuramiento.



SIMBOLOGÍA

PCE Posterior a la inyección de cemento

PCECA Posterior a la inyección de cemento y col

Figura 3.57 Sondajes de cono eléctrico (SCE – 2PCE, SCE – 8CECA)

INFLUENCIA DE LA VISCOSIDAD Y DEL VOLUMEN DEL MORTERO

Esta prueba permitió racionalizar en lo posible las viscosidades de los morteros y los porcentajes de inyección que se podrán introducir al subsuelo, la prueba se realizó apoyándose en los resultados preliminares de la anterior. Se adoptaron 45, 59, 68, y 100 s en cono Marsh y de 4 y 6% el volumen de mortero para el volumen del suelo tratado, la combinación de estas dos variables se ensayaron en cuatro casos diferentes. Para el tratamiento del 4% de inyección se colocaron los pozos en una diagonal de 45° uno frente al otro, y de igual forma para los del 6%, con el propósito de intercomunicar las trayectorias de los morteros inyectados.

Esta prueba se inició haciendo un sondeo de cono eléctrico para elegir una zona libre de fisuras, se demostró que en el cuadro elegido de 10 m de lado el suelo era uniforme. En la tabla 1 se presentan los volúmenes de mezcla inyectada y el espesor medio probable de las láminas radiales formadas.

Volumen de suelo a tratar (m ³ /ml)	Inyección (%)	Espesor probable de lámina radial (cm)	Volumen de inyección por ml (litros)
7.10	4.0	2.1	280
7.10	6.0	4.2	426

Tabla 1 Volúmenes de mezcla inyectada y espesor medio probable.

Resultados. Durante la excavación se llevó a cabo un levantamiento gráfico de las láminas de mortero detectadas. En la **tabla 2** se presentan los resultados obtenidos de la prueba, haciendo referencia que de los cuatro casos a estudiar, se estudió con mayor detalle el de 100 s de viscosidad Marsh. Observando en los tres restantes una formación superficial con estructura de naipes en forma de hongo, donde el volumen de inyección encontrado corresponde en un 90% al inyectado.

No DE FIG	TRAMO VERTICAL DE OBSERVACION	LONGITUD TOTAL DE LAMINA (m)	ESPEJUR DE LAMINAS (cm)	ALTURA DE LAMINAS (m)	No DE LAMINAS	ORIENTACION DE LAMINAS	VOLUMEN DE MORTERO INYECTADO (m ³)	VOLUMEN DETECTADO (m ³)	MORTERO USADO EN EL AREA EXPLORADA (±)	OBSERVACIONES
Fig 5	0.0-1.40	(1) 0.00 - 2.20 (2) 2.20 - 4.20	0.50 0.35	0.40 0.20	2 2	N 60° W	0.140	0.0244 0.0014 0.0058	2.14	Se usó una mezcla de cemento - 60% y met - agua en proporciones de 1:3-22. 22-38 s. un peso de cemento resaca en el =
Fig 6	1.40-2.40	(1) 0.00 - 2.80 (2) 2.80 - 4.40	0.90 0.70	0.50 0.50	2 2	N 60° W	0.140	0.0128 0.0058 0.0182	3.00	La mezcla usó 1.40 de 100 segundos
Fig 7	2.40-3.40	(1) 0.00 - 2.80 (2) 2.80 - 4.40	1.70 1.20	0.50 0.50	2 2	N 60° W	0.140	0.0238 0.0058 0.0294	23.85	El porcentaje de volumen de suelo a tratar es de 90%

NOTAS. En cada tramo de observación el mortero huyo fuera de la zona explorada.

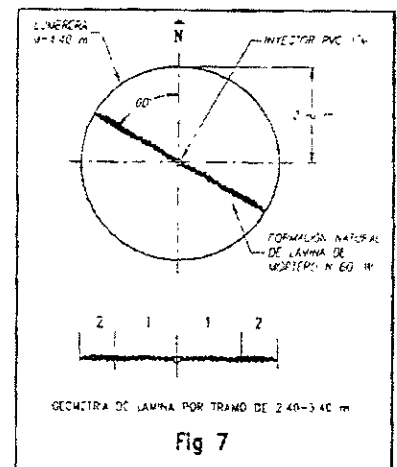
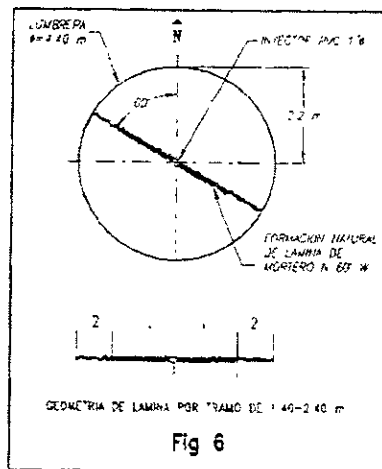
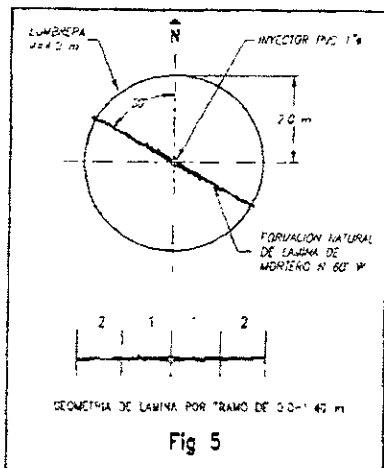


Tabla 2 Influencia de la viscosidad y del volumen del terreno.

ESTIMACIÓN DE LA DEFORMABILIDAD DEL SUELO TRATADO

Esta prueba permitió estimar la posible reducción de la deformabilidad o compresibilidad de los suelos, su diseño detallado se condiciona a los resultados de las pruebas anteriores. Se ensayaron tres casos un punto sin tratamiento de inyección, otro con el 4% y el tercero con el 6%, para inyectar una mezcla fluida de cemento-cal-arena-pómez-agua con una viscosidad Marsh de 100 segundos se inyecta el 4% y 6% del volumen de suelo a tratar en la áreas con tratamiento, considerando un radio de influencia de 1.5 m y 6.0 m de profundidad.

Resultados. Se demostró con esta prueba que con la inyección de mortero en el área tratada se reduce considerablemente su deformabilidad y compresibilidad, de acuerdo a resultados obtenidos con diferentes aparatos de medición.

REACCION DE LA CAL CON LAS ARCILLAS DEL VALLE

En un área de 25 m², se hizo una retícula de hoyos someros a 2.0 m de profundidad con separaciones a cada 0.5 y 1.0 m, para introducir la cal viva y posteriormente rescatar muestras que mostraran el efecto de la reacción térmica y química, generando que en la superficie del predio se refuerce el suelo por medio de pilotes de cal del diámetro de la perforación (2 ½"). Hincado a percusión de tubo de acero Boari de 2 ½" de diámetro, ced. 40 de 1.5 m de longitud con punta lápiz (similar al empleado en Bellas Artes y por ello el nombre de Boari), con una masa golpeadora de caída libre (martinete de pistón de 63 kg.) montada en un equipo mecánico con sistema de poleas (grillo) que permite introducir y retirar la tubería Boari. Construido el pozo se procedió a rellenar el interior con cartuchos de cal viva, para posteriormente evaluar el comportamiento de la zona tratada.

Resultados. Durante la construcción de los pilotes de cal, y al ir colocando los cartuchos de cal viva en presencia de agua se genera una reacción química que desprende una energía calorífica que alcanza temperaturas de hasta 100 ° C. Posterior a la construcción de los pilotes de cal se procedió a realizar una excavación a cielo abierto observando que la cal viva no presentaba dureza alguna y su estado era completamente húmedo y suelto, lo cual demostró que la cal sola no genera una zona dura.

PRUEBAS REPRESENTATIVAS DE LABORATORIO

La revisión teórica del comportamiento de la arcilla conlleva a que se puede modificar la compresibilidad en dos posibles mecanismos:

- a) Modificar la inclinación de la línea virgen. Consistió en gracias a la penetración en las fisuras inducidas en la masa de suelo de "lodos fraguantes blandos" (tratar de), mantener la carga de preconsolidación del suelo, reduciendo su pendiente, para con ello uniformizar el comportamiento de suelos de distinta deformabilidad inicial.

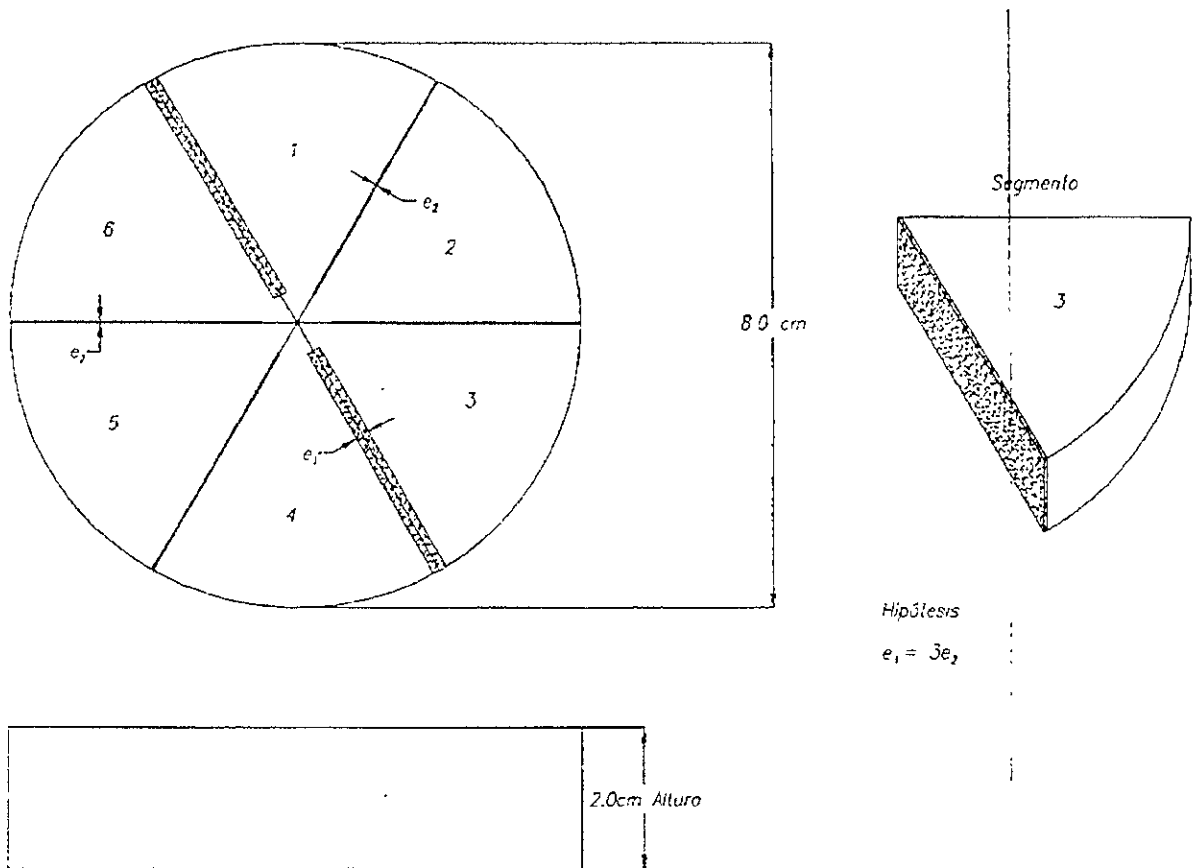
- b) Intercalar una estructura de cierta rigidez a la masa de suelo. Mediante la inyección de morteros que penetren las fisuras inducidas en la masa de suelo se modifica la deformabilidad, lo cual se manifiesta como un incremento aparente de la carga de preconsolidación. Esta estructura intercalada se puede reforzar formando adicionalmente un núcleo de mortero en el eje del barreno de inyección.

MODELO DE LÁMINAS RADIALES

En la fig. 3.58 se muestran las indicaciones simplificadas para preparar especímenes de laboratorio que tengan las láminas de mortero que representan a escala la geometría de la inyección considerando que se pueden generar tres fisuras radiales a cada 60° de separación, además que una de las fisuras es la principal y por ello alcanza un espesor del doble de las otras dos.

En la fig. 2.39 se muestran los resultados de seis pruebas de consolidación rápida realizadas, mediante las gráficas de deformación volumétrica (como el área es constante la deformación volumétrica coincide con la axial multiplicada por un valor constante), contra los esfuerzos efectivos aplicados, aunque estas pruebas se representan tradicionalmente en escala semi-logarítmica, para facilitar su interpretación se hizo en escala aritmética; el primer espécimen de referencia que se ensayó es en condiciones naturales, sin inyección alguna, las otras muestras tienen el 1, 3, 6 y 9% de mortero en láminas verticales, estos porcentajes corresponden al volumen de suelo ensayado.

La observación de esa fig. 3.59 demuestran que la inclusión de las láminas verticales de mortero genera un notable efecto estructural, porque a pesar de que la arcilla está en condición natural, el comportamiento de los especímenes inyectados los exhibe como preconsolidados, más aún la carga de preconsolidación crece a medida que se incrementa el espesor de las láminas (porcentaje de volumen de mortero inyectado respecto al del suelo).



$$\begin{aligned}
 V_{\text{mortero}} &= e_1 \times 8 \times 2 - 2e_1 \times 8 \times 2 \\
 &= 16(e_1 + 2/3e_1) = 16/3(5e_1) \\
 &= 26.7 e_1
 \end{aligned}$$

NOMENCLATURA

P % de inyección
e Espesor de lámina
V Volumen de mortero

P	e, mm	e, mm
1%	0.375	0.125
3%	1.123	0.374
6%	2.246	0.750
9%	3.370	1.123

NOTAS

Se elaborarán especímenes inalterados y se cortarán en 6 segmentos de 60°.
El mortero se aplicará en las paredes con los espesores cercanos a los indicados.

Figura 3.58 Preparación de especímenes para prueba de consolidación (rápida).

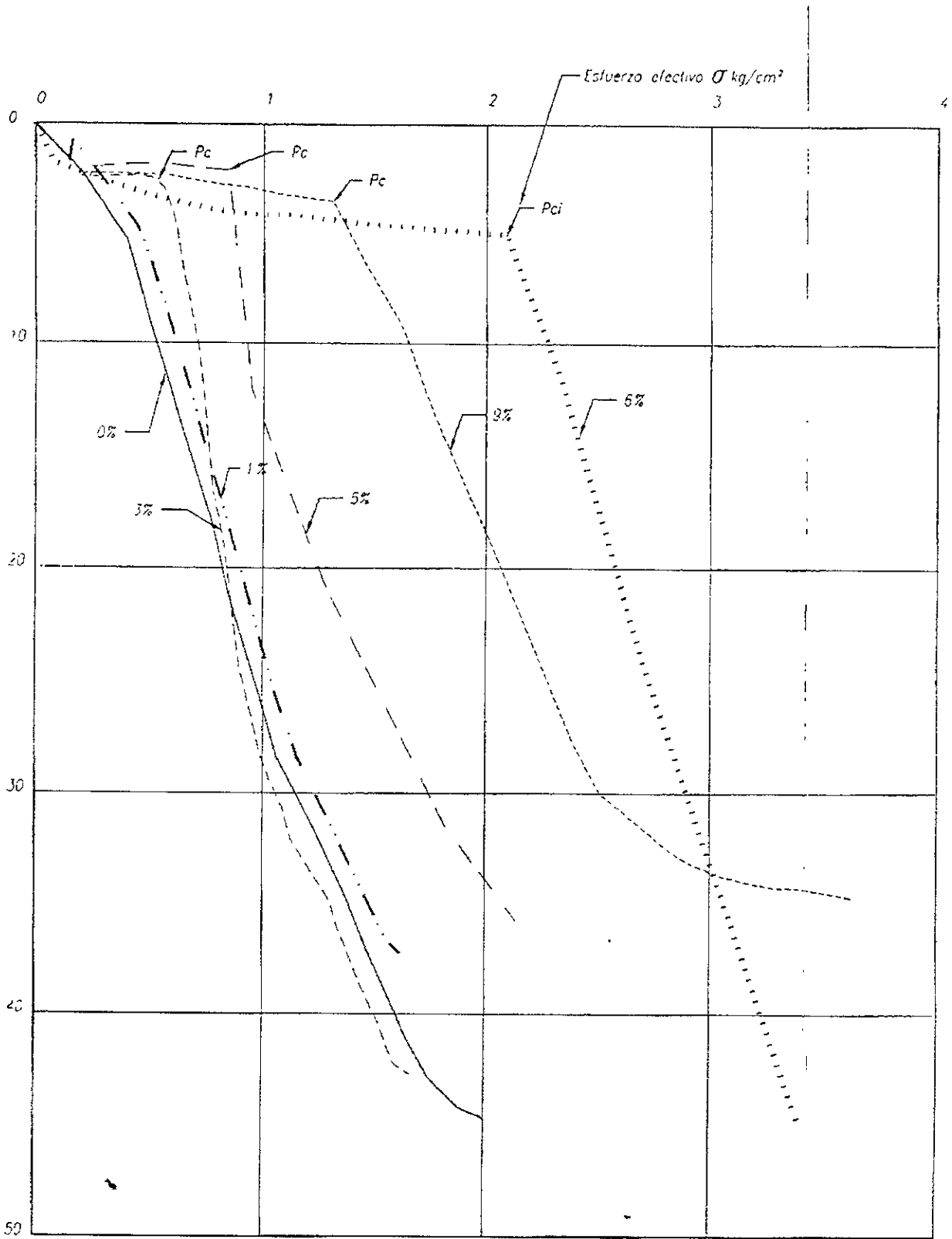


Figura 3.59 Curvas de deformabilidad a distintos porcentajes de inyección

RIGIDEZ PONDERADA

En las siguientes deducciones se plantea un criterio inicial para establecer la relación que deben satisfacer los módulos de compresibilidad del suelo en su condición inicial, del mortero o lodo fraguante que se inyecte y de la rigidez ponderada que alcanza la arcilla tratada.

Rigidez ponderada de la arcilla tratada (K_p)

$$K_p = (K_s + R K_m) / (1 + R)$$

K_p ; Rigidez ponderada ($K_p = 1 / m_p$) en kg/cm^2

m_p ; módulo de compresibilidad volumétrica ponderado

K_s ; módulo de rigidez inicial de la arcilla ($K_s = 1 / m_v$)

K_m ; módulo de rigidez de la mezcla inyectable ($K_m = 1 / m_m$)

m_m ; módulo de compresibilidad de la mezcla

R ; volumen unitario de mezcla inyectada, $R = (V_m / V_s)$ en m^3/m^3

Determinación de K_m necesaria para obtener una K_p requerida, para un R preestablecido.

$$K_m = ((1 + R) K_p) - K_s / R$$

Ejemplo:

Para obtener bajo la Torre Poniente una rigidez ponderada igual a la rigidez natural al centro del Sagrario, en la FAS:

Torre Poniente; $m_v = 0.155 \text{ cm}^2/\text{kg}$; $K_s = 1 / 0.155 = 6.45 \text{ kg}/\text{cm}^2$

Sagrario; $m_v = 0.075 \text{ cm}^2/\text{kg}$; $K_p = 1 / 0.075 = 13.30 \text{ kg}/\text{cm}^2$

Rigidez necesaria para volumen de inyección

$$R = 0.03 (V_{\text{mezcla}} / V_{\text{suelo}}); \quad K_m = (1.03)(13.3) - (6.45) = 242 \text{ kg}/\text{cm}^2$$

Esto da un módulo de compresibilidad de:

$$m_m = 1 / 242 = 0.0041 \text{ cm}^2/\text{kg}$$

Mezcla posible:

Arena pumítica + Cal + Bentonita

Nomenclatura:

P_s , fuerza que produce una deformación Δh en la arcilla

P_m , fuerza que produce una deformación Δh en el mortero

P_p , Fuerza que produce una deformación Δh en la arcilla tratada

m_s, m_m, m_p ; módulos de compresibilidad de la arcilla, el mortero y en la arcilla + mortero

P_p, P_m, P_s ; presión media efectiva que produce Δh , en arcilla, mortero, y arcilla + mortero

ξ , deformación unitaria lineal

A_s, A_m ; área de la arcilla y área del mortero

K_s , módulo de rigidez de la arcilla = $1 / m_s$

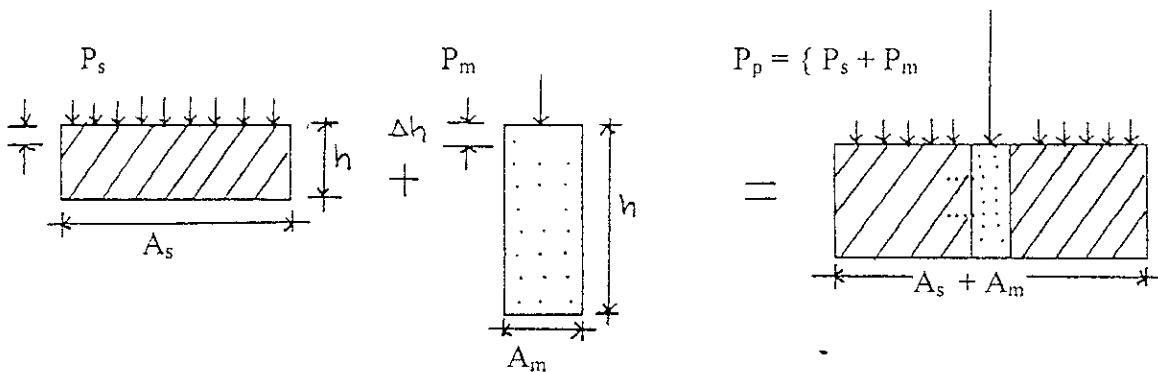
K_m , módulo de rigidez del mortero = $1 / m_m$

K_p , módulo de rigidez ponderado de la arcilla tratada

Arcilla

Mortero

Arcilla tratada



$$\Delta h = m_s P_s h$$

$$\Delta h = m_m P_m h$$

$$\Delta h = m_p P_p h$$

$$P_s = (\Delta h/h)(1/m_s) = \xi/m_s$$

$$P_m = (\Delta h/h)(1/m_m) = \xi/m_m$$

$$P_p = (\Delta h/h)(1/m_p) = \xi/m_p$$

$$P_s = P_s A_s = (A_s/m_s)\xi$$

$$+ P_m = (A_m/m_m)\xi$$

$$= P_p = ((A_s+A_m)/m_p)\xi$$

$$P_s + P_m = P_p$$

Dividiendo entre ξA_s :

$$(1/m_s) + (A_m/A_s)(1/m_m) = (1 + (A_m/A_s)) / m_p$$

$$(1/m_p) = ((1/m_s) + (A_m/A_s)(1/m_m)) / (1 + (A_m/A_s))$$

Sustituyendo: $1/m_p = K_p$; $1/m_s = K_s$; $1/m_m = K_m$; _____ (Módulos de rigidez)

$$K_p = (K_s + (A_m/A_s) K_m) / (1 + (A_m/A_s))$$

Pero: $A_m/A_s = V_m/V_s = R =$ **Relación volumen mortero / volumen suelo**

$$\boxed{K_p = (K_s + R K_m) / (1+R)}$$

Despejando K_m :

$$\boxed{K_m = ((1+R) K_p - K_s) / R}$$
 ----- **Rigidez necesaria del mortero de inyección**

$$K_p = (K_s + R K_m) / (1 + R)$$

$R =$ Volumen de mortero / volumen de suelo

$$K_s = 1 / m_{ps}$$

$$K_m = 1 / m_p \text{ mortero}$$

$$K_p = 1 / m_p \text{ _____ Rigidez ponderada}$$

MORTEROS DE INYECCIÓN PARA ARCILLAS

El objetivo que se persigue con este tratamiento es reducir los asentamientos en los estratos arcillosos del subsuelo mediante la inyección de mezclas cementantes aplicadas a presión, para formar una estructura cuyo esqueleto estará constituido precisamente por las láminas del cementante alrededor del pozo de inyección. Lo anterior permite uniformizar los asentamientos en una determinada área al variar la densidad y el volumen de inyección que se aplique en cada zona.

Pruebas de laboratorio. A continuación se describen de manera breve cada una de las series de pruebas realizadas en un estudio previo a la inyección en la Catedral, y se mencionan los resultados obtenidos de las mismas.

a) Mezclas No. 10 a 18. en esta serie de pruebas los elementos usados para las mezclas fueron: agua, cemento, cal y arena pumítica procedente del estado de México (Santa Fé), dosificados en peso; los contenidos de agua variaron entre 35 y 50%, la cal se mantuvo constante en todos los ensayos con 15%, el cemento varió desde 0 hasta 20% y la pómez del 13.5 al 35%. En la fig. 3.60 se presenta gráficamente la resistencia obtenida en cada una de las mezclas ensayadas a diferentes edades, apreciándose que la relación agua/cemento+cal efectivamente es el parámetro que gobierna la resistencia de las mezclas, al aumentar este factor las resistencias disminuyen.

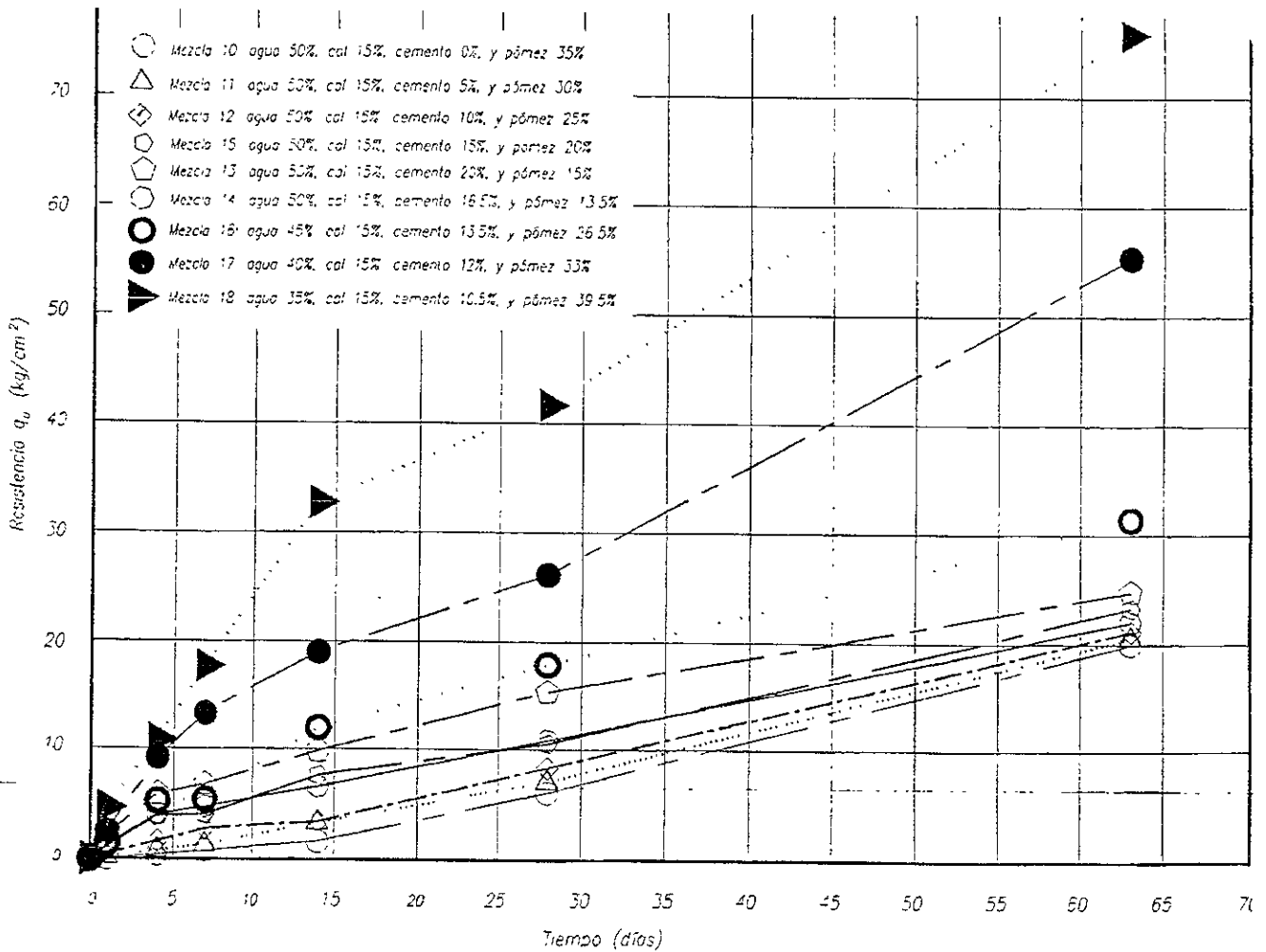


Figura 3.60 Curvas de resistencia a la ompresión simple contra tiempo (mezcla de inyección para mejoramiento del subsuelo del Valle de México).

c) Mezclas No. 19 a 23. la dosificación de los elementos es exactamente igual a las mezclas No. 10 a 13, pero la arena utilizada es de tipo andesítico. Las características de estas mezclas se presentan en la fig. 3.61. En esta se aprecia que efectivamente la resistencia de las mezclas elaboradas con arena andesítica es menor que las correspondientes elaboradas con arena pumítica, la cual al combinarse con el cemento y la cal produce incrementos de resistencia superiores al 40%.

Mezclas No. 10B, 13B, 17B, 10BR, 13BR, y 17 BR. Estas pruebas tuvieron como objetivo fundamental determinar las resistencias de las mezclas elaboradas con agua-cal-cemento y pómez a largo plazo, hasta un máximo de 153 días y conocer hasta que edad se alcanzaría el máximo de esta propiedad. De los ensayos se observó que la pómez al combinarse con la cal y el cemento produce incrementos de resistencia a largo plazo.

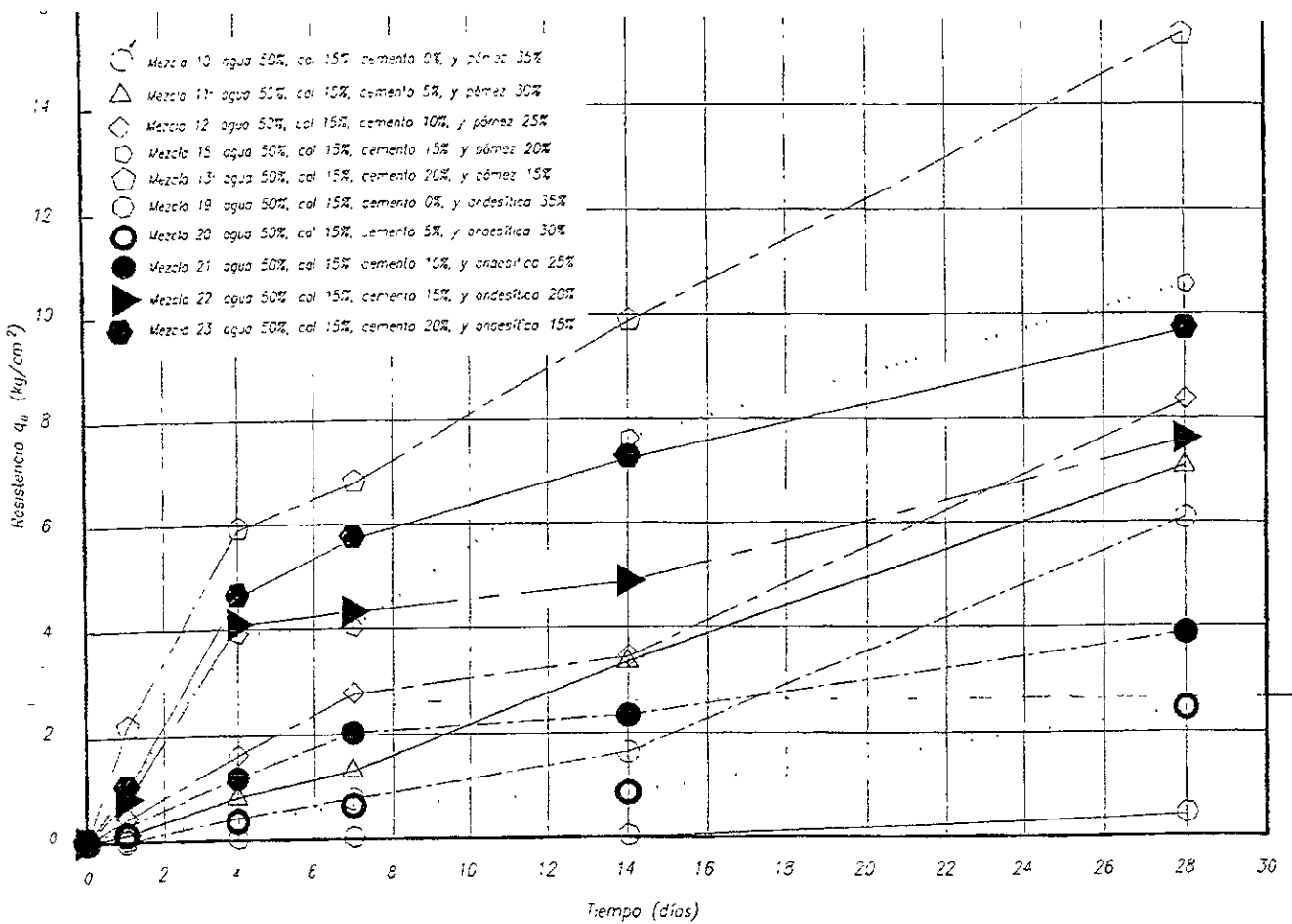


Figura 3.61. Curva de resistencia contra tiempo

d) Mezclas No. 13', 13 ADE, 13AE, y 13AD. La mezcla No. 13 de los ensayos anteriores se seleccionó como una de las más factibles para elaborar los morteros de inyección para el mejoramiento del subsuelo del Valle de México, debido a sus características de viscosidad, resistencia y costo; por lo que se efectuaron modificaciones a esta mezcla, la dosificación en peso de los materiales fue la siguiente: arena pumítica y cal 20 %, cemento 15% y agua 45%. En este caso particular se agregaron 3 tipos de aditivos (E, D, A) con la finalidad de mejorar las características de la mezcla en cuanto a fluidez, resistencia y segregación. En la tabla 9 se presentan las características de las mezclas mencionadas

Mezcla No.	AGREGADOS					ADITIVOS			P.V. kg/m ³	V.sc. Marsh seg	Velez gr/cm ²	Resistencia q _n kg/cm ²			
	arena pumítica	cal	cemento	agua	Rel A/C+C **	E	D	A				1 día	7 días	14 días	28 días
13'	20	20	15	45.00	1.28	—	—	—	1560	51	0.24 gr/cm ²	0.928	8.97	13.28	17.40
13 ADE	20	20	15	45.00	1.28	*	+	n	1510	47	0.08 gr/cm ²	1.045	9.41	13.50	19.56
13 AE	20	20	15	45.00	1.28	*	---		1512	52	0.13 gr/cm ²	1.028	6.97	11.35	18.37
13 AD	20	20	15	45.00	1.28	—	+		1497	53	0.19 gr/cm ²	0.971	8.03	10.01	16.81

E: endurecedor D dispersante A: anilina
 - D: 350 cm³ por 1 saco de cemento
 * E: 500 cm³ por 1 saco de cemento
 ** Relación agua cal + cemento

Tabla 9 Mezclas modificadas para el mejoramiento del subsuelo del Valle de México

CONCLUSIONES SOBRE MORTEROS

- 1.- Las mezclas con contenidos de agua igual o mayor al 50% presentan viscosidades comprendidas entre 30 y 60 s, muy adecuadas para ser bombeadas.
- 2.- Las mezclas en las cuales se combinó arena pumítica con cal y cemento alcanzan su resistencia máxima aproximadamente a los 280 días de edad, y a los 28 días se obtiene del orden del 30% de esa resistencia.
- 3.- Se compararon en los ensayos dos arenas pumíticas, una procedente de Pachuca y otra del estado de México (Santa Fé); con la primera arena, la resistencia es del orden de la mitad de la que se obtiene con la segunda, lo anterior debido a que la arena de Pachuca contiene un porcentaje considerable de finos arcillosos (29%), que contamina las mezclas y reducen su resistencia.
- 4.- Las mezclas en las cuales no se utilizó pómez, la resistencia máxima se obtiene a los 28 días de edad.
- 5.- La relación agua/cementantes (cal+cemento), es el parámetro que gobierna la resistencia de las mezclas ensayadas, al aumentar este la resistencia disminuye. Para relaciones de este parámetro menores a 1.5, las resistencias tienden a crecer rápidamente entre 20 y 70 kg/cm²; para valores mayores a este factor dicha resistencia decrece a valores cercanos a 0.5 kg/cm²

En la fig. 3.62. aparece la curva teórica que define aproximadamente la envolvente del comportamiento observado en esta serie de pruebas, la cual fue obtenida con la siguiente fórmula de aproximaciones sucesivas.

$$q_u = 5.458 e^{(1.5/R)^3}$$

donde: q_u = resistencia a la compresión simple (kg/cm²)

R = relación en peso agua / cal+cemento.

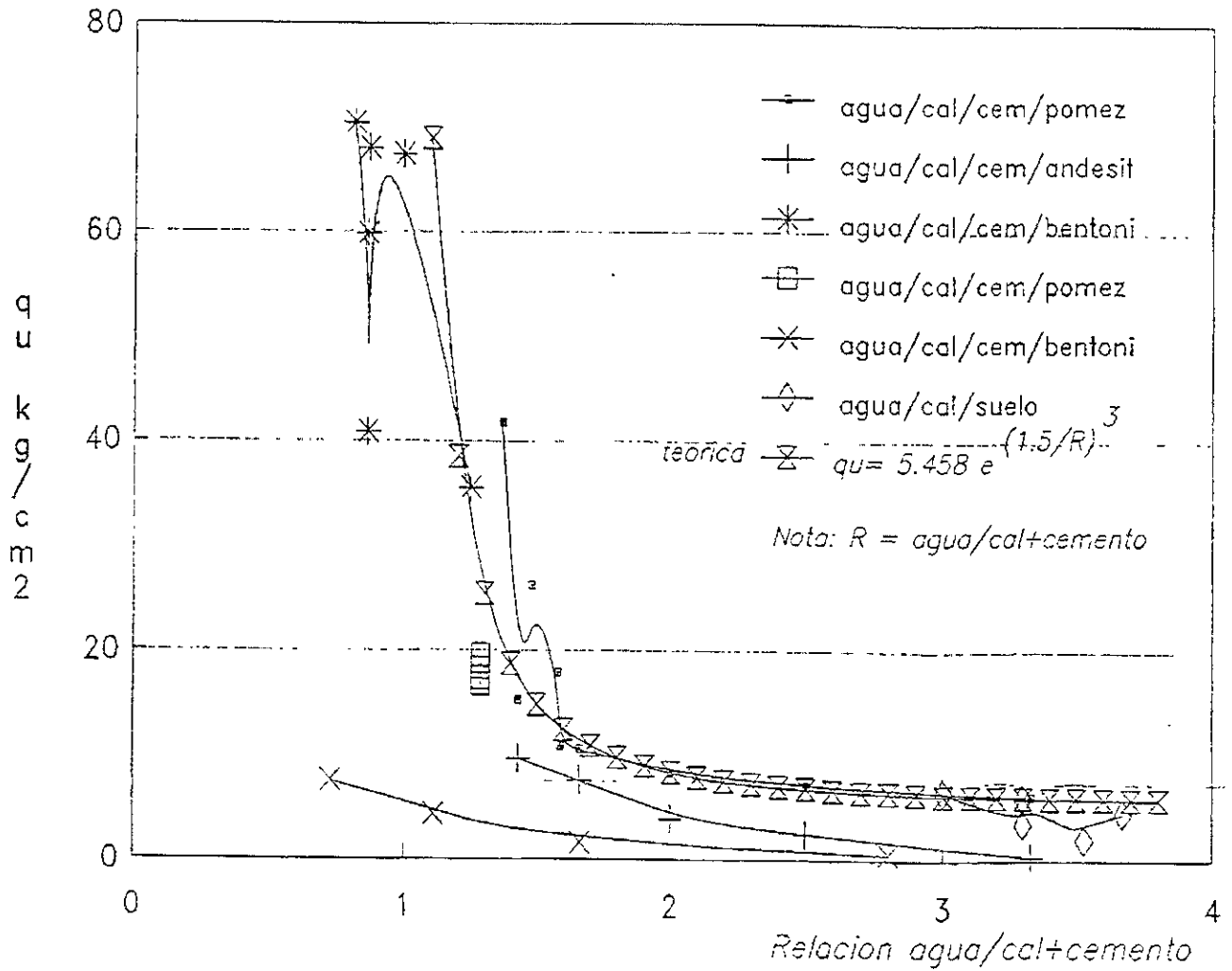


Figura 3 62, Relación agua/cal + cemento vs resistencia

Antecedentes. Los hundimientos diferenciales del Teatro Nacional, actual Palacio de Bellas Artes, se advirtieron desde la construcción de su plataforma de cimentación en 1906. Por ello, a partir de 1910 y hasta 1925 se decidió endurecer el subsuelo mediante campañas de inyección, primero de lechada de cemento y después de mortero fluido posiblemente constituido por cal y arena (fig. 3.63). El objetivo que se perseguía con esas inyecciones era detener los hundimientos, lo cual no se logró. Sin embargo, ahora se debe reconocer que con las inyecciones se alcanzó un gran triunfo pues aunque no se detuvieron los hundimientos se consiguió uniformarlos y con ello se evitaron daños en la estructura del teatro. Provoca admiración que en 1881 se hizo lo mismo en la estación del Ferrocarril Mexicano, en Buenavista. Desgraciadamente, no se ha encontrado información sobre ese primer trabajo de hace más de un siglo para reducir los asentamientos de un edificio en la ciudad de México.

Desde su inicio, la inyección del subsuelo del Teatro Nacional fue polémica pues muchos dudaron de su efectividad. En esa época, el fenómeno del hundimiento regional no se había aceptado. El caso perdió actualidad, la turbulencia política de esos años redujo el interés por el tema y finalmente el teatro quedó inconcluso. La información técnica fue archivada y sólo predominó el injusto juicio de que "la inyección no había servido". Esa experiencia casi olvidada es una notable anticipación de lo que hoy se desarrolla para modificar la compresibilidad del subsuelo en la Catedral Metropolitana. Estudios teóricos y experimentales. A mediados de 1997 se inició una investigación teórico-experimental con el objeto de evaluar la inyección de morteros como reductora de la compresibilidad del subsuelo. Se indagó de cuánto debía ser el volumen y cuáles las características de las inyecciones. Para valorar esa técnica se llevaron a cabo pruebas de campo en el vaso del lago de Texcoco, ensayos complementarios de laboratorio, estudios teóricos del fenómeno de fracturamiento hidráulico y simulaciones numéricas del efecto de la introducción de morteros fluidos en el subsuelo. Las pruebas de campo se realizaron en secuencia para aprovechar el conocimiento que gradualmente se fue acumulando; las primeras proporcionaron resultados pobres, pero después dieron unos mejores hasta que se volvieron totalmente exitosas.

Con base en estas investigaciones se comprendió que cuando se inyecta a presión un fluido dentro de una masa de arcilla muy blanda, como la de la ciudad de México, se producen fisuras y grietas a lo largo de planos cuya orientación depende del estado de esfuerzos existente dentro del terreno. Los morteros así inyectados penetran dentro de estas grietas formando láminas que, al fraguar, reducen la compresibilidad del volumen de suelo. Este mecanismo se conoce en la geotecnia como fracturamiento hidráulico y ha sido estudiado y descrito en investigaciones relacionadas con el comportamiento de presas de tierra y de túneles excavados en suelos blandos.

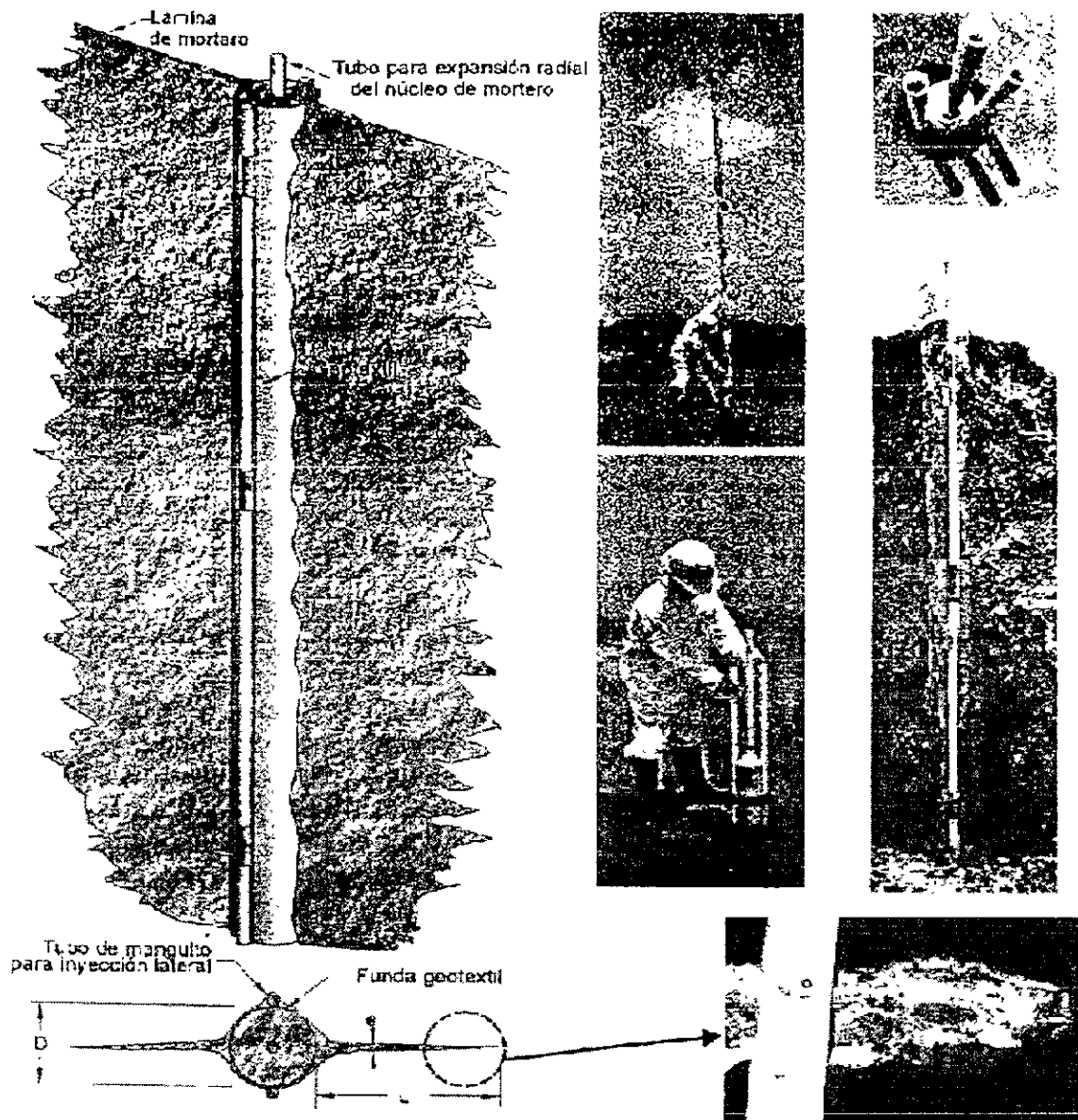


Figura 3.63 Vista antes, durante y después de la inyección del mortero

Resultados de las pruebas de campo. Para verificar la formación, longitud y espesores de las láminas de mortero de cemento y cal, se excavó una lumbrera de 4.2 m de diámetro la cual fue desplantada hasta la profundidad del tratamiento. Se estabilizaron sus paredes con concreto lanzado y reforzado con malla electrosoldada. También se instaló un sistema de bombeo eyector para llevar el fondo de la lumbrera hasta los 6.15.m de profundidad. Excavando en incrementos de 50 cm, se pudieron observar con todo detalle las láminas, que alcanzaron longitudes de 1 a 3 m (fig. 3.64). En la misma figura 3.64 se muestra un corte esquemático de la geometría de las láminas de mortero que se formaron en esta prueba. Finalmente, estos ensayos permitieron afinar las técnicas para precisar la cantidad de mortero inyectado y para generar la estructura de un conjunto de láminas.

En la Figura 3.56 se muestran imágenes de la fabricación del núcleo y de las láminas de mortero ya formadas. También se pudo verificar la integridad del núcleo de mortero, cuyo diámetro medio fue de 29 cm, lo que implica una expansión radial del 26 % del diámetro de la perforación.

Prueba de inyección en la Catedral. En diciembre de 1997 se inició una importante prueba de inyección en el atrio sur de la Catedral. Los resultados permitieron considerar a esta técnica como la más aplicable para enfrentar los hundimientos diferenciales de este monumento. La presencia del mortero inyectado en la masa arcillosa se verificó mediante un sondeo de muestreo inalterado en el que también se comprobó que la orientación de las láminas de mortero en la zona de tratamiento era acorde con las predicciones teóricas. Las muestras de arcilla inyectada se obtuvieron con un tubo muestreador de 40 cm de diámetro. Antes de tomar las muestras, se excavó un pozo a cielo abierto que atravesó el pedraplén y los rellenos prehispánicos.



Núcleo con láminas laterales de mortero inyectado

Figura 3 64 Núcleo con láminas laterales de mortero inyectado

ENDURECIMIENTO DEL SUBSUELO

Evaluación teórica de los asentamientos futuros de la Catedral y el Sagrario.

Los hundimientos debidos a las cargas de los templos, de las torres, de la modificación de la cúpula y de los muchos elementos arquitectónicos adicionados finalizaron en 1813. Por ello se tiene certeza de que los asentamientos que están ocurriendo y los futuros se deberán al abatimiento de la presión del agua del subsuelo, originado por el bombeo profundo. El pronóstico de la condición futura de la Catedral, que se presenta en la Figura 3.65, justifica la decisión de endurecer diferencialmente el subsuelo de la Catedral y el Sagrario, con el propósito de uniformar el hundimiento y mejorar el comportamiento de las estructuras.

Metodología para el diseño de la inyección.

El proyecto de endurecimiento de los estratos más blandos de arcilla que yacen bajo la Catedral se basó en una investigación geotécnica detallada sobre la estratigrafía, las condiciones hidráulicas del agua intersticial y las propiedades índice y mecánicas del subsuelo. Además, se midieron las velocidades de propagación de ondas mediante el cono sísmico y las condiciones de esfuerzo en el interior del terreno por medio del dilatómetro de Marchetti. Las velocidades de propagación de ondas de corte y el estado de esfuerzos medidos "in situ" se determinaron antes y después de la inyección. Quedaron establecidos como indicadores objetivos para evaluar, conjuntamente con las mediciones topográficas y las de bancos de nivel profundos, los efectos de la inyección en el mejoramiento del suelo tratado.

Zonas y porcentajes de inyección. El mortero de inyección recomendado para reducir la compresibilidad del subsuelo de la Catedral está compuesto por cantidades medidas de cemento, bentonita, arena pómez y aditivos. Los suelos endurecidos por la inyección son menos deformables que la arcilla natural. La reducción de la deformabilidad depende de la rigidez del mortero y del porcentaje de inyección. Este último concepto debe entenderse como la relación que existe entre el volumen de mortero y el del suelo por mejorar. Las perforaciones para realizar la inyección necesitan atravesar los espesores del pedraplén, de los rellenos arqueológicos y de la costra superficial y después profundizar en las arcillas de la Formación Arcillosa Superior hasta encontrar la Primera Capa Dura.

Los equipos y procedimientos que se utilizan cuando la perforación se hace desde las criptas difieren de los que se pueden emplear cuando se perfora desde el atrio.

Perforaciones desde las criptas. Se utilizaron equipos de perforación neumáticos y eléctricos adaptados para operar en las reducidas dimensiones de los pasillos de las criptas. También se montaron sobre bases móviles para facilitar su traslado. En cuanto a la herramienta de ataque, se utilizaron desde martillos neumáticos de fondo hasta brocas tricónicas, brocas "drag" simples y ampliadoras en la parte donde serían alojados los núcleos.

Perforaciones desde el atrio. En todas las zonas exteriores de ambos templos se utilizaron perforadoras pesadas, montadas sobre vehículos; sólo en algunos tramos se recurrió a máquinas sobre esquíes. Las perforaciones se realizaron de manera similar a las de las criptas, solamente que con diámetros mayores.

Endurecimiento del subsuelo de la Catedral y Sagrario. En la fig. 3.57 se muestran las áreas donde se endureció la Formación Arcillosa Superior del subsuelo de la Catedral y el Sagrario para aminorar las grandes diferencias en los hundimientos que aquejan a esas estructuras e implantar un mejor comportamiento. En esta figura se observa que los porcentajes de inyección varían de 2 a 7% en la Catedral y de 1 a 5% en el Sagrario. Se inyectaron 571 núcleos de mortero deformable con sus respectivas familias de láminas laterales. Estos núcleos se instalaron en la Formación Arcillosa Superior: 421 en la Catedral, 111 en el Sagrario y 39 en el museo. Esta distribución se decidió conforme ala zonificación de la compresibilidad del subsuelo y se ajustó conforme al método observacional. El volumen de mortero que se requiere inyectar es de 6934 m³, de los cuales, hasta noviembre de 2000, se aplicaron 4129 m³.

Inyección experimental. En la primera etapa (13 de noviembre de 1997 al 24 de enero de 1998) se inyectaron en la zona surponiente de la Catedral 179.5 m³ de mortero en 18 núcleos.

Inyección definitiva. Del 8 de septiembre de 1998 al 4 de junio de 1999, se inyectó la zona surponiente de la Catedral así como las esquinas nororiente y suroriente del Sagrario. La esquina surponiente de la Catedral se inyectó en dos etapas con el 50% de inyección del total requerido en cada una. Posteriormente, del 7 de junio de 1999 al 9 de septiembre de 1999, se inyectó la zona sur con el 2%; por último, se hizo lo mismo en la esquina nororiente, aunque en ella sólo se colocó una fracción del total proyectado. En el museo aún no se ha realizado la inyección de láminas.

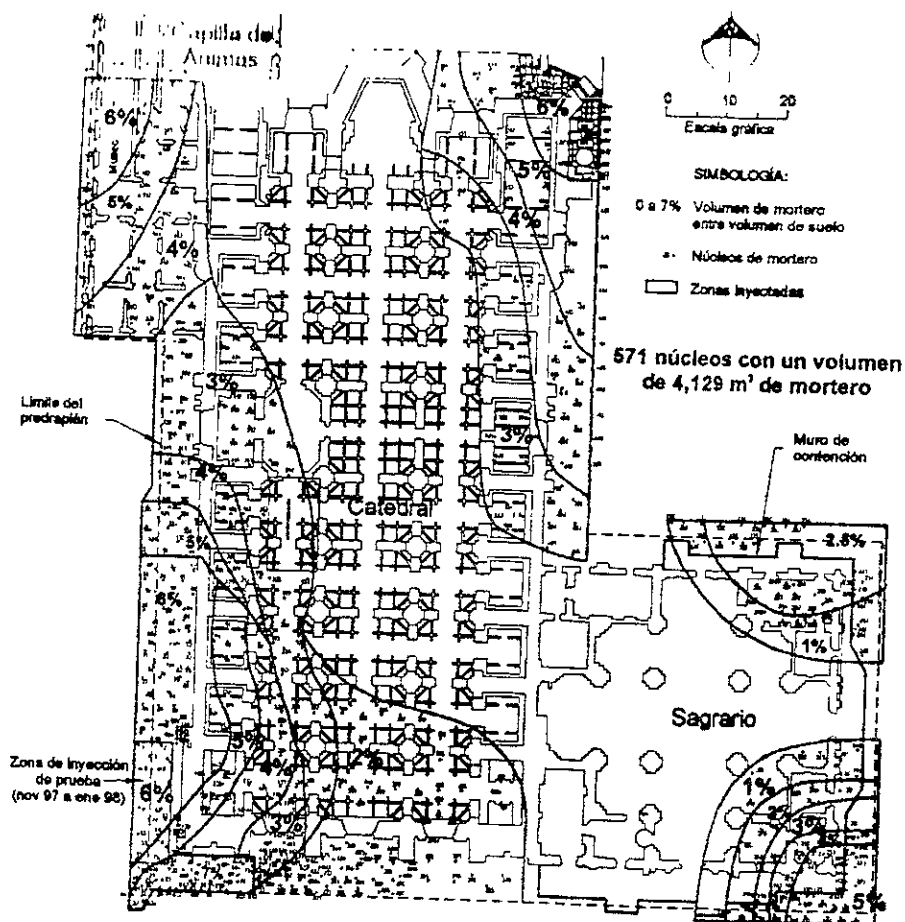


Figura 3.65 Inyección del subsuelo de la Catedral, Etapa 1ª, sep 98 a sep 99, Etapa 2ª, may a jul 2000

CAPITULO IV

IV. Evaluación del comportamiento para cada Solución Adoptada.

TEMA IV EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO PARA CADA SOLUCIÓN ADOPTADA

IV.1 CONDICIONES DEL SUELO Y LA ESTRUCTURA HASTA 1991

CONDICIONES DE LA ESTRUCTURA.

El 11 de abril de 1989 una gran precipitación pluvial reveló las severas fracturas de la Catedral sufridas por el acelerado hundimiento diferencial entre la zona de la Sacristía y la Torre Poniente, el desnivel entre estas es ya de 2.4 m y la cúpula se ha desplazado 77 cm desde 1664. Las grietas y los desplomes en la mayoría de las columnas y fachadas, además de las grandes goteras en distintas zonas eran ya evidentes, lo cual catalizó las preocupaciones por la conservación de este monumento, dando lugar a los trabajos realizados.

El 23 de abril de 1989, quince días después de que se presentó el problema, la SEDESOL (en ese entonces SEDUE), invitó a un grupo de destacados profesionistas a que formaran una "Comisión Asesora" que se encargaría de analizar la problemática geotécnica y estructural de la Catedral Metropolitana. En febrero de 1990 dicha Comisión presentó un primer informe ante un grupo de especialistas convocados por la Subsecretaría de Desarrollo Urbano.

Como resultado de dicha reunión se decidió aprobar la propuesta de llevar a cabo un programa piloto de subexcavación experimental en el templo de San Antonio Abad, cuyos estudios y trabajos preliminares se terminaron en octubre de ese mismo año.

La subexcavación del monumento dio inicio en noviembre de 1990 y se terminó en junio del año siguiente. Dado lo alentador de los resultados obtenidos con el programa y con base en los estudios que paralelamente se hicieron para la Catedral y el Sagrario Metropolitanos, la "Comisión Asesora" decidió presentar formalmente la propuesta de llevar a cabo los trabajos de corrección geométrica de la Catedral mediante el método de subexcavación.

CONDICIONES DEL SUELO.

Antes de comenzar con los trabajos referentes a la subexcavación, se llevó a cabo un programa de exploración geotécnica con el objeto de conocer detalladamente la estratigrafía bajo la Catedral y el Sagrario y para determinar las propiedades del subsuelo, principalmente su compresibilidad. En la etapa de estudios previos, en 1989, se efectuaron 21 sondeos verticales con cono eléctrico y dos de muestreo inalterado continuo.

El cono eléctrico es un dispositivo que se hincó dentro del terreno con una velocidad de penetración constante. Arriba de su punta cónica se coloca una celda electrónica con la que se mide la resistencia del suelo a la penetración de la punta. Esta oposición depende de dos factores: a) la compresibilidad del suelo y b) la propia resistencia del suelo al esfuerzo cortante. La resistencia se correlaciona con ambos.

Nivel freático años 1990 y 91. El nivel freático antes de iniciar los trabajos de corrección geométrica de la Catedral, se encontraba, en los lados norte y poniente de la catedral en promedio en la cota 2225.0, a una profundidad del orden de 7.0 m, hacia el sur del templo se ubicaba entre las cotas 2224.6 y 2224.3 como lo detectaron los instrumentos. En la zona del Templo mayor el nivel freático se encontraba 2.5 m más arriba que en el área de la Catedral, en donde se encontraba a una profundidad de 4.5 m, cota 2227.6. El colector semiprofundo que pasa al sur de la Catedral, funciona como dren y el cajón del metro también afecta el nivel freático, aunque en menor magnitud; combinadamente estas dos estructuras lo abaten unos 7 m de profundidad en el área de la Catedral

Niveles piezométricos en 1990 y 91. Al igual que los tubos de observación, los piezómetros en general registraron incrementos de presión en el agua durante los años de 1990 y 91, con un valor máximo de 0.25 kg/cm^2 . A 26.7 m de profundidad, a 39.0 m, a 44.0 m, a 50.5 m y a 53.0 m se redujo la presión de agua en el año de 1990 en 0.1, 1.65, 1.8, 2.3 y 1.8 kg/cm^2 respectivamente. En 1991 las presiones en los diferentes instrumentos permanecieron sensiblemente constantes.

Corte estratigráfico ilustrativo. Los tres sondeos de cono eléctrico realizados en frente de la Catedral y el sagrario permitieron elaborar el corte estratigráfico el cual se muestra en la figura 4.1 En ella se advierte que en la colindancia de ambos templos el suelo presenta mayor resistencia, ya que es el punto que ha recibido la mayor carga de templos aztecas, de relleno arqueológico y de las dos pesadas estructuras coloniales. En cambio, hacia ambos extremos del corte se observa que la resistencia se reduce a casi la mitad. Esta situación ha provocado que la parte sur de la Catedral se incline hacia el poniente y el sagrario lo haga hacia el oriente. En la misma figura también se muestran los espesores y profundidades de los estratos más significativos de la secuencia de suelos del sitio. La resistencia entre 5 y 36 m de profundidad varía entre 5 y 10 kg/cm^2 mientras que de 36 a 45 m la variación es de hasta 100 kg/cm^2 .

Deformaciones en el subsuelo. Con la información de los conos eléctricos, se pudo definir la profundidad del contacto entre el relleno y la costra natural, superficie originalmente plana que debido a la consolidación inducida por las pirámides aztecas, sufrió depresiones de hasta 10 m de profundidad.

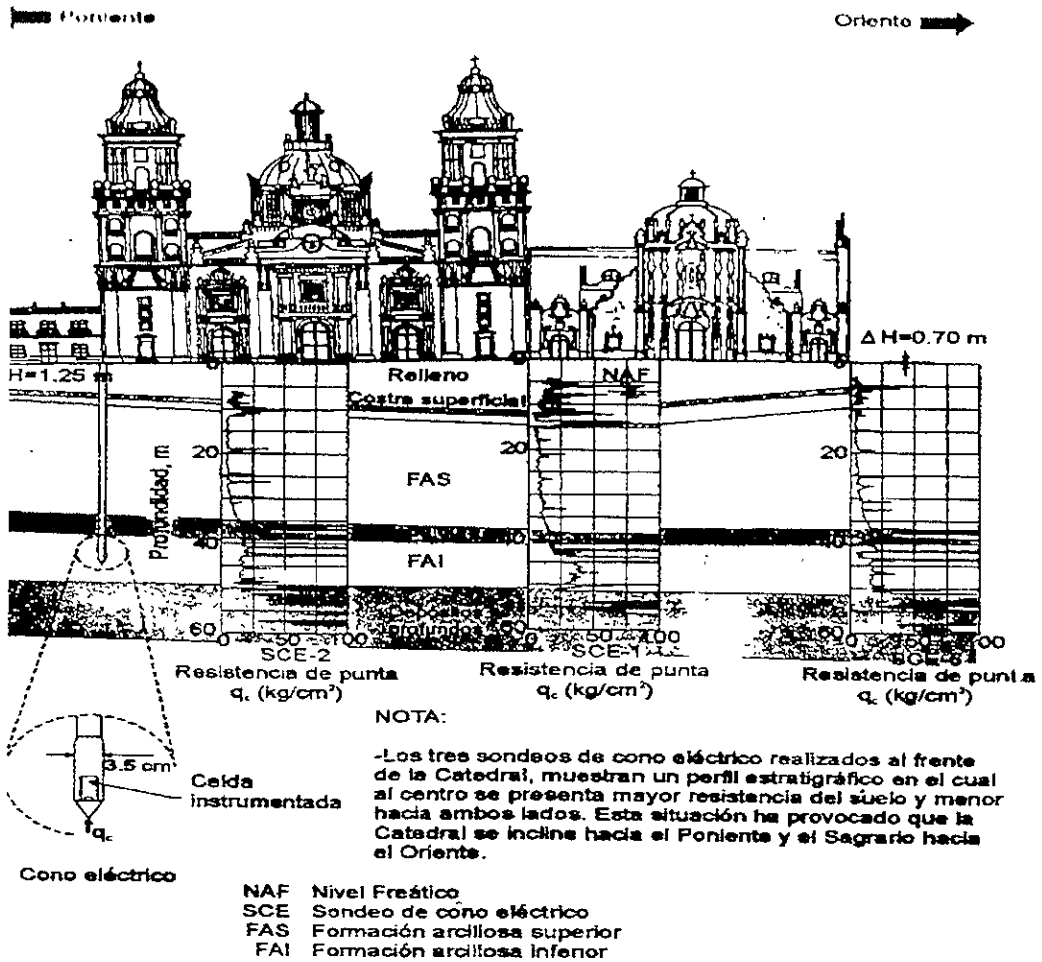


Figura 4.1 Estratigrafía ilustrativa del sitio y desniveles de la superficie.

Mediciones de la presión de agua en el suelo en 1990. Para completar el conocimiento de las condiciones del subsuelo del sitio, se midieron las presiones del agua intersticial en diferentes profundidades y para ello se instaló la estación EP-1 localizada en el atrio sur de la Catedral. En la figura 4.2 se observa que entre 0 y 20 m de profundidad existe una tendencia hacia la hidrostática, a partir de esta última profundidad comienza a registrarse pérdida de presión del orden de 1.8 kg/cm² en la primera capa dura a 38 m de profundidad y de 2 kg/cm² en los depósitos profundos a 53 m de profundidad.

Estimaciones de la presión de agua esperada en el futuro. A partir de la distribución de presiones en el agua intersticial medida en la estación piezométrica EP-1, se puede estimar que dichas presiones descenderán lentamente y que en el futuro se podrá definir un manto de agua colgado por la infiltración de lluvia y por fugas de tubería de agua y drenaje.

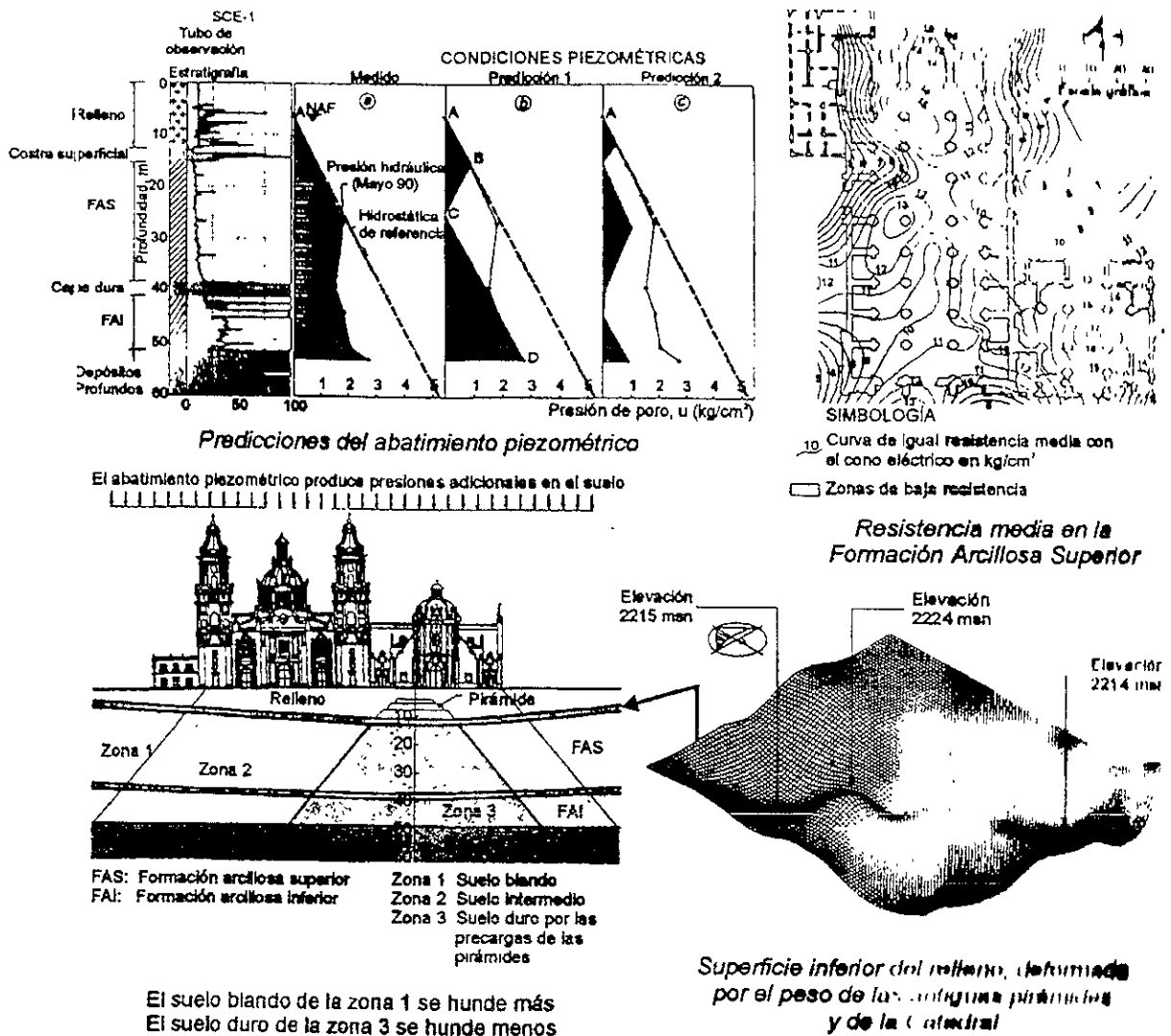


Figura 4.2. Características del subsuelo.

DIAGNÓSTICO GEOTÉCNICO.

Los asentamientos acumulados a lo largo de 419 años, desde el inicio de la construcción hasta finales del año 1989, generaron un hundimiento diferencial de 2.42 m entre el Ábside y la Torre Poniente su desarrollo debe interpretarse como la suma de dos factores: a) la consolidación provocada por el peso de los templos aztecas preexistentes y el de la estructura colonial, y b) el hundimiento regional de la ciudad. Este último ha sido determinante en la generación de hundimientos diferenciales durante los últimos 150 años, a él se debe que la Zona Poniente se haya hundido 87 cm entre 1907 y 1989. Las velocidades de hundimiento anual se obtuvieron a través de las mediciones que se realizaron en el periodo comprendido entre el 7 de enero y el 2 de septiembre de 1991, que fue el mayor lapso del que se dispuso para efectuar las observaciones antes del comienzo de los trabajos de la subexcavación. Anualmente, la Torre Poniente se hundía 12 cm con respecto a la parte central de la nave, la esquina suroriente del Sagrario se asentaba 16 mm en relación con su parte central y el hundimiento del museo era 26 mm tomando como referencia el altar mayor.

De los resultados anteriores, se concluyó que las distorsiones que tenían las estructuras, sumadas a las futuras que provocarían el hundimiento regional, generarían una condición de esfuerzos que pondría en gran riesgo la estabilidad de los templos.

Condiciones piezométricas. Para 1991 la presión de agua intersticial dentro de la masa de suelo variaba hidrostáticamente hasta 27 metros de profundidad; en la base de la primera serie arcillosa superior, el abatimiento de esta presión debido al hundimiento regional profundo, era del orden de 2 kg/cm^2 . Estas condiciones se han modificado en el transcurso del proyecto, debido principalmente al bombeo local que se efectuó para ejecutar los trabajos.

Desde 1989 y hasta 1991, el hundimiento diferencial máximo era de 2.4 m. Los hundimientos diferenciales en el último siglo constituyen aproximadamente el 16 % del asentamiento regional total producido por el bombeo en la zona de la catedral

Asentamientos en el sagrario. La información es muy escasa y por ello muy difícil reconstruir su historia. En 1972, el hundimiento diferencial era de 70 cm, con una velocidad que promediaba 2.9 mm/mes.

En julio de 1991 la SEDUE lanzó la convocatoria pública para la "Realización del Proyecto y las Obras para la Corrección Geométrica de la Catedral y el Sagrario Metropolitanos Mediante la Aplicación del Sistema de Subexcavación Controlada o Propuesta Alternativa, para la cual se recibió una sola propuesta.

Posteriormente, y de acuerdo con lo estipulado en el punto No. 15 del "Pliego de Requisitos" para el concurso, el 5 de agosto de 1991 la "Comisión Asesora" se reunió con el objeto de revisar y dictaminar la propuesta presentada, llegándose a la conclusión de que ésta reunía las características técnicas para la realización del proyecto y las obras de referencia, razón por lo cual fue aprobada. La Comisión concluyó que "hay consenso del grupo asesor en cuanto a la viabilidad del proyecto de subexcavación para la corrección estructural de la Catedral y en iniciar las obras a la brevedad posible".

IV.2 EVALUACION DEL COMPORTAMIENTO DESPUÉS DE LA SUBEXCAVACIÓN Y HASTA 1998

HUNDIMIENTOS Y CORRECCIONES LOGRADAS

HUNDIMIENTOS.

Después del inicio de la subexcavación se aceleran los hundimientos en toda el área estudiada; los mayores hundimientos se provocaron en la zona nororiente. Durante las primeras tres etapas de subexcavación, del 23 de agosto de 1993 al 19 de abril de 1994, los asentamientos correctivos se concentran en la zona norte de la Catedral, entre los ejes B y E y 1 a 6. En la cuarta etapa de subexcavación se inducen mayores hundimientos en la zona del ábside y disminuyen progresivamente hacia el sur; además, se facilitó el giro hacia el norponiente en el Sagrario, limitando los asentamientos de su fachada oriente con el auxilio de los pilotes de funda que se instalaron en esa zona. Para intentar que los templos se muevan en conjunto como un cuerpo rígido.

La magnitud de los hundimientos y giros correctivos fue aumentando progresivamente desde que se inició la subexcavación. A partir del segundo semestre de 1994 se logra inducir asentamientos y giros correctivos que provocan movimientos que se acercan a los de cuerpo rígido en la Catedral y el Sagrario, la primera se ha hundido hacia el NE y el segundo hacia el NW, compensando y corrigiendo los hundimientos y desplomos que presentaban en las direcciones opuestas.

La velocidad de hundimientos correctivos inducidos disminuyó en los últimos tres meses debido, a que se disminuyó el volumen de material extraído en la parte central de Catedral y Sagrario; y a que la contribución del bombeo se redujo como resultado lógico de la evolución del proceso de consolidación en la arcilla provocado por esta causa. En el primer semestre de ese año la tasa de hundimientos llegó a ser hasta de 30.0 mm/mes y en el segundo de 12.0 mm/mes. El 17 de octubre de 1994 se incrementó en 70% el volumen de material subexcavado, con el fin de recuperar la velocidad de hundimiento observado durante los primeros meses de ese año.

El complejo marco de hundimientos en la zona del centro histórico, hizo necesario medir los niveles topográficos del entorno de la Catedral y precisar su hundimiento respecto al Banco de Nivel Atzacocalco, al cual están referidos los bancos profundos instalados en el atrio del templo.

Bancos de nivel profundos. Los bancos profundos que se instalaron para medir la magnitud del hundimiento regional en la zona de la Catedral, son instrumentos capaces de eliminar la influencia de la fricción negativa, en el atrio poniente de la Catedral se instalaron cuatro bancos de este tipo, desplantados a 40, 60, 80 y 100.4 m de profundidad. Los bancos desplantados a 40 y 60 m empezaron a operar en junio de 1990 y los otros dos, instalados a 80 y 100 m de profundidad, en marzo de 1991, ver fig. 4.3 El comportamiento de esos bancos se advierte por la tendencia a sobresalir del tubo interior, en la fig. 4.4 se muestran las mediciones tomadas durante 400 días, previos al 30 de abril de 1992; en ellos se observa que los bancos de 80 y 100 m de

profundidad salían a razón de 7.2 cm/año. En la fig. 4.5 se observa el asentamiento regional de la tangente interior del calendario azteca.

En la fig. 4.6 Y 4.7 se representan mediante mallas los hundimientos, en la superior los diferenciales acumulados y los corregidos hasta octubre de 1994; esta misma malla simplificada se muestra en la parte inferior, sin los hundimientos diferenciales históricos, dejando sólo los correctivos, que alcanzaron 35 cm.

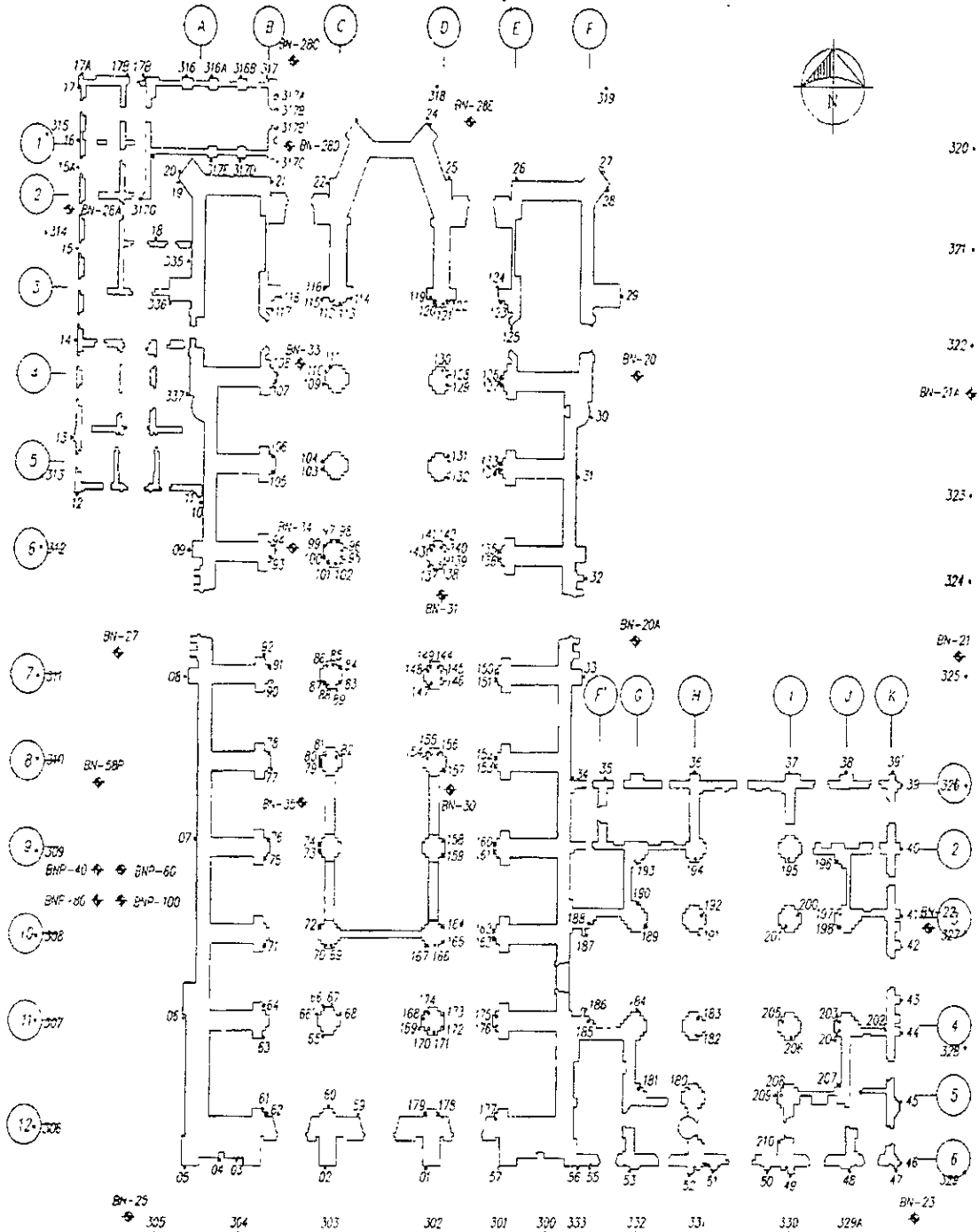


Figura 4.3 Puntos de control topografico

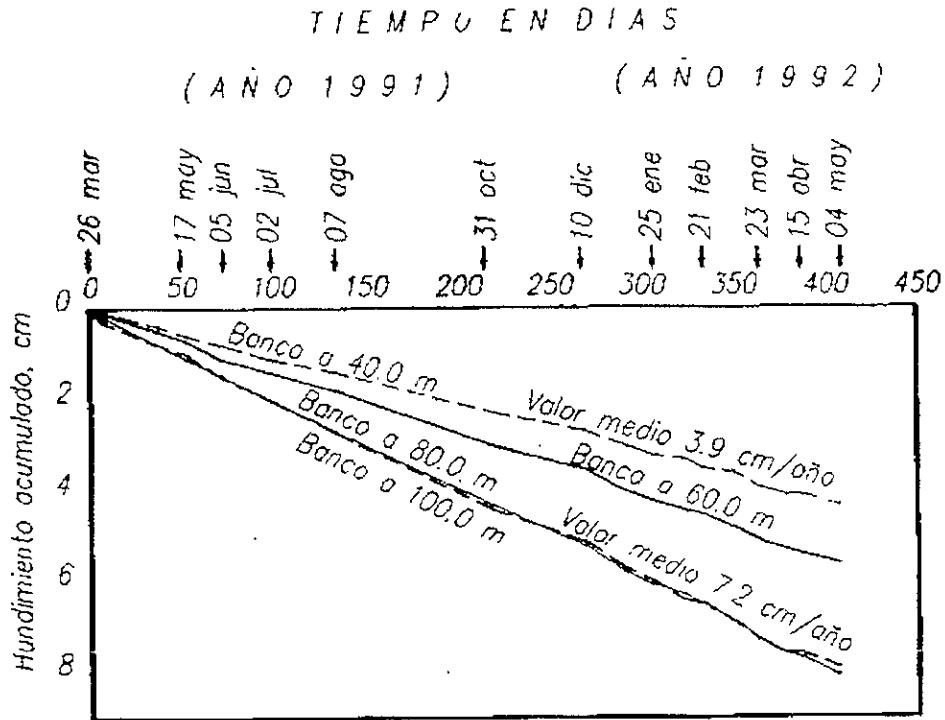


Figura 4.4 Medición de asentamientos de los bancos profundos

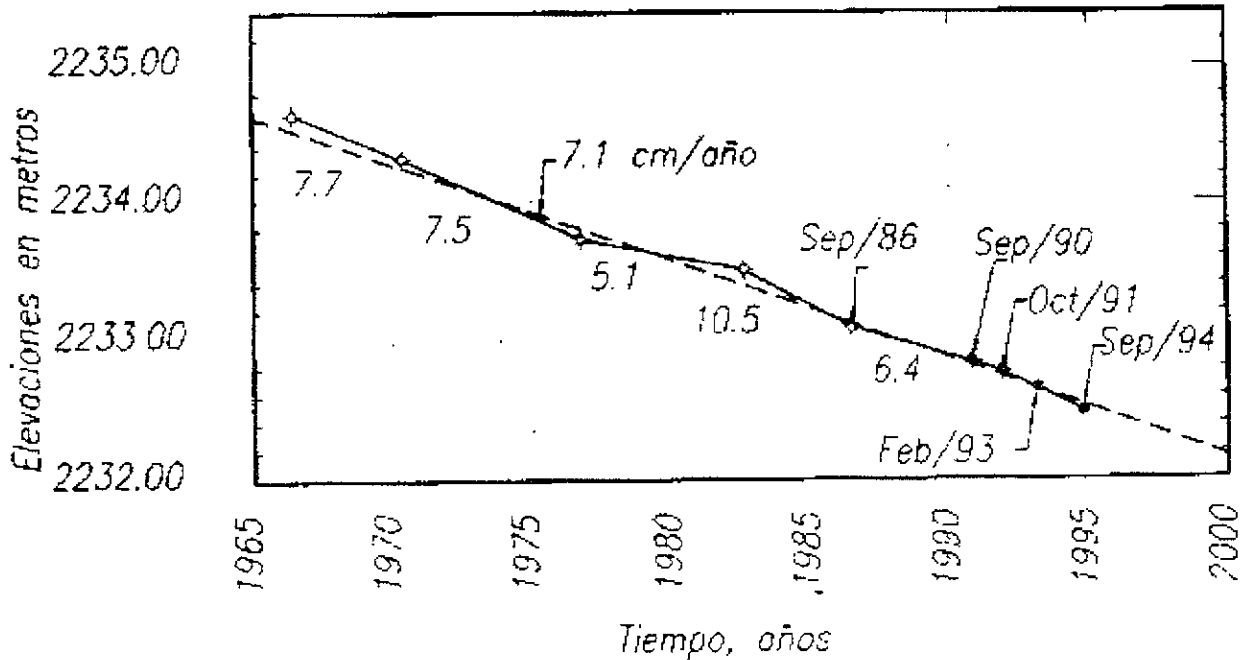


Figura 4.5 Asentamiento regional de la tangente interior del calendario azteca (TICA)

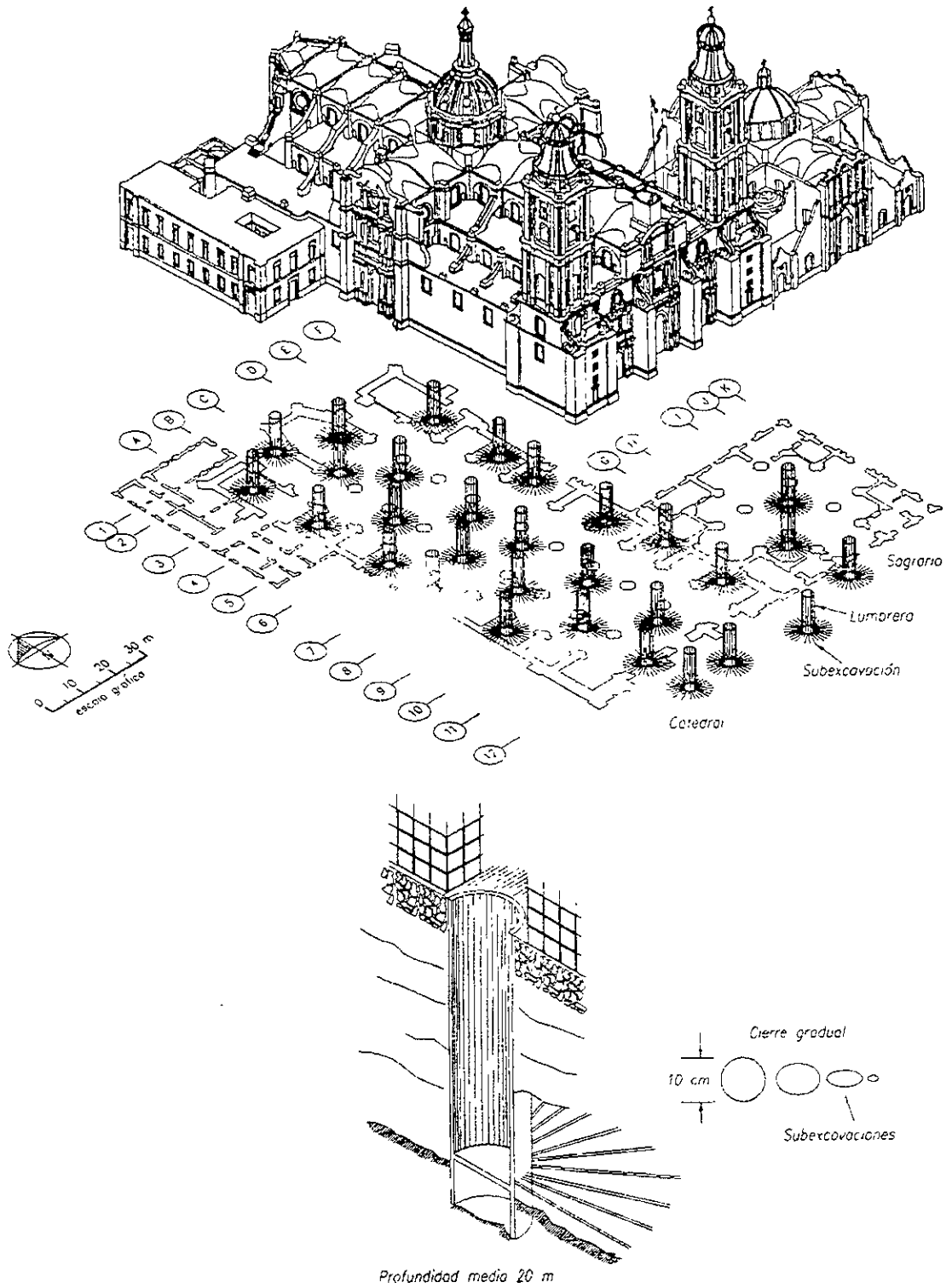


Figura 4.6 Lumbreras para la subexcavación

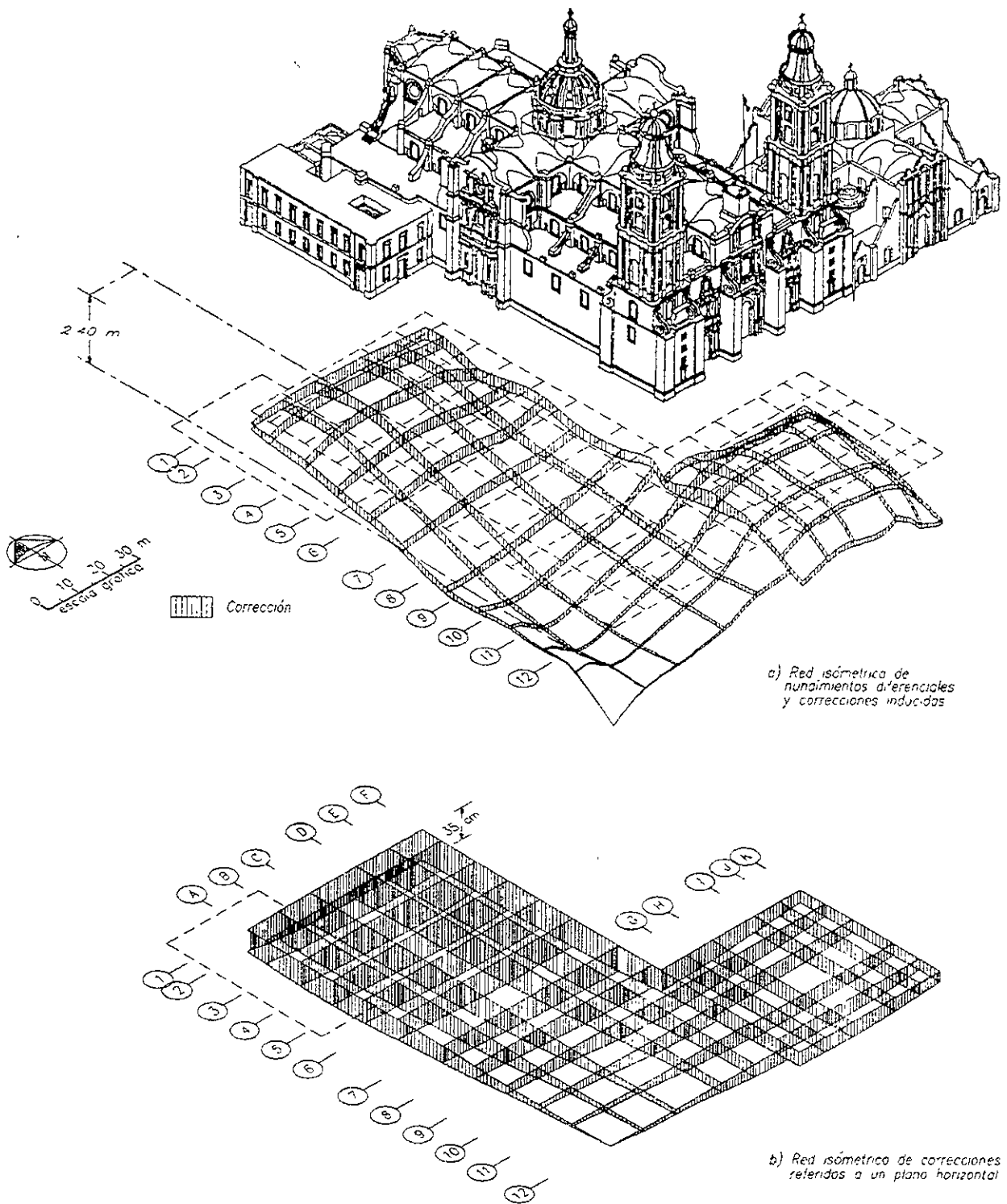


Figura 4.7 Morfología de los hundimientos acumulados y corregidos hasta octubre de 1994

Para actualizar la información sobre la magnitud del hundimiento de la referencia TICA y verificar su velocidad de hundimiento, desde septiembre de 1990 se han realizado nivelaciones topográficas desde el Banco Atzacualco. La diferencia en las cotas obtenidas en cada una de las nivelaciones y la dispersión en los errores obtenidos de 1990 a marzo de 1991, obligó a la instalación de los bancos profundos en el atrio poniente de la Catedral, de los cuales el BNP100 forma parte. En la Tabla 4.1 se anotan las elevaciones del banco de nivel de 100.4 m, realizadas en 1991, 93 y 94.

Hundimiento regional. Las velocidades de hundimiento regional se mantuvieron constantes hasta que se inició el bombeo de las lumbreras de la Catedral y el Sagrario, lo que produjo consolidación de la serie arcillosa superior.

La evolución de los niveles de la referencia TICA (Tangente Inferior del Calendario Azteca), recopilada por la Gerencia de Aguas del Valle de México, desde finales del siglo pasado y hasta 1986, muestra que en los últimos 29 años se registró un hundimiento promedio de 7.1 cm/año, fig. 4.5 La comparación de las figs.4.4 y 4.5 con velocidades de hundimiento iguales, conlleva a admitir que el hundimiento regional ocurre entre la superficie y una profundidad menor que 80 m.

Hundimientos profundos. El análisis de la Tabla 4.1 demuestra que el banco de 100.4 m de profundidad se está hundiendo; tentativamente se puede definir que lo hace con las velocidades mostradas en la Tabla 4.2; Si las diferencias de la Tabla 4.1 no se deben a errores topográficos, se deberá admitir que el hundimiento regional profundiza a más de 100 in; esto modificaría lo que se explicó en publicaciones anteriores que los bancos profundos de Catedral BNP-80 y 100 habían sobresalido a una velocidad de 7.2 cm/año, en un lapso de 400 días y que al coincidir con los 7.1 cm/año medidos con nivelaciones topográficas, demostraba que no había hundimientos a profundidades mayores de 80 m.

Fecha	Empresa	Elevación BNP-100		Elevación TICA
		Original	Recortado	
Ago. 91	1	2230.831		2232.760
31 Oct 91	2	2230.843 2230.782	2230.596	2232.640
16 Feb. 93	3	2230.765	2230.579	
Feb. 93	1	2230.788	2230.602	
Jul. 94	3	2230.754	2230.568	
22 Sept. 94	1	2230.752	2230.566	
23 Sept. 94	3	2230.751	2230.565	2232.478
23 Sept. 94	4	2230.752	2230.567	2232.479
Sept. 94	5		2230.554	

Tabla 4.1 Elevaciones del banco de nivel BNP-100

Fecha	Empresa	Diferencias	Velocidad de hundimiento en cm/año
Oct. 91 - Sept. 94	3	(0.782-0.751) 12/35	1.1
Feb. 93 - Sept. 94	3	(0.765-0.751) 12/19	0.9
Ago. 91 - Sept. 94	1	(0.831-0.752) 12/35	2.6
Feb. 94 - Sept. 94	1	(0.788-0.752) 12/19	2.2

Tabla 4.2. velocidades probables de hundimientos.

CORRECCIONES LOGRADAS

Corrección lograda. La información topográfica histórica sobre los hundimientos diferenciales que han dañado a la Catedral se conoce a partir del año de 1907, está restringida a la superficie definida por los plintos de las columnas y pilastras y por ello no llega al ábside ni a los muros de la fachada sur ni laterales. En la fig. 4.8 se reproducen tres configuraciones la de 1934 como indicativa de la corrección propuesta por el Dr. López Carmona, la que se tenía en diciembre de 1989, previa al inicio de los trabajos, y la que se tenía en octubre de 1994. En la gráfica del recuadro se interpreta que la configuración actual de esta última fecha correspondía a la del año de 1960, es decir con los trabajos hasta ahora realizados se han evitado los hundimientos diferenciales que hubieran sufrido la Catedral y el Sagrario durante los dos años de trabajo; asimismo, se han borrado los hundimientos diferenciales acumulados en los 30 años precedentes, provocados como consecuencia del hundimiento regional que afecta a la ciudad; Para interpretar el comportamiento de la Catedral, el Sagrario, la Capilla de las Animas y el Museo, se presentan gráficas de las velocidades de hundimiento anualizado de algunos puntos de control localizados en las estructuras antes mencionadas, como función de tiempo, figs. 4.9 a 4.12; las velocidades están referidas a la columna C-3. Los puntos de nivelación se seleccionaron por su cercanía a las esquinas de las estructuras. La evolución de los asentamientos en los puntos característicos permite visualizar globalmente el comportamiento de estas estructuras desde el inicio de los trabajos de construcción de las lumbreras en octubre de 1991, hasta la fecha.

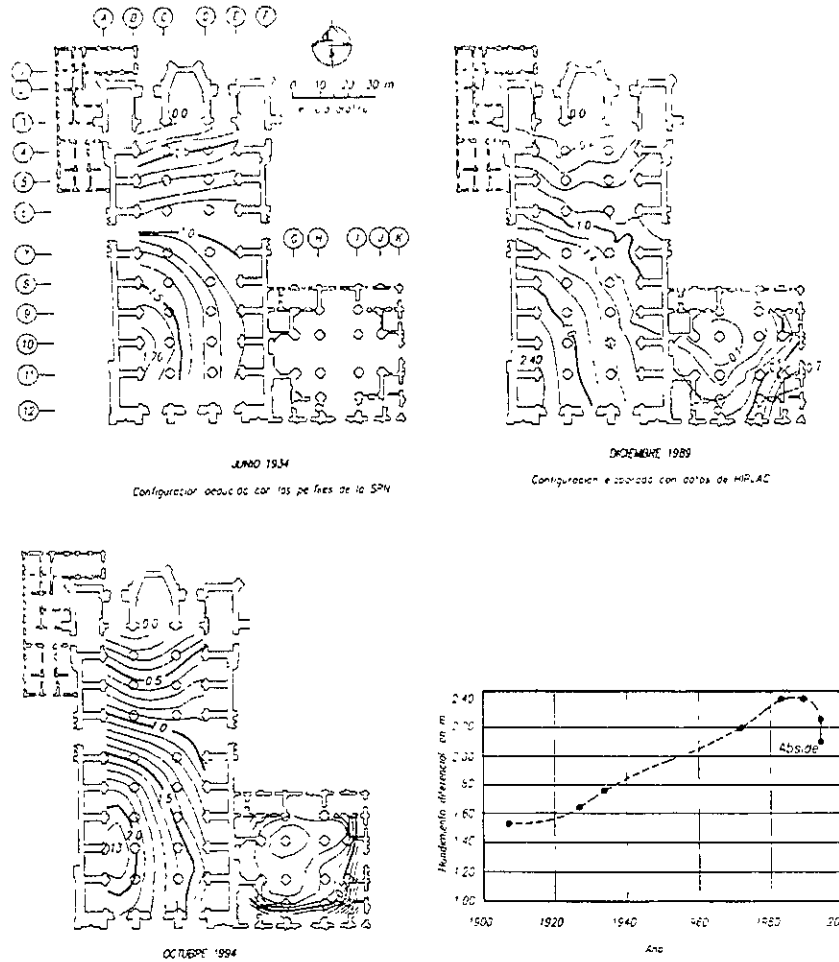


Figura 4.8 Hundimiento diferencial, b10-c3

En la Catedral. En la fig. 4.9 se aprecia que la velocidad de hundimiento de las torres es positiva, lo cual indica que emergen con relación a la columna C-3.

En el Sagrario. En la fig. 4.10 se aprecia que durante la construcción de las lumbreras, octubre de 1991 a abril de 92, las esquinas NE y NW del Sagrario se hundieron menos que los otros puntos característicos ubicados en esta iglesia.

En la Capilla de las Animas. Este edificio tiene un comportamiento diferente al que se presenta en la zona norte de la Catedral, ya que se recimentó con 10 pilotes de punta con funda y control. En la fig. 4.11 se observa que el punto localizado al NW se hunde menos que los demás, mientras que el punto SE es el que tiene una mayor velocidad de descenso.

En el Museo. La fig. 4.12 ilustra el comportamiento del Museo; en ella se observa que la zona norte de edificio tiene una menor velocidad de hundimiento que la sur. También es aparente que el edificio del Museo gira hacia el oriente, siguiendo las mismas tendencias que la Catedral. Este giro contrarresta el desplomo general del edificio en la dirección opuesta.

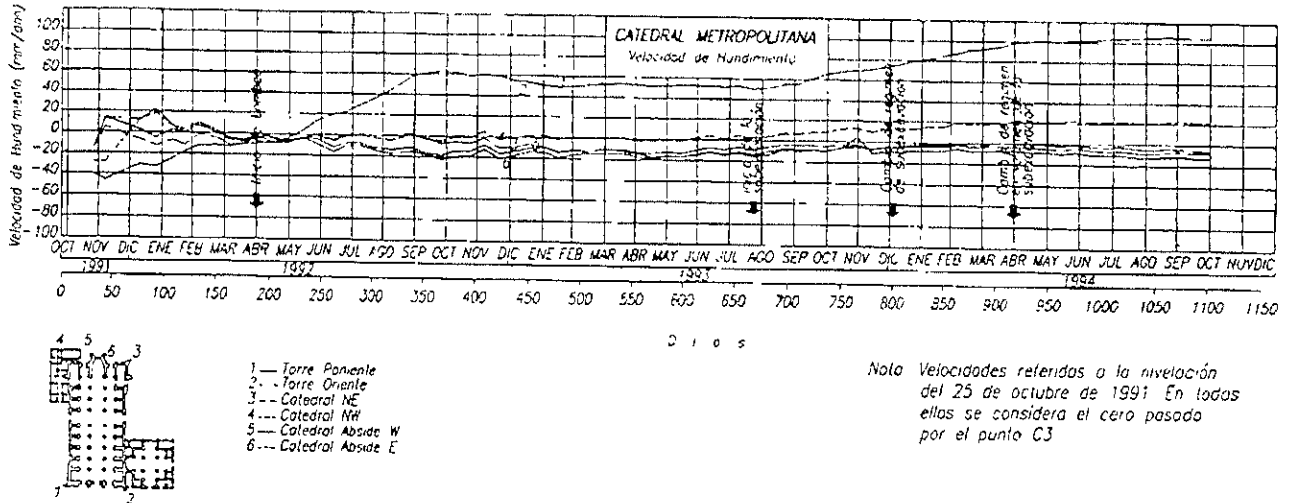


Figura 4.9 Puntos característicos de la Catedral

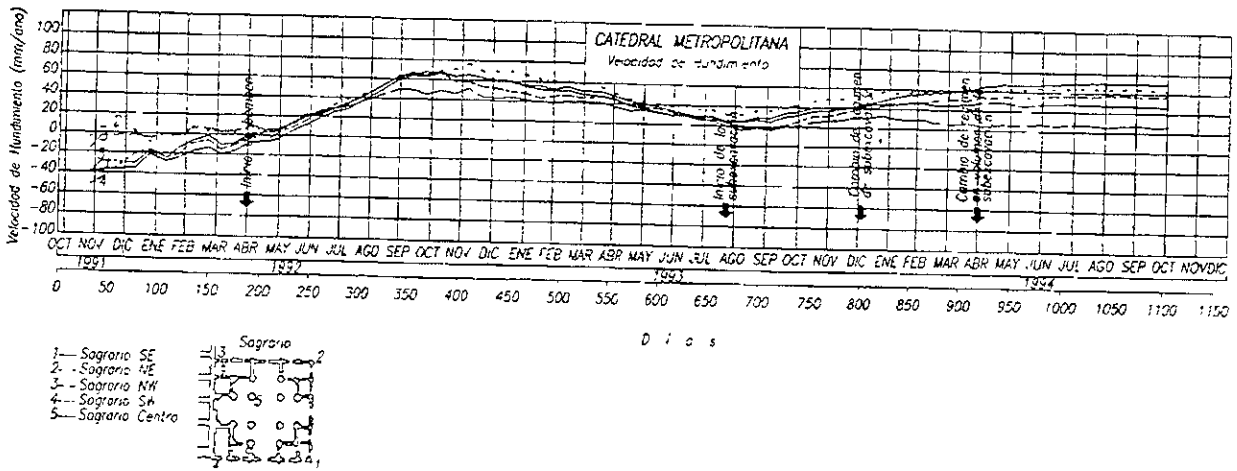


Figura 4.10 Puntos característicos de I Sagrario.

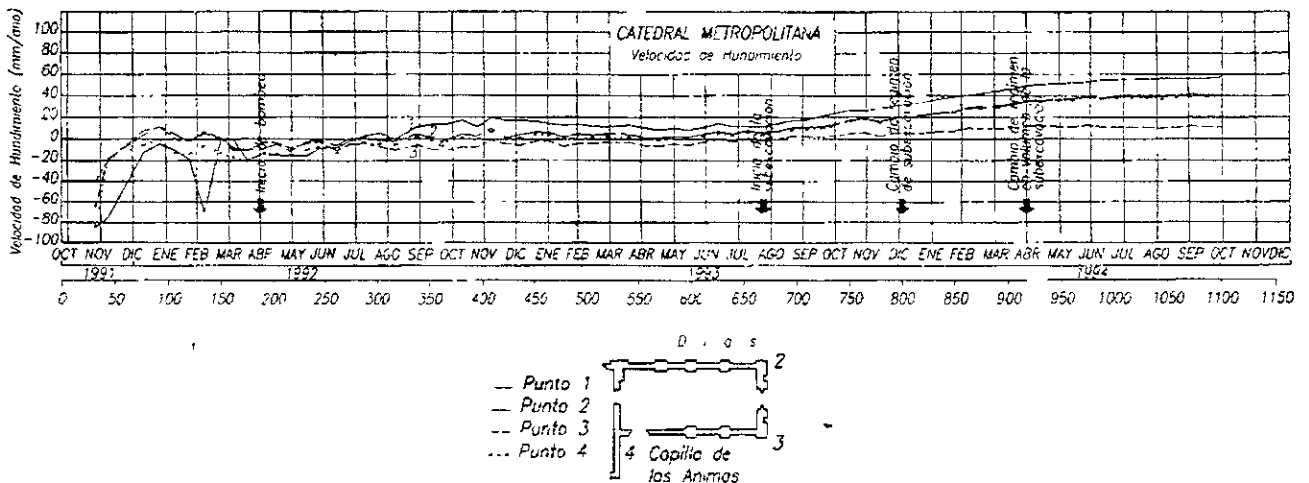


Figura 4.11 Puntos característicos de la capilla de animas.

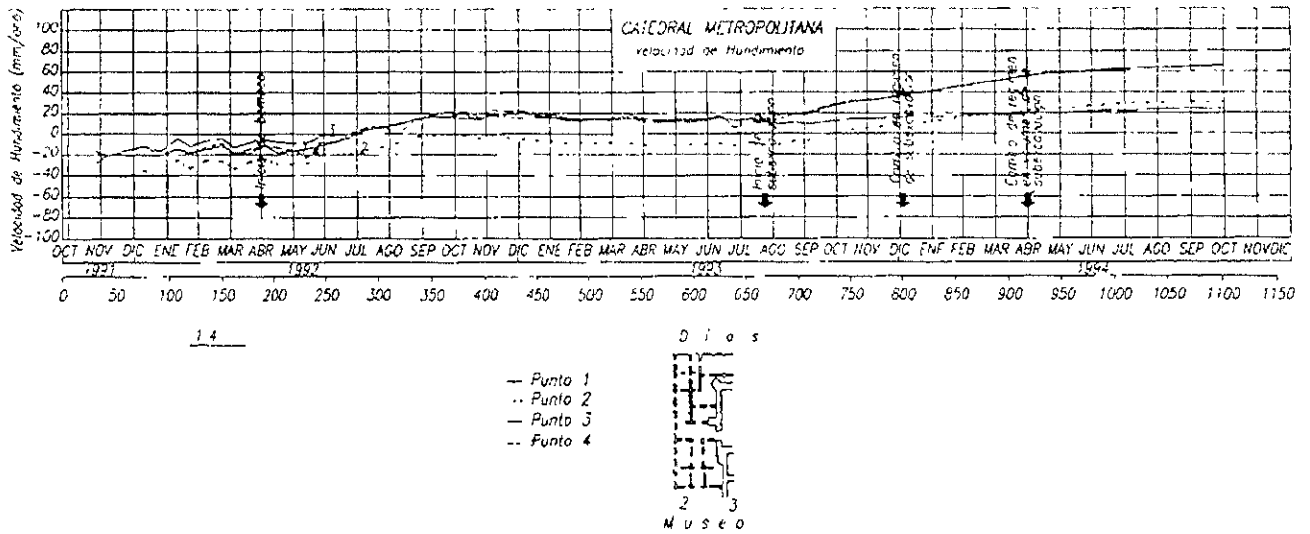


Figura 4.12 Puntos característicos del muse.

Modificación geométrica. En las figs. 4.13 y 4.14 se presentan las correcciones que se han logrado en las fachadas de los dos templos; así, en la fachada principal en la unión entre la Catedral y el Sagrario se ha logrado un hundimiento diferencial correctivo de 17 cm y en las laterales de 27 cm. Estos movimientos ocasionan la activación de viejas fisuras estructurales, fenómeno que fue estudiado desde un principio y por ello admitido como secuela tolerable. En cuanto a la operación del apuntalamiento preventivo, hasta ahora no se ha requerido, confirmando su carácter de preventivo.

Plomada indicadora. La imposibilidad de advertir a simple vista las correcciones descritas, hicieron conveniente instalar una plomada indicadora de los movimientos de la cúpula central; en la fig. 4.15 se explica la reconstrucción del desplomo que ha sufrido a través de los años. Es interesante destacar la aceleración y giro que le han provocado los hundimientos diferenciales inducidos por la extracción de agua del subsuelo. En la trayectoria se señala el movimiento correctivo logrado a octubre de 1994 de 12 cm

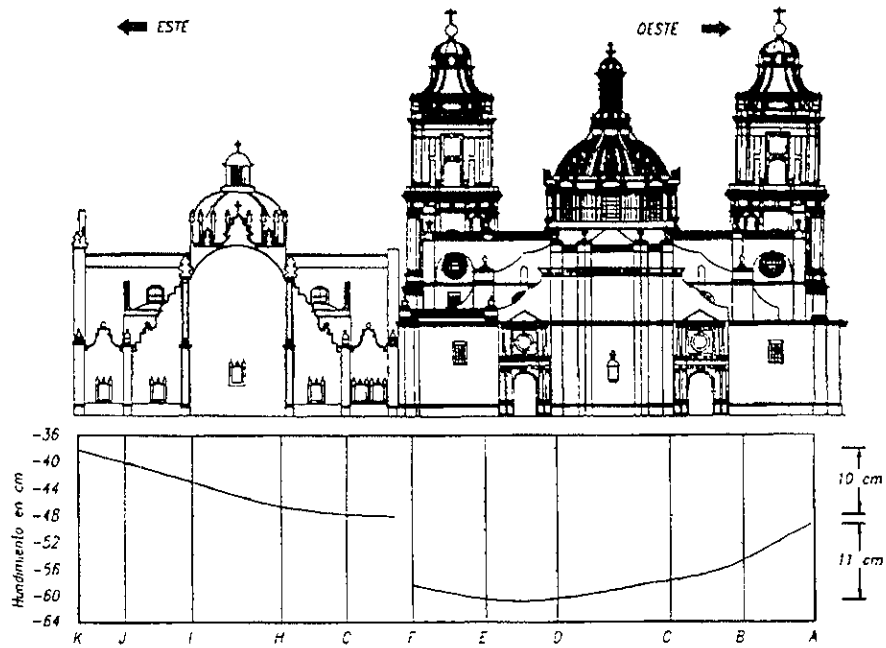


Figura 4.13 hundimientos diferenciales totales, fachada norte.

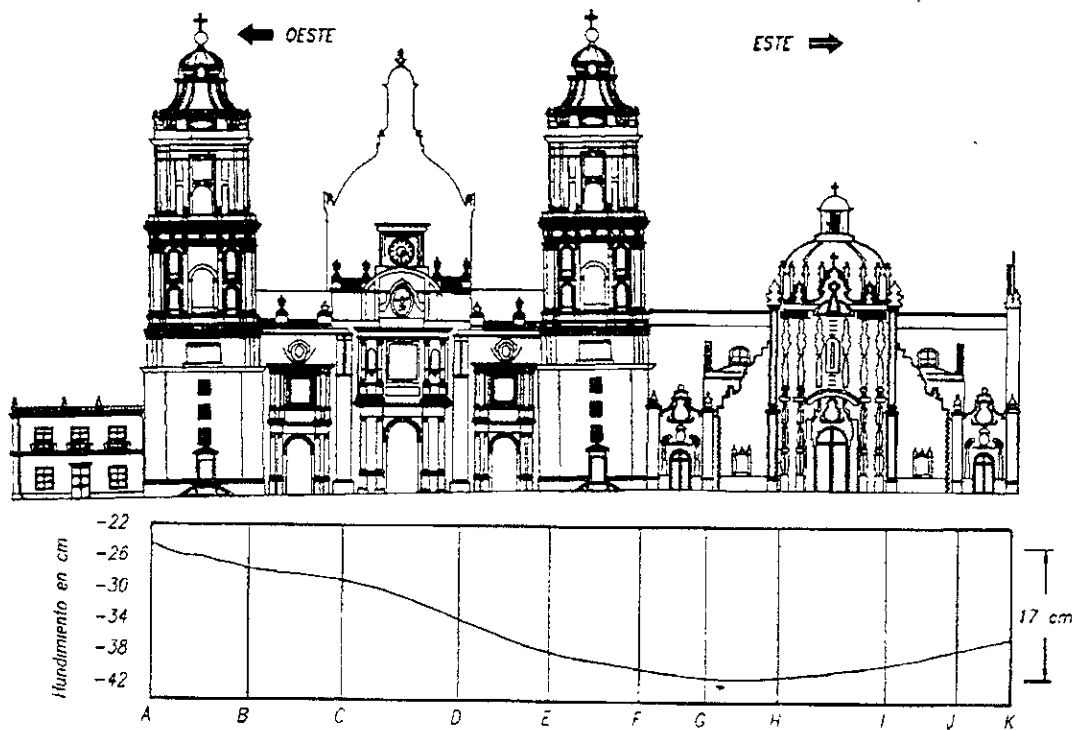
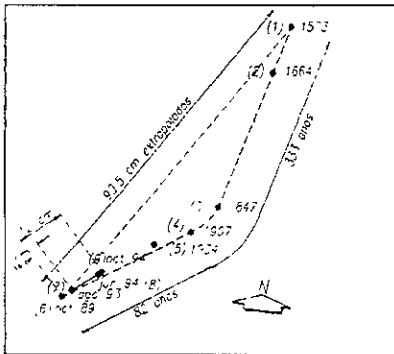


Figura 4.14 hundimientos diferenciales totales, fachada sur

- (1) Centro de la cúpula, de acuerdo al trazo del proyecto que se inicia en 1573
- (2) Centro de la cúpula a la fecha de cierre de las bóvedas. El hundimiento al sur hizo necesario aumentar el largo de las columnas del sur, hasta en 87 cm. La cúpula se construye 13.5 cm descentrada
- (3) Inicia la extracción de agua del subsuelo, con pozos de hasta 105 m
- (4) Centro de la cúpula en 1907. El Ing. Roberto Gayol realiza la primera nivelación del siglo, para entonces, la diferencia de hundimiento entre el ábside y la torre poniente era de 1.53 m.
- (5) Entre 1907 y 1934 se inicia un giro del edificio hacia el poniente, al tiempo que se incrementa el hundimiento general a 1.76 m



- (6) En octubre de 1989 se fractura la Catedral por el acelerado hundimiento diferencial entre la zona de la Sacristía y la torre poniente. El desnivel es ya de 2.42 m. Se inician los trabajos actuales. La cúpula se ha desplazado 77 cm desde 1664.
- (7) De 1991 a 1993 se construye el sistema para proceder a la subexcavación. El proceso de bombeo corrige el desnivel en 9.6 cm y el centro de la cúpula regresa 3.6 cm.
- (8) Centro a los 12 meses de subexcavación. La corrección alcanzado 29 cm en nivel y el centro de la cúpula regresa 10.9 cm.

Figura 4.15 Reconstrucción de la trayectoria del desplomo de la cupula

ASENTAMIENTOS INDUCIDOS Y COMPORTAMIENTO DEL CAJON DEL METRO

Los trabajos que se realizan inducen asentamiento superficial de los brocales de los bancos profundos, que se adicionan al hundimiento regional, provocando que el hundimiento sea mayor de 7.2 cm/año. En la fig. 4.16 se muestran gráficamente los asentamientos medidos con dichos bancos desde el 26 de marzo de 1991, hasta el 8 de agosto de 1994 en 1231 días; mostrando que después del 30 de abril de 1992, la gráfica queda modificada por el bombeo y la subexcavación.

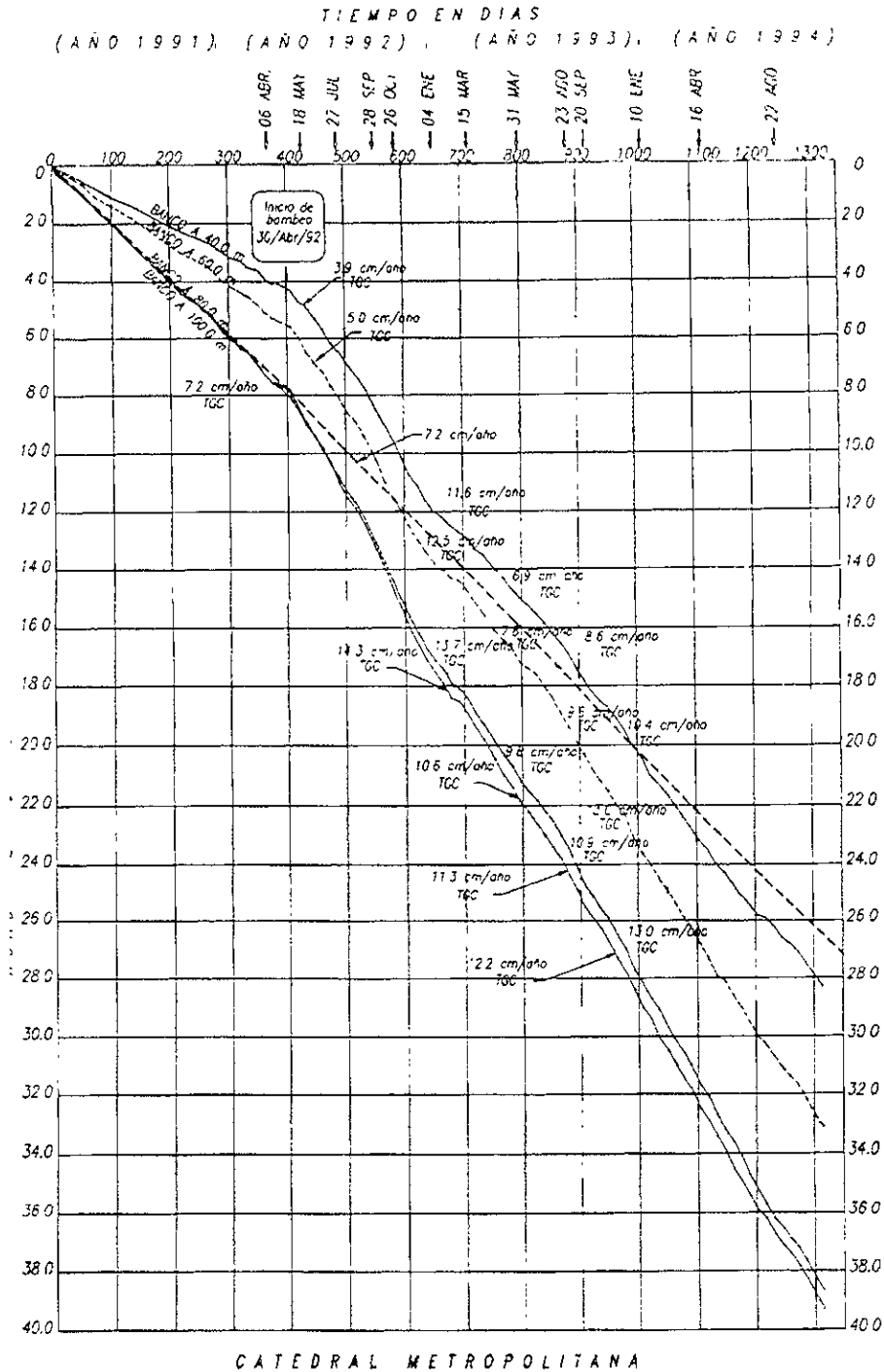


Figura 4.16 Medición de asentamientos regionales respecto a los bancos profundos

Comportamiento del cajón del metro. Como consecuencia del bombeo se indujeron hundimientos y giros que contrarrestan las distorsiones acumuladas en el cajón del metro a lo largo de la zona del ábside en la calle de Guatemala. Se encontró que la mejor solución para evitar que el cajón del metro se dañe por los desplazamientos inducidos por la subexcavación en la zona del ábside es aislarlo de ellos mediante una zanja de 20 m de profundidad, rellena con un material de baja resistencia al esfuerzo

cortante. La subexcavación en la Catedral afectará al cajón del Metro, pues los giros adicionales que ésta induce pueden revertir la tendencia correctiva producida por el bombeo. Sin embargo, como la subexcavación es un proceso controlable, lento y predecible, es necesario estudiar las medidas para evitar que se produzcan daños significativos, en función de las nivelaciones y otras mediciones que se han encomendado a algunas empresas que han trabajado ya a lo largo y alrededores del cajón del Metro.

RESPUESTA ESTRUCTURAL A LA SUBEXCAVACION

OBJETIVOS DE LOS TRABAJOS.

Conviene recordar que mediante la técnica de subexcavación, que es la que se ha adoptado para este trabajo de rehabilitación, se pretende una corrección geométrica de la Catedral y el Sagrario, con el fin no solo de eliminar parte de los hundimientos diferenciales que éstos presentan, sino principalmente, de producir unos movimientos que favorezcan la estabilidad estructural de ambos edificios. Destacan entre estos movimientos, la reducción en el desplomo de las columnas de la nave central y de las torres de la fachada Sur, el cierre de la nave central, principalmente al Norte del crucero, el cierre de algunas grietas y la disminución de algunas torceduras. Se busca la estabilidad de los edificios, no sólo ante el efecto de las cargas gravitacionales (su propio peso), sino también ante los sismos que puedan afectarlos en el futuro y los hundimientos diferenciales adicionales que van a seguir sufriendo, principalmente por la extracción de agua del subsuelo.

TRABAJOS EFECTUADOS A AGOSTO DE 1994.

Aunque propiamente los trabajos de subexcavación comenzaron en agosto de 1993, y por tanto este informe se refiere al primer año de aplicación de esta técnica, las correcciones de los hundimientos se empezaron a dar desde el inicio de las obras necesarias para realizar la subexcavación, o sea, desde octubre de 1991. Los movimientos que han experimentado los edificios se deben a una suma de tres efectos:

- a) La extracción de suelo y el bombeo del agua freática durante la excavación de las lumbreras y el bombeo que se ha seguido realizando en las lumbreras en que se ha subexcavado, para mantenerlas libres de agua.
- b) Las modificaciones de condiciones de apoyo de los pilotes. Para inducir una configuración de hundimientos diferenciales más favorable a la que existía antes de los trabajos, se soltaron las cabezas de la mayoría de los pilotes para permitir el descenso de las partes más altas y se colocaron pilotes adicionales para proporcionar apoyo en las zonas en que se quería detener el hundimiento por ser las más bajas. En el curso de los trabajos se han hecho modificaciones menores a las condiciones de apoyo de los pilotes. Prevalecen las condiciones que se establecieron en 1992, al principio de los trabajos preparatorios.

c) La subexcavación propiamente dicha que se realizó con una secuencia que se describirá más adelante, a partir de agosto de 1993.

Es difícil establecer las proporciones en que han influido los tres factores anteriores. Puede afirmarse que los tres han tenido un efecto significativo y favorable en la corrección. La evaluación cuantitativa de su influencia se examina en un informe preparado por el grupo de geotecnia.

El proceso de subexcavación se comenzó atacando las lumbreras al Norte del crucero para producir el descenso, principalmente del eje C y en general, de la nave central que en esa zona está elevada con respecto al resto del movimiento. Progresivamente, se amplió la zona de subexcavación para inducir el descenso de toda la zona Norte de la Catedral con un giro global hacia el Nororiente y en el Sagrario un giro principal hacia el Norponiente. La cantidad de material extraído fue aumentando y se fue ajustando para obtener configuraciones de hundimiento más cercanas a las deseadas. Se alcanzó un máximo de volumen de subexcavación en abril de 1994; después de lo cual se redujo ligeramente la velocidad de subexcavación en la mayoría de las lumbreras y se aumentó la de las identificadas como 1, 2 y 3, para producir un descenso más rápido de la zona al Norte del crucero que se había quedado rezagada con respecto al resto del edificio. La fig. 4.17 muestra la ubicación de las lumbreras que fueron subexcavadas en las distintas fases del proceso. La fig. 4.18 muestra el volumen total subexcavado por lumbrera durante el año en examen. De ésta se aprecia que el volumen fue aproximadamente constante en las lumbreras atacadas al Norte de la número 11. Al Sur de esta lumbrera el volumen de subexcavación fue en promedio 2.4 veces menor.

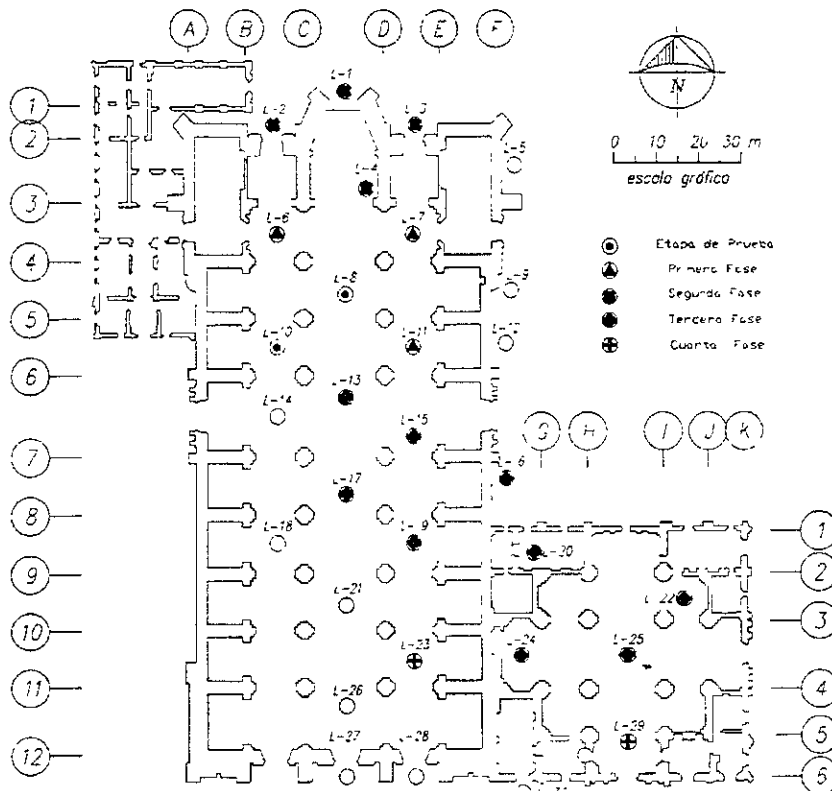


Figura 4.17 Secuencia de inicio de subexcavación de lumbrera

En la fig. 4.19 aparece la variación del volumen subexcavado en cada trimestre, apreciándose un aumento gradual con un descenso en el último trimestre. El volumen total subexcavado en el periodo es de 442 m³, correspondiente a una excavación promedio de 1.2 m³/día; en el periodo de máxima subexcavación se alcanzó una tasa de 1.6 m³/día.

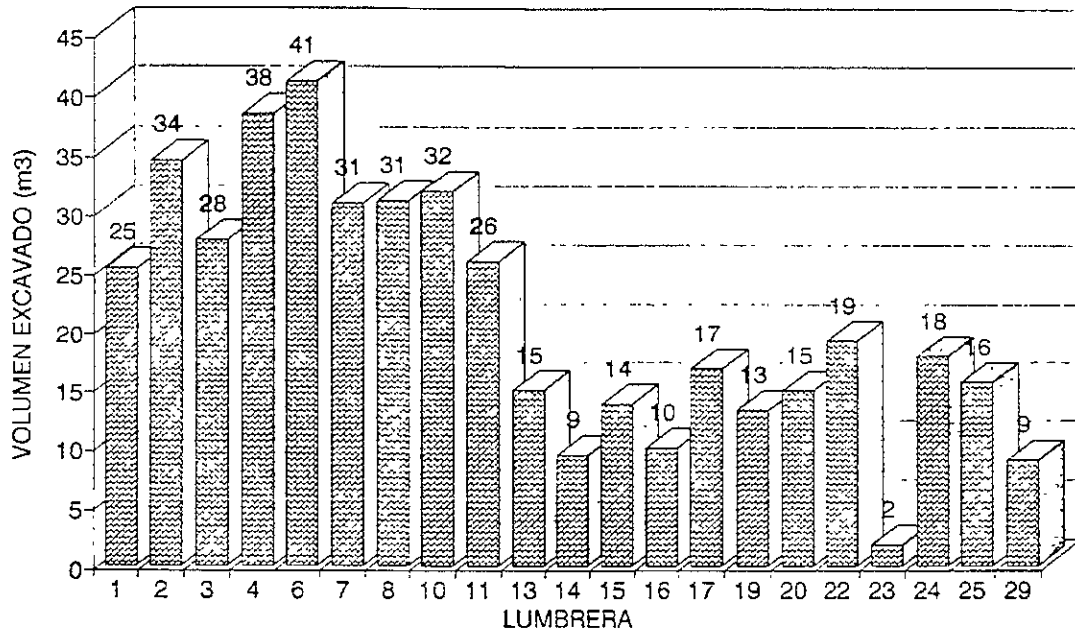


Figura4.18 Volumen total de subexcavación por lumbrera hasta el 31 de agosto de 1994

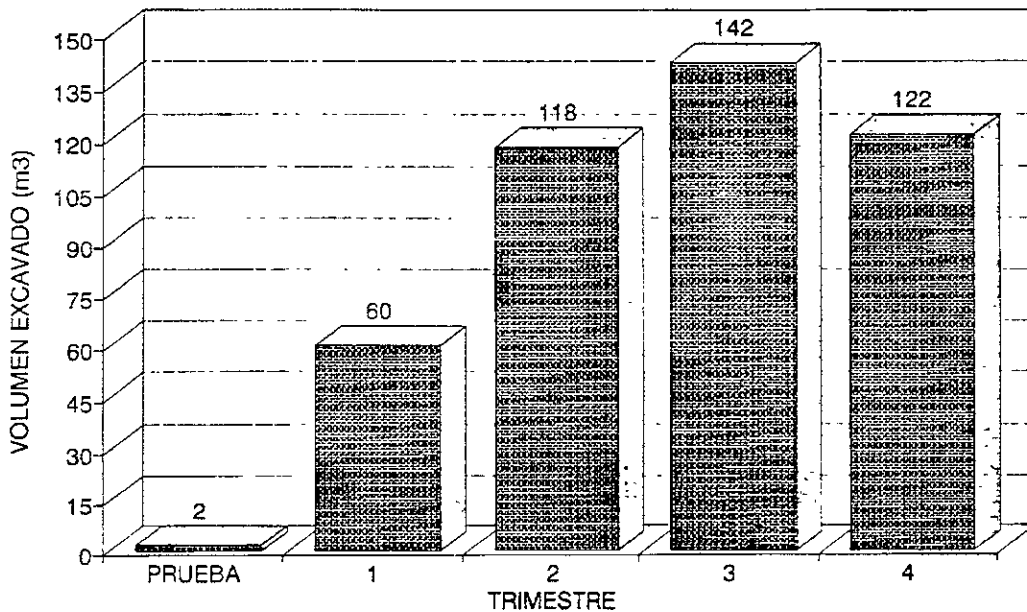


Figura 4 .19 Variación del volumen subexcavado en cada trimestre hasta agosto de 1994

HUNDIMIENTOS PRODUCIDOS.

Las nivelaciones quincenales del piso de feligresía permitieron un seguimiento cercano de la evolución de los hundimientos de los edificios y de las correcciones a los hundimientos diferenciales. Como referencia se tiene el patrón de hundimientos diferenciales con respecto a la columna C-3 (del ábside) que se tenía en diciembre de 1989. Un dato sobresaliente es que la esquina Surponiente estaba en esa fecha 2.40 m más baja que dicho punto de referencia. La fig. 4.20 muestra la configuración de hundimientos diferenciales producidos desde octubre de 1991 a agosto de 1994, junto con la que corresponde al periodo de subexcavación. Se aprecia una tendencia general de giro hacia el Nororiente para la Catedral y hacia el Norponiente para el Sagrario. Los movimientos son correctivos del patrón de hundimientos diferenciales existente antes de comenzar los trabajos.

La corrección del hundimiento diferencial máximo (2.40 m) entre la esquina Surponiente y la columna C-3 ha sido en total de 32 cm, de los cuales 11 cm se tuvieron en el periodo de construcción (oct. 91 - ago. 93), y 21 cm en el de subexcavación (ago. 93 - ago.94). Al observar con más detalle las curvas de hundimientos diferenciales durante el periodo de subexcavación, se aprecia, además de los giros mencionados, que al Norte del crucero hay un descenso de la parte central y un giro hacia adentro de la fachada Poniente (incluyendo el museo), y también de la fachada Oriente. Este movimiento es particularmente favorable ya que tiende a producir el cierre de la nave central, el incremento del efecto de contrarresto y la reducción de inclinación de las columnas; la velocidad de corrección es muy elevada al Sur del crucero y más lenta al Norte de éste. Hay que destacar que con los ajustes hechos al proceso de subexcavación en el último trimestre en estudio se ha logrado una corrección mucho más uniforme y que produce menores distorsiones en el edificio

Es importante observar cómo se han modificado los perfiles de nivelación de los principales ejes del monumento. La fig. 4.21 muestra la evolución que han tenido los perfiles de nivelación de los dos ejes longitudinales principales durante el periodo de subexcavación. Se ha dibujado también en la misma figura, y a otra escala, las diferencias entre las distintas nivelaciones trimestrales a partir del inicio de la subexcavación con la nivelación de octubre de 1991. Los perfiles de diferencia tienen una forma inversa al perfil original, lo que indica una corrección favorable en los dos casos. Cuantitativamente, se nota del perfil del eje D, por ejemplo, que el extremo Sur (eje 12) ha descendido 32.5 cm, mientras que el extremo Norte (eje 1) ha bajado 56.5 cm. Esto significa que se ha producido una corrección de 24 cm, la cual se suma a un hundimiento general de 32.5 cm. Visto de otra manera, para cada centímetro de corrección del eje D se tuvo que producir 1.35 cm de hundimiento general.

La fig. 4.22 contiene las mismas comparaciones para los ejes transversales del crucero. En ambos casos el perfil de diferencias indica que la parte Poniente ha girado fuertemente hacia el centro, mientras que la parte Oriente ha permanecido casi horizontal.

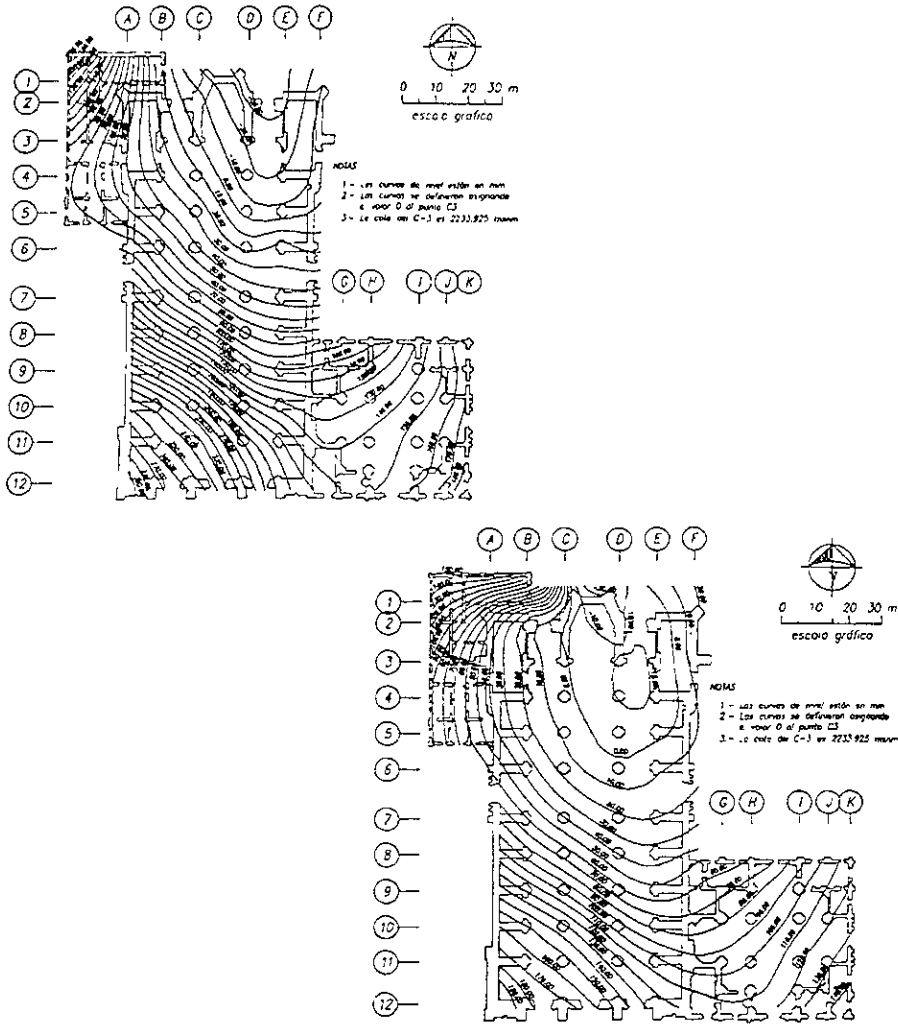
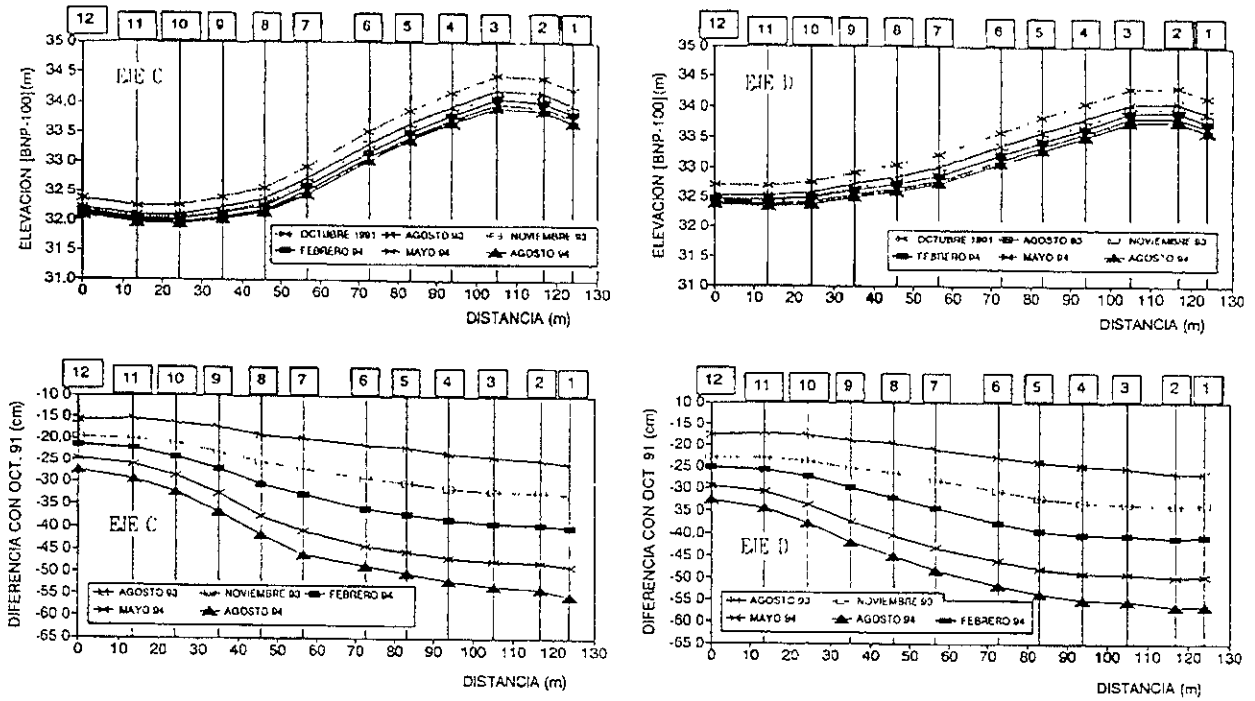


Figura 4.20 Curvas de igual hundimiento diferencial del piso medio, desde el inicio de los trabajos y desde el inicio de la subexcavación

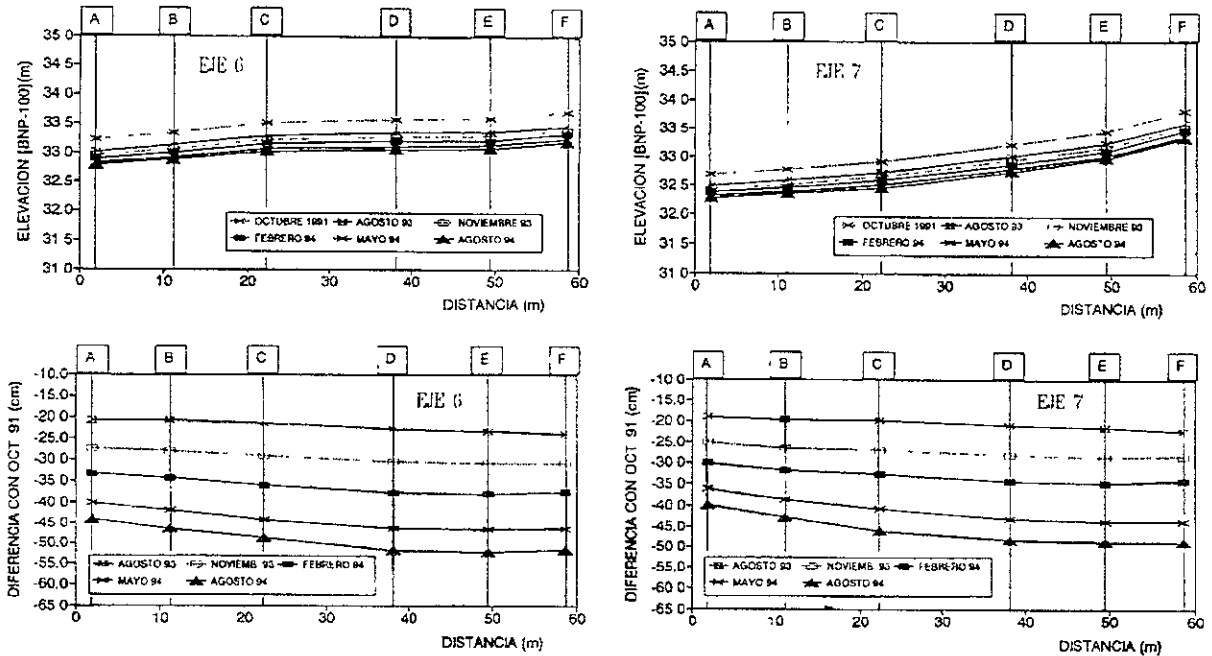
La fig. 4.23 muestra la velocidad de hundimiento de algunos puntos sobre el perímetro de la Catedral. Se nota que en general se tuvo una velocidad de hundimiento aproximadamente constante hasta agosto de 1993 (inicio de la subexcavación); después se pasó a una velocidad mayor y aproximadamente uniforme hasta las últimas lecturas, donde en diversos puntos se tuvo una disminución en la velocidad de hundimiento.



a) Evolución de los perfiles de 1991 a 1994

b) Diferencias de los perfiles con el de octubre de 1991

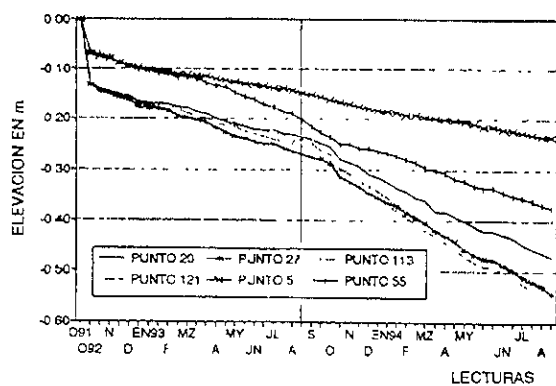
Figura 4.21 Variación de los perfiles de nivelación en dos ejes longitudinales



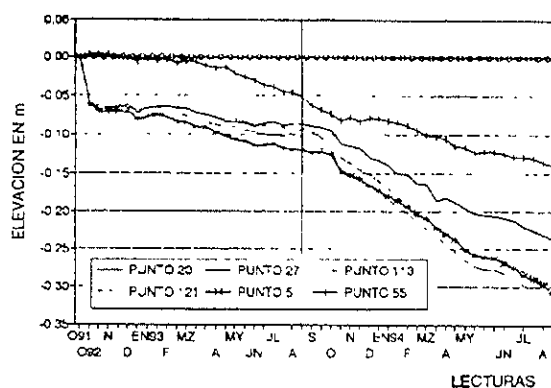
a) Evolución de los perfiles de 1991 a 1994

b) Diferencias de los perfiles con el de octubre de 1991

Figura 4.22 Variación de los perfiles de nivelación en dos ejes Transversales



a) Hundimiento total



b) Hundimiento relativo a la torre poniente

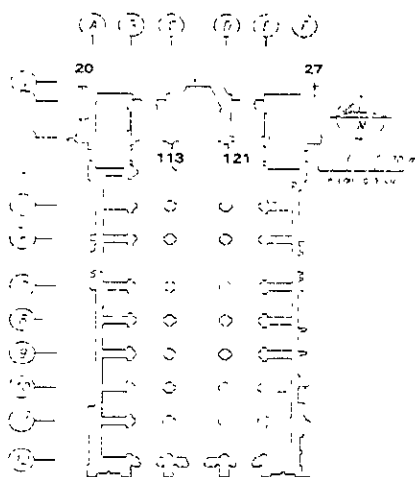


Figura 4.23 variación con el tiempo del undimiento de algunos puntos.

RESPUESTA DE LA ESTRUCTURA.

Los movimientos inducidos en la base de los edificios han producido distintos efectos en la estructura. Las nivelaciones mensuales de 640 puntos de la cubierta permiten obtener curvas de hundimientos de las mismas, como la que se muestra en la fig. 4.24, relativa al periodo de subexcavación. Es clara la semejanza con la configuración de hundimientos del piso en el mismo periodo. Un análisis más detallado de estas mediciones indica que en los primeros meses la cubierta se hundía menos que el piso, sobre todo en su parte central, por algún efecto de arqueo de la techumbre. Esto se reflejaba en evidencias de pequeñas separaciones entre las bóvedas y los elementos de soporte y en reducción de cargas en el sistema de apuntalamiento. En el último trimestre la diferencia entre hundimientos de pisos y cubierta ha desaparecido, como se aprecia en la fig. 4.25

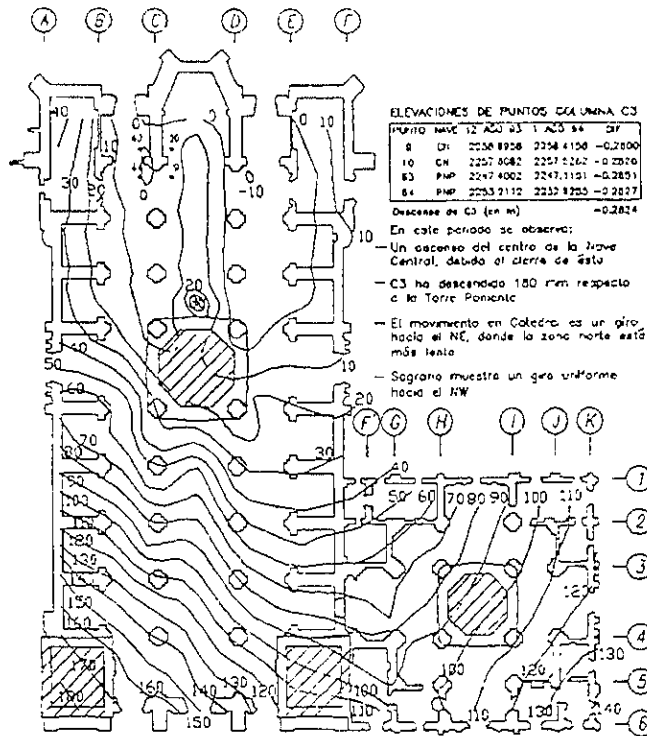


Figura 4.24 asentamientos diferenciales (en mm) de la cubierta producidos entre Agosto de 1993 y agosto de 1994

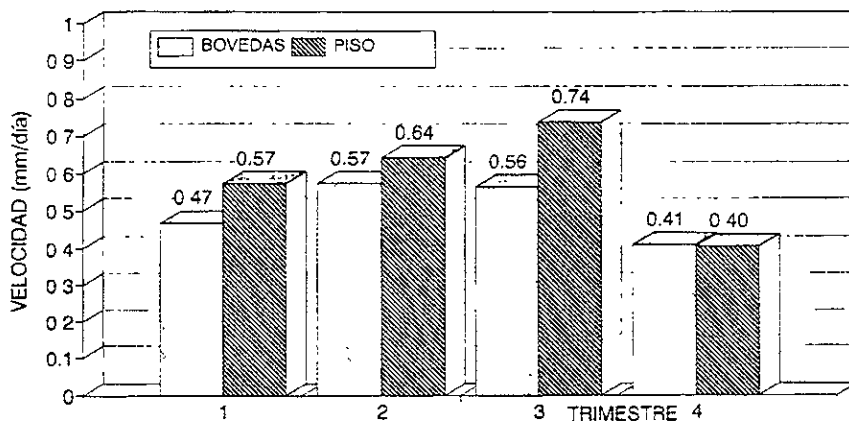


Figura 4.25 Comparación de la velocidad de hundimiento diferencial del piso y la cubierta

Las nivelaciones de la cubierta indican además un levantamiento relativo de la clave de la nave central de 2.8 cm en el año en cuestión, producto del cierre del claro de la misma. Estas modificaciones de los claros de las distintas naves se monitorearon con mediciones mensuales de convergencia.

La nave central experimentó un cierre en toda su longitud, típicamente de entre 2 y 3 cm. Las naves procesionales también se cerraron, pero en menor medida en la parte Norte, mientras que la zona Sur experimentó ligeras aberturas. Las naves del Sagrario también se cerraron en dirección transversal (E-0) en todos los casos. En dirección

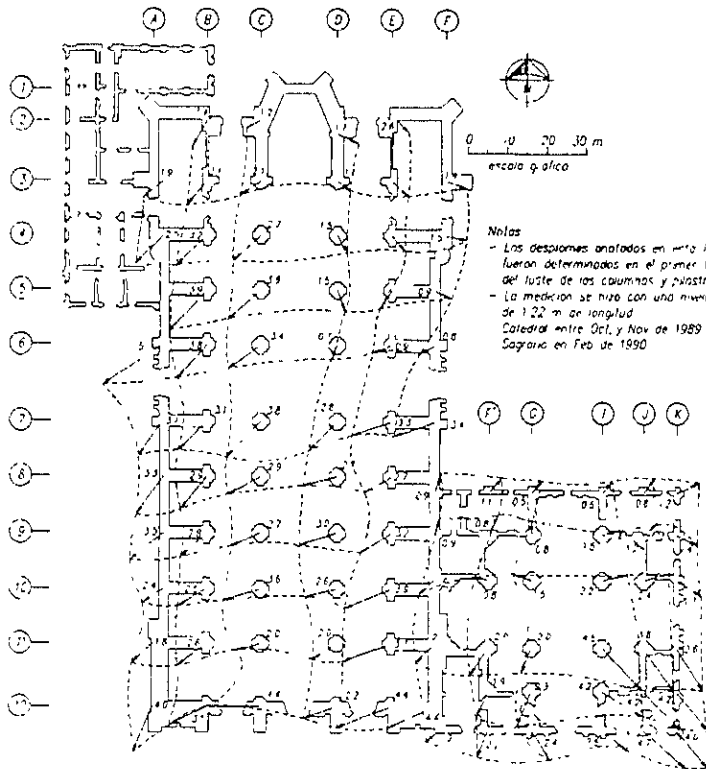
longitudinal se experimentó también cierto cierre de los claros excepto entre los ejes 10 y 12, donde se tuvo una abertura debido al retraso de giro de la fachada Sur. En términos generales, el cierre de los claros de las bóvedas es favorable para la estabilidad de la construcción.

Un aspecto importante del movimiento de la estructura está constituido por los cambios de inclinación de las columnas, los que se monitorean por diversos sistemas de medición, como plomadas e inclinómetros. La medición mensual de la variación de posición de puntos en la parte superior de las columnas con respecto a la inferior proporcionó la información más clara y confluente.

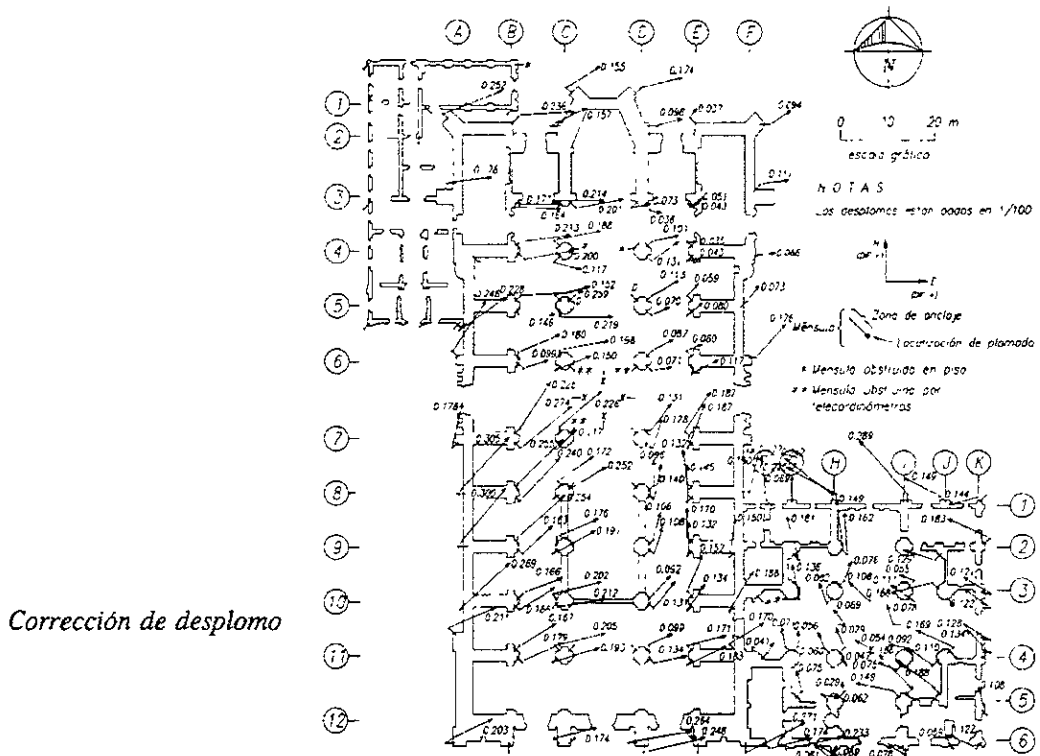
En la fig. 4.26 se muestran los vectores que indican la dirección y magnitud de los desplomos de las columnas y muros. En la figura de arriba se indican los desplomos existentes y en la de abajo la corrección observada hasta agosto de 1994 (a diferente escala). Es notorio que los cambios son correctivos en la casi totalidad de los puntos; sin embargo, la magnitud de la corrección es pequeña con respecto al desplomo inicial. La dirección del movimiento es opuesta al desplomo, y para el caso en que la corrección es máxima, columna C-7, ésta representa 8% del desplomo inicial. Las columnas del Sur se han movido con mayor rapidez hacia el Norte que las que se localizan en la zona Norte, lo cual tiene una relación estrecha con el cierre de la nave del crucero medido a través de las convergencias.

Finalmente, una evidencia importante del comportamiento de la estructura la constituyen los daños que ésta ha experimentado en el proceso. Hay que poner en claro que ambas construcciones han sufrido a lo largo de los siglos grandes agrietamientos, sobre todo en sus cimentaciones y cubiertas, pero también en muros y columnas. Estas grietas han sido continuamente reparadas y sólo queda evidencia aparente de algunas de ellas. Los movimientos inducidos en el proceso correctivo han producido cierre o abertura de las grietas existentes y abertura de algunas nuevas. La abertura de las grietas se ha mantenido dentro de límites razonables en vista de la magnitud de los movimientos impuestos. La fig. 4.27 presenta la configuración de grietas existentes en la cubierta con una indicación de su tendencia al cierre o a la abertura. Merecen atención especial las grietas transversales entre los ejes 9 y 11, al Sur del crucero, las que se deben al retraso del movimiento de la fachada Sur con respecto al resto del movimiento. También se ha dado seguimiento específico a la grieta sobre el eje C del piso. Esta grieta se ha ido cerrando, pero en una cantidad todavía pequeña.

La correlación que existe entre las grietas que se han abierto y el hundimiento diferencial que se ha impuesto a la estructura se aprecia claramente en las fachadas de la Catedral. La fig. 4.28 muestra la fachada Sur, junto con el perfil de hundimientos impuesto. El perfil de hundimientos indica una curvatura cóncava con su punto más bajo en correspondencia con los ejes G y H. Esto ha producido el cierre de las grietas verticales en la fachada del Sagrario y de su unión con la Catedral. También ha introducido compresiones en la fachada del Sagrario. En la zona de la Catedral el perfil tiene una curvatura ligeramente convexa con máximo en el eje C, lo que ha producido el crecimiento de la grieta vertical en correspondencia con ese eje.



Desplomo inicial



Corrección de desplomo

Figura 4.26 Comparación del desplomo inicial de muros y columnas con el cambio medido desde octubre de 1992 hasta agosto de 1994

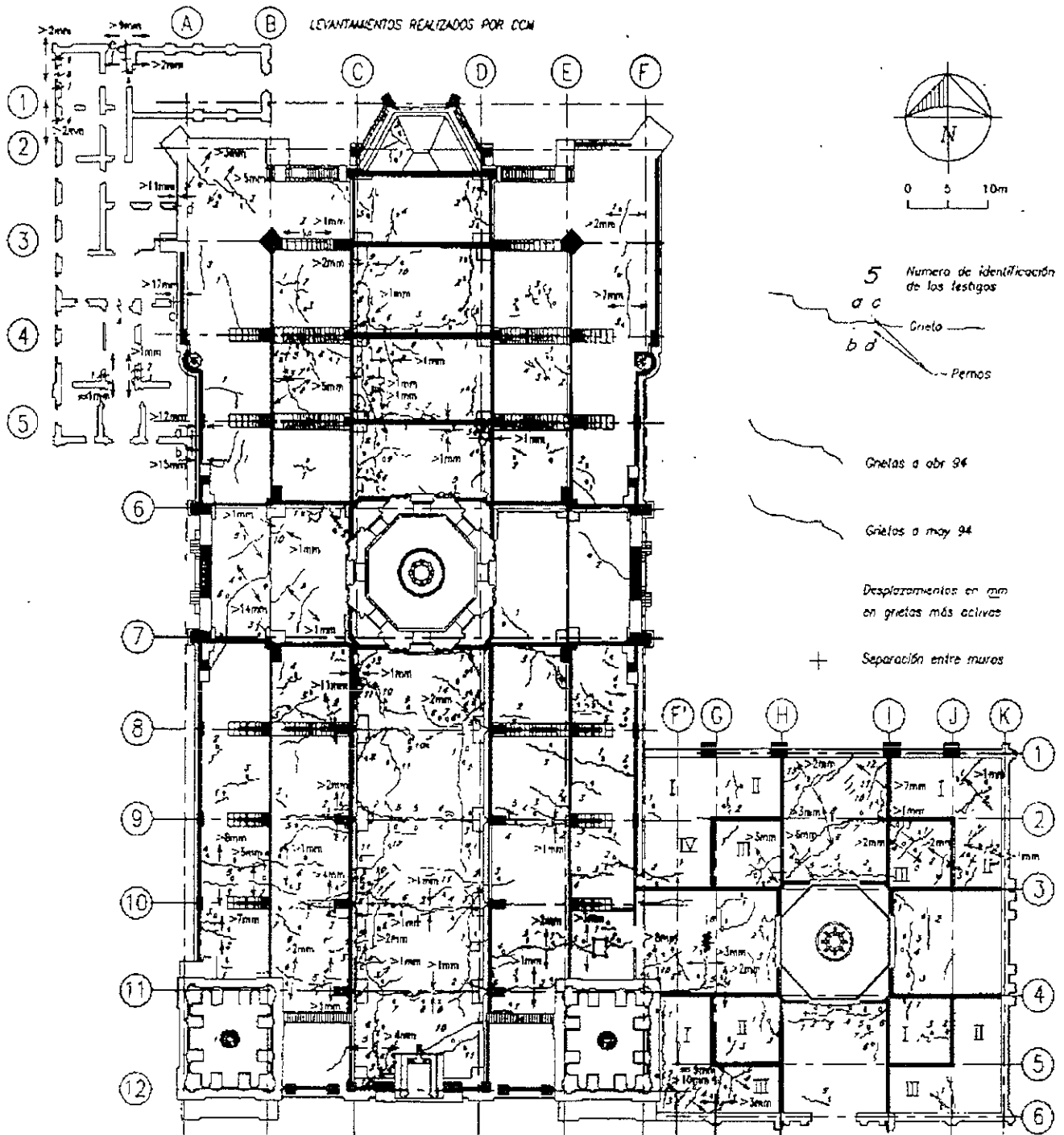


Figura 4 27 Configuración de grietas existentes en la cubierta

En la fig. 4.29 se hace una representación semejante para la fachada Poniente. La curvatura convexa entre los ejes 9 y 10 corresponde a una grieta vertical que se ha abierto en la fachada, mientras que la curvatura cóncava cerca del eje 7, ha producido una compresión longitudinal en el muro de fachada, lo cual ha generado un ligero pandeo hacia afuera de la parte superior del muro en cuestión.

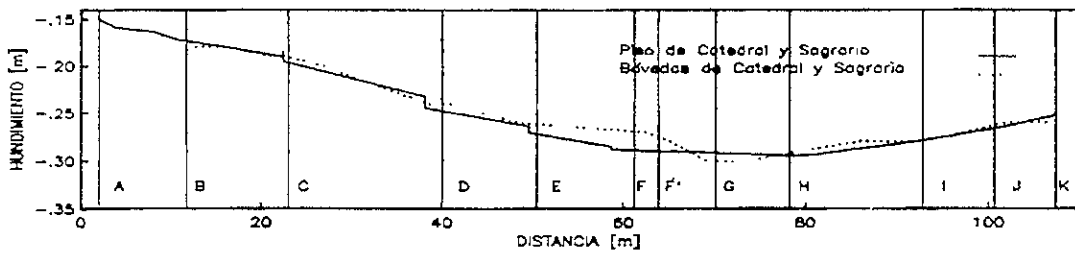
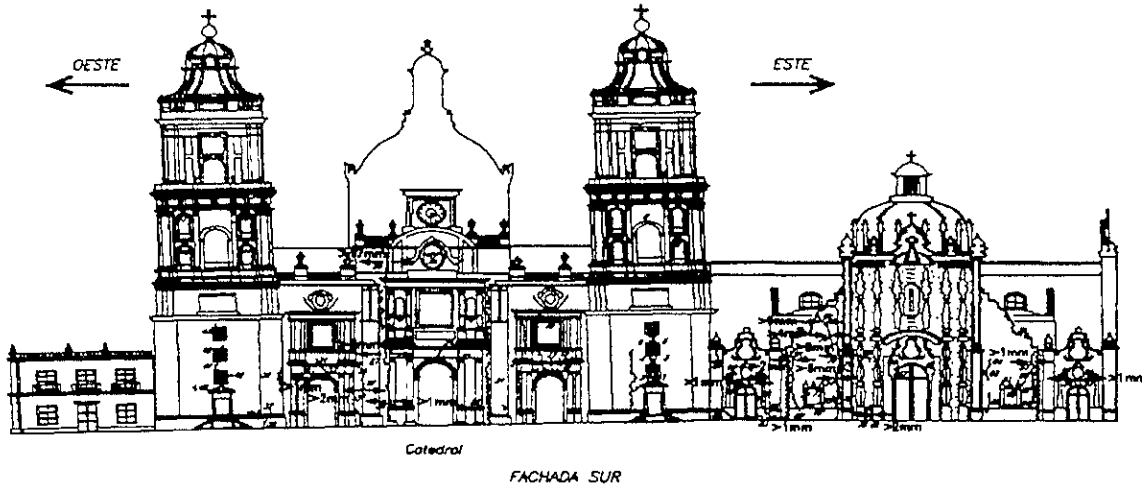


Figura. 4 28 Comparación de hundimientos diferenciales y agrietamientos en la fachada Sur producidos entre octubre de 1992 y agosto de 1994

- ① ② ③ ④ ⑤ ⑥ ⑦ ⑧ ⑨ ⑩ ⑪ ⑫

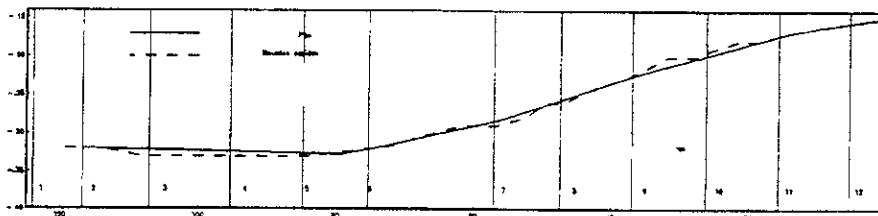
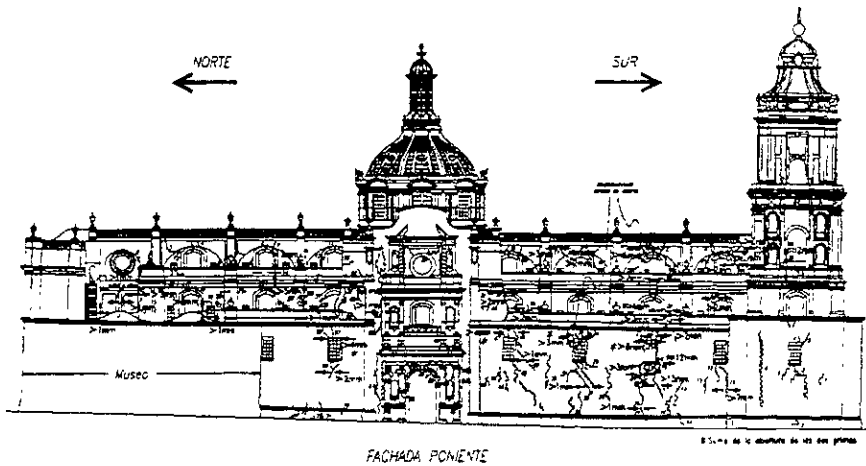


Figura 4 29 Comparación de hundimientos diferenciales y agrietamientos en la fachada Poniente producidos entre octubre de 1992 y agosto de 1994

Otros daños que se han presentado son el levantamiento del piso de mármol en las naves procesionales entre los ejes 6 y 7, consecuencia de la curvatura que se ha producido en ese piso por el perfil de hundimiento impuesto, que es semejante al explicado para la fachada Poniente. Además, la abertura de grietas en la cubierta ha producido caída de material de recubrimiento. El tamaño de los caídos es en general muy pequeño y es retenido por una malla de protección que se ha colocado abajo de la cubierta. La parte más peligrosa al respecto, son los recubrimientos de piedra de los dinteles de puertas, de ventanas y de arcos. El agrietamiento en estas zonas tiende a aflojar estos revestimientos y a producir su caída. En abril de 1994 se tuvo la caída de un sillar de grandes dimensiones de una ventana del eje 7. A raíz de este suceso se ha llevado una inspección minuciosa de la condición del revestimiento y se han apuntalado las partes donde se considera posible la ocurrencia de desprendimientos.

En términos generales, puede afirmarse que el templo ha soportado movimientos correctivos de varias decenas de centímetros con daños muy limitados.

CONDICIONES DETECTADAS HASTA 1998

A principios de 1998, los hundimientos provocados por el bombeo y la liberación de los pilotes son poco importantes. Los efectos nocivos del hundimiento regional vuelven a actuar en detrimento de la integridad estructural de la Catedral y el Sagrario. Las correcciones logradas con la subexcavación durante casi un lustro borraron esencialmente los hundimientos diferenciales de los últimos 65 años provocados por el hundimiento regional, el asentamiento correctivo inducido máximo a finales de junio de 1998 entre la Torre poniente y el ábside es de 88 cm mientras que el del sagrario es de 30 cm, por lo tanto, la subexcavación logró las metas previstas.

Cuando terminó la subexcavación en junio de 1998 la corrección máxima inducida fue de 92 cm, entre el ábside y la esquina surponiente. Este hundimiento correctivo produjo una corrección angular promedio entre estos dos puntos de 23'06": El diferencial de hundimientos entre los puntos C-3 Y B-10 que era de 243 cm en 1989, paso a 156 cm en junio de 1998, lo que también produjo una corrección angular media de 25'33". Cuando terminó la subexcavación y dejó de operar el sistema de bombeo, los efectos del hundimiento regional volvieron a manifestarse y por ello se perdió una fracción de los hundimientos correctivos que se habían logrado con la subexcavación, por lo cual quedó el diferencial máximo en 88 cm.

CONCLUSIONES.

Se han producido ya correcciones importantes y favorables de los hundimientos diferenciales de la construcción. Estas correcciones comenzaron desde el inicio de los trabajos para la construcción de las lumbreras. El hundimiento diferencial entre los dos puntos de referencia (esquina Surponiente y ábside) se ha reducido en 32 cm (a agosto de 1994), lo cual representa 13 % del total y aproximadamente 30 % de lo que parece factible corregir en un tiempo razonable y sin producir daños excesivos.

La secuencia de subexcavación de las lumbreras se ha ido ajustando y actualmente produce una configuración de hundimientos muy regular y con mínima distorsión de la estructura. La velocidad de corrección ha disminuido en los últimos meses, por lo que se están estudiando modificaciones al proceso, que permitan acelerar la corrección.

La corrección de hundimientos ha producido efectos favorables en la estructura, como son: el cierre de grietas y la reducción de la inclinación de las columnas. La nave central se ha cerrado del orden de 3.2 cm al Sur del crucero y las fachadas laterales están girando hacia adentro produciendo un efecto favorable de contrarresto al movimiento de dicha nave central.

Las columnas han tenido giros que en su casi totalidad son de corrección a los desplomos que presentan. La magnitud de estas correcciones es menor a la que corresponde al giro del piso, debido a que no hay una total continuidad entre la estructura de la cimentación y dichas columnas. Para las columnas más críticas, las del crucero, la corrección ha alcanzado, a lo más, 8% del desplomo inicial.

Se han producido también algunas nuevas grietas y se han abierto más algunas de las existentes, sobre todo las grietas transversales entre los ejes 10 y 12. Sin embargo, la tendencia general de las grietas ha sido al cierre y las grietas que se han abierto se mantienen de tamaño moderado y no afectan la estabilidad de la construcción.

Los movimientos de la estructura han producido el desprendimiento de algunos revestimientos. Se han tomado medidas para evitar la caída de sillares (con apuntalamientos locales) y para recibir los caídos de la cubierta mediante mallas de protección. Es esencial mantener una estrecha vigilancia de la construcción para detectar oportunamente los posibles caídos y tomar las medidas preventivas adecuadas.

Las distorsiones producidas en la estructura por la corrección han inducido fuerzas de compresión en algunas zonas de los muros longitudinales de fachada los que han mostrado tendencias a pandearse hacia afuera en su parte superior. Para evitar estos fenómenos, se ha modificado el programa de subexcavación para producir un movimiento más regular de la construcción. Las deformaciones que se han presentado en los muros han sido apenas incipientes y se han restringido por medio de tirantes.

Los análisis de la seguridad de la estructura no indican ningún problema que haga temer por la estabilidad del monumento. El apuntalamiento, el refuerzo de confinamiento de las columnas y los tirantes en la cubierta dan protección adecuada contra posibles fallas. En la etapa inicial la estructura no ha requerido del apuntalamiento para resistir el peso de la cubierta. Sin embargo, la participación de éste es indispensable como medida de protección.

El aspecto más crítico en cuanto a la seguridad lo constituyen las columnas. Se prevé que la corrección geométrica no será suficiente para llevar algunas de ellas, sobre todo las del crucero, a una condición de seguridad adecuada y que será necesario tomar medidas de refuerzo para incrementar su capacidad de carga.

IV.3- EVALUACION DEL COMPORTAMIENTO DESPUES DE LA INYECCION DE MORTERO

COMPORTAMIENTO OBSERVADO

Nivelaciones topográficas de precisión. Estas mediciones se llevaron a cabo en 246 puntos de control distribuidos en toda el área del monumento. En la Catedral y el Sagrario se nivelaron los plintos de las columnas, las pilastras o muros de las capillas y los muros exteriores. Se ubicaron puntos en los muros de la Capilla de las Ánimas y de la Curia (museo), en la reja del atrio así como en los brocales de los bancos de nivel profundo. Estas nivelaciones se efectuaron catorcenalmente desde octubre de 1991 hasta 1999, después se decidió hacerlas cada mes. En total se llevaron a cabo 215, hasta mayo de 2000.

Los resultados se reportaron gráficamente por medio de curvas de nivel, las cuales representan los hundimientos que se acumularon desde el inicio del proyecto en octubre de 1991 y desde el inicio de la subexcavación en agosto de 1993. También se graficaron los hundimientos diferenciales que se producían cada 28 días. En las nivelaciones siempre se hacía coincidir la curva cero con la referencia histórica: el punto del Ábside localizado en la intersección de los ejes C-3, ubicado en el costado poniente del Altar Mayor. De esta forma, se obtenían los movimientos diferenciales con respecto a este punto. Todas las nivelaciones se refieren al banco de nivel profundo instalado 100.4 m bajo la superficie, BNP-100. es decir, los movimientos registrados son la combinación de los provocados por el hundimiento regional y los inducidos por las acciones antes mencionadas.

Las configuraciones topográficas se dedujeron con interpolaciones en las que se tomaron en cuenta las coordenadas y reglas de todos los puntos nivelados. Las que se presentaron en publicaciones y presentaciones anteriores se obtuvieron promediando los puntos cercanos a las entrecruces de los ejes arquitectónicos de la Catedral y el Sagrario. Estas dos formas de interpretación provocaron desigualdades. Tales desigualdades son poco significativas para la interpretación del comportamiento general, pero son muy importantes para el análisis de los detalles estructurales.

Efectividad de la inyección para el endurecimiento. La eficacia de la inyección en el subsuelo se puede evaluar comparando cómo se hundían la Catedral y el Sagrario antes del inicio del proyecto con la forma en que lo hacen después de las inyecciones. El comportamiento inicial demuestra que la parte central de la Catedral emergía con respecto a su esquina nororiente, a razón de 17 mm/año, y con respecto a la Torre Poniente, a razón de 12 mm/año. El diferencial máximo de velocidad, 19 mm/año, se presentó entre el centro y la esquina nororiente. El Sagrario muestra una velocidad máxima de hundimiento en su esquina suroriente de 16 mm/año, con respecto al punto C-3, localizado cerca del Ábside de la Catedral.

El comportamiento para agosto de 2000 se ilustra en la figuras 4.30 y 4.31. Del análisis de esta figura se deduce que la zona central de la Catedral también emerge con respecto a su perímetro, pero la velocidad máxima de hundimiento, que se presenta en las esquinas nororiente y suroriente, sólo alcanza 8 mm/año.

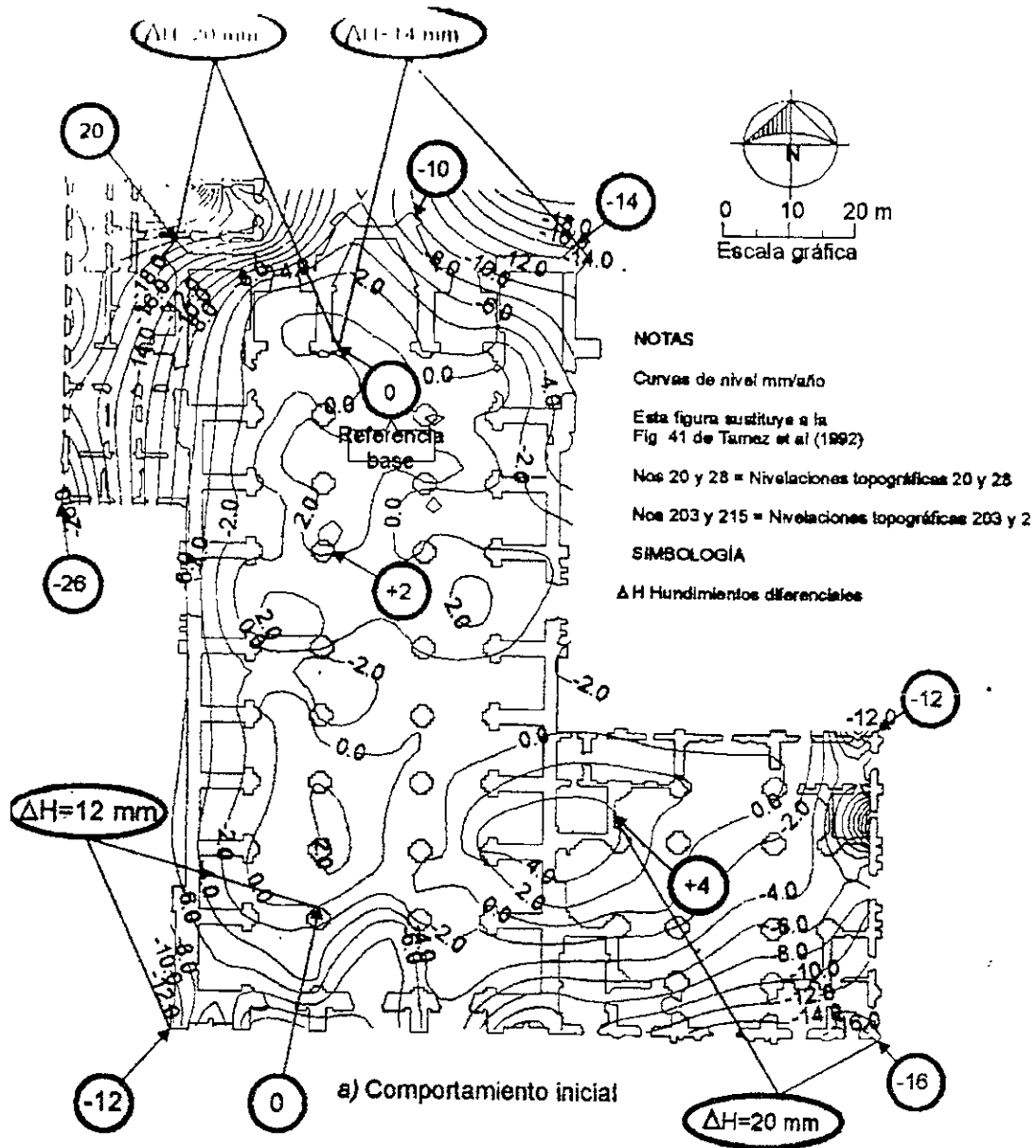


Figura 4.30 Mediciones del 7 de enero de 1991 (N° 20) al 2 de septiembre de 1991 (N° 28)

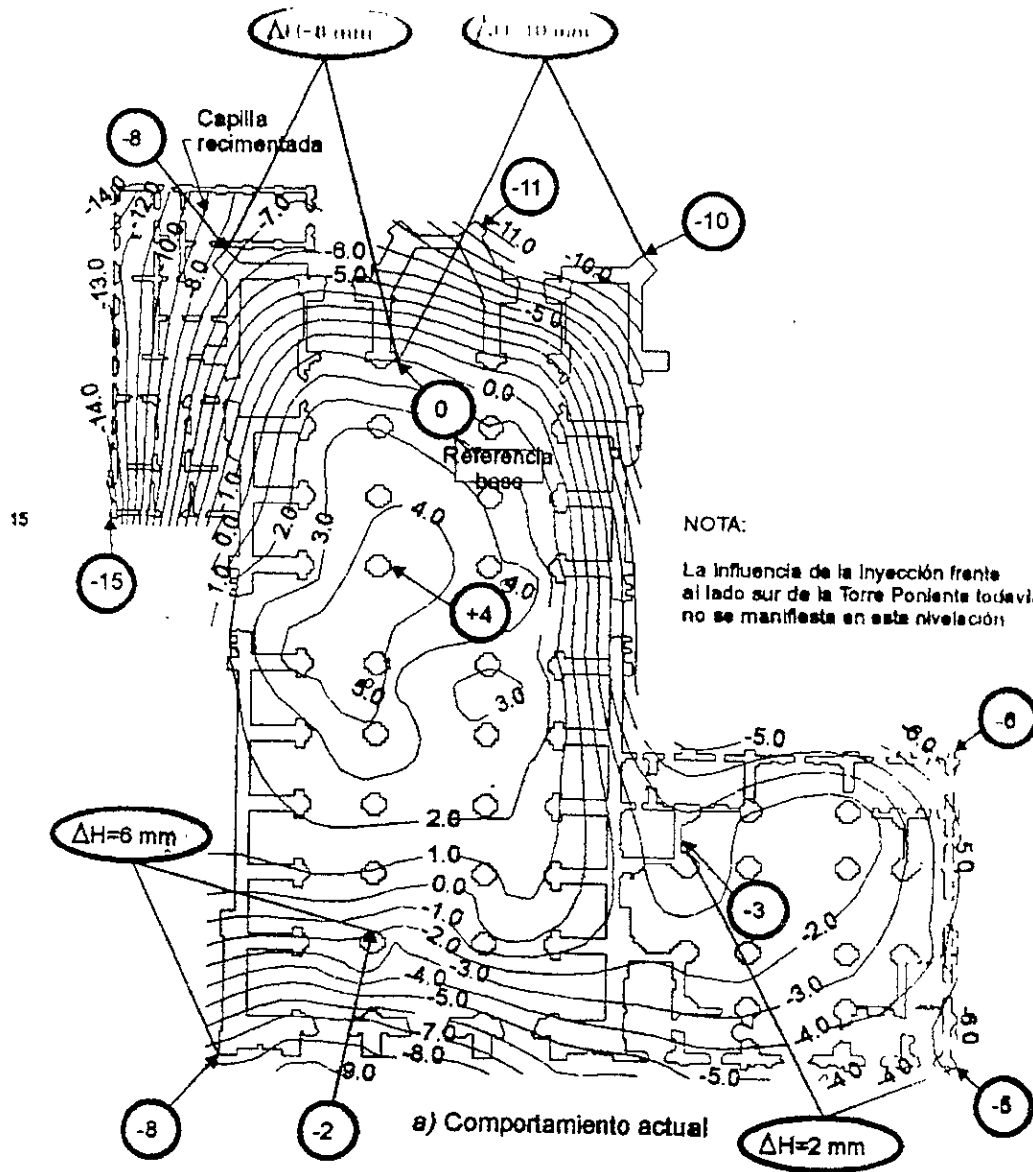


Figura 4 31 Mediciones del 20 de septiembre de 1999 (Nº203) al 21 de agosto de 2000 (Nº215)

El diferencial máximo de velocidades de hundimiento para este periodo es de 14 mm/año. Por su parte, la periferia del Sagrario gira hacia el centro de la estructura.

Con la sola comparación de las figuras anteriores se pueden emitir dos afirmaciones: 1) la inyección de morteros en el subsuelo logró modificar positivamente el patrón de velocidades de hundimiento, 2) esta modificación fue benéfica para las estructuras pues se logró que la velocidad de hundimiento disminuyera hasta en un 40 % en la esquina nororiental y un 34 % en la esquina surponiente. Por otro lado, el diferencial máximo entre el centro y la esquina nororiental de la Catedral bajó de 19 a 14 mm/año, lo que equivale a una

disminución del 27 %. Los efectos benéficos de la inyección son aún más notorios en el Sagrario ya que las velocidades de hundimiento en su esquina suroriente pasaron de 16 a 6 mm/año, por otra parte se espera que la torre poniente siga recuperando su posición inicial, debido a que donde se endureció el suelo se detiene la velocidad de los asentamientos y donde no se inyectó se hundirá a una velocidad mayor.

La decisión de aplicar la inyección con morteros para formar una estructura de refuerzo en el subsuelo que reduzca la deformabilidad de la masa de arcilla, fue la acción que se tomó después de estudiar el caso del Teatro Nacional, actual Palacio de Bellas Artes. La utilización de este método de endurecimiento en la Catedral se fundamentó en estudios teóricos y experimentales de campo y laboratorio. La influencia futura del hundimiento regional, justificó la determinación de endurecer el subsuelo de la Catedral. Este endurecimiento se llevó a cabo como una acción preventiva que reduzca la velocidad con la que se incrementan los hundimientos diferenciales.

La evolución reciente de los hundimientos diferenciales en la Catedral y el Sagrario demuestra que la inyección de morteros en el subsuelo tuvo efectos benéficos en la condición de estos templos. Las configuraciones del nivel de plintos patentizan que se modificaron favorablemente los patrones históricos de hundimiento. El comportamiento de las dos torres y el de la plomada indicadora corroboran las conclusiones anteriores. Definitivamente fueron eficaces tanto la subexcavación como la inyección de morteros.

El optimismo anterior, derivado de los trabajos antes mencionados se debe reconsiderar en las subsecuentes observaciones topográficas y estructurales, las cuales, incluso, permitirán una mejor decisión sobre el endurecimiento del subsuelo en las zonas faltantes. El endurecimiento del subsuelo se puede y debe aplicar en etapas sucesivas. Así en el futuro se podrán hacer ajustes complementarios, inyectando los sectores en los que se justifique hacerlo.

CAPITULO V

V. Comportamiento reciente y ultima propuesta de solución

V.1 CONDICIONES ACTUALES.

A la naturaleza difícil del subsuelo del Valle de México se ha agregado, a partir de la mitad del siglo pasado, el problema del hundimiento regional, desencadenado con la perforación de pozos para la extracción de agua y exacerbado por la demanda de agua generada por el desmedido crecimiento de la ciudad; así el inexorable y gradualmente creciente hundimiento regional es un fenómeno que daña a muchos edificios del Centro Histórico en un persistente proceso de asentamientos diferenciales, que se manifiestan como desplomos y agrietamientos, cuya consecuencia inevitable es la reducción de la seguridad estructural de muchos edificios, incluyendo a la Catedral Metropolitana.

Lo anterior se podría resumir señalando que el comportamiento singular de estas arcillas genera riesgos en las construcciones, en el mediano y largo plazo; así la supervivencia de las estructuras y monumentos queda condicionada a su capacidad de soportar establemente las consecuencias de las etapas de consolidación primaria y secundaria, inherentes al fenómeno del hundimiento regional.

El trabajo de Corrección Geométrica de la Catedral es una lucha frontal contra las deformaciones diferenciales que históricamente se le han acumulado, aunque la esencia del problema es estructural, se ha empezado aplicando el ingenio geotécnico para simplemente reducir la deformación; el proceso ha cumplido la primer etapa al recuperar el confinamiento del "anillo de contrarresto", y se busca inducir un movimiento de geometría cercana al de un cuerpo rígido, que aparentemente podría continuar hasta lograr una corrección más ambiciosa. Aún así es inminente iniciar los trabajos de rehabilitación estructural de los elementos que lo requieran, esto abre la segunda parte del proyecto en la cual se deberá lograr la congruencia entre las acciones en el subsuelo con las de la estructura; a su vez, conlleva a imaginar, razonar y analizar con todos los recursos de la arquitectura y de la ingeniería estructural y geotécnica el término de este enfrentamiento que permita llevar a la Catedral a una mayor seguridad estructural, al menos durante muchos años por venir.

Los fracturamientos observados en la Catedral son el resultado de asentamientos diferenciales de la cimentación, acumulados a través de su historia, desde el inicio de la construcción hasta nuestros días. Las zonas previamente consolidadas por los monumentos Aztecas sufrieron menores asentamientos bajo el peso de Catedral que aquellas donde no hubo construcciones precoloniales, causándose así una parte importante del asentamiento diferencial.

El fenómeno del hundimiento regional ha sido ampliamente estudiado y confirmado mediante numerosas estaciones piezométricas y bancos de nivel superficiales y profundos, de cuyas mediciones se demuestra que, en la zona central de la ciudad, el abatimiento de la presión en el agua de los poros del suelo se encuentra prácticamente estabilizado desde la profundidad de la "primera capa dura" (36 a 38 m) hacia abajo, en tanto que, hacia arriba de esta capa el fenómeno continúa avanzando lentamente. Esto implica que el proceso de consolidación primaria inducido por el bombeo profundo está prácticamente concluido en la segunda formación arcillosa, que se encuentra bajo la capa dura, así como en otros estratos de arcillas y limos compresibles que se encuentran a mayores profundidades; mientras que, en la formación arcillosa superior,

que sobreyace a la capa dura, el proceso de consolidación primaria se encuentra todavía en desarrollo. El análisis de los asentamientos futuros que se producirán al completarse la consolidación de la arcilla superior indica que los asentamientos diferenciales se incrementarán, aproximadamente, en otro tanto de su valor actual, durante el próximo siglo.

Los asentamientos diferenciales de la cimentación han inducido distorsiones de los arcos y de las bóvedas que han obligado a reparaciones periódicas en el pasado, consistentes en refuerzo de arcos y botareles e inyectado de grietas para consolidar las bóvedas. Este tipo de tratamientos es tradicional en el mantenimiento de la continuidad e integridad de este tipo de elementos estructurales y, sin duda, deberá continuarse practicando en el caso de la Catedral. Pero los elementos de apoyo verticales que soportan a las bóvedas y arcos, las columnas las pilastras y los muros, presentan ya desplomos cuya magnitud resulta inadmisibles, particularmente en los casos, en los que la resultante de las cargas se encuentra en su posición límite del tercio medio de la sección transversal y, en ocasiones, fuera de él, generando zonas de tensión. Esta situación debe ser corregida, reduciendo los desplomos de aquellos elementos que excedan la tolerancia, hasta una magnitud que permita eliminar las zonas de tensión y crear un margen de seguridad aceptable respecto a la excentricidad de la carga; este margen resulta particularmente importante ante el hecho de que los desplomos actuales tienden a empeorar en el futuro, como consecuencia del hundimiento regional diferencial.

Condiciones actuales.

Las condiciones actuales de la Catedral Metropolitana en la actualidad se ilustran en la figuras 2.1 y 2.2. Del análisis de la fig. 2.2 se deduce que la zona central de la Catedral emergió con respecto a su perímetro, pero la velocidad máxima de hundimiento, que se presenta en las esquinas nororiente y suroriente, sólo alcanza 8 mm/año.

El diferencial máximo de velocidades de hundimiento para este periodo es de 14 mm/año. Por su parte, la periferia del Sagrario gira hacia el centro de la estructura. Con la sola comparación de las figuras anteriores se pueden emitir dos afirmaciones: 1) la inyección de morteros en el subsuelo logró modificar positivamente el patrón de velocidades de hundimiento, 2) esta modificación fue benéfica para las estructuras pues se logró que la velocidad de hundimiento disminuyera hasta en un 40 % en la esquina nororiente y un 34 % en la esquina suroriente. Por otro lado, el diferencial máximo entre el centro y la esquina nororiente de la Catedral bajó de 19 a 14 mm/año, lo que equivale a una disminución del 27 %. Los efectos benéficos de la inyección son aún más notorios en el Sagrario ya que las velocidades de hundimiento en su esquina suroriente pasaron de 16 a 6 mm/año, por otra parte se espera que la torre poniente siga recuperando su posición inicial, debido a que donde se endureció el suelo se detiene la velocidad de los asentamientos y donde no se inyectó se hundirá a una velocidad mayor.

La evolución reciente de los hundimientos diferenciales en la Catedral y el Sagrario demuestra que la inyección de morteros en el subsuelo tuvo efectos benéficos en la condición de estos templos. Las configuraciones del nivel de plintos patentizan que se

modificaron favorablemente los patrones históricos de hundimiento. El comportamiento de las dos torres y el de la plomada indicadora corroboran las conclusiones anteriores. Definitivamente fueron eficaces tanto la subexcavación como la inyección de morteros.

El optimismo anterior, derivado de los trabajos antes mencionados se debe reconsiderar en las subsecuentes observaciones topográficas y estructurales, las cuales, incluso, permitirán una mejor decisión sobre el endurecimiento del subsuelo en las zonas faltantes. El endurecimiento del subsuelo se puede y debe aplicar en etapas sucesivas. Así en el futuro se podrán hacer ajustes complementarios, inyectando los sectores en los que se justifique hacerlo.

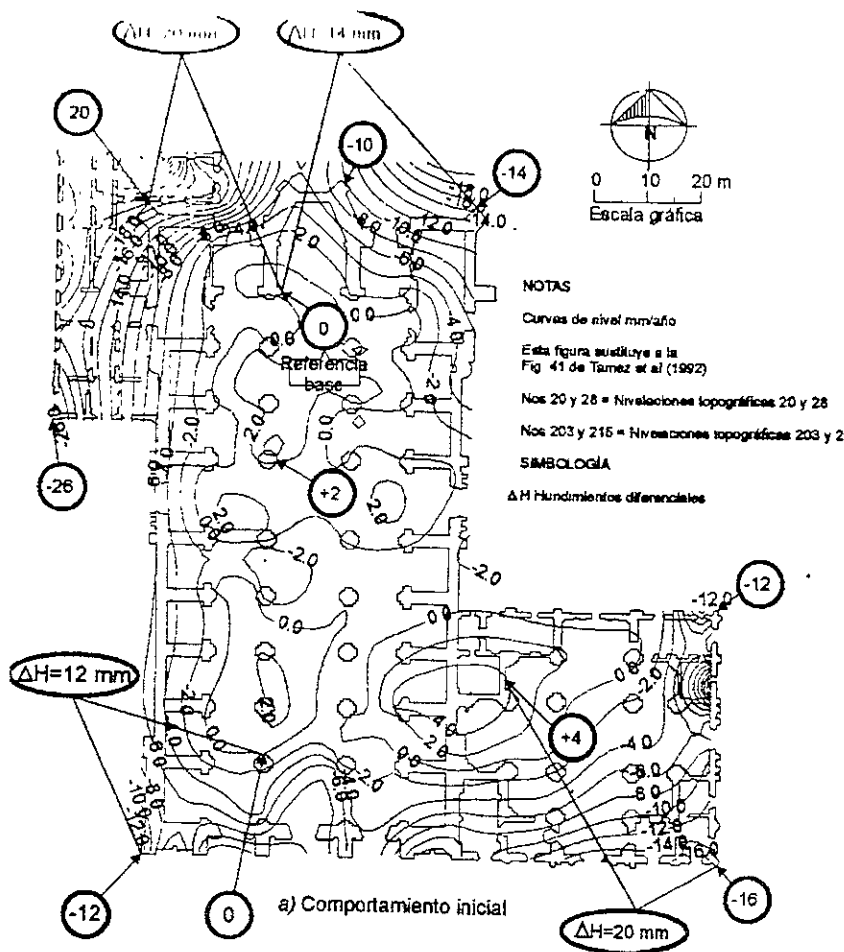


Figura 5.1. Mediciones del 7 de enero de 1991 (N o 20) al 2 de septiembre de 1991 (N o 28).

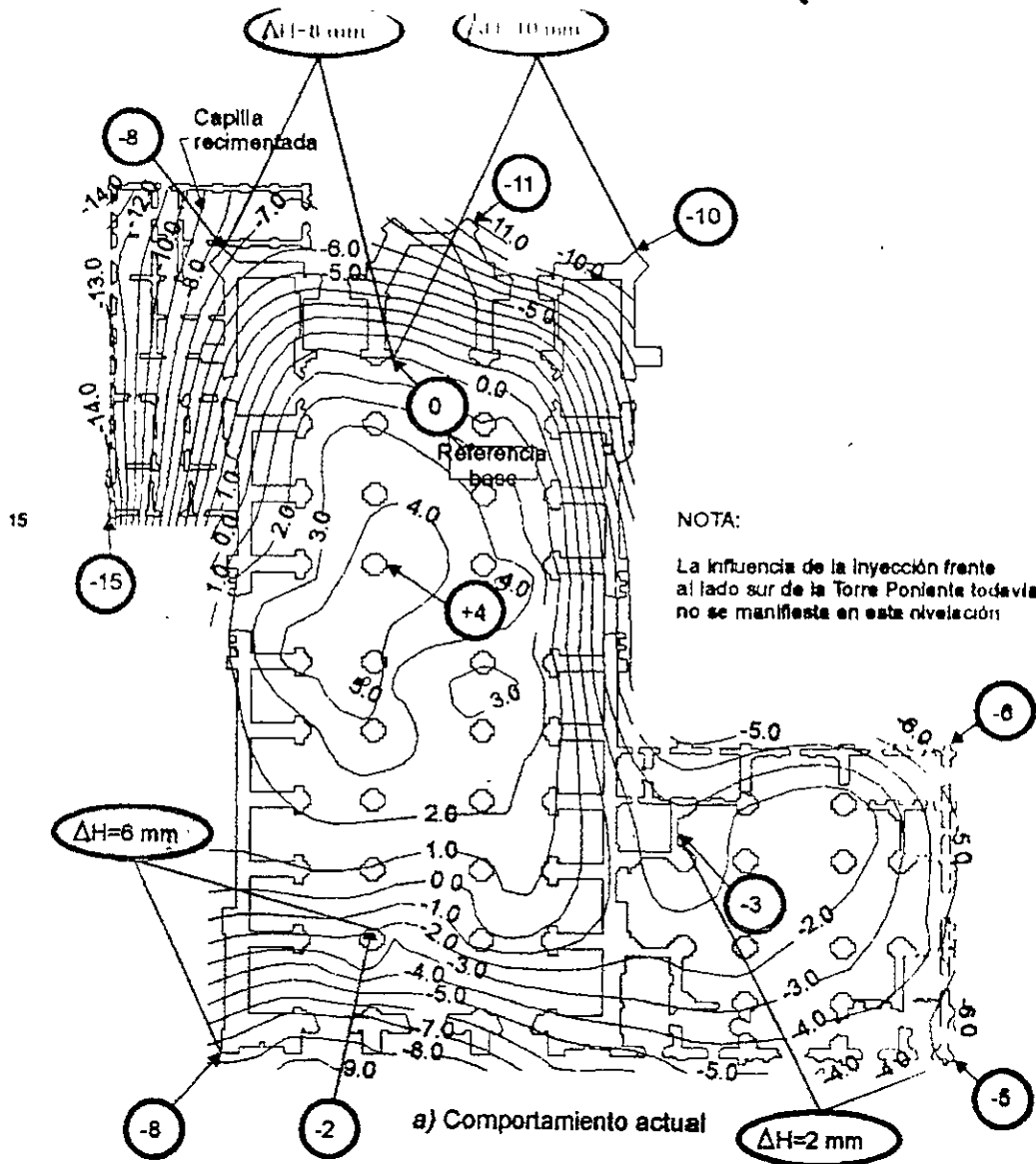


Figura 5.2 Mediciones del 20 de septiembre de 1999 (No203) al 21 de agosto de 2000 (No215).

Evaluación del riego estructural de la Catedral Metropolitana.

Los indicadores más evidentes del daño estructural de un monumento son los desplomos, el fisuramiento y deterioro de las mamposterías advertibles en los elementos de cantera o roca, además los errores originales de diseño y de construcción, que casi siempre se soslayan, pero que también contribuyen al fisuramiento y desplomo.

Los desplomos son la consecuencia de construir una estructura de mayor peso que la capacidad del subsuelo para soportarla sin deformarse, por ello casi todos los edificios coloniales acusan deformaciones desde su origen, se advierte por las correcciones

estructurales que se les hicieron durante su construcción, a veces ingeniosamente disimuladas. Pero estos desplomos inexorablemente crecen, la Catedral con 2.3% (tenía casi el 3%, se han reducido mediante los trabajos de Corrección por medio de la subexcavación).

El fisuramiento de las mamposterías, de los elementos de cantera y de las bóvedas es la otra inquietante consecuencia de las deformaciones que se presentan, conviene aquí reconocer que muchas de esas fisuras son sistemáticamente rellenadas con morteros cementantes, sin embargo, muchas permanecen abiertas y su número creciente en casi todos los monumentos.

Se puede también reflexionar que a pesar de que los métodos de análisis estructural han evolucionado notablemente y cada día se sabe más sobre el comportamiento de las mamposterías, aún con los análisis estructurales más avanzados es casi imposible evaluar con rigor el efecto de los desplomes y grietas, por ello sigue vigente la utilidad de los métodos de análisis estructural más clásicos, con los que se puede revisar la seguridad de muchos de los elementos de la estructura.

Por todo lo anterior se puede concluir que la inspección detallada de las estructuras por personal entrenado en captar hasta los pequeños detalles es una labor indispensable, por supuesto que la moderna instrumentación es de invaluable importancia para asegurarse de que se está observando racionalmente el estado de una estructura y los cambios que está sufriendo.

V. 2 ULTIMAS SOLUCIONES

Recimentaciones realizadas. Los problemas del comportamiento de la cimentación mencionados, han ocurrido a pesar de las dos recimentaciones que se hicieron con el propósito de evitarlos. Así con la primera que esencialmente consistió en el vaciado de las celdas, sus efectos fueron imperceptibles, porque no se atacaron las causas del fenómeno. En cuanto a la recimentación de 1975 con los pilotes de control, modificó temporalmente el comportamiento de la cimentación, porque la carga máxima que puede soportar es del orden del 30% del peso total de la Catedral y sobretodo porque los pilotes de control no eliminan las deformaciones diferenciales del subsuelo. Conviene subrayar que los actuales pilotes de control de la Catedral sólo disminuyen la velocidad en que ocurren las deformaciones diferenciales; si embargo, al final del proceso la magnitud total de asentamiento diferencial irremediablemente será la misma que se tendría sin los pilotes.

Soluciones potenciales aplicadas.

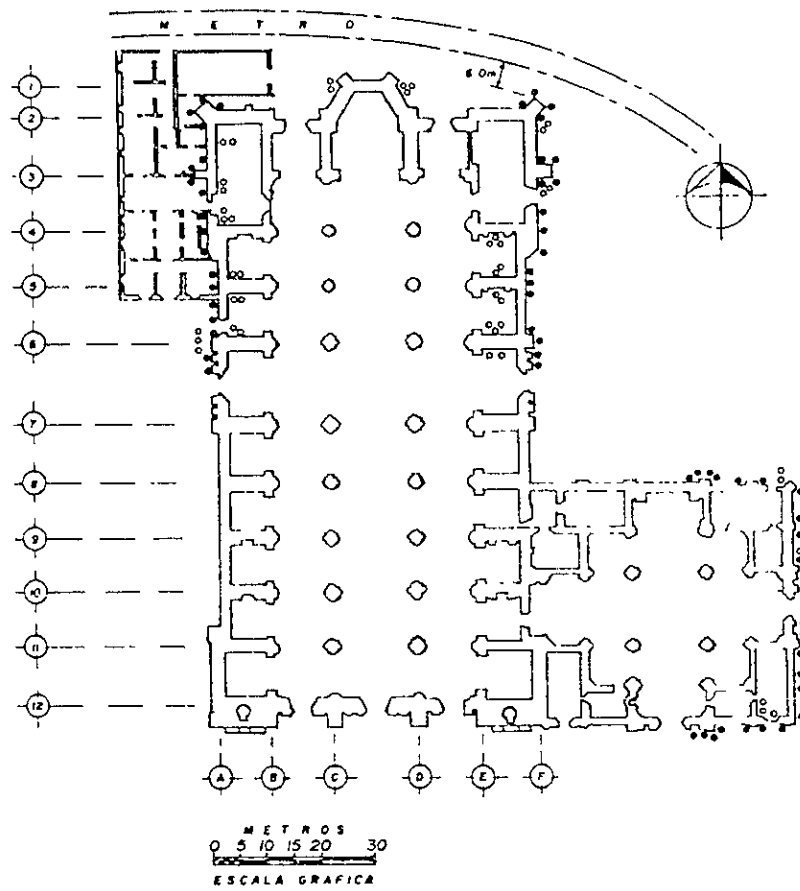
Las construcciones actuales resuelven los problemas de compresibilidad heterogénea mediante la sumatoria de su rigidez y de cimentaciones profundas, recurriendo al empleo de pilotes y pilas, por su parte las ligeras con cimentación superficial, siempre están expuestas a la influencia de las construcciones vecinas que las hunden diferencialmente, de esas hay muchos cientos de casos.

En el caso de estructuras coloniales, sobre todo por su reducida rigidez, como paradójicamente son hasta los más pesados templos, por sus grandes dimensiones y deformabilidad de su geometría y materiales de construcción. Todas las estructuras coloniales están siendo sistemáticamente agredidas por los hundimientos, al grado de que muchas se han intervenido en sus estructuras y en sus cimentaciones. En las recimentaciones se han aplicado principalmente los pilotes de control, en algunos casos pilotes de punta; Se han realizado trabajos de subexcavación y de inyección de mortero.

En las cimentaciones se han aplicado las siguientes técnicas con la siguientes finalidades:

a) Pilotes de punta con y sin control.

Reducir la velocidad de deformación diferencial que acusan en orden de importancia : a) el lado noreste de la Catedral, b) la parte este del Sagrario y c) el lado noreste de la Catedral, los cuales llegan a ser del orden de 2 mm por mes, recomendándose 63 pilotes como se muestran en la fig. 5.3.



SIMBOLOGIA

- PILOTES EXISTENTES
- NUEVOS PILOTES

 SEDUE	DIRECCION GENERAL DE SITIOS Y MONUMENTOS DEL PATRIMONIO CULTURAL .
	CATEDRAL METROPOLITANA

Figura5.3. Localización de pilotes nuevos

Tomándose esta acción con carácter de urgente y admitir la temporalidad de su efectividad a solo unos pocos años; mientras se implementaba el proceso de subexcavación.

b) Pilotes de fricción

c) Subexcavación

La primera a corto plazo sería hacer descender las zonas que actualmente estaban quedando más altas, para reducir la magnitud de las velocidades de deformación diferencial y deseablemente aunarlas.

La segunda meta a plazo intermedio fue hacer descender las zonas más altas para conseguir que la configuración de la Catedral a la que tenía cuando las columnas no causaban los desplomos y excentricidades, esto podría describirse como eliminar los asentamientos diferenciales de los últimos 60 años.

La tercera meta a largo plazo, sería la de disponer de una técnica correctiva que se volverá a aplicar, cuando la evolución futura de asentamientos diferenciales lo justifique.

d) Inyección de mortero.

Los trabajos de Rectificación Geométrica de la Catedral Metropolitana se pueden dividir conforme a lo siguiente:

Corrección del asentamiento diferencial mediante la técnica de subexcavación.

Aquí se pretendía disminuir parte de los 2.4 m de asentamiento diferencial acumulado durante los 334 años de historia de la Catedral Metropolitana, mediante la extracción de material en los estratos suaves del subsuelo. Dicho desnivel se presenta a lo largo de la nave principal siendo el punto más bajo la Torre Poniente, por tal razón el procedimiento de subexcavación se ha aplicado en su mayor parte en la zona norte de la nave y a la fecha se ha podido reducir el asentamiento diferencial en una magnitud de 0.81 m por este método de corrección.

Actualmente, se terminó la segunda etapa de la Rectificación Geométrica, para lo cual se identificó como técnica de solución el tratamiento del subsuelo; por las diferentes técnicas existentes resaltando la del endurecimiento del suelo mediante la inyección a presión de mortero arena-cemento-bentonita-cal y agua, por sus ventajas en costo, tiempo y resultados.

Otras acciones técnicas.

En las reuniones técnicas realizadas por SEDUE surgió que se evaluará la inyección de agua al subsuelo y la construcción de una pantalla impermeable perimetral a la Catedral.

La utilidad de esas medidas fue analizada demostrándose que en su máxima eficiencia reducirían los hundimientos en 24%. Por otra parte, la experiencia que se tiene en la inyección de agua, se limita al caso del Palacio Nacional en que el sistema operó solo durante unos meses, por lo que no llegó a demostrar confiablemente su efectividad; sin embargo, debe dejarse abierta la posibilidad de instalar en la Catedral un sistema de inyección de agua, como complemento a los trabajos de nivelación.

Recomendaciones de instalación. El diseño de un sistema eficiente y duradero, de captación, regulación, tratamiento e infiltración del agua de lluvia debe realizarse detalladamente. De manera preliminar se estima que se requerirían tanques de tormenta con capacidad total de unos 1000 m³, unos 30 pozos de infiltración, un sistema de filtrado y, probablemente, coagulación para la eliminación de coloides en suspensión en el agua de lluvia, antes de enviarla a los pozos, con el fin de evitar el taponamiento de éstos y de los poros del suelo circundante.

Se sugiere considerar la posible construcción de la pantalla impermeable, flexible, en caso de que el sistema de infiltración, por sí solo, fuera insuficiente para mantener el nivel freático con pequeñas variaciones en la época de estiaje, lo cual solamente puede conocerse por observaciones directas durante la operación del sistema.

Última solución adoptada

Después de la inyección de mortero se dejó de trabajar en el subsuelo de la Catedral, pero el monitoreo no dejó de realizarse periódicamente para seguir analizando el comportamiento de ésta. Sin embargo, posteriormente se tomó la decisión de reforzar los muros de cimentación, como medida de seguridad para la estructura; este trabajo es el que se está ejecutando actualmente. Este se basa en la colocación de refuerzos en las bases de las columnas sobre la parte superior de los muros de piedra de la cimentación. Estos refuerzos están hechos de perfiles metálicos (viguetas aisladas que forman un octágono). Con esto se busca reforzar por un lado las bases de todas las columnas y por otro lado darle una rigidez extra a la parte superior de la cimentación; lo anterior se realiza aprovechando la ampliación octogonal que tienen las columnas.

El procedimiento consiste en romper con rotomartillo el piso que se encuentra alrededor de la base de las columnas, de tal manera que se puedan descubrir los armados existentes que se realizaron con anterioridad, mismos que se colocaron cuando se tomó la decisión de hacer criptas dentro de los muros de cimentación con el afán de hacer negocio con las mismas, y que se requirieron para reforzar en esos momentos la cimentación. Ya con los armados descubiertos, se sueldan las viguetas para unir los muros de cimentación en la parte superior de tal manera que se forme un solo elemento en las tres naves de las criptas. Después se cuela nuevamente con todo y el piso, para posteriormente reponer el mosaico con nuevas piezas, como se muestra en la fig. 5.4.

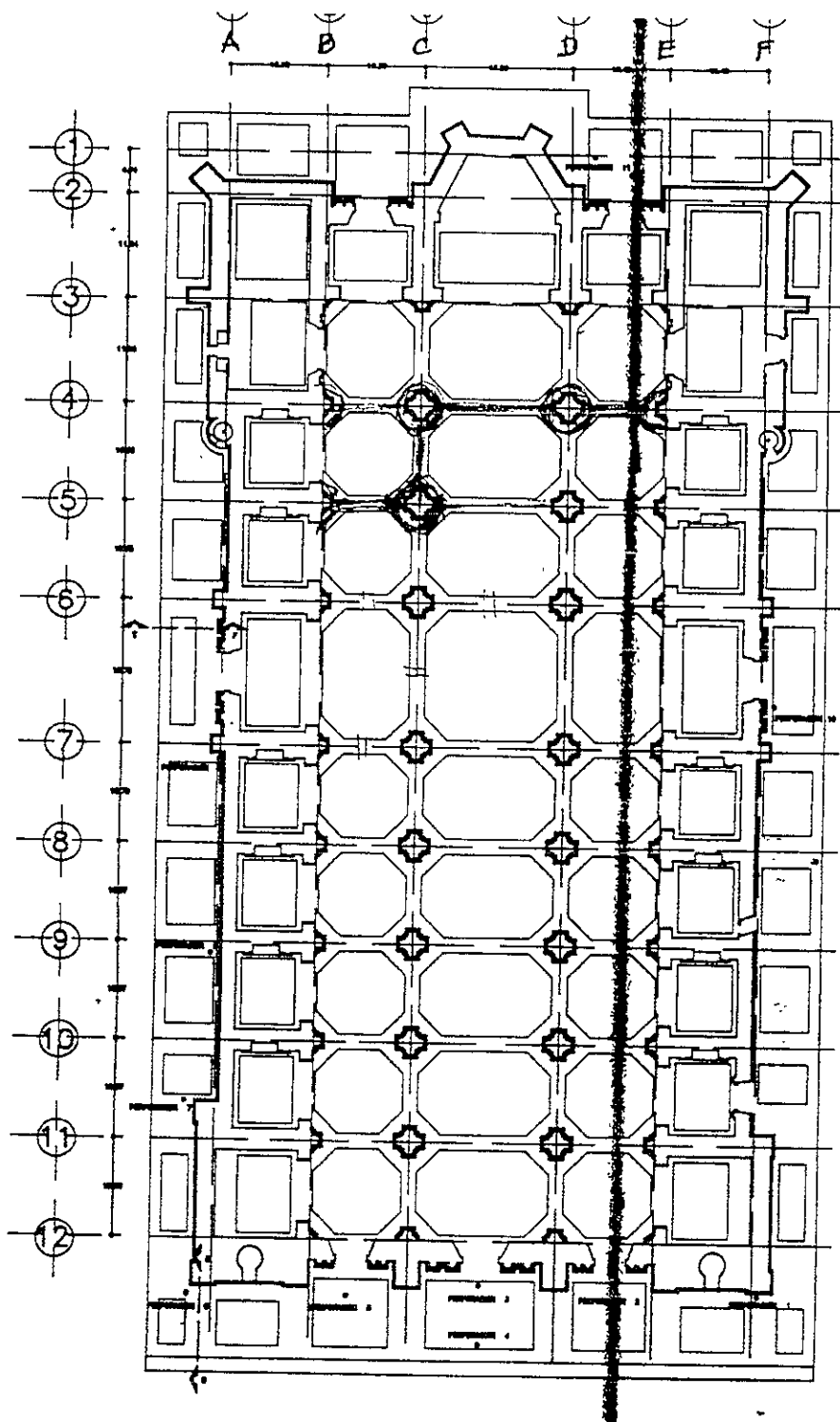


Figura 5.4. Refuerzo en base de columnas

V.3 PROYECCIONES A FUTURO

La predicción geotécnica de que muchos edificios y monumentos del Centro Histórico sufrirán daños a consecuencia de la explotación del acuífero, impulsa a buscar todas las alternativas que puedan implantarse para protegerlos. Se advierten dos enfoques complementarios:

a) El estructural, reforzando los elementos fundamentales; la experiencia italiana en este campo es muy sugestiva, por lo que seguramente se tendrá que aprovechar .

b) El geotécnico se orientará en dos cauces: con enfoque correctivo se podría aplicar el método de la subexcavación para reducir deformaciones de las estructuras, así como mejorar los tipos de pilotes que se utilicen en trabajos de recimentación y el que tendrá mayor influencia por su carácter preventivo será reducir la compresibilidad de los suelos para lo cual la inyección será una alternativa importante.

Estrategia de subexcavación.

Para alcanzar las metas que debe de cumplir el procedimiento de subexcavación llevará a implantar un proceso de ejecución que deberá evaluarse y adaptarse continuamente a la luz de la medición topográfica e instrumental de los cambios que gradualmente se van induciendo. Un aspecto complementario muy importante será el registro y conservación de toda la información que se genere, para su mejor aprovechamiento.

En los últimos años en Europa se ha aplicado la técnica de inyectar morteros en suelos arcillosos blandos, para reducir los hundimientos inducidos por la excavación de túneles, sin embargo, apenas se empieza a advertir que puede reducir la compresibilidad de los suelos; por ello admira que Adamo Boari recurriera a ella partir de 1910 para corregir los problemas de hundimiento diferencial en el Teatro Nacional, actual Palacio de Bellas Artes, asesorado por William H. Birkmire y Jolm O'Rourke; pero sorprende todavía más que su primera aplicación se hizo en la Estación del Ferrocarril Mexicano en 1881, sin que se sepa quien lo recomendó. Esa primera. experiencia de hace 115 años esta pérdida, en cambio la del Teatro Nacional ha sido en buena parte recopilada en el Archivo General de la Nación, para formar parte del conocimiento que se tiene sobre el comportamiento del subsuelo del Valle de México, pero sobre todo para reconocer su aplicabilidad actual al subsuelo de las estructuras del Centro Histórico de la Ciudad de México.

En este informe se propone endurecer las partes blandas del subsuelo bajo de la Catedral en el futuro, por que es una de las alternativas viable para proteger la Catedral Metropolitana del proceso destructivo que indudablemente la afecta y la llevará a condiciones de riesgo de incapacidad para soportar excesivos desplomos y eventuales cargas sísmicas.

Desafío tecnológico.

La seguridad estructural es un concepto muy preciso cuando se trata de edificios recientes, que cuando no se cumple, simplemente se decide entre reestructurarlos o demolerlos; en cambio para los monumentos catalogados como parte del Patrimonio Cultural, la eventual condición de inseguridad conduce a un problema muy complejo, por que su reestructuración puede ser desde factible a incierta y su demolición siempre inadmisible.

En cuanto al análisis del comportamiento estructural de un monumento colonial, para evaluar su seguridad, conlleva a intentar la evaluación de la compleja relación de incertidumbres, empezando por las propiedades mecánicas de los materiales pétreos, la geometría del conjunto que define la transmisión de las cargas estáticas y dinámicas, la natural e inducida heterogeneidad del subsuelo, el natural deterioro que va sufriendo el monumento y los cambios que experimenta el suelo, que pueden ser inherentes a su naturaleza o provocados por acciones humanas.

Diagnóstico geotécnico.

Conocimiento del subsuelo. Por estudios recientes de varias iglesias y edificios coloniales de la Ciudad de México permite generalizar que se construyeron en sitios donde existían templos y construcciones prehispánicas, que fueron demolidas total o parcialmente, pero las nuevas construcciones casi siempre excedieron las dimensiones de las precedentes; esto dejó al subsuelo en una condición muy heterogénea, porque el grado de la preconsolidación (endurecimiento), es una variable tanto en la dirección vertical, como en las dos horizontales. Así bajo una de esas construcciones y para un mismo estrato de arcilla, se puede tener una historia de cargas diferente, que a su vez es la causa de un comportamiento diferente.

Evolución de los asentamientos por peso propio.

La predicción teórica de los asentamientos de una de las pesadas construcciones coloniales del Centro Histórico, en un sitio que no hubiera tenido áreas preconsolidadas, demostraría que los hundimientos serían los de falla del suelo y por ello inadmisibles, que la solución de construcción hubiera tenido tres alternativas: a) relocalizarla para ubicarla en un sitio preconsolidado, b) construirla en etapas muy lentas para gradualmente endurecer al suelo y c) esperar al endurecimiento progresivo del suelo por efecto del bombeo, fenómeno que empezó a partir de la mitad del siglo pasado. En la época Colonial se adoptaron intuitivamente las dos primeras.

La morfología del asentamiento de una estructura inducido por peso propio se puede definir con mucha certeza teórica y práctica, cuando se conoce la distribución de las cargas que trasmite al suelo, se puede modelar la rigidez de la estructura y en el subsuelo no hay partes preconsolidadas, en ese caso el hundimiento máximo siempre corresponde con el centro de las cargas y la forma de una concavidad regular. De manera similar, si se analizara el conjunto de construcciones coloniales que integran una manzana típica del Centro Histórico, se demuestra que por peso propio el centro debe hundirse más que las esquinas.

Evolución de asentamientos por extracción de agua.

El bombeo profundo intensivo al que se ha sometido al Valle de México desencadena reducciones de la presión del agua intersticial, que a su vez se transforman en incrementos de la presión efectiva entre las partículas sólidas del suelo, que en los estratos profundos llegan a ser mayores de las 20 ton/m² y todavía están creciendo. Este efecto que se inició a mediados del siglo pasado pasó inadvertido, pero el centro de la ciudad alarmantemente se ha asentado mas de 7.6 m en lo que va del siglo.

El incremento de cargas que antes se mencionó tiende a ser de semejante magnitud, para un cierto sector de la ciudad, la respuesta del suelo será asentarse por el efecto de la consolidación que esa carga provoca, la morfología del hundido que se observará tendrá tres casos:

- a) Si el subsuelo blando es idealmente uniforme, sin zonas preconsolidadas, el hundimiento tendería a ser parejo y por ello no se manifestarían los malignos asentamientos diferenciales, podría hasta pasar a ser desapercibido.
- b) Por el contrario, en un subsuelo con zonas preconsolidadas, los incrementos de carga que desencadena el bombeo, aún considerando que fueran idealmente uniformes, inducirán asentamientos de distinta magnitud, en función de las cargas históricas que han consolidado diferencialmente cada sector de la zona.
- c) El caso del subsuelo blando de espesor variable, aún sin tener zonas preconsolidadas diferencialmente, sufre también de hundimientos diferenciales que dañan a las construcciones; este caso se esta presentando en muchas de las orillas de los lagos y empieza a causar grandes daños, porque todas las construcciones tradicionalmente de esas orillas se cimentan sin considerar este efecto.

El primer caso se asemeja a lo que ocurrió en el Centro Histórico desde principios de siglo y que está ocurriendo en los desarrollos urbanos al sur y norte de la ciudad, en los que todavía no se aprecian diferencias en los asentamientos.

El segundo caso es el más agresivo a las construcciones coloniales de grandes dimensiones, cuando los asentamientos diferenciales y desplomos hasta se advierten a simple vista, como en la Catedral, fáciles de comprobar, por la amplitud de visión que proporciona la Plaza de la Constitución. Otro fenómeno que también se puede constatar es el desplomo de muchas esquinas de las manzanas del Centro Histórico, porque las partes centrales se están hundiendo menos que las esquinas que están menos consolidadas, porque históricamente han recibido cargas menores.

Pronóstico geotécnico.

El estudio geotécnico de una estructura colonial deberá incluir una estimación de los asentamientos que podrá sufrir, como consecuencia de los hundimientos regionales originados en la pérdida de las presiones del agua intersticial; con esos valores se podrán interpretar los desplomos que se ocasionarán.

Al reducir la generación de asentamientos diferenciales a futuro por el descenso de las cargas piezométricas. Mediante el tratamiento de los estratos arcillosos se desea disminuir su compresibilidad tal que el asentamiento a largo plazo se igual en todos los puntos de la Catedral Metropolitana, con base en las velocidades de asentamiento registrados en los últimos años y en las compresibilidades del suelo medidas, se prevé tener un incremento del asentamiento diferencial entre la torre poniente de la Catedral y el Sagrario Metropolitano, de 1.95 m, para los siguientes 50 años. Dicho efecto se espera disminuirlo con el tratamiento del suelo.

Recomendaciones.

La Catedral Metropolitana y el sagrario anexo, presentan fracturamientos que se observan en algunas partes de las bóvedas y en la base de algunas columnas; además de desplomos de las columnas y otros deterioros importantes por lo cual se recomienda un estudio estructural con el fin de determinar las causas de estos fracturamientos, su grado de importancia estructural y las medidas que deban tomarse para asegurar la estabilidad actual y futura del conjunto religioso más importante de América.

Trabajos futuros.

Al término de la inyección de mortero no se planea realizar algún otro procedimiento para seguir corrigiendo los desniveles existentes en la Catedral Metropolitana, pero si se seguirá monitoreando y cuidando la presencia de movimientos o cambio de niveles que se puedan generar con el transcurso del tiempo en cualquier parte de la Catedral Metropolitana. Este monitoreo seguirá con menor intensidad y frecuencia, comparado con el que se llevó a cabo en la subexcavación y/o en el endurecimiento del suelo, y podría realizarse cada 2 ó 3 meses dependiendo de las observaciones que se tengan. Así mismo se dejaron las lumbreras que se utilizaron en el procedimiento de subexcavación, de tal manera que se puedan volver a utilizar en dado caso de que se requiera nuevamente de este procedimiento. De igual manera se dejaron habilitados los tubos de inyección para tener la oportunidad de volver a endurecer el suelo cuando en el futuro sea necesario. Por lo pronto no se tiene contemplado continuar con estos procesos hasta que no se observen nuevos hundimientos que pongan en peligro las estructuras de la Catedral y el Sagrario.

VI. CONCLUSIONES

La solución que se escogiera entre las cuatro comentadas en el capítulo 3, para mejorar las condiciones de la Catedral, debió asegurar la permanencia de los templos mediante la corrección no sólo de los desniveles y desplomes actuales, sino también debió servir para enmendar los desniveles y desplomes futuros. Debió tomar el grado de dificultad de la ejecución, características de la estructura, limitaciones de cimentación, e interferencia de las obras en el funcionamiento de estos templos. Con el apoyo del estudio realizado, la solución que se consideró fue la del método de subexcavación, el cual concluimos que entre los cuatro mencionados fue el óptimo; este proceso de subexcavación empezó en agosto de 1993. Las acciones emprendidas durante el primer trimestre de trabajo, permitieron observar una rápida respuesta del suelo y la estructura. En primera instancia, se perseguía anular la deformación, de casi 2 mm/mes, y provocar una tendencia al cierre de la nave central. Los resultados fueron alentadores, al comprobar la correspondencia de movimientos de la estructura a la subexcavación, y finalmente se consiguió renivelar las estructuras hasta llegar al punto en que ya no tuviera problemas estructurales. Por otra parte, se dejó todo listo para volver a utilizar el proceso de subexcavación, en caso de asentamientos diferenciales futuros que pongan en riesgo a la Catedral y el Rosario.

Como se pudo apreciar en el capítulo 4, Se produjeron correcciones importantes y favorables de los hundimientos diferenciales de la construcción en lo que se refiere a la subexcavación, ya que entre el Ábside y la esquina surponiente se tenía un desnivel de 2.42 m logrando reducirse para agosto de 1994 en 32 cm. Posteriormente, con la ayuda de la inyección de mortero, se redujo considerablemente la velocidad de hundimiento en zonas bajas, se redujo aun más la diferencia de desniveles además de que se corrigieron los giros hacia el oriente y poniente debidos a la diferencia de resistencia del suelo en las orillas de la Catedral y el Sagrario. Lo anterior nos deja ver que si bien no se pueden detener los hundimientos en el Valle de México, si se pueden corregir en gran medida los asentamientos diferenciales en edificios importantes, con las técnicas mostradas anteriormente.

Debido a que el problema es esencialmente estructural y aunado a que el suelo de la Ciudad de México sufre constantes deformaciones diferenciales por la extracción de agua y por sus propias características, concluimos que el problema de la Catedral Metropolitana debe seguir corrigiéndose. Se debe de pensar en nuevas alternativas para que en la actualidad y a futuro, ayuden a mejorar el comportamiento estructural de la Catedral Metropolitana. Nosotros recomendamos, dar un mantenimiento constante para conservar la integridad y continuidad de los elementos de la estructura, llevar un monitoreo de los pilotes de control para ver el comportamiento de la estructura y reducir la velocidad del hundimiento por medio del tratamiento del suelo por el método de inyección de mortero. Consideramos de importancia, realizar constantes observaciones topográficas y estructurales por medio de inspección detallada de personal calificado, a su vez tocará a nuevas generaciones de ingenieros innovar en nuevas alternativas de solución para seguir preservando la Catedral Metropolitana.

BIBLIOGRAFIA**Catedral de México**

Autor: Manuel Tuossaint, vol. 2

México historia turismo y costumbres

Autor: Secretaría de Gobernación, Gobierno de los Edos.

Editorial: Español

La traza original con la que fue construida la Catedral de México

Autor: Dr. Luis G. Serrano; UNAM, Esc. Nal. de Arquitectura 1964

Recimentación y Renivelación de las Estructuras y Monumentos

Autor: Enrique Santoyo, José A. Segovia, Año 1999.

Editorial: TGC Geotecnia S.A..

Ingeniería Estructural de los Edificios Históricos

Autor: Roberto Meli, Año 1999

Editorial: Fundación ICA

Notas sobre el diseño y construcción de cimentaciones en el D.F.

Autor: Raúl j, Marsal

Año 1989

Comisión Federal de Electricidad

Catedral Metropolitana: corrección geométrica, informe técnico.

Autor: Enrique Tamez, Enrique Santoyo, Roberto Meli.

Año 1995

Asociación Amigos de la Catedral Metropolitana de México.

SEDUE, (1989) Estudios de las Cimentaciones de la Catedral y el Sagrario Metropolitanos de la ciudad de México.

Informe preparado para TGC Geotecnia S.A.

SEDESOL. (1992) “ La Catedral Metropolitana y el Sagrario de la ciudad de México, Corrección al Comportamiento de sus cimentaciones “

Informe preparado para TGC Geotecnia S.A.

Comportamiento Estructural de la Catedral, Informes del Instituto de Ingeniería,UNAM.

Autor: Meli, R y Sánchez,R.

Año (1994)

Rehabilitación de la Catedral Metropolitana de la Ciudad de México, Informe del Instituto de ingeniería UNAM.

Autor: Meli, R y Sánchez,R.

Año (1994)

Catedral y Sagrario de la Ciudad de México. Corrección Geométrica y Endurecimiento del Subsuelo.

Autor: Enrique Santoyo, Efraín Ovando S.

Año 2000

Editorial: TGC Geotecnia S.A..

Endurecimiento de arcillas blandas del Valle de México, Mediante la Inyección radial de morteros.

Secretaría de Educación Pública, Dirección General de Sitios y Monumentos del Patrimonio Cultural.

Año (1998)