

22



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ZET

FACULTAD DE INGENIERIA

UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTONOMA DE
MEXICO

"ALGUNOS ESTUDIOS SOBRE EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL
DE EL SAGRARIO METROPOLITANO"

T E S I S

Que para obtener el título de :

INGENIERO CIVIL

presenta

JORGE XAVIER BALLINAS DE LA TORRE

FALLA DE ORIGEN



MEXICO, D. F.

FEBRERO 1995

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis 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
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
60-1-198/93

Señor:
JORGE XAVIER BALLINAS DE LA TORRE
Presente.

En atención a su solicitud, me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **ING. ROBERTO SANCHEZ RAMIREZ** que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

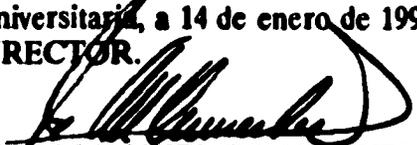
**"ALGUNOS ESTUDIOS SOBRE EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE
EL SAGRARIO METROPOLITANO"**

- INTRODUCCION**
- I. OBJETIVOS**
- II. ASPECTOS GENERALES**
- III. MODELOS PLANOS DE ELEMENTO FINITO**
- IV. COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL**
- V. RESULTADOS**
- VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

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 deberá 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 14 de enero de 1994.
EL DIRECTOR.


ING. JOSÉ MANUEL COVARRUBIAS SOLIS

JMCS/RCR*nl

h.

A mis padres:

**Jorge Ballinas Pinto y
Virginia de la Torre de Ballinas**

A mis hermanos:

**Horacio y
Verónica**

**Por su gran apoyo y comprensión a través de los años,
que hizo de la terminación de este trabajo
una realidad**

ÍNDICE

	INTRODUCCIÓN	1
I	OBJETIVOS	5
II	ASPECTOS GENERALES	7
	<i>II.1 Antecedentes históricos del Sagrario Metropolitano</i>	<i>7</i>
	<i>II.2 Obras realizadas para preservar su integridad</i>	<i>9</i>
III	MODELOS PLANOS DE ELEMENTO FINITO	13
	<i>III.1 Antecedentes</i>	<i>13</i>
	<i>III.2 Programa de cómputo SAP90</i>	<i>14</i>
	<i>III.3 Descripción de ejes modelados</i>	<i>16</i>
	<i>III.4 Desarrollo de modelos analíticos</i>	<i>18</i>
	<i>III.4.1 Materiales</i>	<i>19</i>
	<i>III.4.2 Secciones equivalentes</i>	<i>21</i>

IV	COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL	22
	<i>IV.1 Aspectos generales</i>	22
	<i>IV.2 Descripción del sistema estructural</i>	24
	<i>IV.3 Comportamiento estructural histórico</i>	26
	<i>IV.4 Objetivos y descripción del proceso de subexcavación</i>	27
	<i>IV.5 Respuesta de la estructura a la subexcavación</i>	29
	<i>IV.6 Bajada de cargas</i>	30
V	RESULTADOS	31
	<i>V.1 Generalidades</i>	31
	<i>V.2 Análisis por peso propio</i>	33
	<i>V.2.1 Deformaciones</i>	33
	<i>V.2.2 Esfuerzos</i>	36
	<i>V.2.3 Trayectorias de fuerzas</i>	41
	<i>V.3 Análisis por asentamientos diferenciales</i>	41
	<i>V.3.1 Deformaciones</i>	42
	<i>V.3.2 Esfuerzos</i>	43
VI	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	46
	RECONOCIMIENTOS	49
	REFERENCIAS	50
	TABLAS	53
	FIGURAS	56

ÍNDICE DE TABLAS

- 1** *Planos consultados*
- 2** *Características de los modelos de elemento finito*
- 3** *Secciones equivalentes utilizadas en los modelos de elemento finito*
- 4** *Propiedades mecánicas de los materiales*
- 5** *Resultados de la bajada de cargas hasta el nivel de feligresía*

ÍNDICE DE FIGURAS

- 1** *Localización probable de estructuras prehispánicas*
- 2** *Cronología de construcción de las diversas estructuras*
- 3** *Características de la cimentación original*
- 4** *Detalle de la junta Catedral-Sagrario*
- 5** *Losas, traveses y pilotes de la recimentación de 1976*
- 6** *Zonas excavadas en la recimentación de 1976*
- 7** *Pilotes de punta (recimentación de 1975)*
- 8** *Esquema de una lumbrera*
- 9** *Secuencia del proceso de subexcavación por medio de perforaciones*
- 10** *Localización de lumbreras y radiaciones de subexcavación*
- 11** *Corte transversal, eje 3*
- 12** *Corte transversal, eje 5*
- 13** *Modelo de elemento finito del eje 1*
- 14** *Modelo de elemento finito del eje 2*
- 15** *Modelo de elemento finito del eje 3*
- 16** *Modelo de elemento finito del eje 4*
- 17** *Modelo de elemento finito del eje 5*
- 18** *Modelo de elemento finito del eje 6*
- 19** *Modelo de elemento finito del eje 1*

20	<i>Modelo de elemento finito del eje J</i>
21	<i>Modelo de elemento finito del eje K</i>
22	<i>Definición de elementos ASOLID en el plano X-Y</i>
23	<i>Distribución de cargas y materiales en el modelo del eje 1</i>
24	<i>Distribución de cargas y materiales en el modelo del eje 2</i>
25	<i>Distribución de cargas y materiales en el modelo del eje 3</i>
26	<i>Distribución de cargas y materiales en el modelo del eje 4</i>
27	<i>Distribución de cargas y materiales en el modelo del eje 5</i>
28	<i>Distribución de cargas y materiales en el modelo del eje 6</i>
29	<i>Fachada principal (Sur)</i>
30	<i>Fachada posterior (Norte)</i>
31	<i>Fachada lateral (Oriente)</i>
32	<i>Planta a nivel de feligresía</i>
33	<i>Planta a nivel de azotea</i>
34	<i>Sección transversal típica de columnas del crucero</i>
35	<i>Curvas de igual hundimiento diferencial. Dic 1989</i>
36	<i>Hundimientos diferenciales. Dic 1983 a Ene 1989</i>
37	<i>Grietas en el piso de feligresía. Nov 1989</i>
38	<i>Desplomos de columnas y pilastras. Feb 1990</i>
39	<i>Configuración deformada del modelo del eje 1, debida a peso propio</i>
40	<i>Configuración deformada del modelo del eje 2, debida a peso propio</i>
41	<i>Configuración deformada del modelo del eje 3, debida a peso propio</i>
42	<i>Configuración deformada del modelo del eje 4, debida a peso propio</i>
43	<i>Configuración deformada del modelo del eje 5, debida a peso propio</i>
44	<i>Configuración deformada del modelo del eje 6, debida a peso propio</i>
45	<i>Configuración deformada del modelo del eje I, debida a peso propio</i>
46	<i>Configuración deformada del modelo del eje J, debida a peso propio</i>
47	<i>Configuración deformada del modelo del eje K, debida a peso propio</i>
48	<i>Modelo del eje 1. Distribución de esfuerzos normales en la dirección horizontal, obtenida del análisis por peso propio.</i>

- 49 ***Modelo del eje 1. Distribución de esfuerzos normales en la dirección vertical, obtenida del análisis por peso propio.***
- 50 ***Modelo del eje 2. Distribución de esfuerzos normales en la dirección horizontal, obtenida del análisis por peso propio.***
- 51 ***Modelo del eje 2. Distribución de esfuerzos normales en la dirección vertical, obtenida del análisis por peso propio.***
- 52 ***Modelo del eje 3. Distribución de esfuerzos normales en la dirección horizontal, obtenida del análisis por peso propio.***
- 53 ***Modelo del eje 3. Distribución de esfuerzos normales en la dirección vertical, obtenida del análisis por peso propio.***
- 54 ***Modelo del eje 3. Distribución de esfuerzos cortantes, obtenida del análisis por peso propio.***
- 55 ***Modelo del eje 4. Distribución de esfuerzos normales en la dirección horizontal, obtenida del análisis por peso propio.***
- 56 ***Modelo del eje 4. Distribución de esfuerzos normales en la dirección vertical, obtenida del análisis por peso propio.***
- 57 ***Columna 1-4. Distribución de esfuerzos normales en la dirección vertical, obtenida del análisis por peso propio.***
- 58 ***Modelo del eje 4. Distribución de esfuerzos cortantes, obtenida del análisis por peso propio.***
- 59 ***Modelo del eje 5. Distribución de esfuerzos normales en la dirección horizontal, obtenida del análisis por peso propio.***
- 60 ***Modelo del eje 5. Distribución de esfuerzos normales en la dirección vertical, obtenida del análisis por peso propio.***
- 61 ***Modelo del eje 5. Distribución de esfuerzos cortantes, obtenida del análisis por peso propio.***
- 62 ***Modelo del eje 6. Distribución de esfuerzos normales en la dirección horizontal, obtenida del análisis por peso propio.***
- 63 ***Modelo del eje 6. Distribución de esfuerzos normales en la dirección vertical, obtenida del análisis por peso propio.***

- 64** *Modelo del eje 6. Distribución de esfuerzos cortantes, obtenida del análisis por peso propio.*
- 65** *Modelo del eje I. Distribución de esfuerzos normales en la dirección horizontal, obtenida del análisis por peso propio.*
- 66** *Modelo del eje I. Distribución de esfuerzos normales en la dirección vertical, obtenida del análisis por peso propio.*
- 67** *Modelo del eje I. Distribución de esfuerzos cortantes, obtenida del análisis por peso propio.*
- 68** *Modelo del eje J. Distribución de esfuerzos normales en la dirección horizontal, obtenida del análisis por peso propio.*
- 69** *Modelo del eje J. Distribución de esfuerzos normales en la dirección vertical, obtenida del análisis por peso propio.*
- 70** *Modelo del eje K. Distribución de esfuerzos normales en la dirección horizontal, obtenida del análisis por peso propio.*
- 71** *Modelo del eje K. Distribución de esfuerzos normales en la dirección vertical, obtenida del análisis por peso propio.*
- 72** *Trayectoria de cargas verticales en el modelo del eje 3*
- 73** *Trayectoria de cargas verticales en el modelo del eje 4*
- 74** *Trayectoria de cargas verticales en el modelo del eje 5*
- 75** *Configuración deformada del modelo del eje 3, obtenida del análisis por peso propio y hundimientos diferenciales.*
- 76** *Configuración deformada del modelo del eje 4, obtenida del análisis por peso propio y hundimientos diferenciales.*
- 77** *Configuración deformada del modelo del eje 5, obtenida del análisis por peso propio y hundimientos diferenciales.*
- 78** *Configuración deformada del modelo del eje 6, obtenida del análisis por peso propio y hundimientos diferenciales.*
- 79** *Configuración deformada del modelo del eje I, obtenida del análisis por peso propio y hundimientos diferenciales.*
- 80** *Modelo del eje 3. Distribución de esfuerzos normales en la dirección*

- horizontal, obtenida del análisis por peso propio y hundimientos diferenciales.*
- 81** *Modelo del eje 3. Distribución de esfuerzos normales en la dirección vertical, obtenida del análisis por peso propio y hundimientos diferenciales.*
- 82** *Modelo del eje 4. Distribución de esfuerzos normales en la dirección horizontal, obtenida del análisis por peso propio y hundimientos diferenciales.*
- 83** *Modelo del eje 4. Distribución de esfuerzos normales en la dirección vertical, obtenida del análisis por peso propio y hundimientos diferenciales.*
- 84** *Modelo del eje 5. Distribución de esfuerzos normales en la dirección horizontal, obtenida del análisis por peso propio y hundimientos diferenciales.*
- 85** *Modelo del eje 5. Distribución de esfuerzos normales en la dirección vertical, obtenida del análisis por peso propio y hundimientos diferenciales.*
- 86** *Modelo del eje 6. Distribución de esfuerzos normales en la dirección horizontal, obtenida del análisis por peso propio y hundimientos diferenciales.*
- 87** *Modelo del eje 6. Distribución de esfuerzos normales en la dirección vertical, obtenida del análisis por peso propio y hundimientos diferenciales.*
- 88** *Modelo del eje 1. Distribución de esfuerzos normales en la dirección horizontal, obtenida del análisis por peso propio y hundimientos diferenciales.*
- 89** *Modelo del eje 1. Distribución de esfuerzos normales en la dirección vertical, obtenida del análisis por peso propio y hundimientos diferenciales.*

INTRODUCCIÓN

Por su gran valor histórico y artístico, la Catedral de la Ciudad de México y la iglesia parroquial adyacente, el Sagrario Metropolitano, son considerados los templos más importantes de los que se construyeron en la época de la Nueva España.

Desde su traza, el Sagrario se concibió con singular habilidad y forma un todo armónico con la Catedral, sin perder independencia formal y funcional. De una planta casi cuadrada, con una cruz griega inscrita, se levanta este bello y majestuoso edificio barroco, único en la historia del arte virreinal (Ref 12). Su construcción data de mediados del siglo XVIII; para ese entonces, la Catedral estaba prácticamente terminada, por lo que se adosó a su muro oriente y se intercomunicó con ella. En términos eclesiásticos, un sagrario es una parte de la iglesia donde se depositan las cosas consagradas, y este fue el objeto especial del Sagrario en relación con la Catedral.

En el año de 1948, el Sagrario de la Ciudad de México fue declarado Monumento Histórico por el Instituto Nacional de Antropología e Historia (INAH) y en 1989, fue declarado Patrimonio de la Humanidad por la Organización de las Naciones Unidas para la Educación, la Ciencia y la Cultura (UNESCO).

La Catedral y el Sagrario se construyeron sobre las ruinas de los edificios del Templo Mayor de Tenochtitlán; excavaciones recientes han permitido observar que la cimentación del Sagrario se apoya parcialmente sobre los restos del Templo del Sol. Esta situación ha dado lugar a zonas de preconsolidación y compresibilidad desigual en los estratos de arcilla blanda subyacentes.

Si bien es cierto que una parte del lado poniente de la plataforma que soporta al Sagrario se apoya en la que soporta a la Catedral, el resto se apoya en terreno blando, sobre todo en la esquina sur-oriente. Además, se ha encontrado que la cimentación original del Sagrario es de mala calidad, comparada con la de Catedral. El edificio se ha resentido por su falta de base, desarrollándose hundimientos diferenciales de gran magnitud.

En el Sagrario, desde el tiempo de su construcción hasta nuestros días, se ha desarrollado un hundimiento diferencial de 0.70 m entre la columna nor-poniente del crucero y la esquina sur-oriente; la velocidad media del hundimiento diferencial entre estos dos puntos ha sido de 2.9 mm/año. En un estudio geotécnico reciente (Ref 11), se estima que en caso de no corregir el comportamiento de la cimentación, el hundimiento diferencial entre el centro y la esquina sur-oriente sería de tal magnitud que se produciría el colapso de la estructura.

De acuerdo con el estudio mencionado (Ref 11), el conjunto de Catedral y Sagrario ha sido afectado por el desarrollo del hundimiento regional del Valle de México. Durante la segunda mitad del siglo XX, el hundimiento regional medio en la zona de los templos ha sido de 7.1 cm/año. Este fenómeno se agudizó con la

explotación de los mantos acuíferos para el suministro de agua potable, que se intensificó a fines del siglo pasado, por lo que para 1920 los pozos de extracción empezaron a requerir de bombeo profundo. Aunado a esto, entre 1967 y 1978, el conjunto de Catedral y Sagrario resistió la influencia de las grandes obras que se construyeron a su alrededor: el colector semiprofundo y la Línea 2 del Metro. Ambas requirieron de la operación de sistemas de bombeo que contribuyeron al abatimiento del nivel freático. Además, se ha observado que estas obras drenan agua del subsuelo.

En este siglo, el Sagrario Metropolitano ha sido objeto de reparaciones periódicas de elementos estructurales, consistentes principalmente en el refuerzo de arcos y bóvedas e inyectado de grietas para consolidar las bóvedas, además de dos recimentaciones; la primera en 1940 y la segunda, y más importante, entre 1974 y 1976, cuando se reforzó la cimentación con un sistema de trabes, losas y un conjunto de 129 pilotes de control. Sin embargo, estudios recientes (Refs 10 y 11) demostraron que tan sólo el 12% de esos pilotes trabajaban efectivamente como pilotes de control, por lo que la capacidad de carga de la recimentación fue mucho menor que la proyectada; sólo se logró modificar temporalmente la velocidad con que sucedían los hundimientos diferenciales.

Los hundimientos diferenciales de la cimentación del Sagrario han generado desplomos de elementos verticales de apoyo y cambios importantes de pendiente en el piso de feligresía. La magnitud de los desplomos de muros, columnas y semicolumnas es considerable y ha inducido aberturas importantes en arcos formeros y en bóvedas; la situación más crítica se presenta en los cuatro arcos torales del crucero, bajo la cúpula principal. Han aparecido grietas de longitud y espesor importantes en bóvedas, muros interiores y exteriores, pisos y bases de algunas columnas y semicolumnas. Al daño general de la estructura, se ha sumado el deterioro de elementos ornamentales exteriores, producido por los diversos fisuramientos, por el intemperismo y por los altos índices de contaminación

ambiental que han prevalecido en el Centro de la Ciudad de México.

Ante esta situación, en 1989 las autoridades decidieron realizar una nueva intervención en ambos templos, para llevarlos a una condición de estabilidad y seguridad estructural adecuada.

Este trabajo forma parte del proyecto de investigación que el Instituto de Ingeniería está desarrollando como apoyo al proyecto de Corrección Geométrica de la Catedral y el Sagrario Metropolitanos, que realiza la Secretaría de Desarrollo Social (SEDESOL).

Se presenta un bosquejo histórico del Sagrario, que incluye una breve descripción del edificio y de su proceso constructivo, del comportamiento de la estructura original, del comportamiento estructural histórico, del estado de daños y de las reparaciones para rehabilitarlos, incluyendo las dos recimentaciones de este siglo. Se presenta, de manera breve, una descripción del procedimiento de corrección, de la respuesta inicial de la estructura a la subexcavación y de los objetivos principales del proceso.

Se desarrollan modelos planos de elemento finito para analizar el estado de esfuerzos de la estructura ante condiciones ideales, es decir, sin considerar las distorsiones debidas a los hundimientos. Se analiza, por otro lado, el estado de esfuerzos debido a la acción de cargas gravitacionales y hundimientos diferenciales. Se describen los modelos, su comportamiento estructural, las hipótesis en que se basan y el programa de cómputo utilizado para el análisis estructural.

Se presenta la respuesta estructural obtenida, incluyendo tablas e ilustraciones que facilitan su interpretación. Finalmente, se presentan las conclusiones y recomendaciones surgidas de este estudio.

CAPÍTULO I

OBJETIVOS

Realizar una búsqueda minuciosa de información en archivos, planos y referencias bibliográficas, para conocer con mayor detalle, desde el punto de vista estructural, la problemática del Sagrario de la Ciudad de México (antecedentes históricos, concepción de la estructura, descripción del comportamiento estructural, estado de daños, reparaciones, intervenciones en la cimentación para preservar la integridad de la estructura y proceso actual de corrección de hundimientos).

Determinar el peso propio del edificio mediante un análisis de bajada de cargas hasta el nivel de feligresía, con base en planos y levantamientos directamente en el sitio. Las distribuciones de cargas constituirán una referencia para comprobar los modelos analíticos.

Elaborar los modelos analíticos de nueve ejes de la estructura, empleando el método de elementos finitos; seis en dirección transversal, del eje 1 al 6, y tres en dirección longitudinal, del eje I al K. Estos modelos constituirán una herramienta que permita estudiar la respuesta estructural del edificio ante los movimientos que provoque el proceso de corrección de hundimientos.

Analizar cada uno de los ejes modelados ante condiciones ideales, o sea, ante la acción exclusiva de cargas gravitacionales, suponiendo que no existen las distorsiones inducidas por los hundimientos diferenciales.

Analizar los modelos de los ejes 3, 4, 5, 6 e I bajo la acción combinada del peso propio y los hundimientos diferenciales medidos antes del inicio del proceso de subexcavación.

Determinar la distribución de esfuerzos, la trayectoria de fuerzas y las deformaciones de los ejes modelados ante la acción de cargas gravitacionales.

Determinar la distribución de esfuerzos y las configuraciones deformadas de los ejes modelados ante la acción combinada de cargas gravitacionales y hundimientos diferenciales.

ASPECTOS GENERALES***II.1 Antecedentes históricos del Sagrario Metropolitano***

El Sagrario Metropolitano fue la primera iglesia parroquial de la Ciudad de México; se erigió provisionalmente en 1521, en una de las salas de la planta baja de la casa de Hernán Cortés, lugar que en la actualidad ocupa el Nacional Monte de Piedad (Refs 5 y 6).

En 1524 se inició la construcción de la "Catedral vieja", en un solar que ocupó anteriormente el Teocali azteca (Ref 5). No se sabe dónde estaba instalado el Sagrario en la "Catedral vieja"; probablemente disponía de un altar en el templo y de una oficina anexa donde se encontraban el cuadrante con su notaría y el archivo (Ref 3). En la Fig 1 se muestra la ubicación probable de los principales edificios del Templo Mayor de Tenochtitlan; se distingue el Templo de Tonatiuh en la zona que actualmente ocupa el Sagrario (Refs 1 y 2). Cien años después, erigida

casi en su totalidad la "Catedral nueva" y demolida la antigua, se destinaron dos capillas para oficinas del Sagrario, ubicadas hacia el sur-oriente del crucero. Las mismas sirvieron entonces de templo y de sacristía; además, se acordó construir fuera del perímetro del templo otra estancia que sirvió de bautisterio (Ref 3).

A mediados del siglo XVIII, con el acelerado crecimiento de la población y con ello de las necesidades de culto, y tomando en cuenta que al oriente de la Catedral existía un amplio terreno que se podía aprovechar, se pensó en la construcción de un templo especial, digno de ser el Sagrario de la Catedral Metropolitana (Ref 3). El fiscal del Virrey no se opuso al proyecto, pero sí recomendó que se consultara a expertos que determinaran el riesgo que la obra podría acarrear a la Catedral (Ref 3). El dictamen de los especialistas convocados para tal fin fue que la obra no sólo no dañaría a la Catedral, sino que le serviría de estribo o contrafuerte, ya que al parecer desde ese entonces la Catedral ya presentaba la tendencia a hundirse en su costado poniente (Ref 3).

El 4 de febrero de 1749, se votó por unanimidad que se ejecutaran los planos que había presentado el Arq Lorenzo Rodríguez el 7 de enero de 1749 (Ref 4), en lugar de los del Arq Idelfonso Iniesta Bejarano, ambos de los más sobresalientes de la época. Unos días después, el Virrey Francisco de Güemes y Horcasitas, Primer Conde de Revillagigedo, ordenó que se comenzara la obra, nombrando superintendente al oidor, o ministro, Trespalacios (Ref 7).

La primera piedra fue colocada el 14 de febrero de 1749, con la asistencia del Virrey (Refs 5 y 6). Iniciadas las obras surgió un contratiempo; apareció un manantial en los cimientos (Ref 7). El 31 de marzo del mismo año, Trespalacios llevó a examinarlos al Ing militar Feringan. Se encontraba ahí el propio Lorenzo Rodríguez y ambos estuvieron de acuerdo en que dicho manantial no era peligroso para la Catedral. Para mediados del siguiente mes, ya se terminaban los cimientos del Sagrario y, con el fin de evitar posteriores problemas, el superintendente llevó

a inspeccionarlos al Ing Feringan, al Maestro del Real Palacio, Espinosa, al de la Ciudad, Alvarez, y a José Eduardo de Herrera. Todos convinieron que eran suficientes, tanto por su anchura y profundidad, como por el estacado (Ref 7).

Durante la construcción del nuevo templo fue necesario destruir el bautisterio antiguo y el Sagrario se trasladó a la Capilla de las Ánimas, que se encuentra al norponiente de la Catedral, en la actual calle de Guatemala (Ref 3). La construcción del Sagrario fue patrocinada por un particular y continuada con limosnas de la feligresía (Ref 8). Diecinueve años después, el 8 febrero de 1768, el templo fue concluido (Refs 4 y 5). Se localiza en la calle Plaza de la Constitución esquina con las calles de Guatemala y Seminario. La Fig 2 muestra la cronología de construcción del Sagrario y de las diversas estructuras del conjunto.

II.2 Obras realizadas para preservar su integridad

A continuación se describen las principales intervenciones realizadas en el Sagrario, tanto en su cimentación como en la superestructura.

El Sagrario ha sufrido dos incendios, el primero el 4 de junio de 1776 y el segundo el 14 de marzo de 1796. En el primero se quemó sólo un altar, pero en el segundo se destruyeron casi todos los altares de una nave, pinturas, objetos de valor y se dañaron las paredes, las cuales tuvieron que ser reparadas (Ref 5).

El 19 de junio de 1858, un terremoto sacudió a la Ciudad de México y el Sagrario se vio afectado, siendo objeto de varias reparaciones (Ref 8).

Entre 1895 y 1925, los Arqs Ramón Agea y Luis G. Olvera estuvieron a cargo de diversas obras de reparación, pero los trabajos se suspendieron y el estado que guardaba el Sagrario era deplorable y peligroso, debido a que se dejaron inconclusas

las obras de reparación de la cúpula, arcos y bóvedas (Ref 3).

En 1929, la Comisión Técnica de Conservación de la Catedral y el Sagrario Metropolitanos, presidida por el Ing Roberto Gayol, encargó a los Arqs Manuel Ortiz Monasterio y Manuel Cortina García, estudiar las cimentaciones de los dos templos. (Ref 3). La Comisión encontró que la cimentación original del Sagrario era defectuosa, en contraste con la solidez de la cimentación de la Catedral; llegó a la conclusión de que la parte del edificio que estaba en peores condiciones eran los muros exteriores y bóvedas del cuadrante sur-oriente, así como las cuatro columnas que sostienen la cúpula principal. Según un informe de la Comisión, del 3 de abril de 1936, se decidió ejecutar las siguientes obras: ligar la cimentación de las cuatro columnas que sostienen la cúpula mediante un sistema de trabes de acero, ligar también parte de la cimentación del cuadrante sur-oriente con los cuadrantes sur-poniente y nor-poniente, e impedir por medio de apuntalamientos el trastorno de los muros exteriores y bóvedas del cuadrante sur-oriente.

Entre 1935 y 1939, se desarrollaron los trabajos de la primera recimentación, que consistieron en reforzar el piso de feligresía con una losa de concreto armado, soportada en una retícula de trabes de acero. Además, se hincó un conjunto de pilotes circulares de madera de 25 cm de diámetro, cuyos 2 a 3 metros superiores se fabricaron de concreto en sección cuadrada, seguramente para protegerlos de los efectos del cambio de posición del nivel freático (Refs 10 y 11).

De 1960 a 1964, se intentó llevar al cabo otro procedimiento de recimentación mediante el hincado de un conjunto de pilotes circulares de concreto en tramos, cuyas puntas se observan por debajo de las celdas de cimentación del Sagrario, construidas en 1975 (Refs 10 y 11).

De 1974 a 1976, se llevó a cabo una acción mayor para recimentar al Sagrario. A continuación se describen los aspectos principales de esta

recimentación. Los datos están, en su mayoría, tomados de las Refs 9, 10 y 11.

La hoy extinta Secretaría del Patrimonio Nacional (SPN), inició en 1972 un estudio técnico del comportamiento estructural y de mecánica de suelo de la Catedral y el Sagrario Metropolitanos (Ref 9). En 1974, comenzaron los trabajos de recimentación, restructuración y restauración, continuados después por la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas (SAHOP).

Los principales objetivos de la segunda recimentación del Sagrario (Ref 10), realizada entre 1974 y 1976, fueron los siguientes:

- 1) Evitar los hundimientos diferenciales de la cimentación.
- 2) Controlar el descenso general del edificio con respecto a la zona circundante.

En el Sagrario, se hincaron en total 129 pilotes de control, con una capacidad promedio de 80 t cada uno (Ref 10), además se dejaron 75 preparaciones para futuros pilotes. Debidamente apoyados en el manto resistente, localizado entre 38 y 40 metros de profundidad, hubieran transmitido aproximadamente el 30% del peso total de la estructura (Ref 10). Para ello, se excavó y apuntaló por debajo del pedraplén. Posteriormente, se construyó un conjunto de traveses y columnas de concreto armado por debajo del mismo, con el objeto de transmitir la carga de la estructura a una losa de cimentación y de ahí a los pilotes. La losa de cimentación consistió en armar un sistema de losas y traveses de concreto reforzado, a una profundidad promedio de 7 m por debajo del nivel de piso de feligresía y que contiene los dados de anclaje de los pilotes de control (Ref 10).

Las Figs 3 y 4 muestran detalles de la cimentación del Sagrario y de la zona de unión entre éste y la Catedral; se aprecia el pedraplén original del Sagrario (1749), la losa de concreto armado de la primera recimentación (1940), las celdas de cimentación y la losa de concreto armado de la segunda recimentación (1975).

Las Figs 5 y 6 muestran la ubicación en planta de los pilotes de control y del sistema de losas y traveses de la segunda recimentación.

El hincado de los pilotes se dificultó por la localización de la pirámide azteca que se muestra en la Fig 1 (Templo del Sol). Con base en los "Planos estructurales de frentes de recimentación" de SEDUE, en noviembre de 1989 se inspeccionó el estado de la cimentación (Ref 10) y se determinó que 84 de los 129 pilotes, el 65 por ciento, no alcanzaron la capa dura, por lo que no son pilotes de control; 30 de los 129 pilotes, el 23 por ciento, se rompieron o perdieron su verticalidad durante el hincado y por lo tanto tampoco son de control. Tan sólo 15 del total de pilotes, es decir, el 12 por ciento, se apoyaron debidamente en la capa dura (Fig 7). Por otro lado, durante la misma inspección se observó que los pilotes no habían recibido el mantenimiento adecuado, debido en gran parte a la falta de acceso a los mismos (Ref 10).

Se ha estimado (Refs 10 y 11) que el sistema de pilotes hincado en 1975 permitió disminuir sólo temporalmente la velocidad con que ocurrían los hundimientos diferenciales.

Pese a los grandes esfuerzos que se hicieron a través de las intervenciones mencionadas para preservar la integridad del monumento, los resultados no fueron del todo apropiados, en particular, porque los hundimientos diferenciales siguieron creciendo y los daños en la estructura se agudizaron. Es por ello que se ha iniciado un nuevo proceso de rehabilitación, que pretende corregir una parte importante de los hundimientos diferenciales y mejorar la estabilidad del edificio.

En términos generales, el proceso de rehabilitación consiste en aplicar hundimientos correctivos en la estructura, por medio de la técnica de subexcavación. El proceso es esencialmente geotécnico, y más adelante se explica, de manera más detallada, en qué consiste dicho proceso.

MODELOS PLANOS DE ELEMENTO FINITO***III.1 Antecedentes***

El método de elementos finitos es, básicamente, un método numérico que consiste en la discretización de la estructura, por medio de elementos de forma cuadrangular o triangular. El método requiere el uso de la computadora para resolver el número elevado de sistemas de ecuaciones lineales resultantes.

Los modelos analíticos planos desarrollados con el método de elementos finitos de varios ejes típicos de la Catedral (Ref 16), han demostrado ser una herramienta útil para estudiar las deformaciones y la distribución de esfuerzos de la estructura ante la acción de su peso propio. También han permitido reproducir, de manera cualitativa, la respuesta de la estructura ante diversos escenarios de hundimientos diferenciales.

Para estudiar el comportamiento estructural del Sagrario, se elaboraron modelos analíticos planos, empleando el método de elementos finitos, de nueve ejes de la estructura; seis en dirección transversal, del eje 1 al 6, y tres en dirección longitudinal, del eje I al K. Todos los modelos se analizan ante la acción del peso propio, considerando a la geometría de cada uno de ellos sin las deformaciones que han inducido los hundimientos diferenciales. Además, los modelos de los ejes 3, 4, 5, 6 e I se analizan incluyendo a la acción del peso propio, los hundimientos diferenciales que se produjeron entre octubre de 1991 y agosto de 1993, previos al inicio del proceso de subexcavación. Las cargas vivas no son significativas y, por lo tanto, se desprecian en los análisis.

Además, los modelos permitirán predecir la posible respuesta que podría tener el templo ante los movimientos producidos por el proceso de corrección de hundimientos.

El análisis estructural se basa en la hipótesis de que el comportamiento de la estructura es elástico-lineal y en el equilibrio de fuerzas externas (cargas aplicadas y reacciones en los apoyos) e internas (fuerzas en los nudos). Para ello, se utilizó un programa comercial de cómputo, cuyas características se describen a continuación.

III.2 Programa de cómputo SAP90

Para realizar el análisis estructural de los modelos de elemento finito de los ejes del Sagrario, se utilizó el programa de computadora SAP90, que forma parte de una serie de programas de computadora para analizar estructuras con el método de elementos finitos, desarrollados por el profesor Edward Wilson durante los últimos 25 años en la Universidad de Berkeley, California (Ref 15). El SAP90 se desarrolló en lenguaje Fortran-77; esta versión ha sido diseñada para ser usada en

computadoras con el sistema operativo MS-DOS y una configuración mínima que incluya 640 kilobytes en memoria de acceso aleatorio (RAM) y 30 megabytes en disco duro. Con esta configuración se pueden analizar estructuras cuyos modelos contengan hasta 4000 nudos u 8000 ecuaciones. Además, es factible resolver problemas que excedan estos valores; sólo es necesario incrementar el espacio disponible en el disco duro y, si se desea aumentar la velocidad en la solución, se puede incrementar la memoria RAM de la computadora.

Los datos que requiere el programa se preparan en un archivo con formato libre, organizado en diez y nueve bloques distintos, cuidando que todas las unidades sean consistentes. La estructuración de los datos de entrada se divide básicamente en las partes siguientes:

- 1) Descripción de la geometría de la estructura.
- 2) Definición de las propiedades mecánicas de los materiales.
- 3) Definición de condiciones de carga estáticas y/o dinámicas.

La geometría de la estructura se define por medio de nudos referidos a un sistema de coordenadas global en tres dimensiones, que se unen con elementos de un tipo específico. El programa cuenta con opciones que permiten generar nudos y elementos.

Todo nudo de un modelo tridimensional tiene seis grados de libertad; tres de traslación en las direcciones de los ejes X, Y y Z del sistema de referencia global, y tres de rotación con respecto a los ejes X, Y y Z del mismo sistema de referencia.

Es posible definir ocho propiedades mecánicas de los materiales.

La librería del programa incluye cuatro tipos de elementos; el elemento tridimensional FRAME, que puede ser prismático o no prismático, el elemento

tridimensional SHELL, el elemento bidimensional ASOLID y el elemento tridimensional SOLID. Con ellos se puede analizar estructuras en el espacio formadas por barras, placas o medios contínuos, así como estructuras planas que obedezcan a un estado plano de esfuerzos o de deformaciones

El programa puede realizar análisis ante condiciones estáticas y dinámicas, así como combinar las fuerzas internas que se obtienen de esos análisis.

En el análisis estático, es posible incluir cargas nodales, cargas gravitacionales, efectos térmicos y de presfuerzo. Además, se pueden aplicar traslaciones o rotaciones específicas a cualquiera de los nudos de un modelo e incluirlos en un mismo análisis con especificaciones de carga.

El programa cuenta con un módulo gráfico llamado SAPLOT que muestra, en pantalla o en copias impresas, la geometría del modelo, condiciones de frontera, cargas aplicadas, configuraciones deformadas y formas modales con o sin animación, así como diagramas de fuerzas internas en elementos tipo FRAME y contornos de esfuerzos en elementos ASOLID, SOLID Y SHELL. El modelo puede ser observado desde cualquier punto arbitrario del sistema de coordenadas global X, Y, Z. En resumen, el módulo SAPLOT permite verificar la geometría del modelo y estudiar los resultados del análisis de manera sencilla.

III.3 Descripción de ejes modelados

Eje 1. Corresponde a la fachada norte del Sagrario, es transversal a la traza del edificio. El muro de la fachada contrarresta el peso y los empujes laterales generados por bóvedas y arcos. En su parte superior se apoya la bóveda de cañón de la nave principal y en la parte inferior resite a las bóvedas cilíndricas de las esquinas nor-poniente y nor-oriente. El muro cuenta con cinco contrafuertes de

cantera, empotrados y levantados en saliente para darle una mayor estabilidad.

Eje 2. Es un eje transversal a la traza del Sagrario, tiene muros laterales para contrarresto de bóvedas y arcos, siendo más robusto el de la esquina nor-oriental. Los muros soportan bóvedas de platillo, bóvedas cilíndricas y esféricas. En el centro del eje, que corresponde a la nave principal, existen dos columnas adosadas a los muros laterales. A nivel de impostas de las columnas adosadas arranca el arco formero de la nave principal, sobre el que descansa la bóveda de cañón con lunetos.

Ejes 3 Y 4. Estos ejes delimitan la zona del crucero en dirección transversal a la traza del Sagrario. La estructuración de estos ejes es similar; se caracterizan por tener robustos muros en las alas oriente y poniente, que contrarrestan los esfuerzos inducidos por bóvedas y arquerías. La superestructura se integra por tres naves: la nave principal y las naves procesionales oriente y poniente. Las naves procesionales cuentan con arcos de medio punto que por un lado arrancan en las impostas de las columnas adosadas a los muros y, por el otro, en las impostas de las columnas del crucero central. Sobre estos arcos descansan bóvedas de platillo. Los muros laterales soportan, a media altura, bóvedas esféricas y cilíndricas y en su parte superior las bóvedas de cañón con lunetos de la nave principal. Las columnas centrales definen la zona del crucero. En las impostas de estas columnas se apoyan las pechinas y los arcos torales, que a su vez reciben la pesada cúpula principal y su tambor octagonal. Sobre el arco formero de la nave principal descansa la bóveda de cañón con lunetos.

Eje 5. Es un eje transversal a la traza del Sagrario y se integra por muros laterales para contrarresto de bóvedas y arcos en las esquinas sur-oriental y sur-poniente. Los muros contrarrestan bóvedas de platillo, esféricas y cilíndricas. En la región de la nave principal se encuentran el coro y el sotocoro. Los muros laterales cuentan con columnas adosadas, de las cuales arrancan dos arcos; el arco que sustenta la losa de concreto que forma el piso del coro y el arco formero que

recibe la bóveda de cañón con lunetos.

Eje G. Este eje corresponde a la fachada sur y al igual que los ejes anteriores es transversal a la traza del Sagrario. Se forma de un muro robusto, en cuya parte central se encuentra el acceso principal al templo y sirve de apoyo y contrarresto a bóvedas cilíndricas, esféricas y a la bóveda de cañón con lunetos de la nave principal. Existen diez contrafuertes de cantera empotrados en el muro para darle mayor estabilidad.

Eje I. Este eje delimita la zona del crucero central en sentido longitudinal. Posee una estructuración similar a la de los ejes 3 y 4. Se diferencia por estar provisto de robustos contrafuertes en sus dos extremos y por ligeras variaciones en la distribución de las bóvedas.

Eje J. Se trata de un eje longitudinal a la traza del Sagrario. Posee una estructuración similar a la del eje 2. Se diferencia por tener contrafuertes en sus dos extremos y por la orientación de las bóvedas cilíndricas.

Eje K. Este eje corresponde a la fachada oriente; se trata de un eje longitudinal a la traza del edificio. Su estructuración es similar a la del eje 6 (fachada sur). Se diferencian por la ubicación de puertas y ventanas y por el espesor de los muros centrales.

III.4 Desarrollo de modelos analíticos

Para definir la geometría de los modelos elaborados del Sagrario, se consultaron diversos planos (Tabla 1). La información derivada de ellos se complementó con levantamientos de dimensiones de elementos estructurales, realizados directamente en el sitio. Las Figs 11 y 12 muestran cortes de los ejes

transversales 3 y 5, respectivamente.

Los modelos analíticos desarrollados en este trabajo se integran por elementos tipo ASOLID, definidos con una formulación bidimensional de 3 y 4 nudos. Para el análisis, se consideró que los elementos se encuentran bajo estado plano de esfuerzos y que son paralelos al plano X-Y del sistema de referencia global. Los nudos que constituyen las mallas de elemento finito de cada uno de los modelos tienen dos grados de libertad; se pueden desplazar en las direcciones de los ejes X y Y del sistema de referencia global, excepto los nudos inferiores de la cimentación, que se restringen para definir las condiciones de apoyo.

En todos los modelos se incluyó el efecto de la cimentación original. El espesor del pedraplén es variable en la superficie que ocupa el edificio; sin embargo, para los modelos se consideró un espesor promedio de 1.2 m. Para determinar el ancho que participa en cada eje, se dividió el pedraplén en franjas comprendidas entre las líneas medias de ejes adyacentes.

De la Fig 13 a la Fig 21 se muestran los modelos de elemento finito desarrollados, y la Fig 22 muestra la convención de signos de elementos tipo ASOLID, coplanares al plano X-Y del sistema de referencia global.

La Tabla 2 muestra el número de nudos y elementos que definen las mallas de cada uno de los modelos de elemento finito.

III.4.1 Materiales

Los materiales predominantes de los ejes modelados fueron determinados tomando como base la información consignada en planos, verificándola con inspecciones visuales.

Los muros, la cúpula central, todas las bóvedas y el pedraplén de cimentación se encuentran contruidos con mampostería de tezontle, en tanto que las columnas, semicolumnas, contrafuertes, arcos y arquivadas son de cantera y el piso a nivel de feligresía lo forma una losa de concreto.

Las propiedades mecánicas de los materiales se muestran en la Tabla 4; se definieron mediante ensayos efectuados en el laboratorio de Estructuras y Materiales del Instituto de Ingeniería (Refs 17 y 18).

Recientemente, de las columnas del crucero central H-3 e I-4, se extrajeron núcleos de cantera y se detectaron dos aspectos importantes, tomados en cuenta en los modelos correspondientes:

- a) Las columnas se encuentran contruidas con dos tipos de cantera, con propiedades mecánicas diferentes
- b) Las columnas tienen un hueco relleno de mampostería de tezontle.

Los primeros doce sillares, a partir del plinto, en la base de las columnas, tienen un módulo de elasticidad de $135,000 \text{ kg/cm}^2$ y una resistencia a la compresión del orden de 470 kg/cm^2 , en tanto que los sillares restantes tienen un módulo de elasticidad de $41,000 \text{ kg/cm}^2$ y una resistencia a la compresión del orden de 100 kg/cm^2 .

El hueco de las columnas está relleno de mampostería pobre de tezontle. El área total de la sección transversal es de 3.23 m^2 y el área promedio del hueco es de 1.23 m^2 (Fig 34)

Para tomar en cuenta las cargas de las bóvedas que le corresponden a cada eje modelado, se consideró como área tributaria la mitad de la distancia entre ejes, a ambos lados del mismo. Las cargas obtenidas de esta forma se asignaron con

materiales equivalentes en peso volumétrico y con las propiedades mecánicas de la mampostería, a los elementos de apoyo de cada bóveda.

De la Fig 23 a la Fig 28 se muestra la distribución de materiales y cargas de las bóvedas de los modelos de elemento finito de los ejes 1 al 6. El modelo del eje I tiene una distribución de cargas y materiales similar a la de los modelos de los ejes 3 y 4, el modelo del eje J presenta una distribución similar a la de los modelos de los ejes 2 y 5, y el modelo del eje K (fachada oriente) tiene una distribución similar a la del modelo del eje 6 (fachada sur).

III.4.2 Secciones equivalentes

Para el desarrollo de las mallas de elemento finito en el plano, fue necesario considerar secciones transversales equivalentes a las secciones reales de elementos estructurales, debido a su compleja geometría. Las secciones equivalentes calculadas conservan propiedades geométricas similares a las de las secciones reales; área y momento de inercia con respecto al eje global Z, perpendicular al plano de los modelos. En la Tabla 3 se muestran estas secciones y sus propiedades geométricas. Para obtener las secciones equivalentes de columnas y semicolumnas se consideró que son huecas, como se explicó en el inciso anterior.

COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL***IV.1 Aspectos generales***

Se presenta una breve descripción del edificio, del proceso constructivo de su cimentación y del sistema estructural original, con el fin de comprender, desde el punto de vista estructural, la problemática del edificio.

El Sagrario forma parte del conjunto arquitectónico con la Catedral. De una planta casi cuadrada y simétrica, de 47.20 m x 47.77 m, se levantan en forma de cruz griega tres naves con cúpula octagonal, bóvedas de cañón con lunetos, esféricas, de platillo y cilíndricas, así como las dependencias necesarias (Sacristía, bautisterio, archivo, notaría, etc.), todas adyacentes al templo.

La arquitectura de todo el edificio es del estilo barroco el cual se ha dado en llamar "churrigueresco mexicano"; por la gran profusión de esculturas y altos

relieves (Refs 4 y 6). La cúpula se eleva sobre un tambor octagonal que contiene ocho ventanas y bajo él existen cuatro arcos de medio punto que descansan sobre robustas columnas estriadas, de sillares, con sus respectivos capiteles de orden toscano.

El exterior del edificio lo constituyen tres fachadas (sur, norte y oriente), siendo los materiales predominantes tezontle rojo, la roca volcánica que caracterizaba a los edificios de la época, y piedra gris esculpida. Las Figs 29, 30 y 31 muestran las tres fachadas del Sagrario. En el interior del templo, los arcos, arquivoltas, columnas y semicolumnas son de cantera, en tanto que los muros, entresijos y cubierta son de mampostería de tezontle. La forma de los entresijos es plana y la de la cubierta es abovedada. Se distinguen tres niveles de bóvedas: las bóvedas de cañón con lunetos del nivel superior, que forman los brazos de la cruz griega, las bóvedas de platillo del nivel medio y las bóvedas esféricas y cilíndricas del nivel inferior. A nivel de feligresía, el espesor de muros oscila entre 0.6 y 1.5 m.

En la Fig 32 se muestra la planta a nivel de feligresía del Sagrario y en la Fig 33 la planta de azotea, donde se aprecian la cúpula con su tambor octagonal, las bóvedas de cañón con lunetos, etc.

Los muros y el tambor octagonal que soporta la cúpula están provistos de ventanales que esclarecen y ventilan el interior del edificio. Existen doce columnas en total, cuatro de ellas se encuentran en la zona del crucero y soportan la cúpula principal, las ocho restantes están adosadas a los muros laterales. Como ya se mencionó, pruebas recientes realizadas en los fustes de las columnas H-3 e I-4, han demostrado que tienen un hueco relleno de mampostería pobre de tezontle. En la Fig 34, se muestra la sección transversal típica de las columnas que soportan la cúpula principal.

La cimentación original del Sagrario está constituida por un conjunto de pilotes o estacones de madera de 1.8 a 2.0 m de longitud y 8 a 12 cm de diámetro, espaciados de 1 a 2 m, para formar una retícula. Después de clavar las estacas, se niveló el terreno quemando las cabezas de los troncos que sobresalían. A continuación se colocó una capa delgada de carbón vegetal en toda la superficie y sobre ella un firme de 30 cm de espesor que sirvió de base a un pedraplén de calidad pobre de aproximadamente 1.2 m de espesor (Refs 10 y 11). El pedraplén del Sagrario se apoya sobre el de Catedral en todo el extremo del lado oriente, en una longitud de aproximadamente 7.5 m (Figs 2 y 3).

IV.2 Descripción del sistema estructural

El sistema estructural del Sagrario fue concebido con principios similares a los seguidos en el diseño de la Catedral, los cuales se describen ampliamente en la Ref 24. Al igual que la Catedral, el Sagrario se podría describir como una estructura de gravedad en que las acciones externas, impuestas por la acción de su peso propio, viento y sismos, son contrarrestadas por los robustos muros laterales. Para la cabal comprensión de la historia del comportamiento estructural ante los hundimientos de la construcción, es necesario consultar los estudios geotécnicos de las Refs 10 y 11.

La superestructura del Sagrario se integra por robustos muros de mampostería de tezontle concentrados en las cuatro esquinas para contrarrestar las fuerzas verticales y empujes laterales generados por bóvedas y arcos.

La cúpula principal la sustentan los cuatro arcos torales estriados, que en sus esquinas forman las llamadas pechinas. Los arcos torales arrancan en las impostas de las robustas columnas de sillares que definen la zona del crucero; donde se intersectan la nave principal y la nave transversal. Las cuatro columnas del crucero

transmiten el peso de la cúpula al pedraplén de cimentación. Los constructores sabían que los arcos, columnas y arquivadros debían soportar esfuerzos de compresión particularmente elevados, por lo que los construyeron de piedra de cantera, que se caracteriza por tener mayor rigidez y resistencia que la que tiene la mampostería de tezontle. El peso de la estructura se transmite a la cimentación por medio de los gruesos muros laterales y las ocho columnas adosadas a los mismos. Las arquivadros de cantera se apoyan sobre los capiteles de columnas y semicolumnas y su función estructural es transmitir los esfuerzos de compresión generados por los arcos a los muros concentrados en los extremos.

Los espacios comprendidos entre muros, columnas y semicolumnas, se cubrieron con bóvedas, eligiéndose formas que permiten transmitir el peso propio de la estructura por esfuerzos de compresión y limitan el coceo en sus apoyos. Se combinan bóvedas de platillo, semiesféricas y cilíndricas, todas rebajadas; llamadas así porque la vertical de cada una es inferior a la mitad de su claro. Las cubiertas de la nave principal y de la nave de crucero se forman por bóvedas cilíndricas intersecadas por superficies cónicas (bóvedas de cañón con lunetos), que permiten la iluminación del templo y favorecen la transmisión de cargas laterales. Las bóvedas de cañón con lunetos descansan en los arcos torales del crucero y en arcos formeros estriados que arrancan en las impostas de las columnas adosadas a los muros.

De acuerdo con la Ref 7, en el proyecto original del Arq Lorenzo Rodríguez no estaba contemplado el coro, pero alrededor de 1765 se decidió construirlo. El coro se edificó al sur del crucero, elevado sobre el nivel de piso de feligresía, apoyándolo en un arco rebajado que arranca en las impostas de las columnas adosadas a ese muro.

El contrarresto del edificio se complementa con los tres muros que forman las fachadas, que además están provistos de contrafuertes de cantera empotrados y

levantados en saliente para darles mayor estabilidad. Los muros, en su conjunto, tienen gran efectividad para proporcionar un confinamiento lateral a la cubierta y para resistir las fuerzas sísmicas.

La subestructura de la construcción se integra por la losa de concreto que forma el piso a nivel de feligresía, por el pedraplén de mampostería de tezontle que se utilizó para distribuir las cargas y proporcionar una cierta rigidez a la flexión y, por último, por la retícula de pilotes o estacones de madera, cuya función fue intentar eliminar la deformabilidad de los suelos blandos superficiales.

El tipo de estructuración y los materiales ligeros utilizados en las mamposterías, revela que los constructores tenían una idea bastante certera del funcionamiento del sistema estructural y, en cierta forma, de la deformabilidad del terreno de apoyo; sin embargo, subestimaron la magnitud de los hundimientos que llegaron a presentarse y, sobre todo, la variación de estos por la heterogeneidad del subsuelo.

IV.3 Comportamiento estructural histórico

Los hundimientos diferenciales del Sagrario Metropolitano han generado fuertes desplomos de elementos de apoyo verticales, tales como columnas, semicolumnas y muros, así como cambios repentinos de pendiente en el piso, que se manifiestan en grietas importantes en la estructura, tal es el caso, por ejemplo, de una gran grieta sobre el eje H del Sagrario, que alcanza un espesor de 4.5 cm en la zona del crucero y atraviesa las bases de algunas columnas y parte de la cimentación (Ref 11).

La Fig 35 muestra curvas de nivel del piso de feligresía del Sagrario, tomando como referencia un punto ubicado entre los ejes C y 3 de la Catedral (Refs 10 y 11).

Resulta preocupante el desnivel de casi 0.70 m que existe entre la columna norponiente del crucero y la esquina sur-oriente.

La Fig 36 muestra los resultados de las nivelaciones realizadas entre el 14 de diciembre de 1983 y el 20 de enero de 1989, tomando como referencia a la columna central H-3; los valores de los hundimientos son erráticos, al grado que no definen un patrón de comportamiento con algún orden geométrico; sólo se puede aclarar que las velocidades de deformación variaron entre 0 y 2.9 mm/mes (Refs 10 y 11).

Las Figs 37 y 38, tomadas de las Refs 10 y 11, muestran algunos de los efectos de los hundimientos en el estado de distorsión de la estructura. En la Fig 37 se muestran las grietas en el piso de feligresía, medidas en noviembre de 1989. La Fig 38 muestra los desplomos de elementos verticales de apoyo. En general, los desplomos de columnas y semicolumnas han inducido aberturas de arcos y bóvedas y han producido agrietamientos significativos en toda la estructura. Llama mucho la atención (Fig 38) la dirección de los desplomos de las columnas que soportan la cúpula principal, porque manifiestan una abertura significativa de los cuatro arcos torales.

IV.4 Objetivos y descripción del proceso de subexcavación

Con el fin de controlar los hundimientos diferenciales de las cimentaciones de la Catedral y del Sagrario, en 1989 la Dirección General de Sitios y Monumentos del Patrimonio Cultural de la SEDUE, ahora SEDESOL, realizó un estudio geotécnico de las cimentaciones de los edificios (Refs 10 y 11). En ese estudio, se explican con detalle las alternativas de solución y se justifica la aplicación de la técnica conocida con el nombre de "subexcavación", que consiste esencialmente en la extracción lenta y controlada del suelo en que se apoya la cimentación, haciendo descender las

partes altas o menos consolidadas con respecto a las bajas o más consolidadas. El procedimiento fue ideado por el Arq italiano Fernando Terracina para corregir la inclinación de la Torre de Pisa, en Italia, y ha sido aplicado con éxito en la Ciudad de México para recuperar la verticalidad de edificios modernos con desplomos excesivos (Refs 22 y 23).

A continuación, se describe de manera breve el procedimiento de corrección de hundimientos y sus efectos en la estructura. Los datos están, en su mayoría, tomados de las Refs 11 y 13.

El proyecto de subexcavación de la Catedral y el Sagrario consiste en 30 lumbreras y se complementa con pilotes de control. En el Sagrario, las subexcavaciones se realizan por medio de perforaciones horizontales radiales de 10 cm y 6 ó 7 m de penetración, ejecutadas desde 6 lumbreras excavadas a una profundidad aproximada de 14 m respecto al nivel de piso de feligresía (Figs 8, 9 y 10). La cimentación del Sagrario se reforzó mediante el hincado de 64 pilotes de control apoyados en la primera capa dura, que permiten restringir el hundimiento diferencial de la esquina sur-oriente del Sagrario, la cual se hunde a mayor velocidad que el resto de la cimentación, y controlar el movimiento de la estructura durante el proceso de subexcavación. El edificio cuenta con un sistema de apuntalamiento preventivo y temporal para asegurar su estabilidad durante el proceso (Ref 11).

Se pretende reducir los desplomos de muros y columnas para llevarlos, hasta donde sea posible, a su posición vertical. Se ha podido demostrar (Ref 13) que buena parte de ese objetivo se puede lograr mediante la combinación de un giro de cuerpo rígido de todo el conjunto, que tienda a enderazar las columnas, y dos movimientos locales que eviten que los desplomos de algunas columnas se incrementen al realizar dicho giro. De acuerdo con la Ref 13, la ventaja principal del procedimiento propuesto es que una parte importante de la reducción de los desplomos se puede lograr con movimientos de cuerpo rígido de todo el conjunto,

que no inducen esfuerzos en la estructura; por lo tanto, no se enfrentan a la oposición de la construcción a ser distorsionada. En el caso del Sagrario, se ha estimado que una vez concluido el proceso mencionado, habrá que hacer correcciones locales, basadas en procedimientos distintos a la subexcavación.

IV.5 Respuesta de la estructura a la subexcavación

Para garantizar el control del proyecto de rehabilitación, se instalaron dispositivos de medición que han permitido seguir los movimientos en el suelo y la estructura. El monitoreo de la respuesta estructural empezó en octubre de 1991, mediante la nivelación del piso de feligresía. Las mediciones de la respuesta de la estructura consisten, adicionalmente, en la nivelación de la cubierta, medición de claros de arcos, medición de la variación de desplomos e inclinación del fuste de las columnas, medición de aberturas de grietas en muros y bóvedas, y medición con distanciómetro de una red de puntos en la cubierta y en las fachadas.

En la Ref 14 se describe con detalle el comportamiento estructural observado en el Sagrario durante el primer año de subexcavación. A continuación se describe, de manera breve, la respuesta ante los hundimientos correctivos.

De acuerdo con la Ref 14, el comportamiento estructural del Sagrario durante el primer año de subexcavación fue satisfactorio. La medición de desplomos de elementos verticales de apoyo muestra una tendencia correctiva en todos los casos, especialmente en la esquina sur-oriente. La inclinación de las columnas del crucero ha variado en dirección favorable, especialmente en la columna I-4, donde la magnitud de la corrección representa cerca de 2.5 por ciento del desplomo total.

Por otro lado, la medición de la variación en el tiempo de los claros de los cuatro arcos torales bajo la cúpula principal, indican un cierre de los mismos. En

promedio, se han cerrado 22 mm en dirección transversal y 2.5 mm en dirección longitudinal, lo cual es favorable para la estabilidad de la estructura (Ref 14).

Se ha observado que ante los hundimientos correctivos de la cimentación, las grietas de los muros de las fachadas norte y sur se están cerrando, y las grietas que existen en las bóvedas no representan situaciones de peligro (Ref 14).

IV.6 Bajada de cargas

De manera preliminar, se ha efectuado un análisis de bajada de cargas hasta el nivel de feligresía, para estimar el peso propio de la superestructura del Sagrario y las cargas que transmite a la cimentación, sobre todo en las bases de las columnas centrales que soportan la cúpula principal. La geometría de elementos estructurales se basa en los planos de la Tabla 1 y en levantamientos directos en el sitio. Para la mampostería de tezontle se consideró un peso volumétrico de 1.6 t/m³ y para la cantera un peso volumétrico de 2.0 t/m³ (Refs 17 y 18). El peso de la superestructura resultó del orden de 16,000 t y las cargas bajo las columnas principales del orden de 545 t. En la Tabla 5 se muestra un resumen de este análisis.

CAPÍTULO V

RESULTADOS

V.1 Generalidades

A continuación, se presentan los resultados obtenidos del análisis estructural de los modelos de elemento finito descritos en el Capítulo III. Para facilitar la interpretación de la respuesta estructural, los resultados de los análisis se han dividido de la siguiente forma:

- 1) Configuraciones deformadas que resultan exclusivamente de la acción del peso propio de la estructura.
- 2) Contornos de intensidades de esfuerzos, obtenidos del análisis por peso propio.
- 3) Trayectorias de fuerzas verticales en los ejes 3, 4 y 5, obtenidas del análisis por peso propio.
- 4) Configuraciones deformadas, obtenidas por la acción del peso propio y las deformaciones inducidas por los hundimientos diferenciales.

5) Contornos de intensidades de esfuerzos, obtenidos del análisis por peso propio y el efecto de los hundimientos diferenciales.

De la Fig 39 a la Fig 47 se muestran las configuraciones deformadas de los nueve ejes modelados, obtenidas del análisis por peso propio, sin tomar en cuenta las deformaciones inducidas por los hundimientos diferenciales. Con línea punteada se indica la geometría no deformada de cada modelo, como una referencia que permite compararla con la configuración deformada, indicada con línea continua. Con el objeto de distinguir la configuración deformada de la no deformada, se utilizó un factor de amplificación de 15. En las tablas adjuntas a estas gráficas se indican los desplazamientos horizontales y verticales máximos, así como de otros nudos importantes de la estructura, referidos a las direcciones de los ejes X y Y del sistema de referencia global. En general, resulta pequeña la magnitud de las distorsiones inducidas por la acción del peso propio.

De la Fig 48 a la Fig 71 se muestran los contornos de intensidades de esfuerzos, obtenidos del análisis por peso propio, sin considerar las distorsiones producidas por los hundimientos diferenciales. Para todos los modelos se muestran las intensidades de esfuerzos normales en las direcciones de los ejes X, σ_x , y Y, σ_y , del sistema de referencia global. En el caso de los ejes 3, 4, 5, 6 e I, se muestran además los contornos de esfuerzos cortantes, τ_{xy} . Las unidades de las escalas de esfuerzos que se indican son t/m^2 . Los esfuerzos axiales de signo positivo son de tensión y los de signo negativo de compresión.

En las Figs 72, 73 y 74 se muestran las trayectorias de fuerzas verticales de los ejes 3, 4 y 5, obtenidas del análisis por carga gravitacional; proporcionan una idea bastante aproximada de la transmisión de fuerzas en la estructura.

Las Figs 75, 76, 77, 78 y 79 muestran las configuraciones deformadas de

ejes 3, 4, 5, 6 e I, que resultan del análisis por peso propio y los movimientos de los apoyos, debidos a los hundimientos diferenciales.

Finalmente, de la Fig 80 a la Fig 89 se muestran los contornos de esfuerzos normales, en las direcciones X y Y, y cortantes, que se obtuvieron como resultado del análisis por peso propio y los movimientos de los apoyos, debidos a los hundimientos diferenciales medidos desde el inicio del monitoreo, en octubre de 1991, hasta el inicio del proceso de subexcavación, en agosto de 1993.

V.2 Análisis por peso propio

V.2.1 Deformaciones

Ejes 1, 6 y K. Los desplazamientos verticales y horizontales de los modelos de los ejes 1, 6 y K, que corresponden a las fachadas norte, sur y oriente, respectivamente, en la mayoría de los casos no exceden de 0.18 cm (Figs 39, 44 y 47); esto se debe a los robustos muros de las fachadas, que además se reforzaron con contrafuertes que aumentan la rigidez del conjunto.

Eje 2. En la Fig 40 se muestra la configuración deformada que resulta del análisis por peso propio. Se observa que la zona que experimenta el mayor desplazamiento corresponde a la de la clave del arco formero de la nave principal, con un desplazamiento vertical total de 0.22 cm; con respecto a sus apoyos el desplazamiento vertical relativo es de 0.09 cm. En general, se aprecia que las distorsiones del eje por peso propio se limitan a valores moderados, debido a la rigidez proporcionada por los muros laterales y el contrafuerte del extremo oriente.

Eje 3. La Fig 41 muestra la configuración deformada por peso propio del modelo del eje 3, ubicado en la zona del crucero. La zona que presenta el mayor

desplazamiento es la de la clave del arco formero de la nave principal, con un desplazamiento vertical de 0.70 cm y un desplazamiento vertical en relación con sus apoyos de 0.29 cm. Las columnas centrales tienen un desplazamiento vertical de 0.41 cm en la región de las impostas, en los arranques de los arcos torales que sustentan la cúpula principal. Las claves de los arcos de medio punto de las naves procesionales tienen un desplazamiento vertical total de 0.32 cm y un desplazamiento vertical relativo de 0.05 cm con respecto a sus apoyos. Los desplazamientos horizontales máximos, de 0.19 cm y 0.17 cm, se presentan en la zona de la clave del arco de medio punto de la nave procesional poniente y en la zona de la imposta de la columna nor-poniente, respectivamente. Debido al peso de la cúpula principal, se observa una tendencia de las columnas centrales a desplomarse, una hacia el poniente y otra hacia el oriente, lo que produce una abertura del arco toral. La magnitud de este desplomo resulta ligeramente mayor en la columna poniente, debido a la diferencia de rigidez de los muros laterales; sin embargo, debido a las dimensiones de los muros, la magnitud de estos desplomos es inferior a 0.17 cm. Se observa nuevamente la capacidad de los muros de los costados y del contrafuerte del extremo oriente para restringir los desplazamientos laterales.

Eje 4. En la Fig 42 se muestra la configuración deformada del modelo del eje 4, que también se localiza en la zona del crucero. El desplazamiento total vertical máximo se vuelve a presentar en la zona de la clave del arco formero de la nave principal, con un valor de 0.69 cm y un desplazamiento vertical relativo a sus apoyos de 0.28 cm. En la zona de las impostas de las columnas principales se presenta un desplazamiento vertical de 0.40 cm. Las zona de las claves de los arcos de medio punto de las naves laterales presentan un desplazamiento vertical máximo de 0.32 cm, al igual que el modelo anterior. Los desplazamientos horizontales en este lugar son ligeramente menores que los del eje 3, debido a variaciones en las dimensiones de los muros. Aunque se aprecia la misma tendencia de desplomo de las columnas centrales, que producen la abertura del arco toral, la

magnitud de estos desplomos no rebasa de 0.18 cm.

Eje 5. La Fig 43 muestra los desplazamientos del modelo del eje 5, inducidos por la acción del peso propio. La zona con mayor desplazamiento es la de la clave del arco formero de la nave principal, que alcanza un desplazamiento vertical total de 0.22 cm y un desplazamiento vertical relativo a sus apoyos de 0.09 cm. La región de la clave del arco rebajado que soporta la losa de concreto del coro, presenta un desplazamiento vertical de 0.17 cm y un desplazamiento vertical relativo de 0.08 cm con respecto a sus apoyos. Los muros laterales y el contrafuerte del extremo oriente restringen los desplazamientos horizontales.

Eje I. En la Fig 45 se muestra la configuración deformada de este modelo, ubicado en la zona del crucero. El desplazamiento vertical máximo se presenta en la zona de la clave del arco central, con una magnitud de 0.68 cm, y un desplazamiento vertical relativo de 0.28 cm con respecto a sus apoyos. A nivel de impostas de las columnas centrales, el desplazamiento vertical máximo es de 0.41 cm. En la zona de la clave del arco de medio punto del lado norte, se presenta un desplazamiento vertical de tan sólo 0.13 cm. Se aprecia que, debido al peso de la cúpula principal, las columnas centrales tienden a desplomarse, una hacia el norte y otra hacia el sur y, por lo tanto, el arco toral tiende a abrirse; sin embargo, la magnitud de este desplomo es de sólo 0.18 cm. Los desplazamientos laterales quedan restringidos por los muros y contrafuertes de los extremos norte y sur; esta característica es típica en los ejes longitudinales.

Eje J. En este modelo (Fig 46), el desplazamiento máximo se presenta en la zona de la clave del arco formero de la nave de crucero, con una magnitud de 0.24 cm y un desplazamiento relativo a sus apoyos de 0.11 cm. A nivel de impostas de las columnas adosadas, el desplazamiento vertical es de tan sólo 0.13 cm. Los desplazamientos se restringen por las dimensiones de los muros laterales y por los contrafuertes de los extremos norte y sur.

V.2.3 Esfuerzos

Eje 1. La Fig 48 muestra la distribución de esfuerzos en la dirección del eje X en el modelo de la fachada norte. Esta distribución manifiesta la eficacia del muro de la fachada para contrarrestar los esfuerzos horizontales inducidos por el peso de las bóvedas de los diferentes niveles. En la dirección horizontal, los esfuerzos máximos de compresión son del orden de 0.72 kg/cm^2 , y se presentan en la parte central del muro y son producidos, básicamente, por el peso de la bóveda de cañón de la nave principal. El esfuerzo máximo de tensión en dirección horizontal es del orden de 0.97 kg/cm^2 , y se presenta en el extremo superior del muro ubicado en la esquina nor-poniente. La distribución de esfuerzos en la dirección Y (Fig 49) muestra que la mayor concentración de esfuerzos verticales inducidos por el peso de las bóvedas y el muro de la fachada se transmite hacia los contrafuertes, y de éstos al pedraplén de cimentación. En la base de los contrafuertes se presentan los esfuerzos máximos de compresión en dirección vertical, que son del orden de 6.4 kg/cm^2 . Los esfuerzos verticales de tensión no exceden de 0.1 kg/cm^2 ; los máximos se presentan en el extremo superior del muro de la esquina nor-poniente. Los esfuerzos cortantes son inferiores a $\pm 1 \text{ kg/cm}^2$; los máximos se presentan en diversas regiones del muro de la fachada.

Eje 2. La Fig 50 muestra la distribución de esfuerzos en la dirección del eje X. Se aprecia que los muros laterales contrarrestan los esfuerzos horizontales generados por las bóvedas y el arco central. El máximo esfuerzo de compresión en esta dirección se presenta en los arranques del arco formero, por el intradós, con una magnitud de 3.7 kg/cm^2 . En la clave del mismo arco central se presenta el esfuerzo horizontal máximo de tensión, de 4.8 kg/cm^2 ; esta zona corresponde a la de mayor deformación vertical, descrita en el inciso anterior. En la Fig 51 se muestra la distribución de esfuerzos en la dirección Y. Se observa que los esfuerzos producidos por el peso de bóvedas y muros se distribuyen hacia las semicolumnas, y de éstas a la cimentación. En la dirección vertical el esfuerzo máximo de

compresión es del orden de 16 kg/cm^2 , y se presenta en las bases de las columnas adosadas a los muros. En esta misma dirección, los esfuerzos de tensión no exceden de 0.32 kg/cm^2 ; los máximos se presentan en el intradós de la clave del arco formero. Los esfuerzos cortantes máximos son del orden de $\pm 5.7 \text{ kg/cm}^2$, y se presentan en el intradós de los arranques del arco formero.

Eje 3. La distribución de esfuerzos en la dirección horizontal que se muestra en la Fig 52, manifiesta la eficacia de los muros laterales para contrarrestar los esfuerzos horizontales inducidos por arcos y bóvedas. Los esfuerzos máximos de compresión en esta dirección se presentan en el intradós de los arranques de los arcos de medio punto de las naves procesionales y a media altura de los muros laterales; tienen un valor de 7.3 kg/cm^2 . Se distingue la efectividad de las arquivadas para transmitir los esfuerzos de compresión. Los esfuerzos máximos de tensión en esta dirección se presentan en el intradós de los arranques de los arcos de medio punto de las naves laterales, su magnitud es de 4.4 kg/cm^2 . La distribución de esfuerzos en la dirección vertical (Fig 53) muestra que los esfuerzos inducidos por el peso de la cúpula principal y el tambor se transmiten hacia las columnas. Los esfuerzos máximos de compresión en esta dirección son del orden de 33.4 kg/cm^2 , y se presentan a media altura de los fustes de las columnas. Estos esfuerzos fueron inducidos por el peso de la cúpula principal y corresponden a la tendencia que tienen las columnas a desplomarse, descrita en el inciso anterior. En las bases de las columnas los esfuerzos de compresión en la dirección vertical son del orden de 21 kg/cm^2 y en las bases de las columnas adosadas a los muros los esfuerzos de compresión son del orden de 13.5 kg/cm^2 . Los esfuerzos verticales de tensión no exceden de 0.5 kg/cm^2 . La Fig 54 muestra la distribución de esfuerzos cortantes. Las zonas con esfuerzos cortantes máximos corresponden al intradós de los arranques de los arcos de medio punto de las naves procesionales y alcanzan una magnitud del orden de $\pm 7.8 \text{ kg/cm}^2$.

Eje 4. La distribución de esfuerzos en este modelo es similar a la que tiene el modelo del eje 3. La Fig 55 muestra los esfuerzos en la dirección X; como en toda la estructura, se destaca la efectividad de los muros para transmitir los esfuerzos de compresión horizontales generados por arcos y bóvedas. El esfuerzo máximo de compresión en dirección horizontal alcanza una magnitud del orden de 7.7 kg/cm^2 , y se presenta en los arranques de los arcos de medio punto, por el intradós. Los esfuerzos de tensión en esta dirección son inferiores a 4 kg/cm^2 , los máximos se presentan en las dovelas contiguas a la clave de los arcos de medio punto de las naves laterales, por el intradós. La distribución de esfuerzos en la dirección vertical (Fig 56) muestra que los esfuerzos máximos de compresión se manifiestan en los fustes de las columnas, tal y como sucede en las columnas del eje 3. En este caso, los esfuerzos son del orden de 33.7 kg/cm^2 . En las bases de las columnas los esfuerzos en la dirección vertical son del orden de 20.5 kg/cm^2 , y en las bases de las columnas adosadas a los muros son del orden de 13.2 kg/cm^2 . Los esfuerzos verticales de tensión son inferiores a 0.5 kg/cm^2 . En la Fig 57 se muestra la distribución de esfuerzos verticales en la base de la columna I-4. Por la simetría de los contornos de intensidades de esfuerzos, se deduce que la resultante coincide sensiblemente con el centro de la columna; cabe señalar que esta situación es común en todas las columnas del crucero. La Fig 58 muestra la distribución de esfuerzos cortantes; los mayores esfuerzos de este tipo corresponden al intradós de los arranques de los arcos de medio punto de las naves laterales, y son del orden de $\pm 7.6 \text{ kg/cm}^2$.

Eje 5. En la Fig 59 se muestra la distribución de esfuerzos en la dirección horizontal. La zona más esforzada corresponde a la de mayor deformación, es decir, la de la clave del arco rebajado que soporta el coro; en este caso, se trata de esfuerzos de tensión del orden de 8.2 kg/cm^2 . Como consecuencia de la curvatura del arco, los esfuerzos máximos de compresión en esta dirección se presentan en la zona de las primeras dovelas inmediatas al arranque del arco rebajado, por el intradós y el extradós, con un valor de 8.3 kg/cm^2 . La misma situación se presenta

en el arco formero de la nave principal, con esfuerzos de compresión inferiores a 7 kg/cm². El peso del coro induce esfuerzos de tensión del orden de 5 kg/cm² en las zonas de los fustes de las semicolumnas. La distribución de esfuerzos verticales se muestra en la Fig 60. Los esfuerzos máximos de compresión en esta dirección son del orden de 22.2 kg/cm², se manifiestan en el extremo superior de los fustes de las columnas y se deben a la influencia del peso del coro. En la base de las semicolumnas, estos esfuerzos se reducen a una magnitud de 15 kg/cm². Los esfuerzos máximos de tensión en esta dirección son del orden de 5.6 kg/cm² y corresponden a los apoyos de las bóvedas cilíndricas. La Fig 61 muestra la distribución de esfuerzos cortantes, limitados a valores moderados, menores de ± 3 kg/cm².

Eje 6. En la Fig 62 se muestra la distribución de esfuerzos en la dirección X del modelo de la fachada sur. El esfuerzo máximo de compresión en esta dirección se presenta en la base de los contrafuertes, en el contacto con el pedraplén de cimentación, estos esfuerzos son del orden de 0.7 kg/cm². Los esfuerzos de tensión se limitan a valores menores de 0.6 kg/cm². La distribución de esfuerzos verticales (Fig 63) manifiesta la efectividad de los contrafuertes para transmitir el peso de la estructura a la cimentación. Los esfuerzos máximos de compresión corresponden al extremo inferior de los contrafuertes y son del orden de 7 kg/cm². Los esfuerzos de tensión no exceden de 0.15 kg/cm². Los esfuerzos cortantes máximos (Fig 64) son del orden de ± 0.98 kg/cm², y actúan en las bases de los contrafuertes que limitan la bóveda de cañón de la nave principal.

Eje I. La distribución de esfuerzos y su asociación con el sistema estructural es muy similar a la de los modelos de los ejes 3 y 4. Los esfuerzos máximos de compresión en la dirección horizontal (Fig 65) se manifiestan en los arranques de los arcos de medio punto, por el intradós, con una magnitud de 6.9 kg/cm². Los esfuerzos de tensión en esta dirección son inferiores a 3.8 kg/cm²; los máximos se presentan en los arranques de los arcos de medio punto, por el intradós. Los

esfuerzos máximos de compresión en la dirección vertical (Fig 66) se presentan a media altura de los fustes de las columnas, su magnitud es del orden de 32.8 kg/cm². En las bases de las columnas se presentan esfuerzos verticales de compresión del orden de 20.3 kg/cm² y en la base de las semicolumnas esfuerzos de compresión de 13 kg/cm². Los esfuerzos de tensión no exceden de 0.49 kg/cm². El esfuerzo cortante máximo (Fig 67) tiene un valor de ± 7.1 kg/cm², y se presenta en los arranques de los arcos de medio punto, por el intradós.

Eje J. En la dirección horizontal, la zona más esforzada (Fig 68) corresponde a la de la clave del arco formero; se trata de esfuerzos de tensión del orden de 6.7 kg/cm². Los esfuerzos máximos de compresión tienen una magnitud de 3.9 kg/cm², y se presentan en los arranques del arco formero, por el intradós. El esfuerzo máximo de compresión en la dirección vertical (Fig 69) es del orden de 16 kg/cm², y actúa en las bases de las columnas adosadas a los muros. Los esfuerzos de tensión en esta dirección son inferiores a 1 kg/cm²; los máximos corresponden al intradós de los arranques del arco formero. Los esfuerzos cortantes se limitan a valores menores de ± 7.8 kg/cm², los máximos se presentan en los arranques del arco formero, por el intradós.

Eje K. La Fig 70 muestra la distribución de esfuerzos en la dirección X del modelo de la fachada oriente. El esfuerzo máximo de compresión en esta dirección es del orden de 0.73 kg/cm²; actúa en las bases de los contrafuertes que apuntalan al muro, en su parte central. Los esfuerzos máximos de tensión se presentan en la base del muro central, con una magnitud de 0.6 kg/cm². La Fig 71 muestra la transmisión de esfuerzos verticales de compresión de la estructura a los contrafuertes; las zonas con esfuerzos máximos de compresión se presentan en las bases de éstos y son del orden 7.6 kg/cm². Los esfuerzos de tensión se limitan a valores moderados, menores de 0.17 kg/cm². Los esfuerzos cortantes no exceden de ± 1.47 ; los máximos se presentan en las bases del muro y contrafuertes.

V.2.4 Trayectorias de fuerzas

Las Figs 72, 73 y 74 muestran las trayectorias de fuerzas en los ejes 3, 4 y 5, respectivamente, que resultan del análisis por peso propio. Proporcionan una idea bastante certera de la forma en que se transmite el peso de la estructura a la cimentación. Con el objeto de conocer la magnitud y posición de las fuerzas resultantes que se muestran en estas Figs, se hicieron cortes horizontales y verticales en diferentes secciones de los modelos y se aplicaron las ecuaciones de la estática con las fuerzas internas de los nudos ubicados en cada corte. En general, se observa que la transmisión de fuerzas es congruente con el sistema estructural; la transmisión indica que las fuerzas de mayor magnitud actúan en las bases de los muros de mampostería. Llama la atención el hecho de que la resultante de las fuerzas que actúan en las bases de las columnas principales se encuentra dentro del tercio medio de la sección transversal. En las Figs 72, 73 y 74 se observa que las fuerzas que se transmiten en los muros del extremo oriente son ligeramente mayores a las que actúan en el muro poniente; esto se debe, básicamente, a la diferencias de dimensiones entre los muros.

V.3 Análisis por hundimientos diferenciales

Los trabajos de rehabilitación de la Catedral y el Sagrario comenzaron en octubre de 1991 con la excavación de las lumbreras hasta el nivel freático. En agosto de 1993 comenzaron las perforaciones de subexcavación. Desde octubre de 1991 se han efectuado nivelaciones periódicas a nivel de piso de feligresía y a nivel de los plintos de las columnas, con el objeto de controlar los movimientos inducidos por la subexcavación.

Se analizan los ejes 3, 4, 5, 6 e I ante la acción del peso propio y los hundimientos diferenciales medidos entre octubre de 1991 y agosto de 1993. Se

realizó una interpolación lineal entre los nudos con desplazamiento conocido y los nudos de la cimentación de cada modelo. Conviene acotar que durante este periodo la tendencia de hundimiento de la cimentación del Sagrario se modificó al instalar 64 pilotes de control, que frenaron el hundimiento de la esquina sur-oriente (Ref 11).

V.3.1 Deformaciones

Eje 3. La Fig 75 muestra la configuración deformada por peso propio y hundimientos diferenciales del modelo del eje 3 del crucero. La configuración deformada, indicada con línea punteada, presenta desplazamientos laterales hacia el oriente. Los desplazamientos máximos corresponden a la zona de la clave del arco toral que sustenta la cúpula central, donde el desplazamiento horizontal es de 37.29 cm y el desplazamiento vertical es de 5.77 cm. La magnitud de los desplazamientos horizontales resulta excesiva en comparación con la del resto de los modelos, por lo que se deduce la existencia de un error en los datos de la nivelación topográfica de la ficha del extremo oriente.

Eje 4. En la Fig 76 se muestra la configuración deformada del modelo del eje 4, ubicado al sur del crucero. En general, los elementos verticales de apoyo muestran una tendencia a desplomarse hacia el poniente. El desplazamiento máximo se presenta en la zona de la imposta de la columna sur-oriente; se trata de un desplazamiento vertical de 1.49 cm. La zona de la clave del arco toral, bajo la cúpula principal, presenta un desplazamiento horizontal de 0.86 cm y un desplazamiento vertical de 1.19 cm. Las claves de los arcos de medio punto de las naves laterales presentan un desplazamiento vertical máximo de 0.84 cm.

Eje 5. La Fig 77 muestra la configuración deformada del modelo del eje 5. Los muros laterales y las columnas adosadas a los mismos acusan un ligero desplomo hacia el poniente, sin embargo su magnitud es insignificante. El

desplazamiento vertical máximo se presenta en la zona de la imposta de la semicolumna oriente; su magnitud es de 2.18 cm. La zona de la clave del arco formero de la nave principal, tiene un desplazamiento vertical de 1.99 cm y la zona de la clave del arco rebajado que soporta la losa del coro presenta un desplazamiento vertical de 1.98 cm.

Eje 6. La Fig 78 muestra la configuración deformada del modelo de la fachada sur. En general, el muro de la fachada y los contrafuertes que lo apuntalan manifiestan un ligero desplomo hacia el poniente, aunque la magnitud de estas deformaciones laterales resulta inferior a 0.56 cm; en esta dirección, el desplazamiento máximo se presenta en la parte superior del contrafuerte del extremo oriente. El desplazamiento vertical máximo es de 1.71 cm y se presenta en el extremo superior del muro central.

Eje 1. La configuración deformada de este modelo (Fig 79) muestra una tendencia de movimiento lateral hacia el sur. El desplazamiento máximo se presenta en la zona de la clave del arco de medio punto del muro del costado sur; se trata de un desplazamiento vertical de 2.41 cm. La zona de la clave del arco toral de la nave de crucero tiene un desplazamiento vertical de 1.8 cm. En la zona de la imposta de la columna sur-oriente existe un desplazamiento vertical de 2.35 cm.

V.3.2 Esfuerzos

Aunque las distribuciones que se presentan a continuación no son indicativas, de manera cuantitativa, del estado de esfuerzos que se produjo en la estructura, si permiten justificar la aparición de algunas grietas y el cierre de otras en la estructura.

Eje 3. La Fig 80 muestra la distribución de esfuerzos horizontales y la Fig 81

la distribución de esfuerzos verticales. Se observa que los esfuerzos son de gran magnitud, debido a que, como ya se mencionó, la elevación de la ficha del extremo oriente de este eje es errática, por lo que los esfuerzos no se consideran representativos.

Eje 4. La Fig 82 muestra la distribución de esfuerzos horizontales. Se observa la aparición de esfuerzos de tensión en parte de las bases y fustes de la columna poniente y de la columna adosada al muro poniente. El esfuerzo máximo de tensión en la dirección X se presenta en la base de esta columna adosada; su magnitud es del orden de 27.3 kg/cm^2 y se debe al movimiento que se produjo hacia el poniente, como se explicó en el inciso anterior. El esfuerzo máximo de compresión en esta dirección se presenta en la base de la columna sur-oriental y su valor es del orden de 55.8 kg/cm^2 . La Fig 83 muestra la distribución de esfuerzos verticales; se observa que aparecen zonas con esfuerzos de tensión en las bases de columnas y semicolumnas, inducidas por el desplomo de las mismas. El esfuerzo máximo de tensión en la dirección Y se presenta en la base de la semicolumna poniente y es del orden de 33.7 kg/cm^2 . El esfuerzo máximo de compresión se presenta en parte de las bases y fustes de las columnas principales con un valor de 65.6 kg/cm^2 .

Eje 5. En la Fig 84 se muestra la distribución de esfuerzos en la dirección X. Se observa la aparición de zonas con esfuerzos horizontales de tensión en las bases del muro poniente y de la columna adosada al mismo, así como en el fuste de esta semicolumna y en el intradós del arco rebajado que sustenta la losa del coro. El esfuerzo máximo de tensión en esta dirección es del orden de 24.2 kg/cm^2 y se presenta en la base del muro poniente. En las bases del muro oriente y de su columna adosada, en el fuste de esta semicolumna y en el extremo poniente del arco rebajado, se presentan esfuerzos horizontales de compresión; el máximo es de 40.4 kg/cm^2 y corresponde a la base del muro oriente. La Fig 85 muestra la distribución de esfuerzos verticales. El esfuerzo máximo de compresión es del orden

de 64 kg/cm^2 y se presenta en el extremo inferior del contrafuerte oriente. Los esfuerzos máximos de tensión son del orden de 20.2 kg/cm^2 y corresponden a la base del muro de la fachada oriente.

Eje 6. El esfuerzo máximo de compresión en la dirección X (Fig 86) es de 15 kg/cm^2 y se presenta en el extremo superior del contrafuerte del eje J. El esfuerzo máximo de tensión, del orden de 5 kg/cm^2 , se presenta en algunas zonas del muro de la fachada. La Fig 87 muestra la distribución de esfuerzos en la dirección Y, donde se observa que disminuye la capacidad de los contrafuertes para transmitir las fuerzas verticales a la cimentación. Los esfuerzos máximos de compresión en esta dirección se presentan en las bases de los contrafuertes de los extremos y son del orden de 32.4 kg/cm^2 . El esfuerzo máximo de tensión, de 7.3 kg/cm^2 , se presenta en la base del contrafuerte contiguo a la puerta principal de acceso.

Eje 1. Los desplazamientos inducidos en la cimentación del modelo han generado los esfuerzos horizontales y verticales que se muestran en las Figs 88 y 89, respectivamente. El esfuerzo máximo de tensión en la dirección X se presenta en la base de la columna oriente del crucero; su magnitud es del orden de 30 kg/cm^2 . El esfuerzo máximo de compresión en esta dirección se presenta en la base de la columna adosada al muro oriente; su magnitud es del orden de 60 kg/cm^2 . El esfuerzo máximo de tensión en la dirección Y se presenta en la base de la columna adosada al muro oriente, con un valor de 36 kg/cm^2 . El esfuerzo máximo de compresión en esta dirección se presenta en la base de la columna oriente del crucero y es del orden de 70 kg/cm^2 .

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Se recopiló valiosa información sobre antecedentes históricos del Sagrario, la mayor parte de ella está contenida en las referencias de este trabajo. De esta búsqueda se puede concluir que el Sagrario ha sufrido daños severos y que las intervenciones han contribuido, en mayor o menor medida, a preservar su integridad; sin embargo, las distorsiones que presenta ponen en riesgo su estabilidad.

Las cargas que actúan en las bases de las columnas principales, obtenidas por medio de los modelos analíticos, resultaron del orden de 525 t; son menores, en un 3.5%, que las obtenidas en el análisis de bajada de cargas, y son mayores, en un 7.5%, que las obtenidas en una bajada de cargas efectuada en el Taller de Apoyo Técnico de Catedral y Sagrario.

En relación a los resultados de los análisis efectuados en nueve ejes de la

estructura, se concluye que ante la acción exclusiva de peso propio domina un estado general de esfuerzos de compresión limitados a valores moderados, menores de 10 kg/cm^2 , excepto en las bases de las columnas centrales y de las columnas adosadas a los muros, donde se presentan esfuerzos de compresión del orden de 21 kg/cm^2 , muy por debajo del que resiste la mampostería de este tipo. El estado general de esfuerzos de tensión se limita a valores muy pequeños, del orden de 1 kg/cm^2 . Las zonas más afectadas por los esfuerzos de tensión son las claves de los arcos formeros y del arco que soporta al coro, donde alcanzan una magnitud de 8 kg/cm^2 .

En las columnas principales, las cargas bajan prácticamente en forma axial hacia la cimentación; las excentricidades son muy pequeñas, inferiores a 0.02 cm . Por otra parte, las resultantes de las fuerzas que actúan en las bases de los muros de mampostería pasan próximas al centro de los mismos, cumpliendo con su función de contrarresto.

Se concluye que, ante condiciones ideales, la estructura tendría un nivel de seguridad adecuado, más que suficiente para resistir el efecto de su peso propio, por lo que resulta evidente que los constructores tenían una idea bastante certera del comportamiento del sistema estructural; sin embargo, subestimaron la alta deformabilidad del suelo de apoyo.

Ante la acción del peso propio y el movimiento de los apoyos debido a los hundimientos diferenciales producidos entre octubre de 1991 y agosto de 1993, los esfuerzos, sobre todo en las bases de columnas, semicolumnas y muros, están estrechamente relacionadas con la evolución del estado de agrietamiento que se produjo en la estructura durante ese periodo. En cuanto a las deformaciones, éstas muestran un escenario indicativo con respecto a la respuesta medida de la estructura. La conclusión general respecto a los análisis de este tipo es que tanto esfuerzos como deformaciones tienen un significado cualitativo de la respuesta de

la estructura, debido a que los análisis suponen un comportamiento elástico lineal de los elementos estructurales; sin embargo, los resultados constituyen una gran herramienta para comprender la posible respuesta de un sistema estructural de gran complejidad como éste.

Para estudiar con mayor detalle la respuesta analítica de la estructura ante hundimientos diferenciales, se recomienda adecuar los modelos de acuerdo con el estado actual de daños del templo. El efecto de los diversos agrietamientos podría modelarse creando discontinuidades en las partes adyacentes a las grietas, o bien, modificando los módulos de elasticidad de los materiales de los elementos que se consideren agrietados.

Se recomienda seguir la respuesta de la estructura ante los movimientos inducidos por el proceso de corrección de hundimientos, verificando los resultados analíticos con las mediciones del monitoreo.

En general, los modelos analíticos y los resultados de este trabajo servirán de base para evaluar el estado de seguridad de la estructura ante las condiciones actuales.

RECONOCIMIENTOS

Debo un agradecimiento muy especial a la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, por la educación y formación profesional recibidas.

Gracias al Instituto de Ingeniería de la UNAM, que otorgó todas las facilidades y el apoyo necesario para la elaboración de este trabajo.

Un gran reconocimiento al Ing A. Roberto Sánchez, que aportó ideas invaluable durante la realización de este trabajo y realizó una revisión completa y muy cuidadosa del borrador, de la que surgieron cambios importantes.

Un reconocimiento a la Dirección General de Sitios y Monumentos del Patrimonio Cultural de la Secretaría de Desarrollo Social, la que a través de su Taller instalado en la Catedral proporcionó una parte de la información necesaria para el desarrollo de este trabajo.

REFERENCIAS

- (1) **Marquina, I. (1951). "Arquitectura Prehispánica". Memorias del Instituto Nacional de Antropología e Historia de la SEP.**
- (2) **Villalobos, A. (1991). "Estructuras del Templo Mayor". Cuadernos de Arquitectura Mesoamericana, No. 4, Facultad de Arquitectura, UNAM.**
- (3) **Toussaint, M. (1973). "La Catedral de México y el Sagrario Metropolitano". Editorial Porrúa, segunda edición.**
- (4) **Baxter, S, introducción y notas de Toussaint, M. (1934). "La Arquitectura Hispano-Colonial en México". Departamento de Bellas Artes.**
- (5) **Sandoval, P. J. y Ordóñez, J. (1938). "La Catedral Metropolitana de México". Ediciones Victoria.**
- (6) **Ruiz, L. (1936). "Monografía de la Catedral de México con notas Históricas, Artísticas e informativas". Instituto Panamericano de Geografía e Historia, publicación número 36.**
- (7) **Olvera J. (1969). Investigación del Dr. Jorge Olvera, Maestro en Restauración de Monumentos de Arquitectura. División de Estudios de Posgrado de la Escuela de Arquitectura, UNAM.**
- (8) **Departamento del Distrito Federal. (1988). "Catálogo Nacional de Monumentos Históricos Inmuebles". Tomos II y III.**
- (9) **SPN. (1972-1976). "Estudio del Comportamiento Estructural y de Mecánica de Suelos de la Catedral y Sagrario Metropolitanos". Subsecretaría de Bienes Inmuebles y Urbanismo.**
- (10) **SEDUE. (1990). "Estudio de las Cimentaciones de la Catedral y el Sagrario Metropolitanos". Dirección General de Sitios y Monumentos del Patrimonio Cultural. Editorial de los Talleres Gráficos de la Nación.**
- (11) **Tamez, E., Santoyo, E. y Cuevas, A. (1992). "La Catedral Metropolitana y el Sagrario de la Ciudad de México. Corrección del comportamiento de sus cimentaciones". Secretaría de Desarrollo Social.**

- (12) Medel, V. (1982). "Revista Obras". Número de Octubre de 1982. Dirección General de Obras en Sitios y Monumentos de Patrimonio Cultural de la SAHOP.
- (13) Sánchez Ramírez, A. R., Meli R. (1993). "Bases para definir el programa de subexcavación de la Catedral y del Sagrario metropolitanos". Informe técnico 93/08 del proyecto general "Estudios estructurales para el Proyecto de Rehabilitación de la Catedral Metropolitana". Informe del Instituto de Ingeniería para la Dirección General de Sitios y Monumentos del Patrimonio Cultural de la SEDESOL, julio 1993.
- (14) Sánchez Ramírez, A. R., Meli R. (1994). "Evaluación del comportamiento estructural de la Catedral y del Sagrario metropolitanos durante el primer año de subexcavación". Informe técnico 94/10 del proyecto general "Estudios estructurales de apoyo al proyecto de rehabilitación de la Catedral y del Sagrario". Informe del Instituto de Ingeniería para la Dirección General de Sitios y Monumentos del Patrimonio Cultural de la SEDESOL, septiembre 1994.
- (15) Wilson, E. L. y Abidullah, A. (1989). "Series of Computer Programs for the Finite Element Analysis of Structures". Users Manual.
- (16) García, P. (1993). "Estudio sobre el Comportamiento Estructural de la Catedral Metropolitana previo al proceso de restauración". Tesis de licenciatura. Facultad de Ingeniería, UNAM.
- (17) Sánchez Ramírez, A. R. y Meli, R. (1991). "Propiedades mecánicas de las mamposterías utilizadas en la construcción de los monumentos históricos de la ciudad de México". Memorias del Segundo Simposio Nacional sobre Materiales de Construcción. Mérida, 1991.
- (18) Rodríguez, J. L. (1993). "Propiedades Mecánicas de la Cantería utilizada durante la Época de la Colonia". Tesis de licenciatura. Facultad de Ingeniería, UNAM.
- (19) Beer, F. y Johnston, R. (1992). "Mecánica de Materiales". McGRAW-HILL de México.
- (20) Olgún, G. (1993). "Glosario de Elementos Arquitectónicos". Apuntes de la ENEP Aragón, UNAM.
- (21) Guerrero y Gama, V. (1976). "Algunos cálculos relativos a la recimentación de la Catedral y del Sagrario Metropolitanos".

- (22) Santoyo, E., Sánchez B. y De la Torre O. (1989). "Renivelación de un conjunto de edificios". Simposio sobre recimentaciones. SMMS.**
- (23) Alberro A. J. e Hiriart, G. (1973) "Resistencia a largo plazo de las arcillas de la Ciudad de México". Informe 317. Instituto de Ingeniería, UNAM.**
- (24) López Carmona, F. (1992). "Estudio de la condición actual de la Catedral Metropolitana". Tesis Doctoral. Facultad de Arquitectura, UNAM.**
- (25) Sánchez, A. R., Meli, R., Serrano, R., Rodríguez, G. y Ballinas, J. (1994). "Estudios estructurales de apoyo al proyecto de rehabilitación del Sagrario Metropolitano". Memorias del IX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural. Zacatecas, 1994.**

TESIS SIN PAGINACION

COMPLETA LA INFORMACION

Tabla 1 Planos consultados

CLAVE	CONCEPTO
PL 92 09 10	Planta Nivel Naves de Contrarresto
PL 92 06 11	Planta Nivel de Feligresfa
PL 92 09 28	Planta Nivel Naves de Crucero
PL 92 09 04	Corte transversal entre ejes 2 y 3
PL 92 07 13	Corte transversal entre ejes 3 y 4
PL 92 08 17	Corte transversal entre ejes 5 y 6
PL 92 10 23	Corte longitudinal entre ejes F' y G
PL 90 07 13	Geometría de columnas

Estos planos fueron proporcionados por el Taller de Apoyo Técnico de la Dirección General de Sitios y Monumentos del Patrimonio Cultural de SEDESOL

Tabla 2 Características de los modelos de elemento finito

EJE	Nº de nudos	Nº de elementos
1	1095	1015
2	1235	1064
3	1213	1072
4	1213	1062
5	1061	1060
6	1247	1146
I	1212	1061
J	1143	1072
K	1247	1146

Tabla 3 Secciones equivalentes utilizadas en los modelos de elemento finito

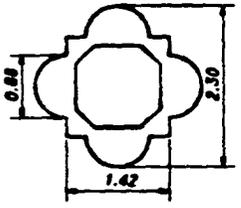
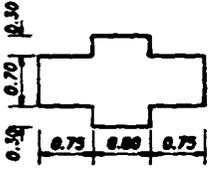
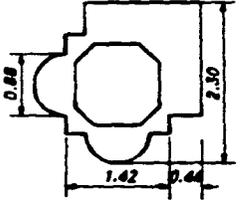
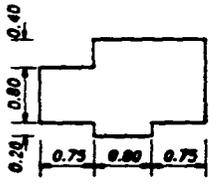
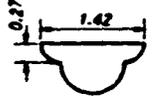
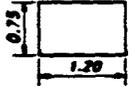
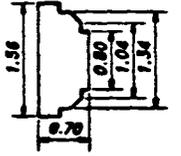
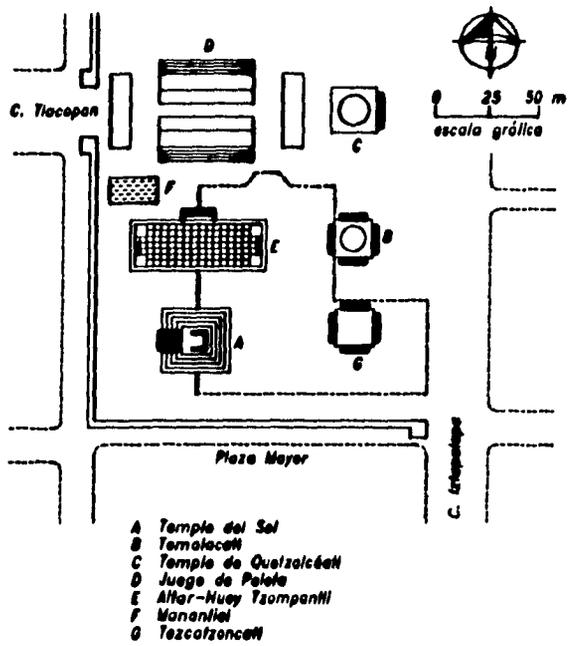
SECCION	GEOMETRIA REAL	GEOMETRIA EQUIVALENTE	AREA REAL (m ²)	AREA EQUIV (m ²)	I _{zz} REAL (m ⁴)	I _{zz} EQUIV (m ⁴)	RELACION INERCIAS I _{zz}
Columna Central			2.02	2.09	0.75	0.74	0.99
Columna adosada a los muros			2.62	2.62	1.10	1.01	0.92
Arco formero nave principal			0.70	0.97	0.08	0.10	1.25
Contrafuerte de muros de fachadas			0.95	1.10	0.053	0.053	1.00

Tabla 4 Propiedades mecánicas de los materiales

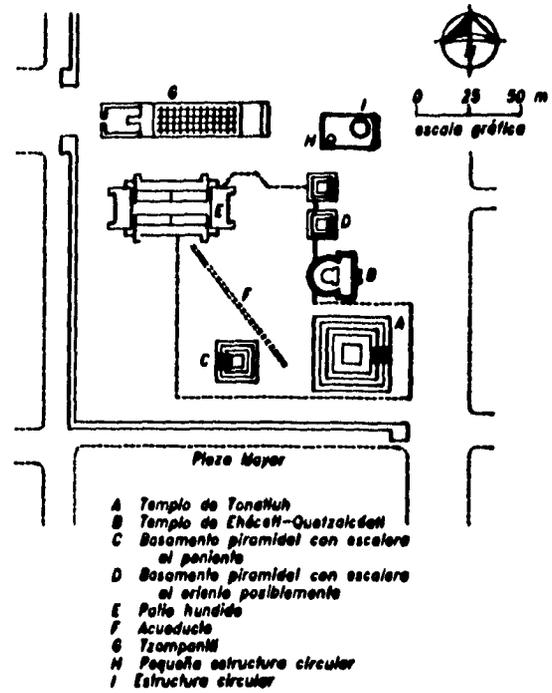
MATERIAL	MODULO DE ELASTICIDAD (ton/m²)	MODULO DE POISSON	PESO VOLUMETRICO (ton/m³)
MAMPOSTERIA muros, cúpula, bóvedas y pedraplén	200,000	0.20	1.60
CANtera doce primeros sillares de columnas y semicolumnas	1,350,000	0.15	2.00
CANtera sillares restantes y arcos	410,000	0.15	2.00

Tabla 5 Resultados de la bajada de cargas hasta el nivel de feligresía

ELEMENTO	PESO (ton)
Cúpula central	553.78
Bóvedas de nave principal	1174.05
Bóvedas del segundo nivel	441.68
Bóvedas del primer nivel	771.65
Coro	132.24
Muros, columnas, arcos	12375.52
TOTAL	15450.00



Estructuras aztecas según Marquina (Ref 1)



Estructuras aztecas según Villalobos (Ref 2)

Fig 1 Localización probable de estructuras prehispánicas

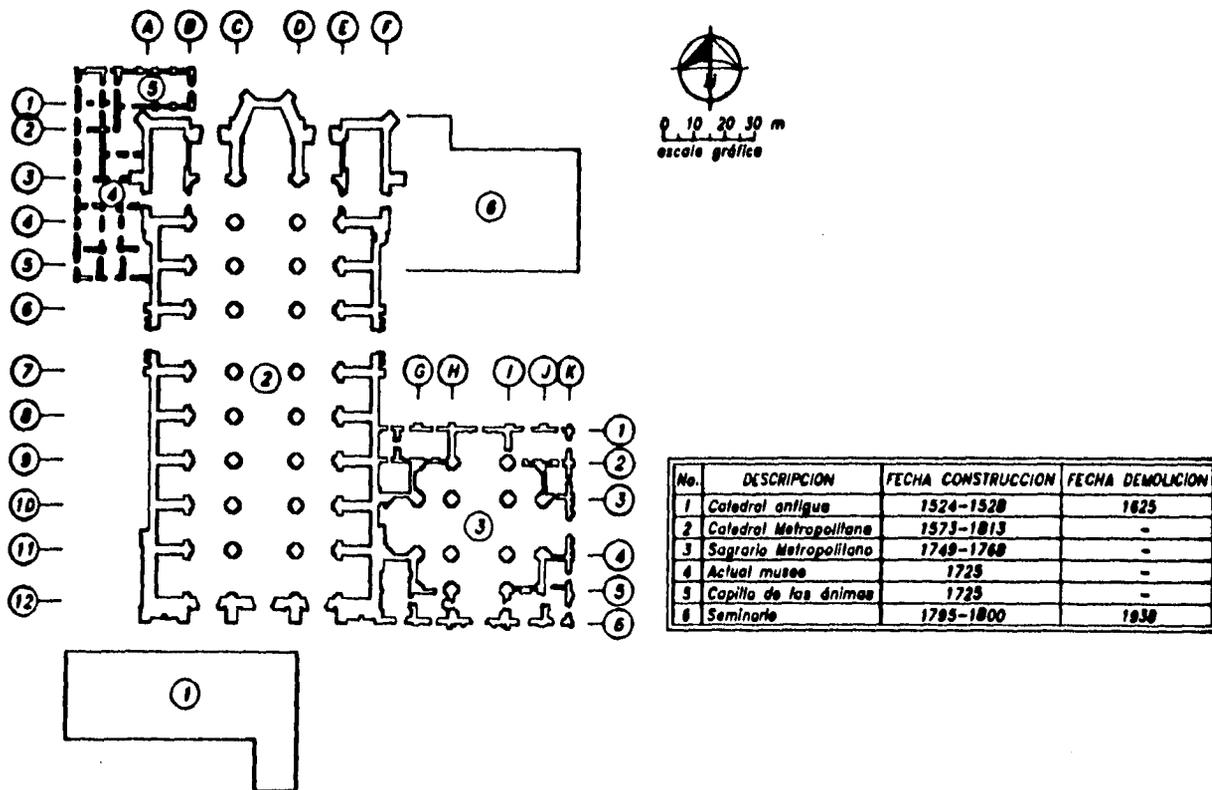


Fig 2 Cronología de construcción de las diversas estructuras

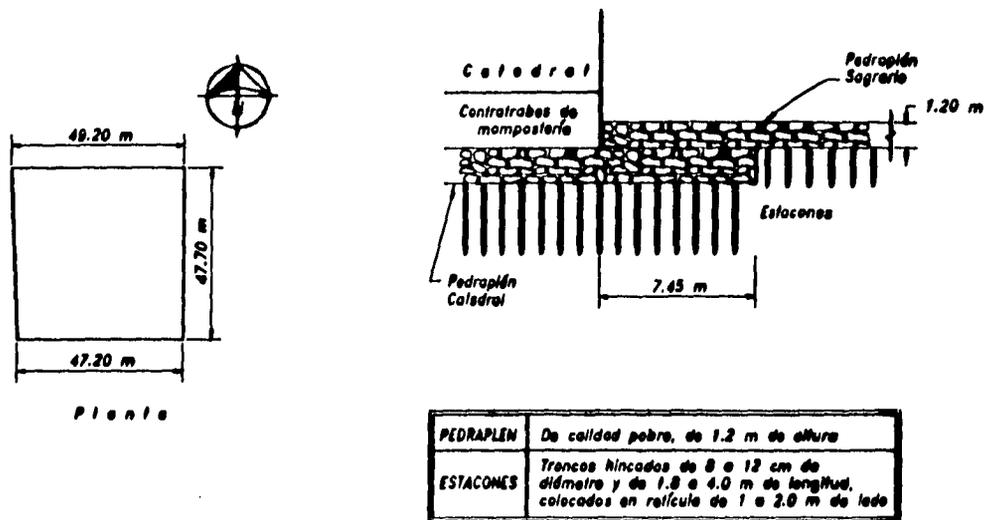


Fig 3 Características de la cimentación original

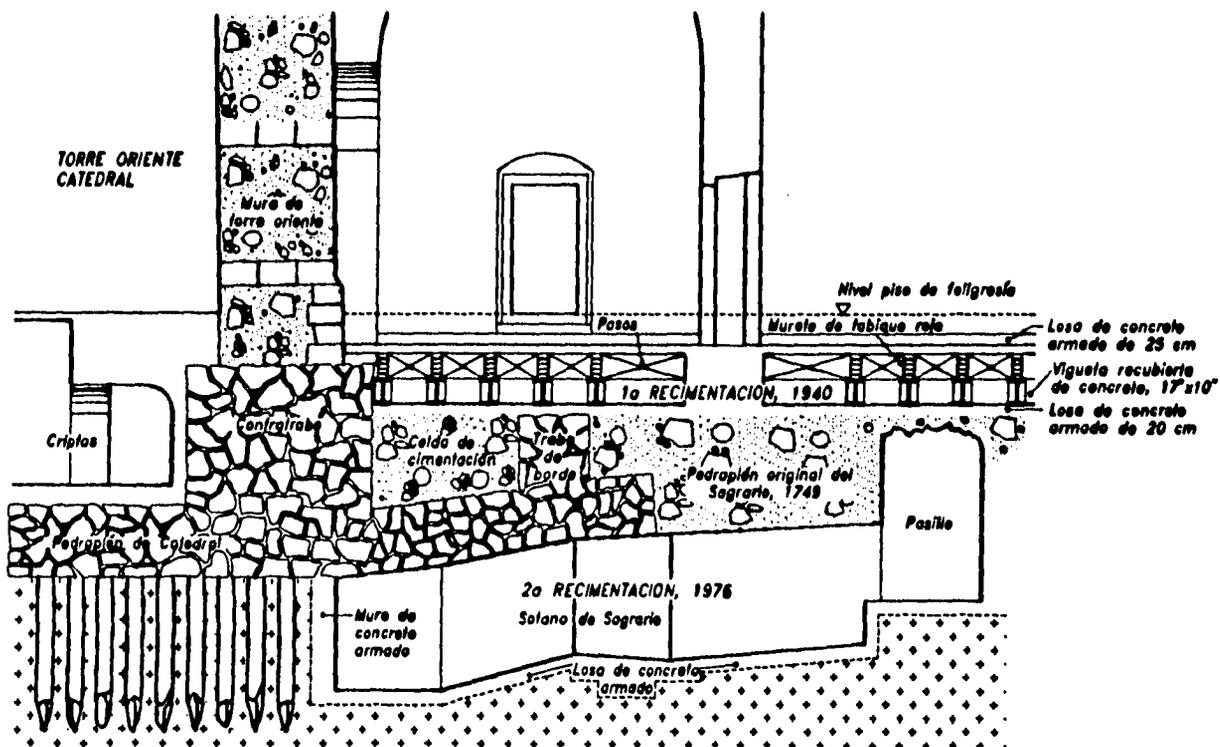


Fig 4 Detalle de la junta Catedral-Sagrario

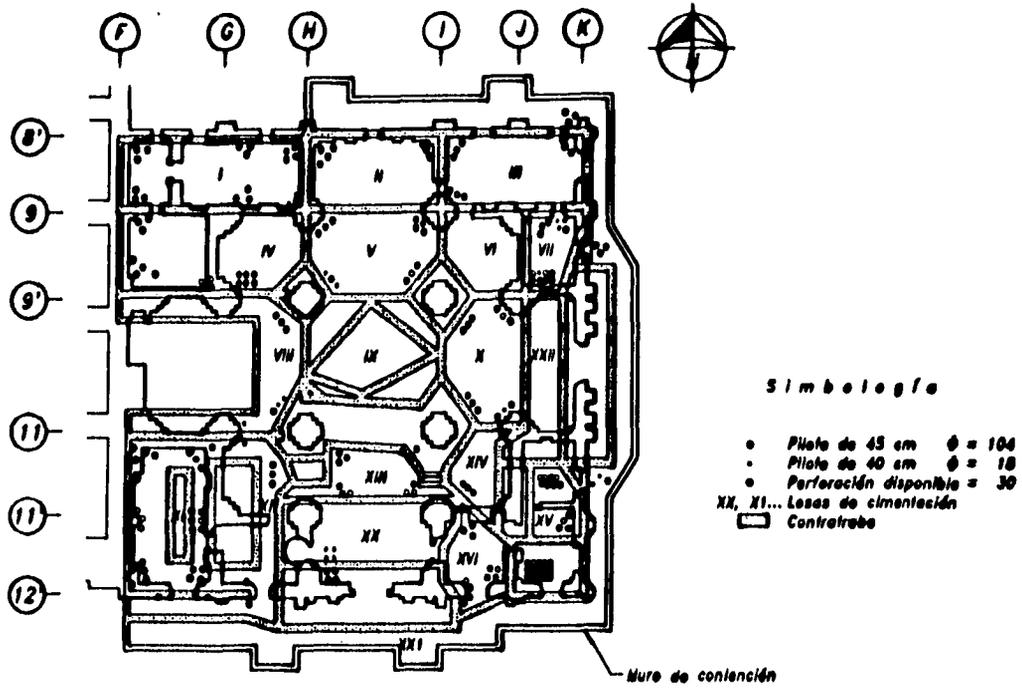


Fig 5 Losas, traves y pilotes de la recimentación de 1976

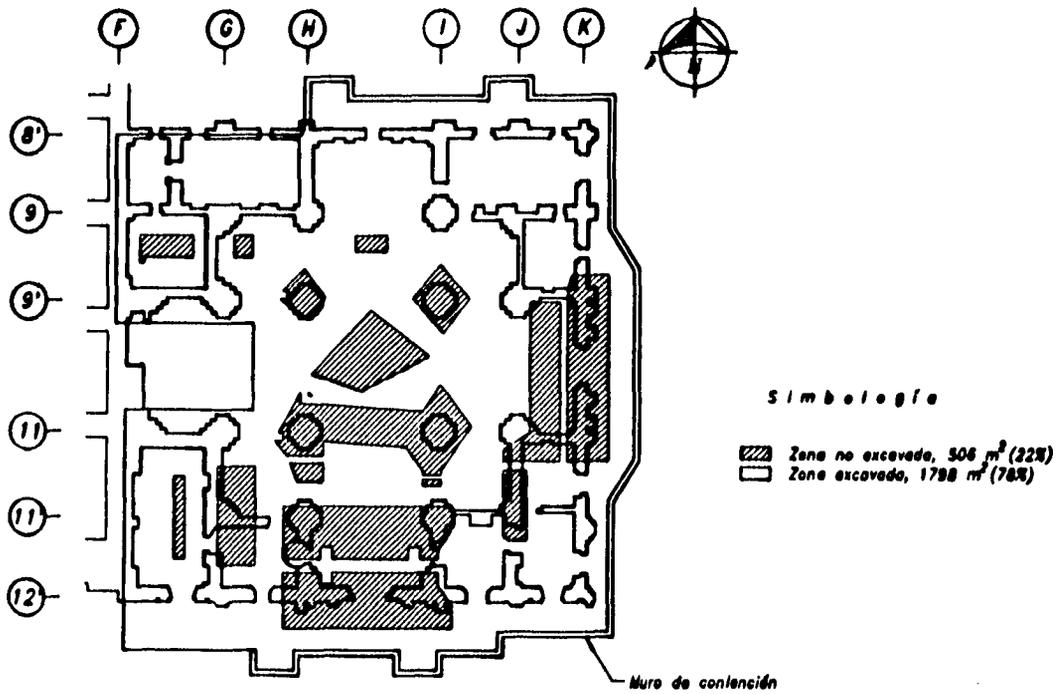


Fig 6 Zonas excavadas en la recimentación de 1976

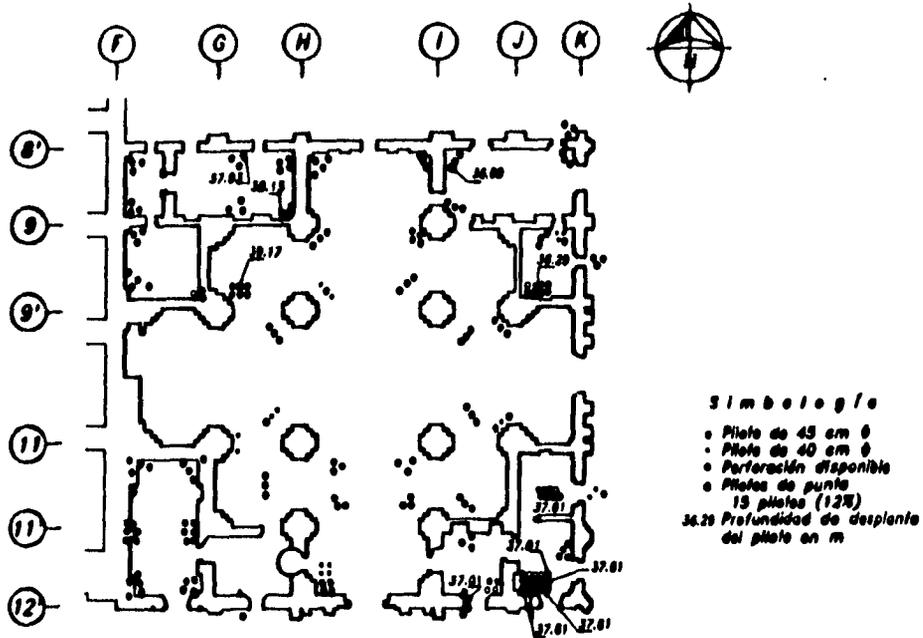


Fig 7 Piletos de punta (recimentación de 1975)

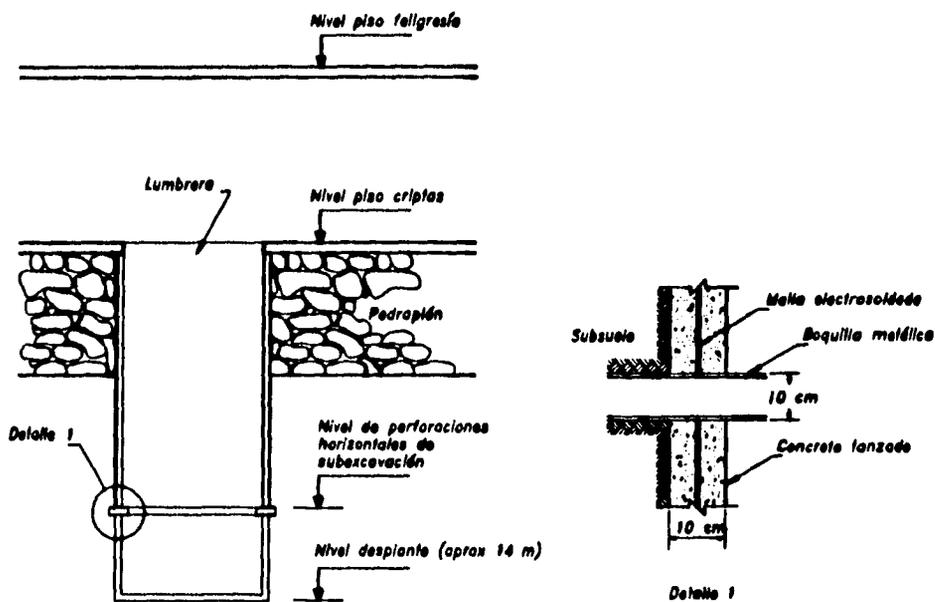


Fig 8 Esquema de una lumbrera

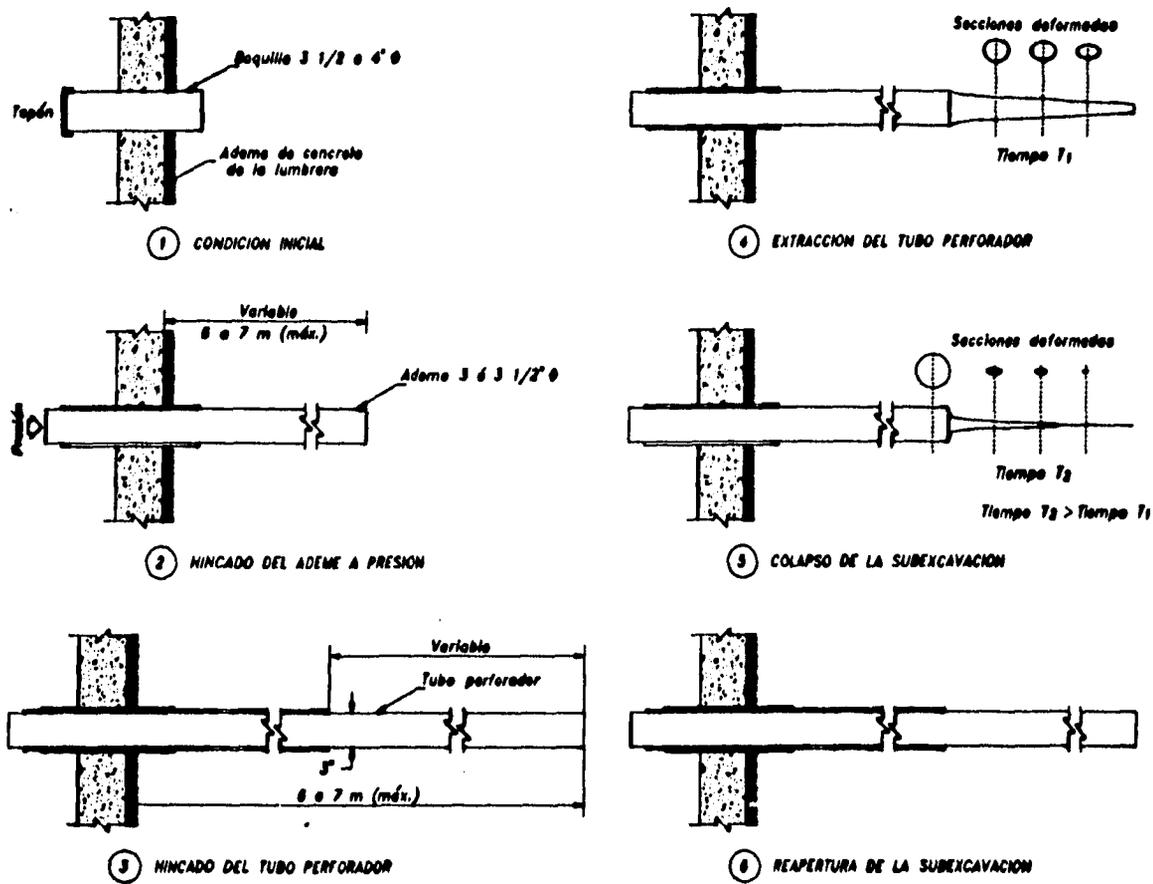


Fig 9 Secuencia del proceso de subexcavación por medio de perforaciones

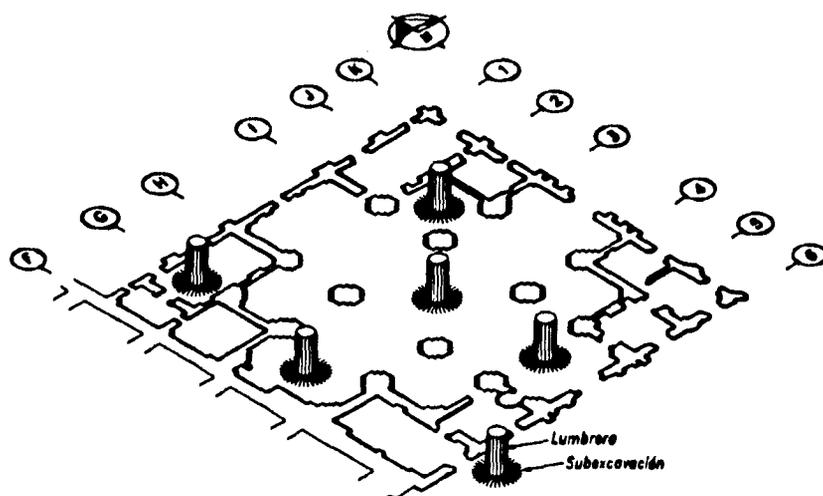


Fig 10 Localización de lumbreras y radiaciones de subexcavación

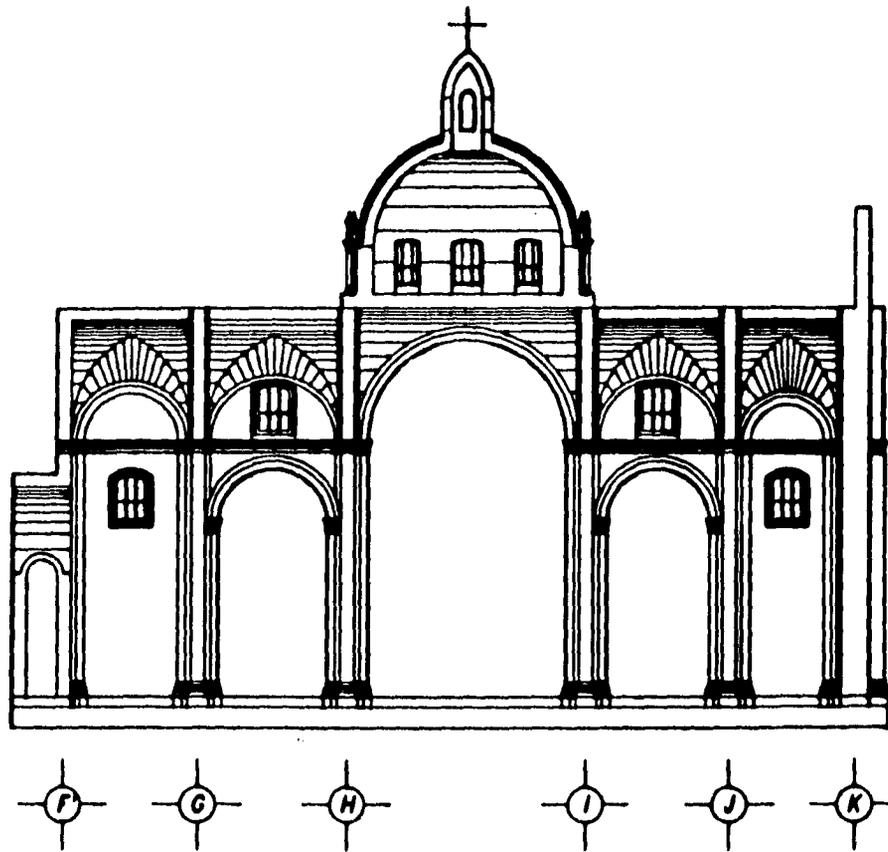


Fig 11 Corte transversal, eje 3

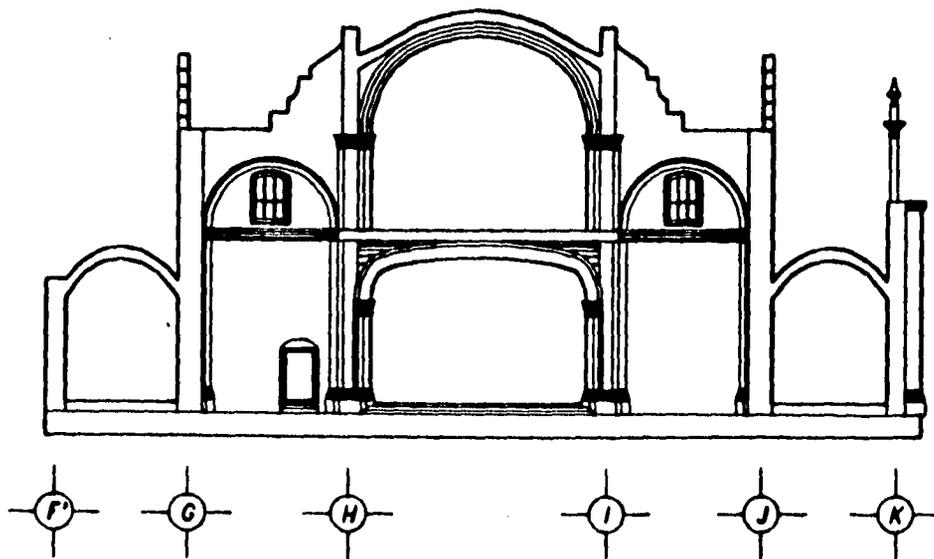


Fig 12 Corte transversal, eje 5

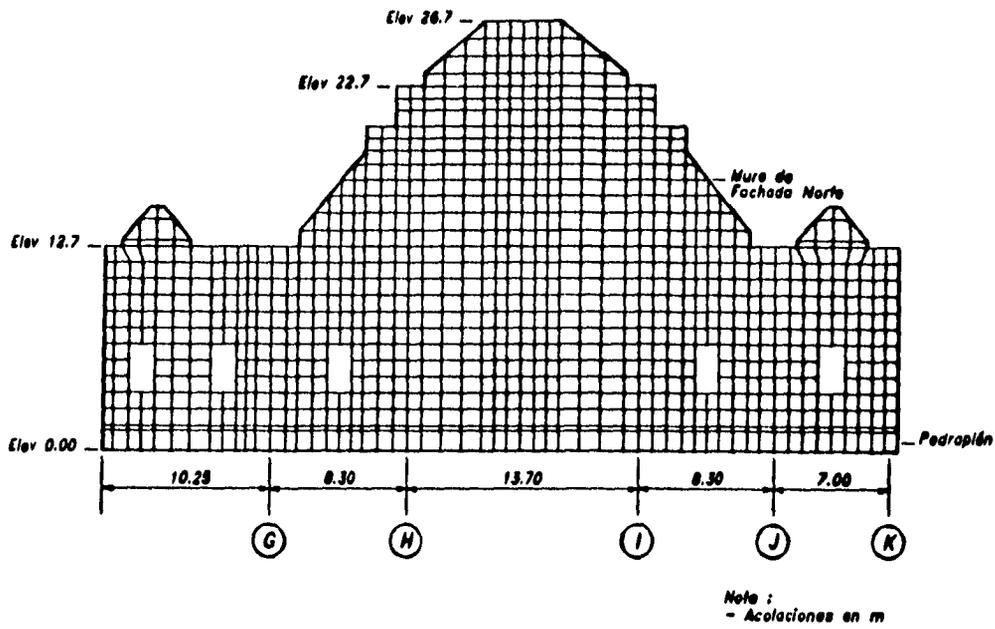


Fig 13 Modelo de elemento finito del eje 1

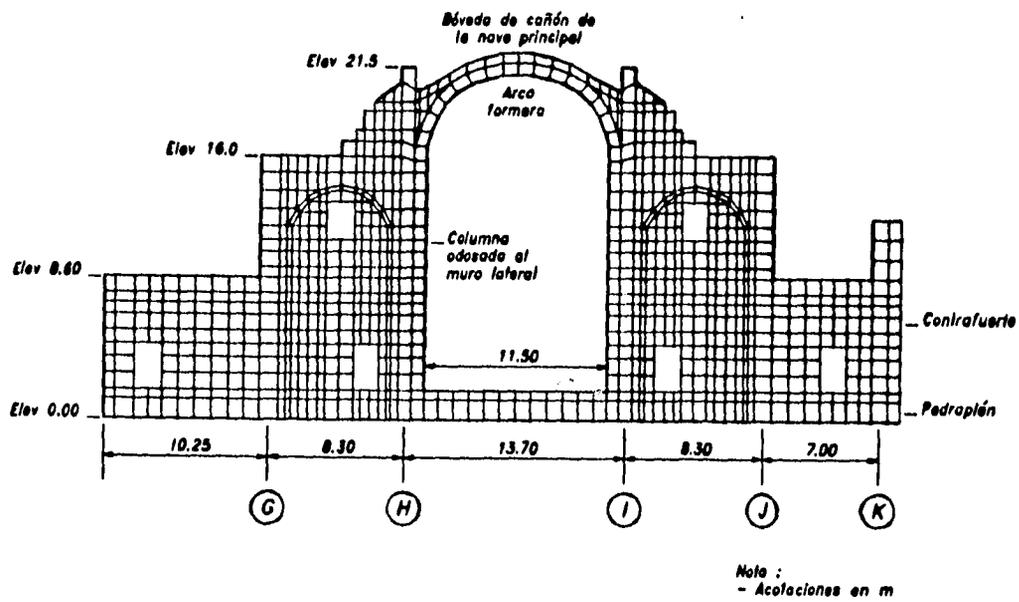
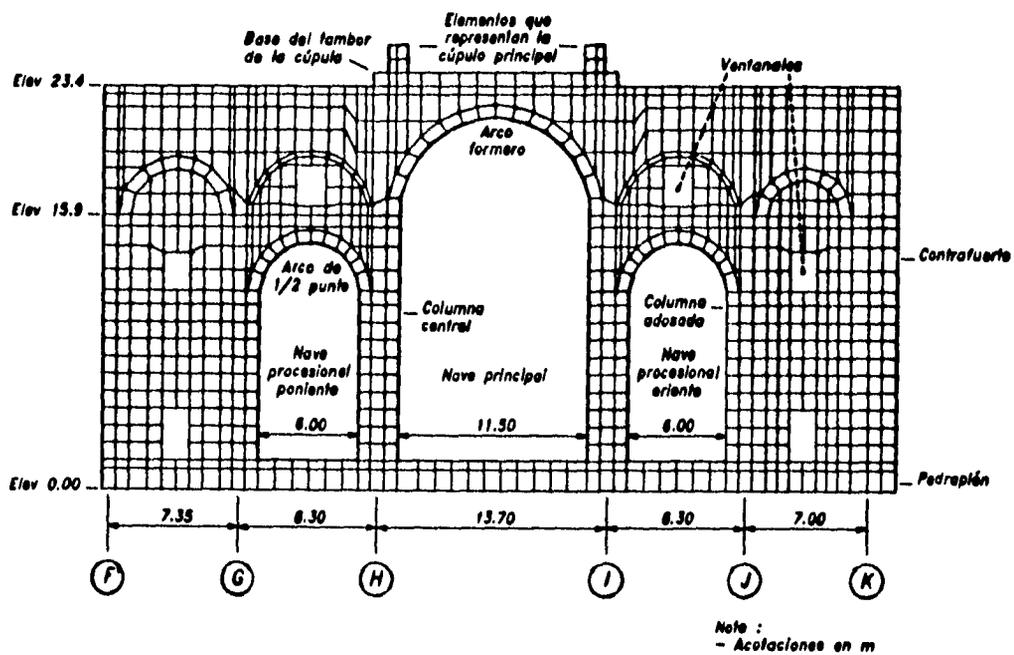
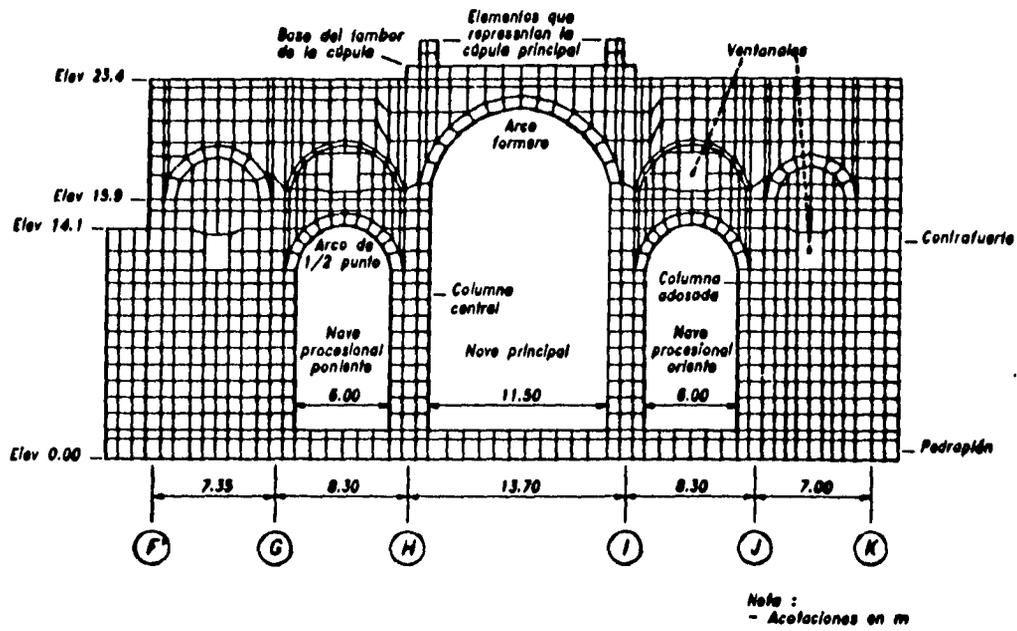


Fig 14 Modelo de elemento finito del eje 2



ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

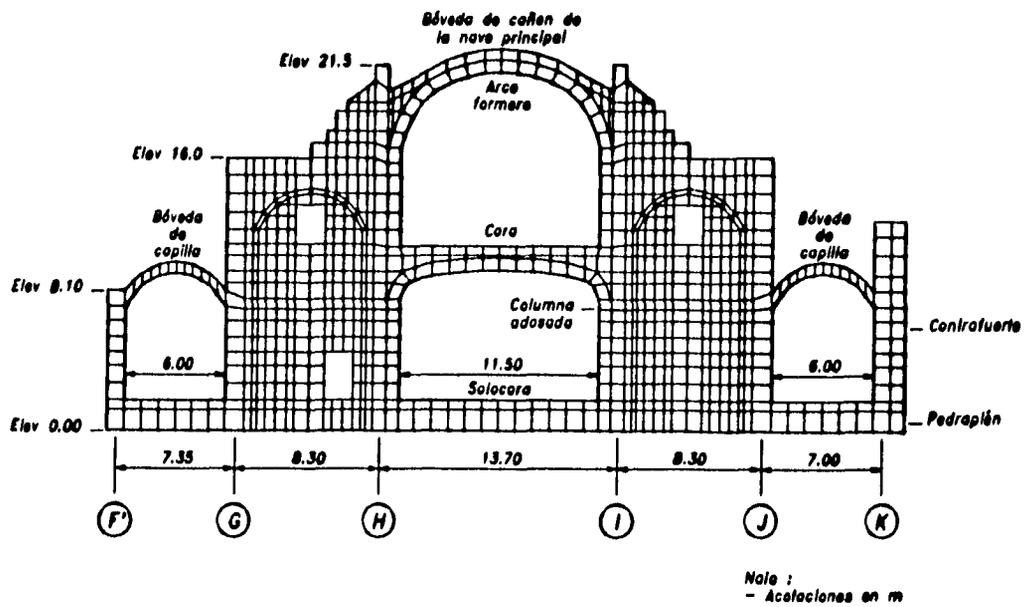


Fig 17 Modelo de elemento finito del eje 5

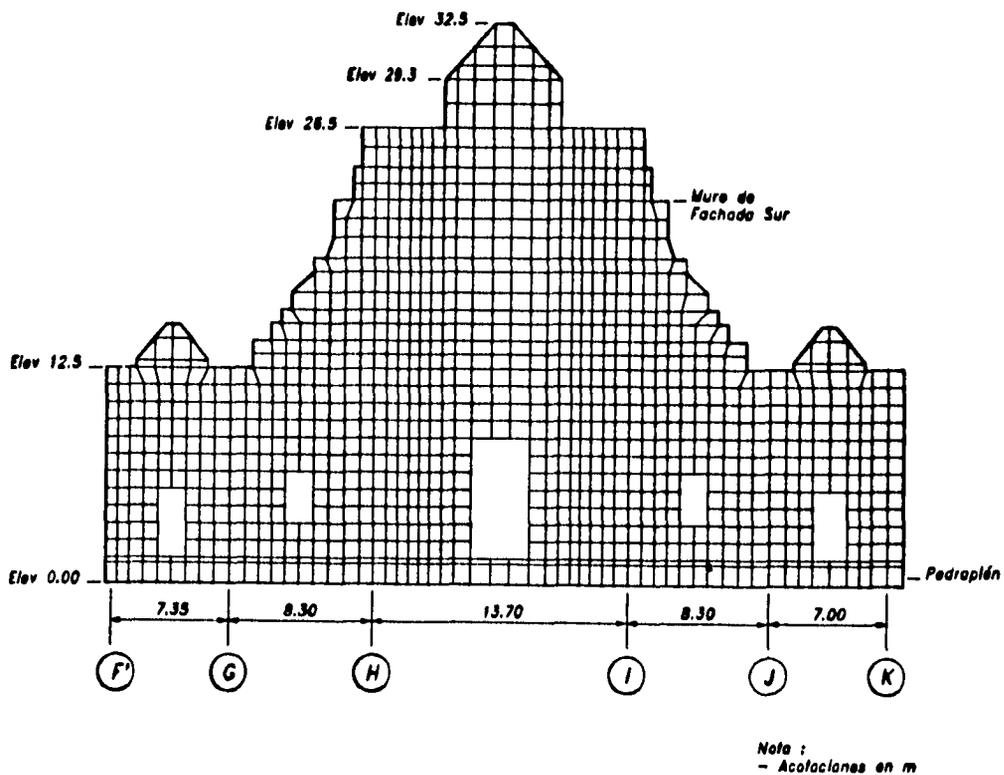
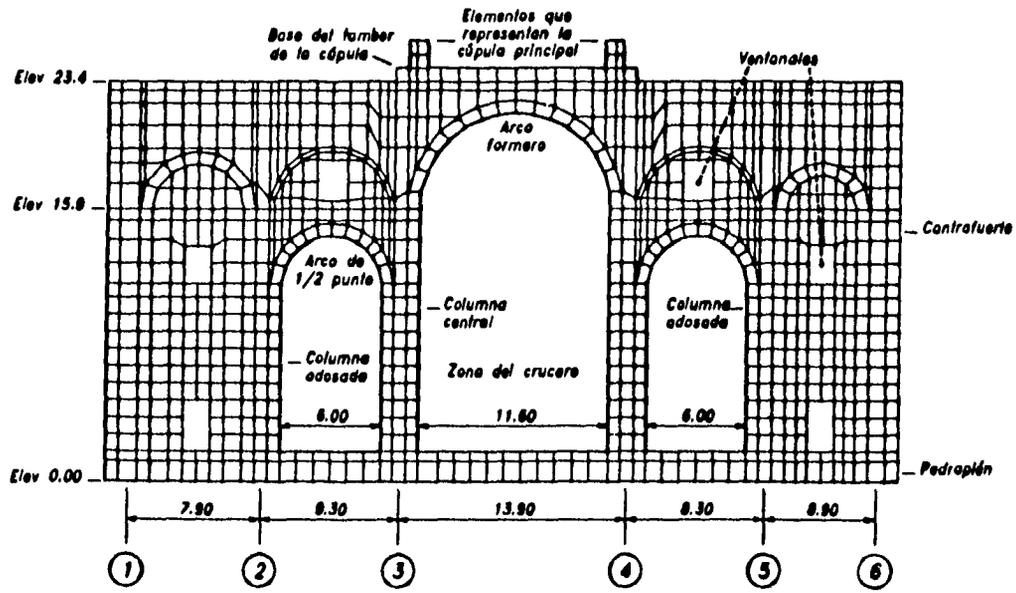
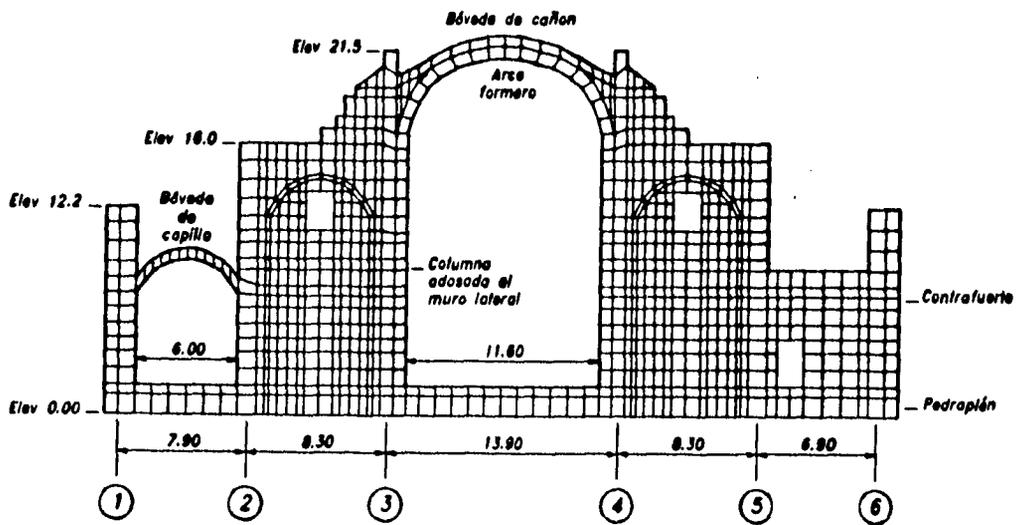


Fig 18 Modelo de elemento finito del eje 6



Note :
- Acolaciones en m

Fig 19 Modelo de elemento finito del eje I



Note :
- Acolaciones en m

Fig 20 Modelo de elemento finito del eje J

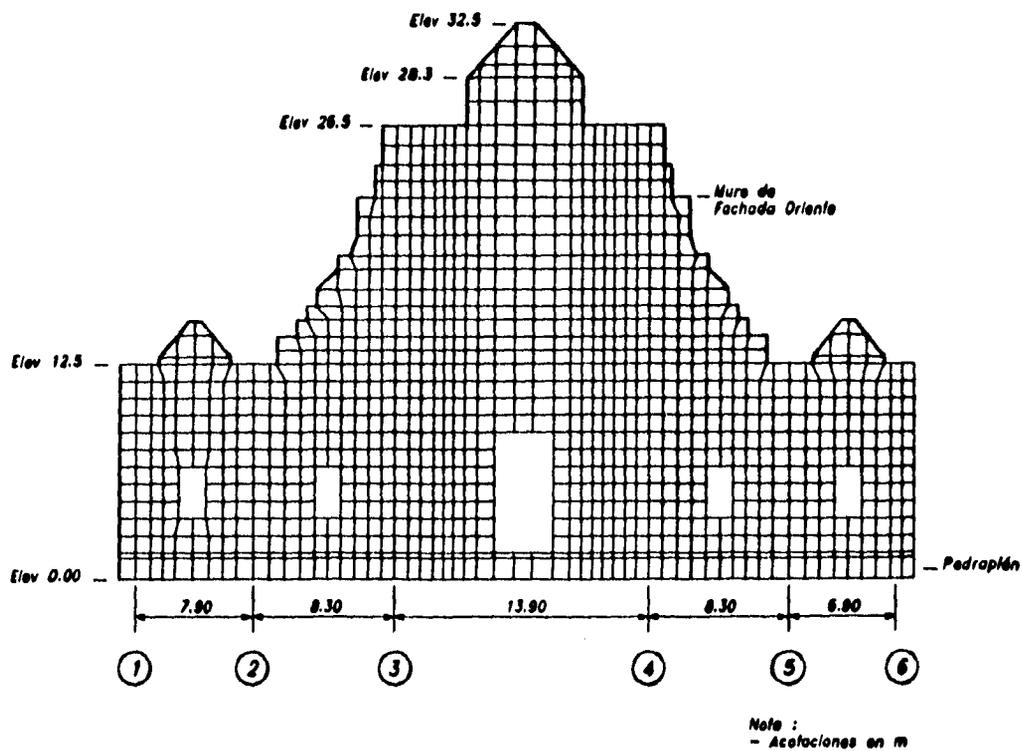
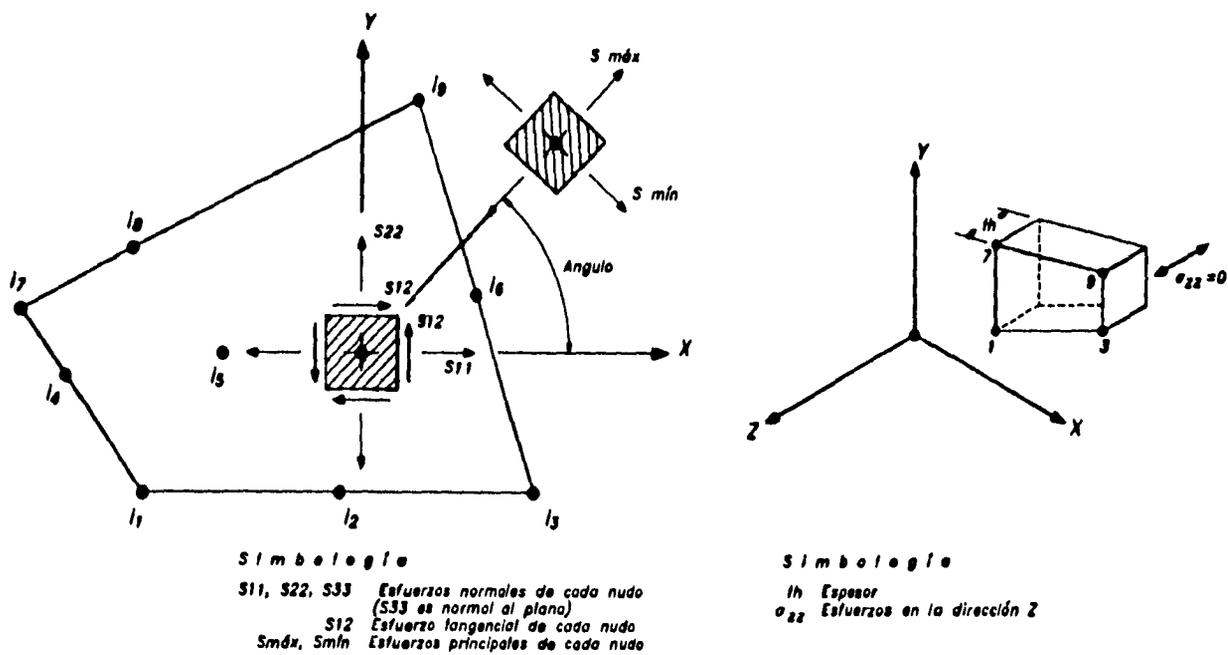


Fig 21 Modelo de elemento finito del eje K



a) Convención de signos

b) Estado plano de esfuerzos

Fig 22 Definición de elementos ASOLID en el plano X-Y

Materiales	Peso volumétrico (t/m ³)	Módulo de elasticidad (t/m ²)	Módulo de Poisson
Mampostería	1.80	200000	0.20
Cantera	2.00	1350000	0.15
Bóv nave principal	6.19	200000	0.20
Bóveda poniente	6.90	200000	0.20
Bóveda poniente	6.00	200000	0.20
Bóveda oriente	5.60	200000	0.20

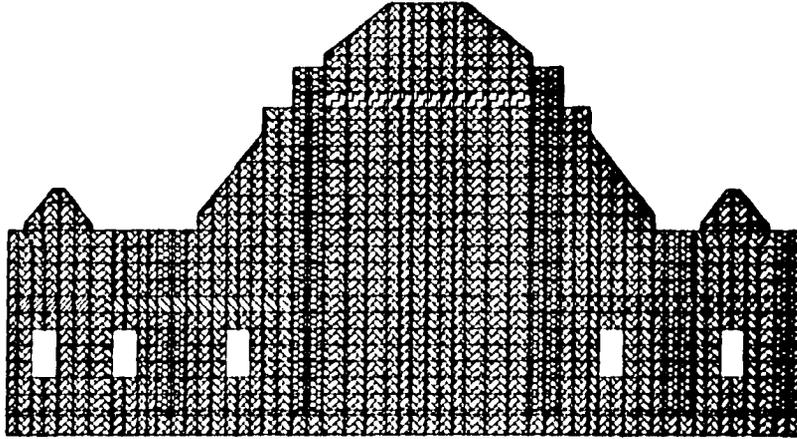


Fig 23 Distribución de cargas y materiales en el modelo del eje 1

Materiales	Peso volumétrico (t/m ³)	Módulo de elasticidad (t/m ²)	Módulo de Poisson
Mampostería	1.80	200000	0.20
Cantera	2.00	1350000	0.15
Concreto	2.40	1200000	0.15
Bóveda poniente	13.60	200000	0.20
Bóveda poniente	13.36	200000	0.20
Bóveda poniente	8.20	200000	0.20
Bóveda oriente	6.70	200000	0.20
Bóveda oriente	14.40	200000	0.20
Bóv ate y plo	8.57	200000	0.20

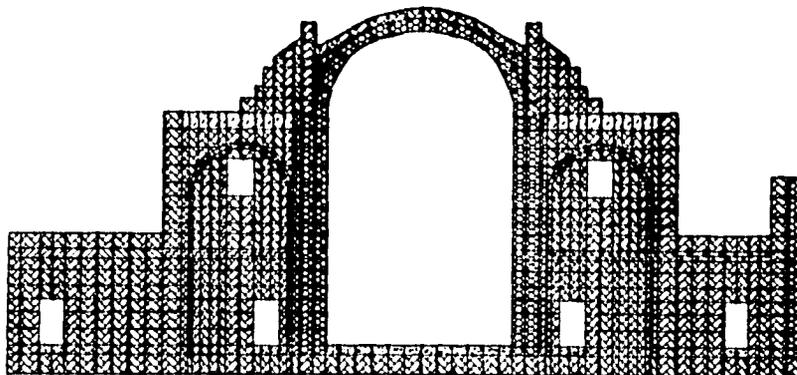


Fig 24 Distribución de cargas y materiales en el modelo del eje 2

Materiales	Peso volumétrico (t/m ³)	Módulo de elasticidad (t/m ²)	Módulo de Poisson
Mampostería	1.60	200000	0.20
Cantera	2.00	1350000	0.15
Concreto	2.40	1200000	0.15
Bóveda portante	6.20	200000	0.20
Bóveda portante	11.50	200000	0.20
Bóv nave portante	14.40	200000	0.20
Bóv nave principal	8.80	200000	0.20
Bóv nave oriente	11.78	200000	0.20
Bóveda oriente	11.50	200000	0.20
Bóveda oriente	7.60	200000	0.20
Cúpula	58.30	200000	0.20

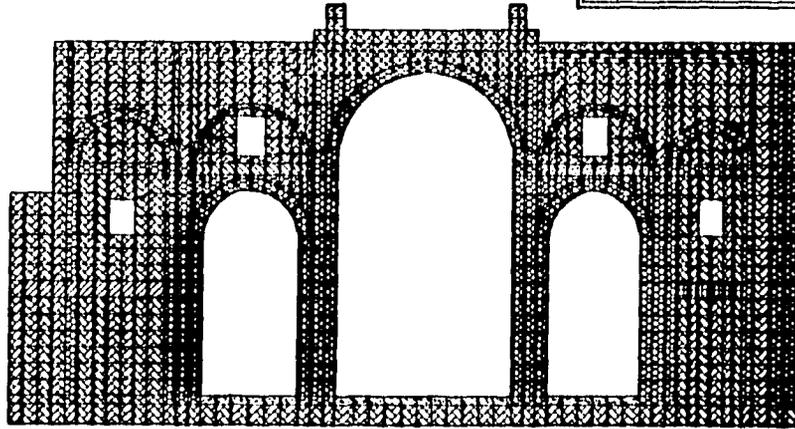


Fig 25 Distribución de cargas y materiales en el modelo del eje 3

Materiales	Peso volumétrico (t/m ³)	Módulo de elasticidad (t/m ²)	Módulo de Poisson
Mampostería	1.60	200000	0.20
Cantera	2.00	1350000	0.15
Concreto	2.40	1200000	0.15
Bóveda portante	11.60	200000	0.20
Bóveda portante	11.50	200000	0.20
Bóv nave portante	11.80	200000	0.20
Bóv nave principal	8.50	200000	0.20
Bóv nave oriente	11.78	200000	0.20
Bóveda oriente	11.50	200000	0.20
Bóveda oriente	13.10	200000	0.20
Cúpula	58.30	200000	0.20

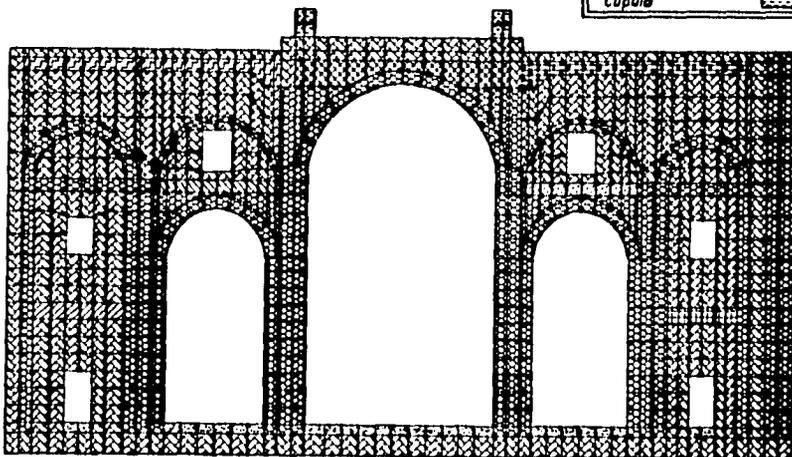


Fig 26 Distribución de cargas y materiales en el modelo del eje 4

Materiales	Peso volumétrico (t/m ³)	Módulo de elasticidad (t/m ²)	Módulo de Poisson
Mampostería	1.80	200000	0.20
Cantera	2.00	1330000	0.15
Concreto	2.40	1200000	0.15
Bóveda pte y ote	3.80	200000	0.20
Bóveda ote y pte	8.57	200000	0.20

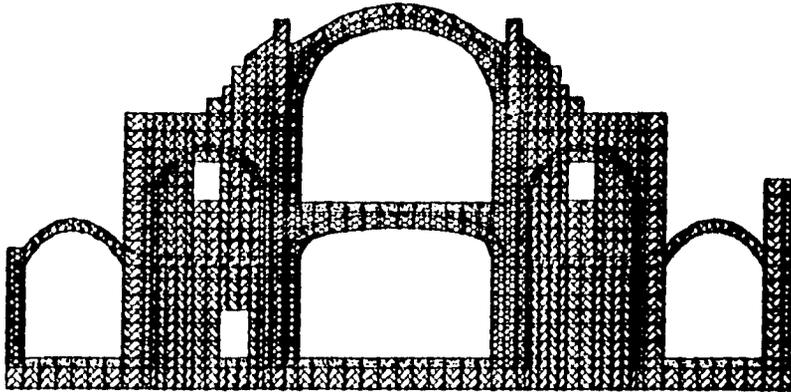


Fig 27 Distribución de cargas y materiales en el modelo del eje 5

Materiales	Peso volumétrico (t/m ³)	Módulo de elasticidad (t/m ²)	Módulo de Poisson
Mampostería	1.80	200000	0.20
Cantera	2.00	1330000	0.15
Concreto	2.40	1200000	0.15
Bóveda poniente	14.30	200000	0.20
Bóveda poniente	4.35	200000	0.20
Bóveda oriente	4.35	200000	0.20
Bóveda oriente	14.30	200000	0.20
Bóv nave principal	3.73	200000	0.20

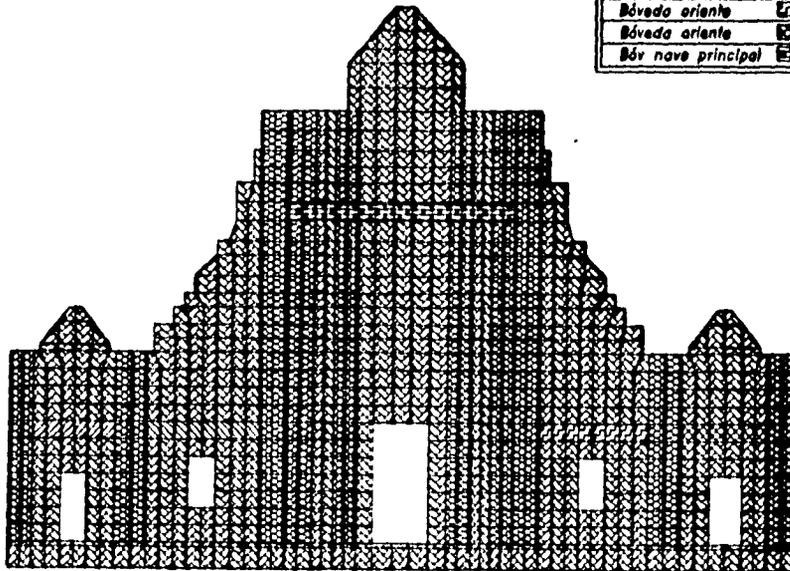


Fig 28 Distribución de cargas y materiales en el modelo del eje 6

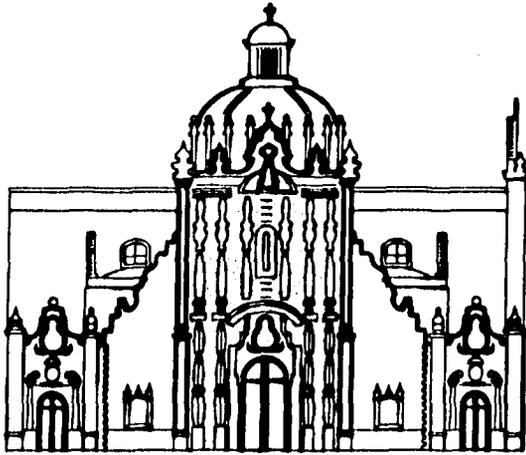


Fig 29 Fachada principal (Sur)

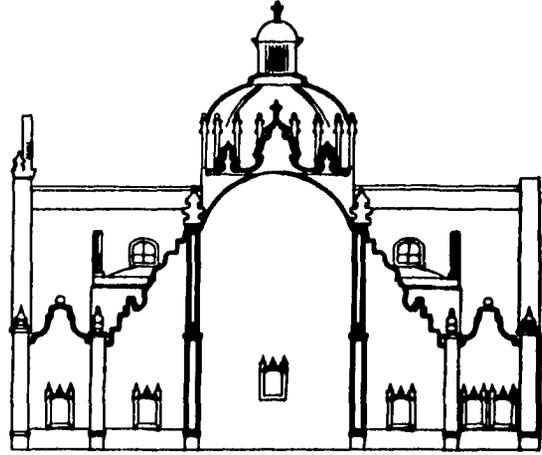


Fig 30 Fachada posterior (Norte)

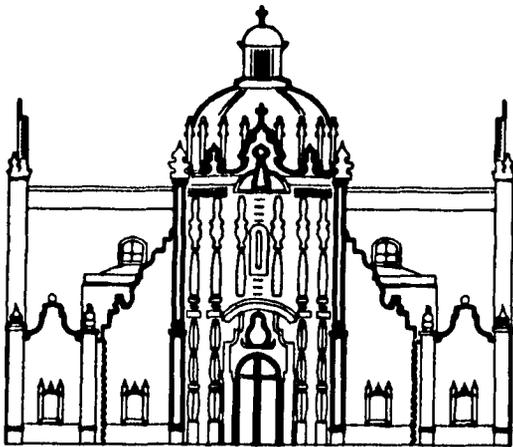
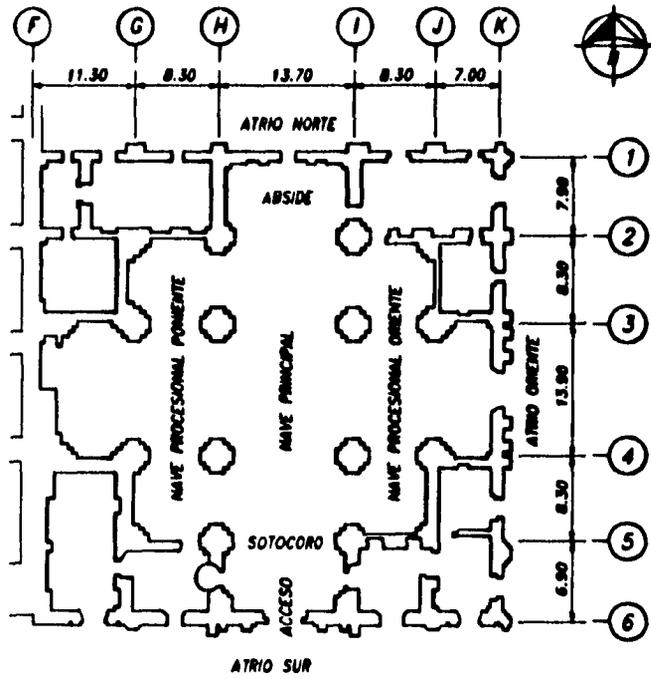


Fig 31 Fachada lateral (Oriente)



Nota :
 - Acolaciones en m

Fig 32 Planta a nivel de feligresía

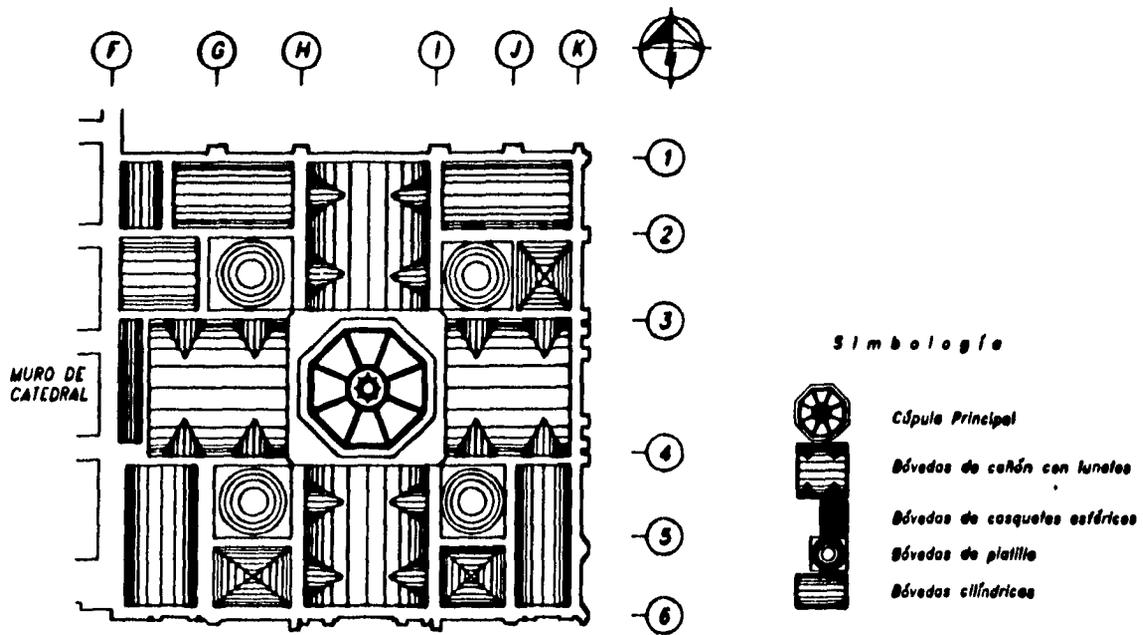


Fig 33 Planta a nivel de azotea

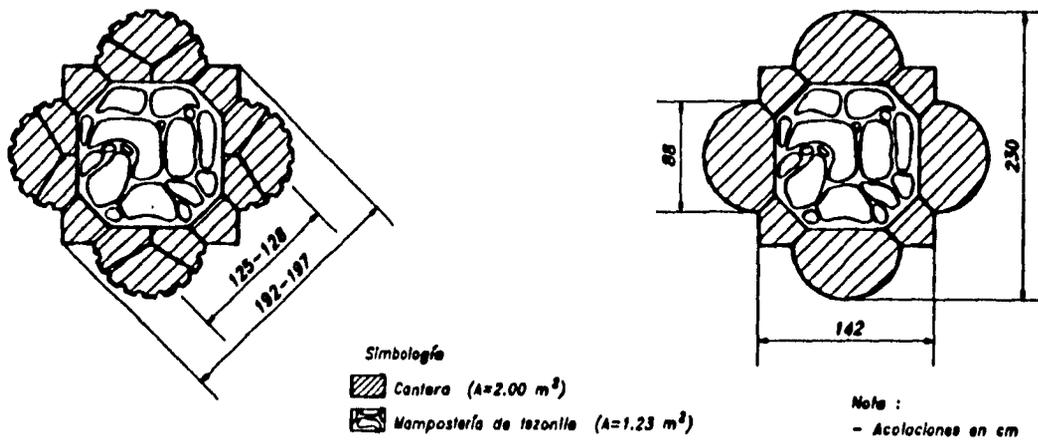
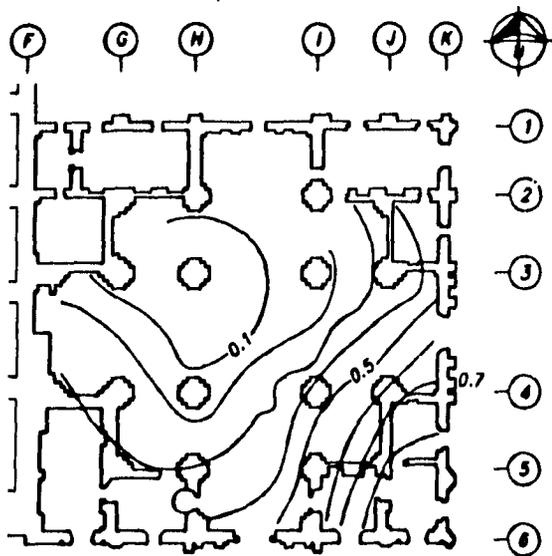


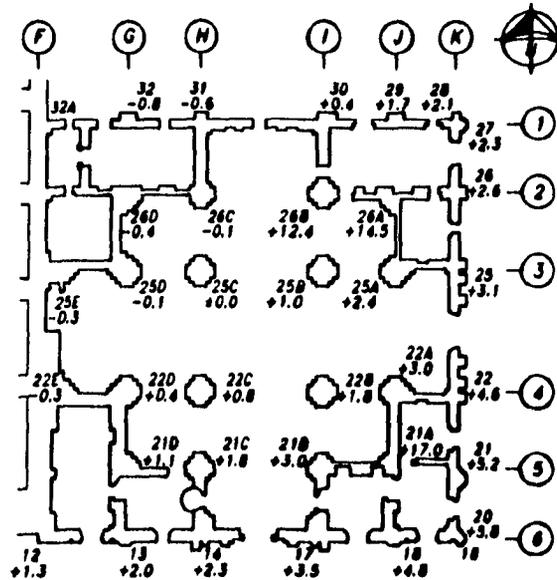
Fig 34 Sección transversal típica de columnas del crucero



Notas :

- Las nivelaciones corresponden a puntos sobre las plintos de las columnas
- Curvas de nivel, en cm

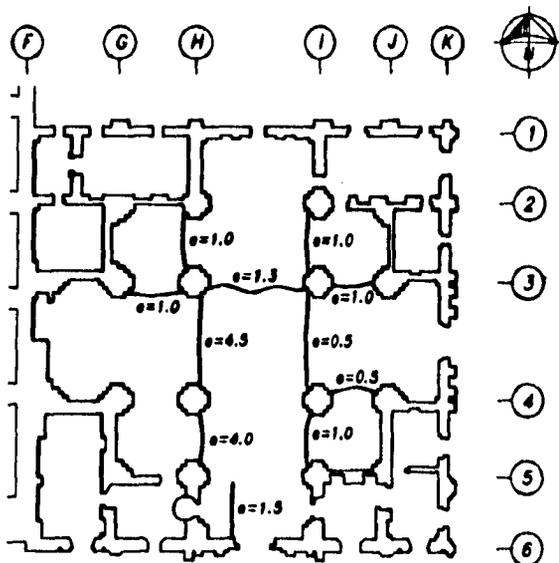
Fig 35 Curvas de igual hundimiento diferencial. Dic 1989



Notas :

- Hundimiento diferencial en cm en relación al punto de nivelación No. 25C del 14/Dic/1983 al 25/Ene/1989
- No se presenta una configuración porque los valores son muy erráticos; sólo se puede aclarar que las velocidades de deformación varían entre 0 y 2.9 mm/mes

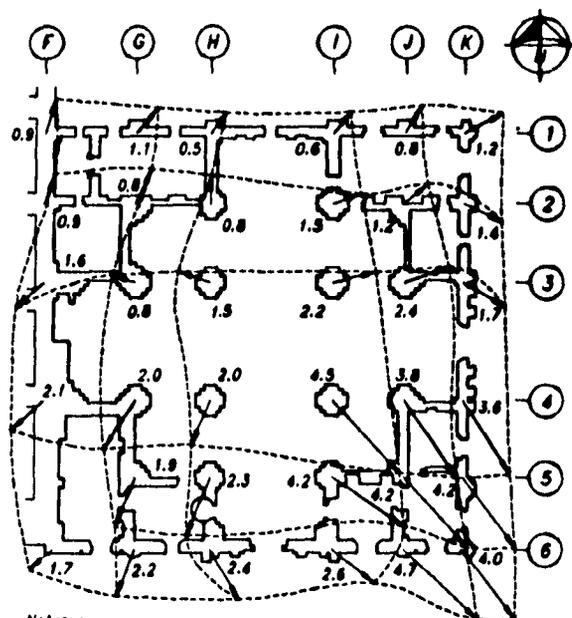
Fig 36 Hundimientos diferenciales. Dic 1983 a Ene 1989



Simbología

- ~ Grietas
- e Espesor, en cm

Fig 37 Grietas en el piso de feligresía. Nov 1989



Notas :

- Los desplomos anolados en esta figura fueron determinados en el primer tramo del fuste de columnas y pilastras
- La medición se hizo con una niveleta de 1.22 m de longitud, en Feb de 1990

Fig 38 Desplomos de columnas y pilastras. Feb 1990

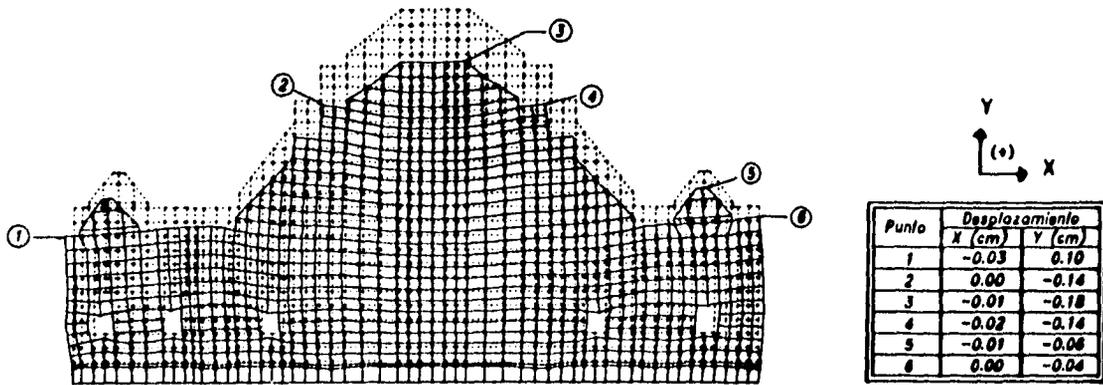


Fig 39 Configuración deformada del modelo del eje 1, debida a peso propio

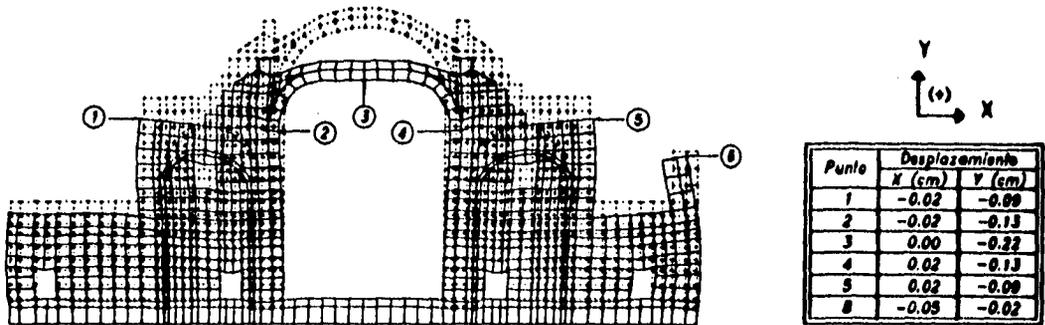


Fig 40 Configuración deformada del modelo del eje 2, debida a peso propio

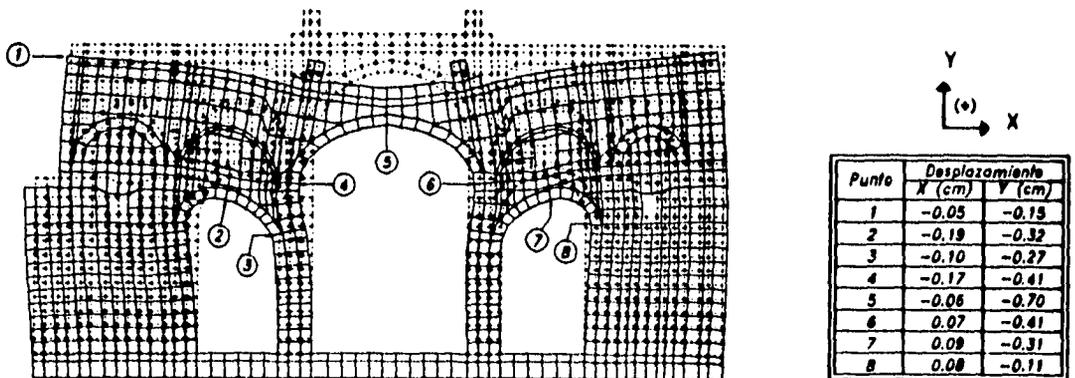


Fig 41 Configuración deformada del modelo del eje 3, debida a peso propio

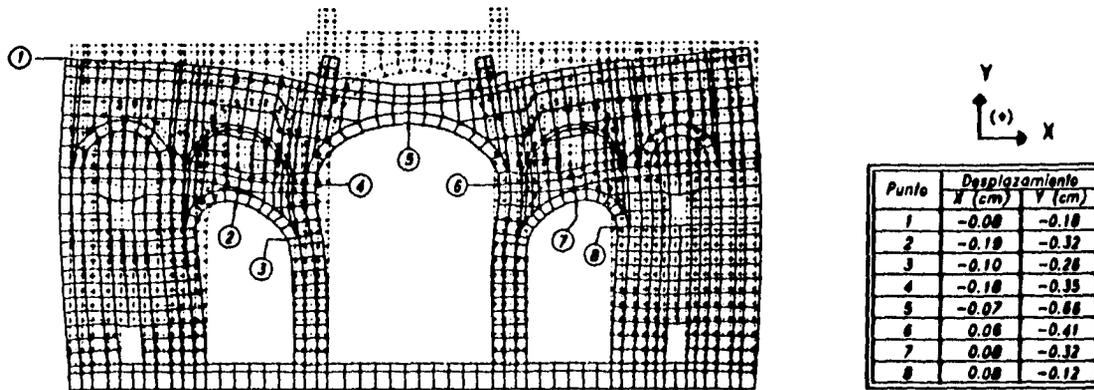


Fig 42 Configuración deformada del modelo del eje 4, debida a peso propio

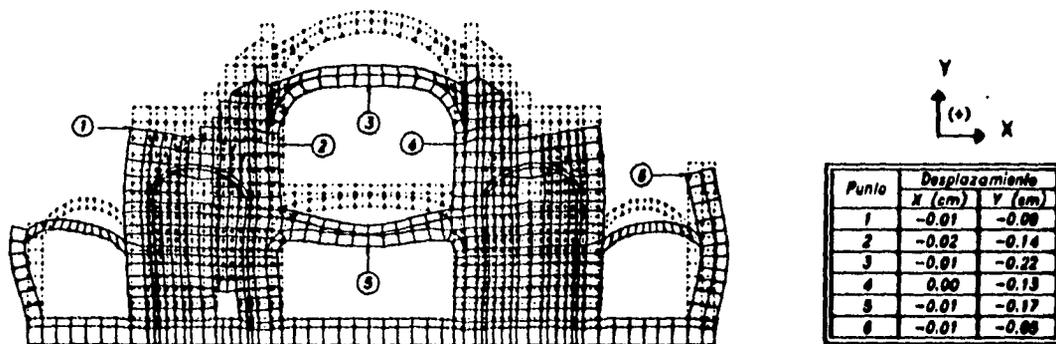


Fig 43 Configuración deformada del modelo del eje 5, debida a peso propio

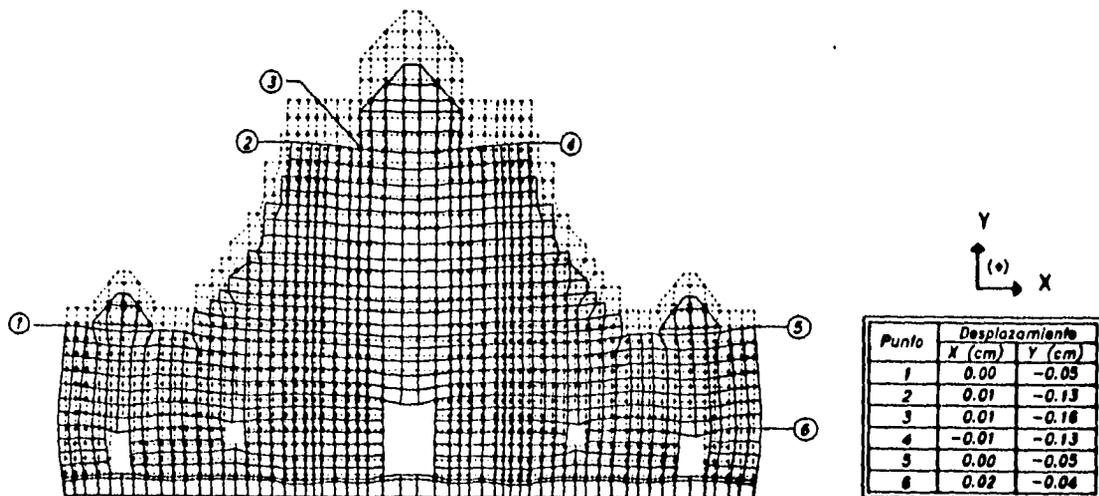


Fig 44 Configuración deformada del modelo del eje 6, debida a peso propio

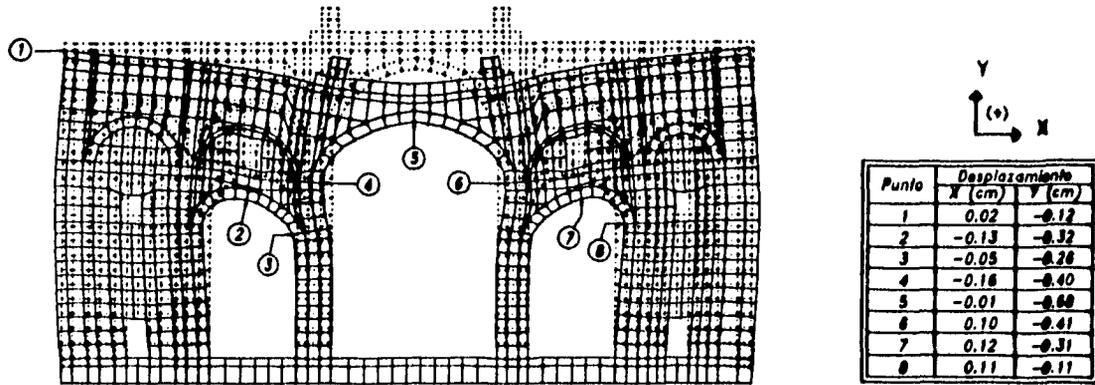


Fig 45 Configuración deformada del modelo del eje I, debida a peso propio

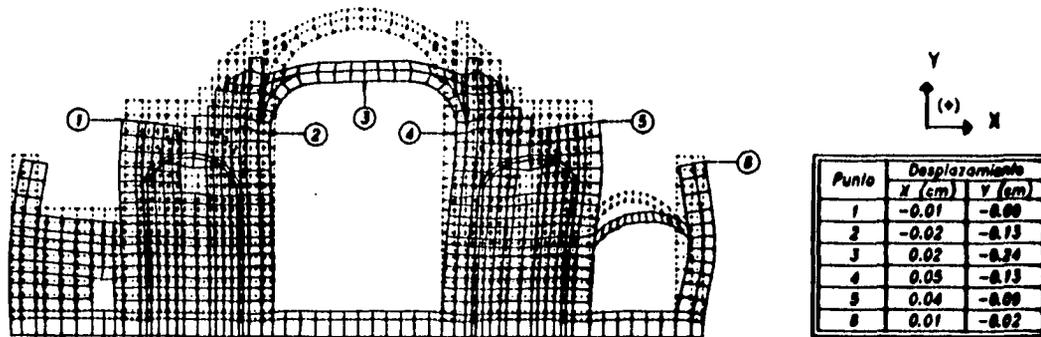


Fig 46 Configuración deformada del modelo del eje J, debida a peso propio

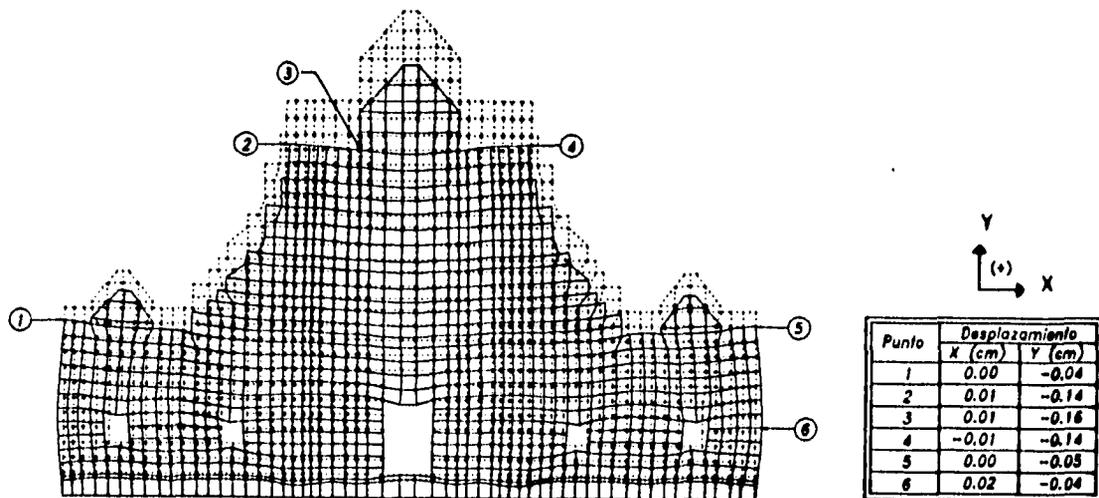


Fig 47 Configuración deformada del modelo del eje K, debida a peso propio

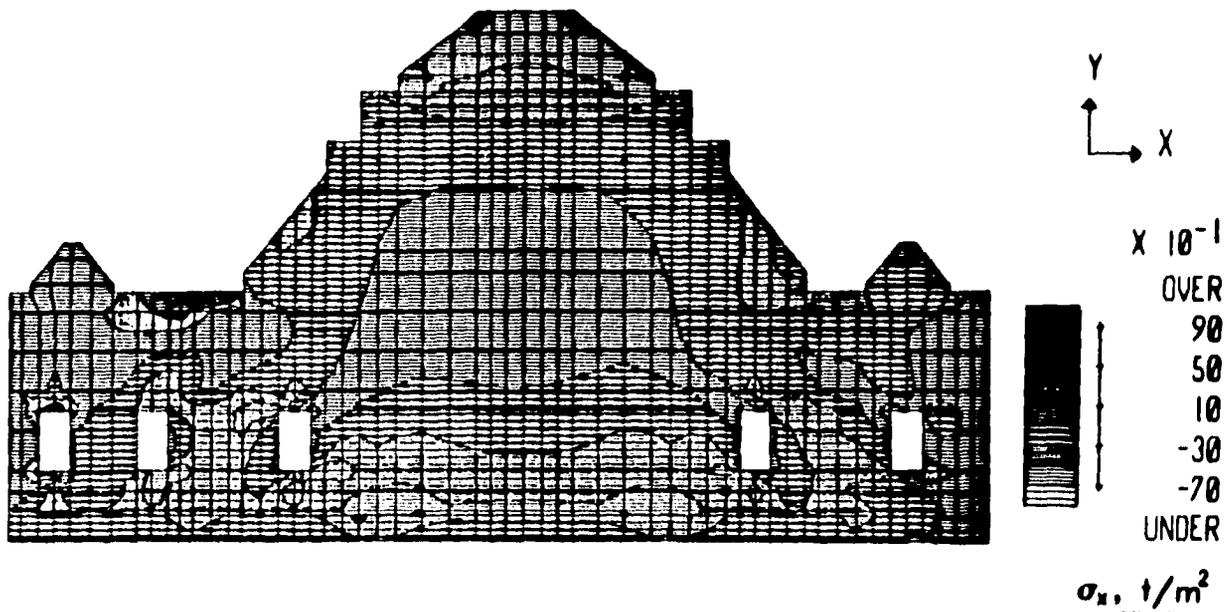


Fig 48 Modelo del eje 1. Distribución de esfuerzos normales en la dirección horizontal, obtenida del análisis por peso propio.

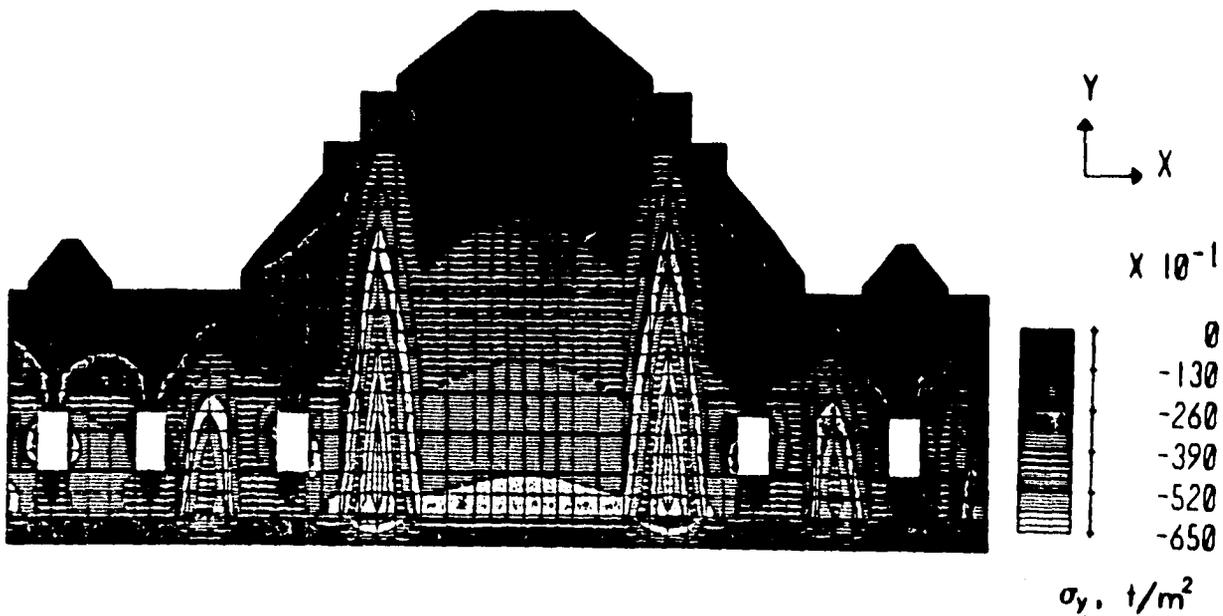


Fig 49 Modelo del eje 1. Distribución de esfuerzos normales en la dirección vertical, obtenida del análisis por peso propio.

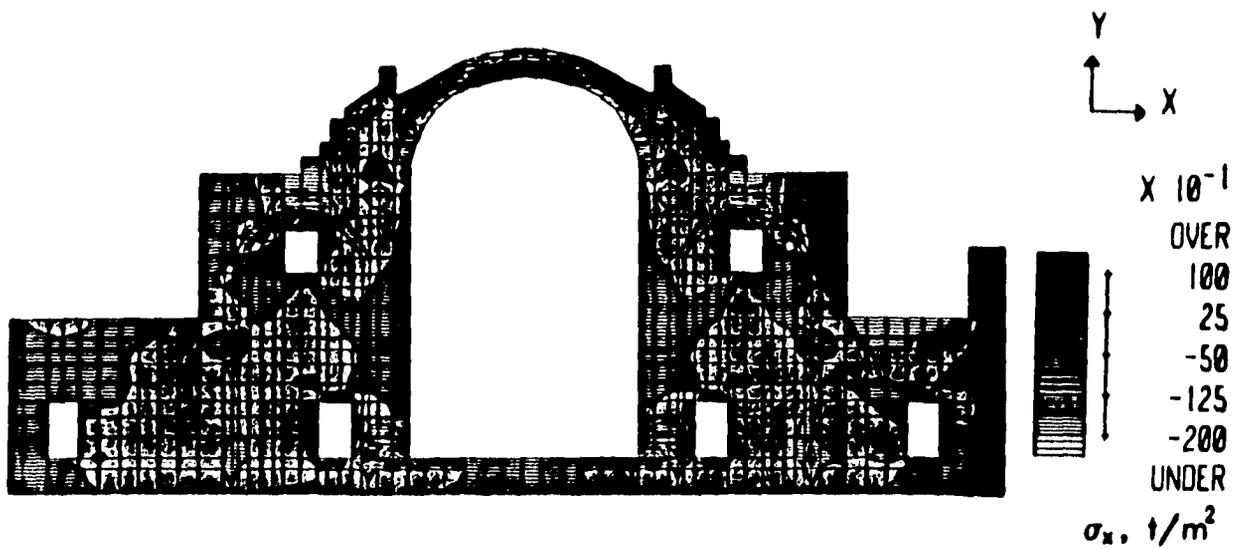


Fig 50 Modelo del eje 2. Distribución de esfuerzos normales en la dirección horizontal, obtenida del análisis por peso propio.

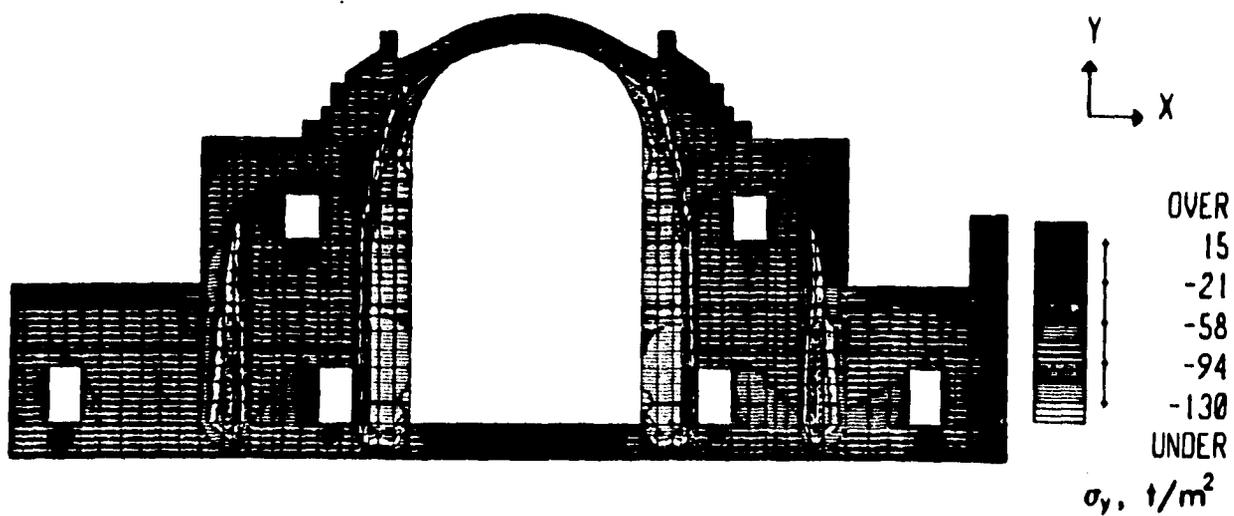


Fig 51 Modelo del eje 2. Distribución de esfuerzos normales en la dirección vertical, obtenida del análisis por peso propio.

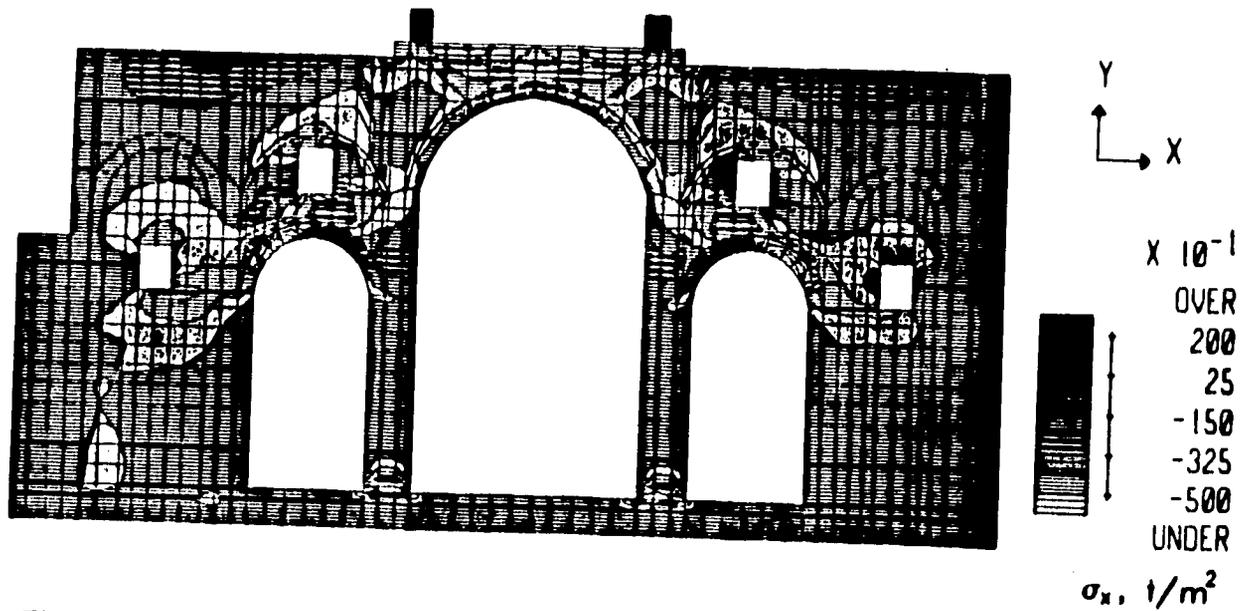


Fig 52 Modelo del eje 3. Distribución de esfuerzos normales en la dirección horizontal, obtenida del análisis por peso propio.

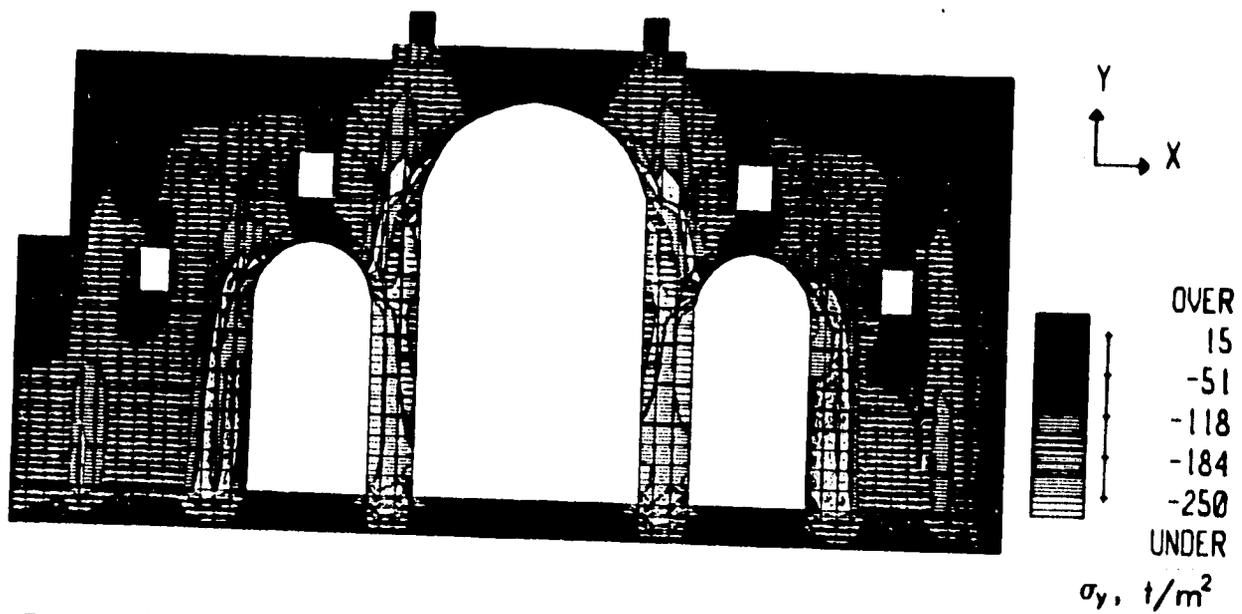


Fig 53 Modelo del eje 3. Distribución de esfuerzos normales en la dirección vertical, obtenida del análisis por peso propio.

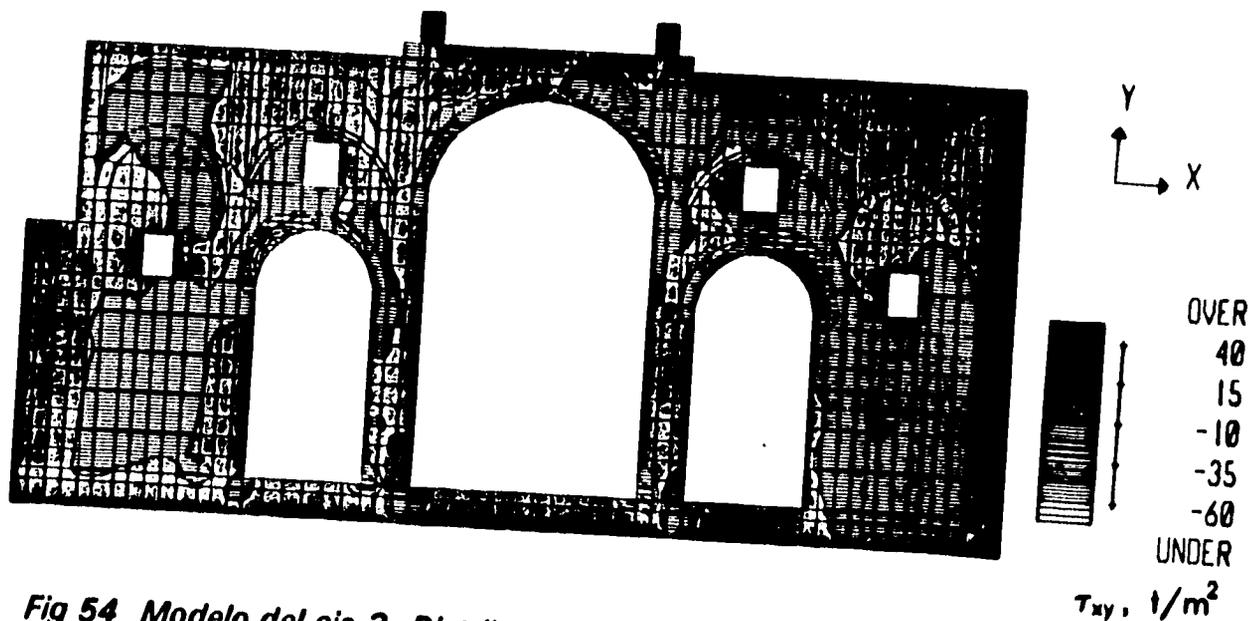


Fig 54 Modelo del eje 3. Distribución de esfuerzos cortantes, obtenida del análisis por peso propio.

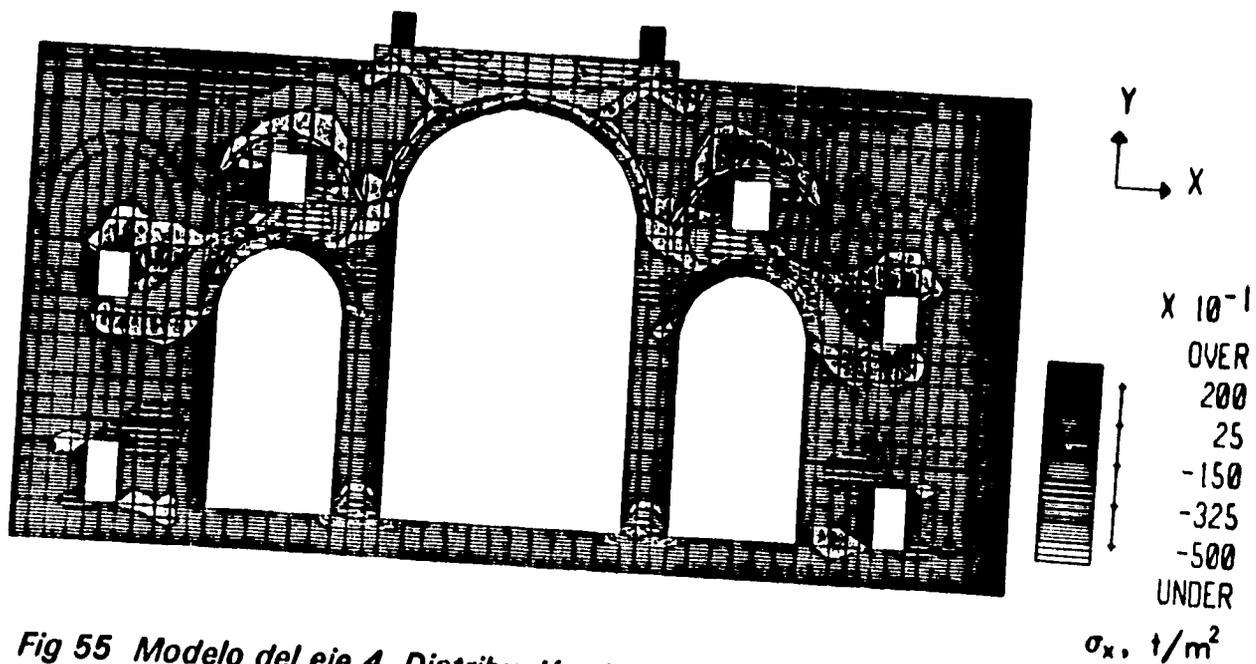


Fig 55 Modelo del eje 4. Distribución de esfuerzos normales en la dirección horizontal, obtenida del análisis por peso propio.

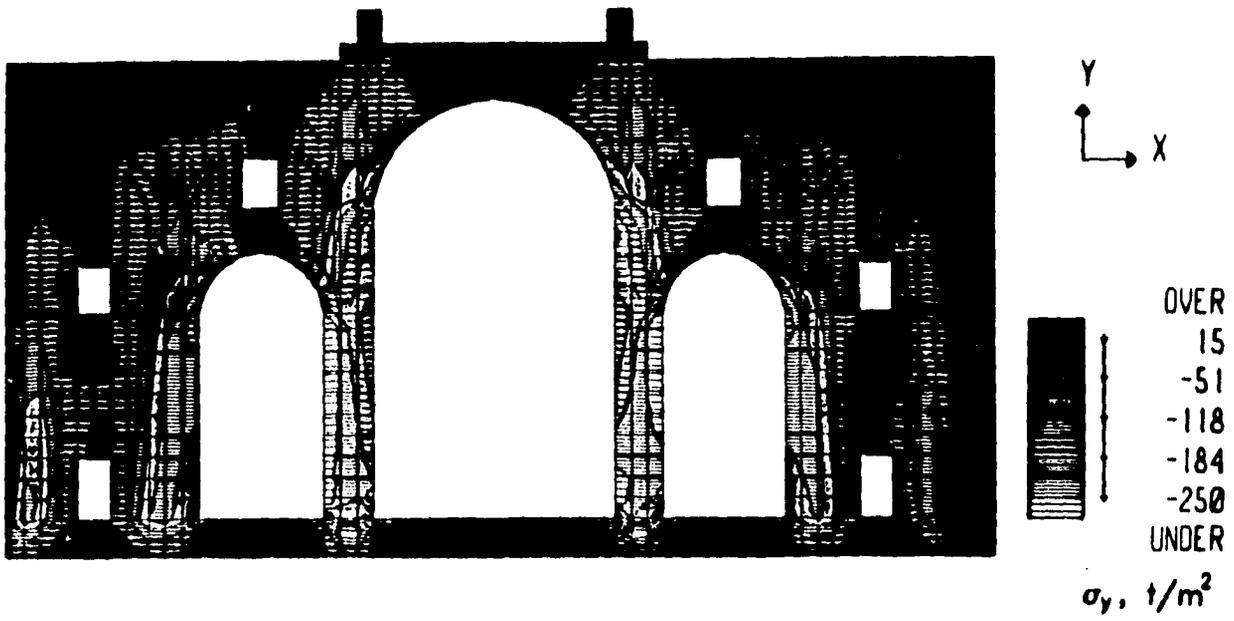


Fig 56 Modelo del eje 4. Distribución de esfuerzos normales en la dirección vertical, obtenida del análisis por peso propio.

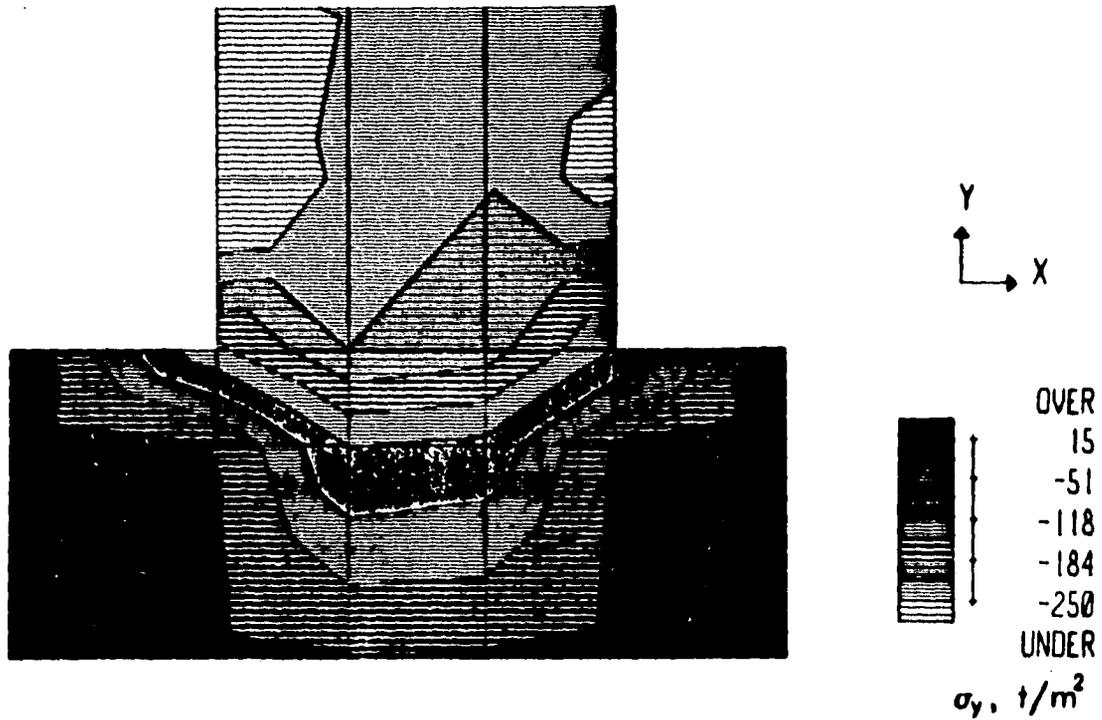


Fig 57 Columna I-4. Distribución de esfuerzos normales en la dirección vertical, obtenida del análisis por peso propio.

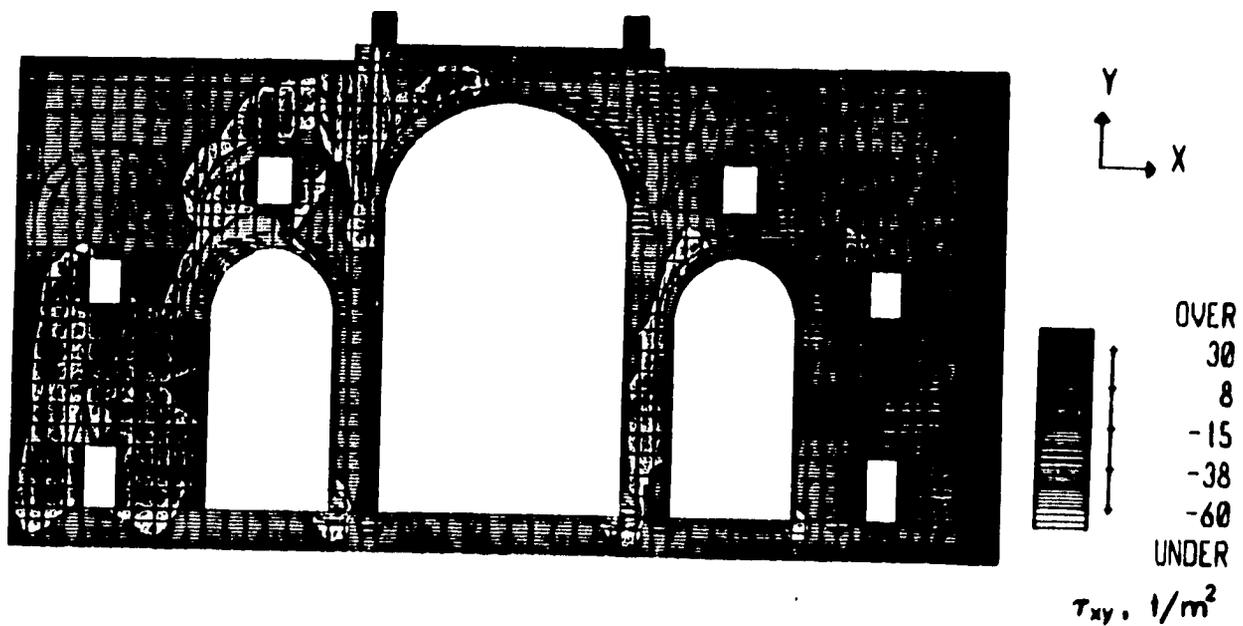


Fig 58 Modelo del eje 4. Distribución de esfuerzos cortantes, obtenida del análisis por peso propio.

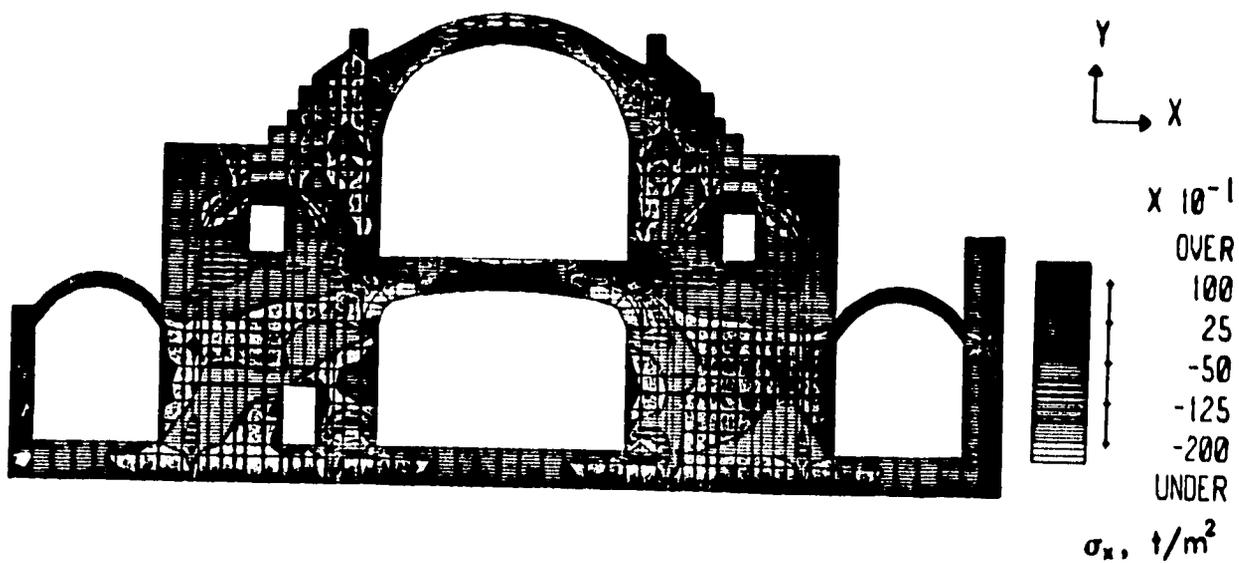


Fig 59 Modelo del eje 5. Distribución de esfuerzos normales en la dirección horizontal, obtenida del análisis por peso propio.

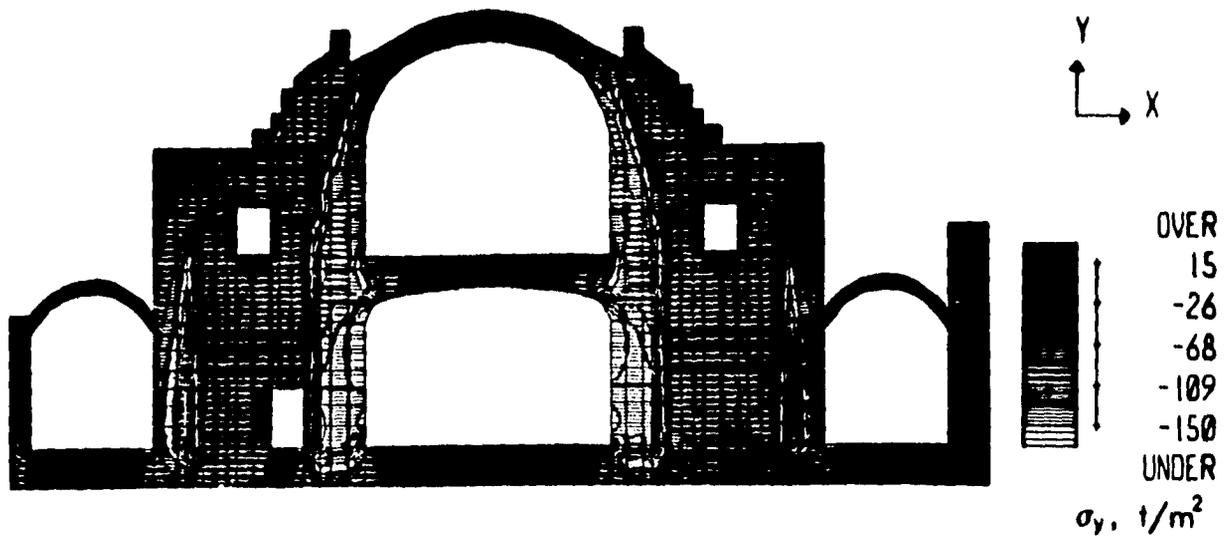


Fig 60 Modelo del eje 5. Distribución de esfuerzos normales en la dirección vertical, obtenida del análisis por peso propio.

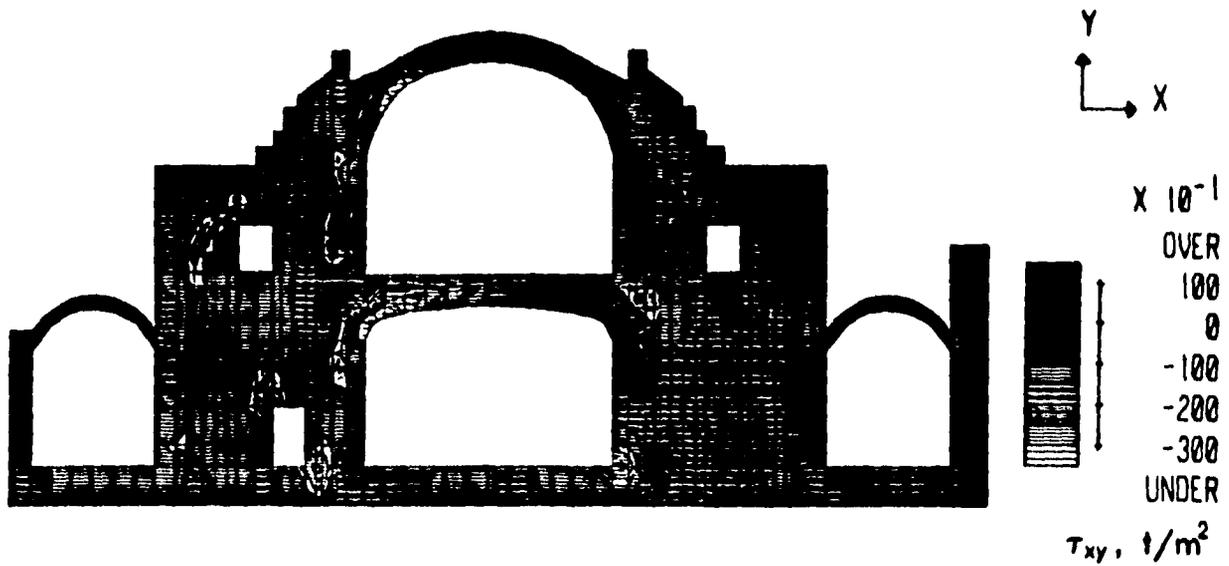


Fig 61 Modelo del eje 5. Distribución de esfuerzos cortantes, obtenida del análisis por peso propio.

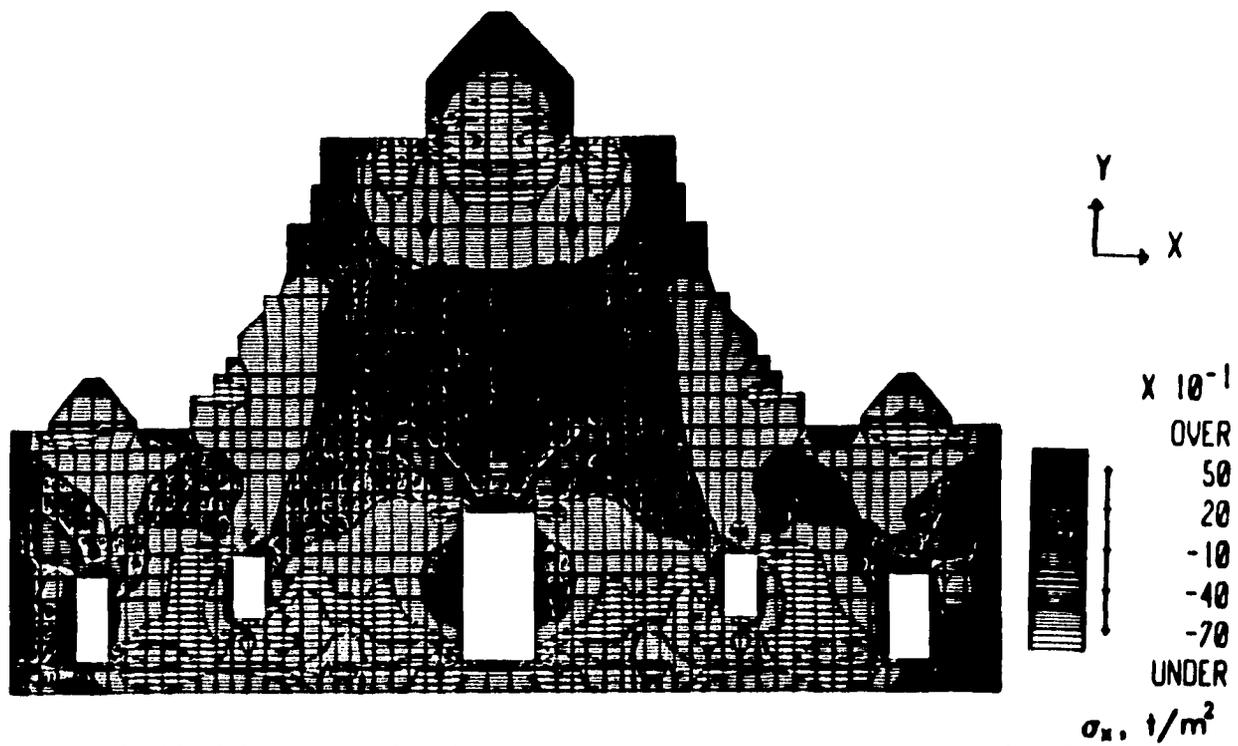


Fig 62 Modelo del eje 6. Distribución de esfuerzos normales en la dirección horizontal, obtenida del análisis por peso propio.

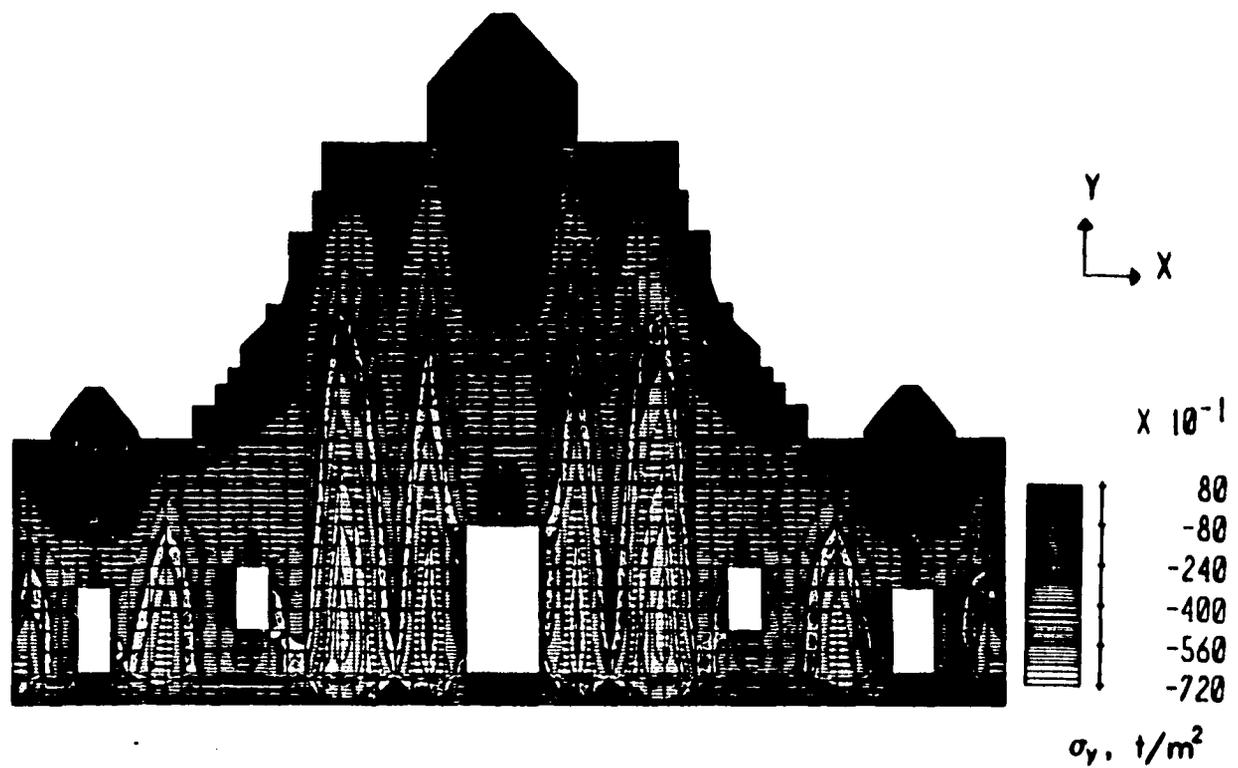


Fig 63 Modelo del eje 6. Distribución de esfuerzos normales en la dirección vertical, obtenida del análisis por peso propio.

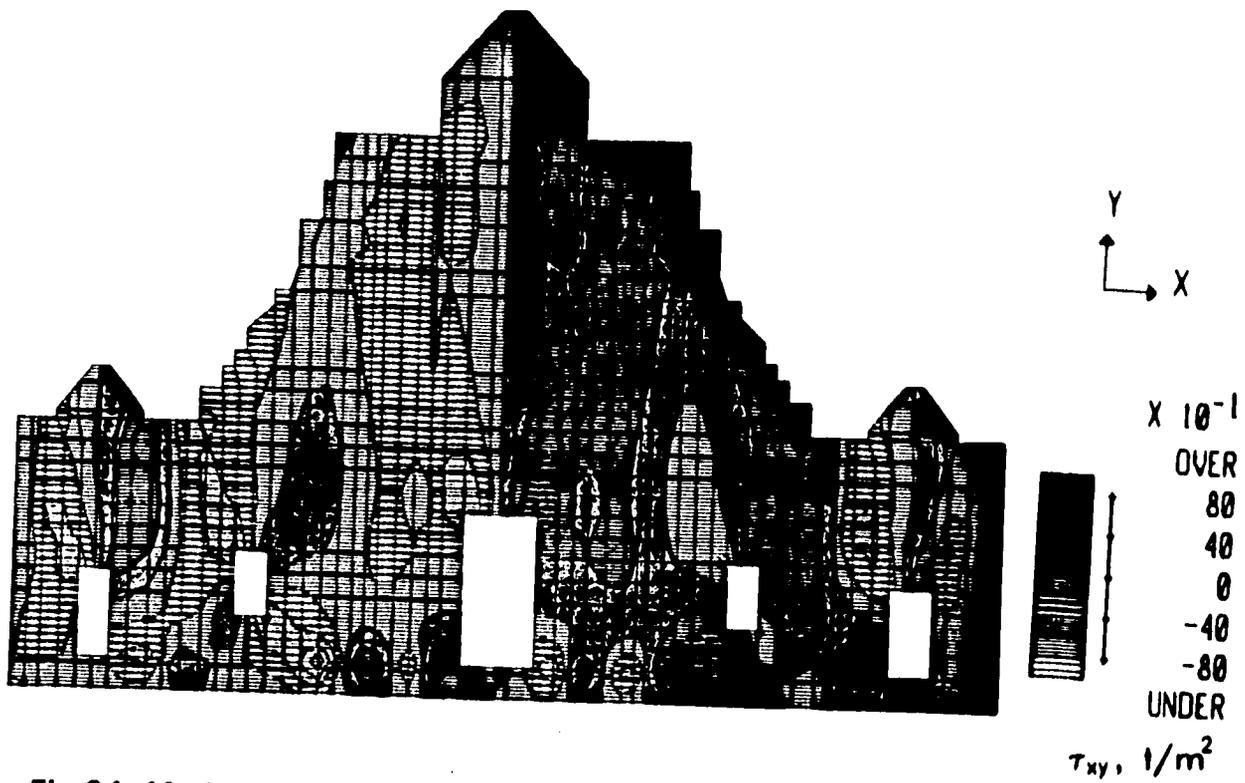


Fig 64 Modelo del eje 6. Distribución de esfuerzos cortantes, obtenida del análisis por peso propio.

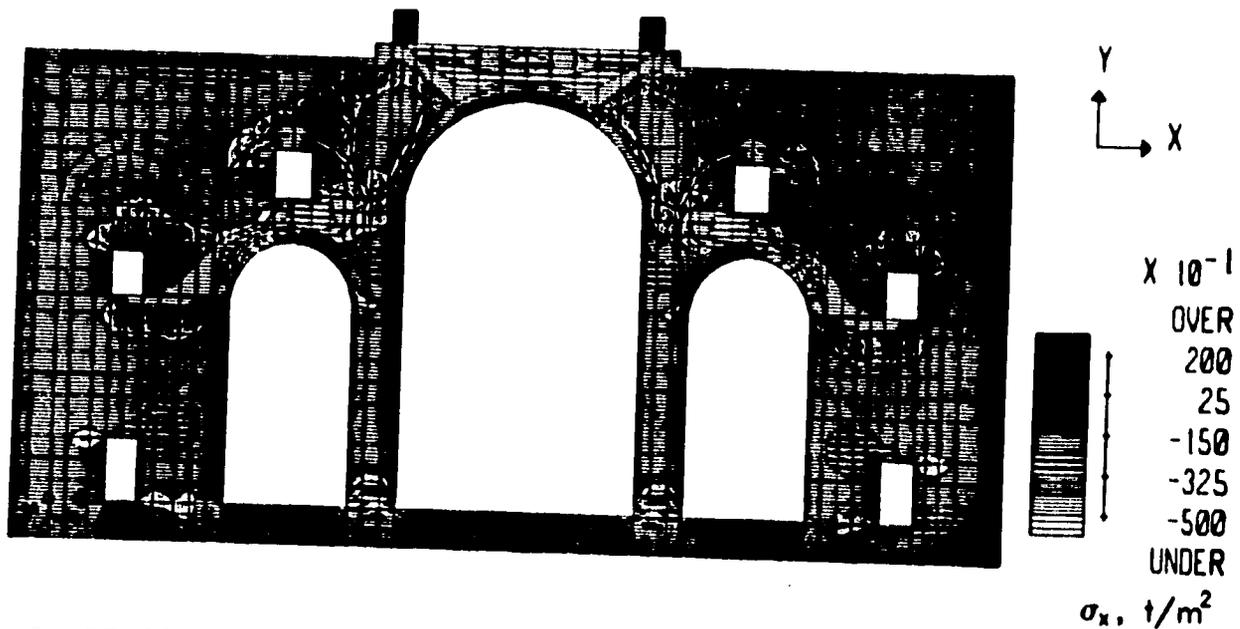


Fig 65 Modelo del eje 1. Distribución de esfuerzos normales en la dirección horizontal, obtenida del análisis por peso propio.

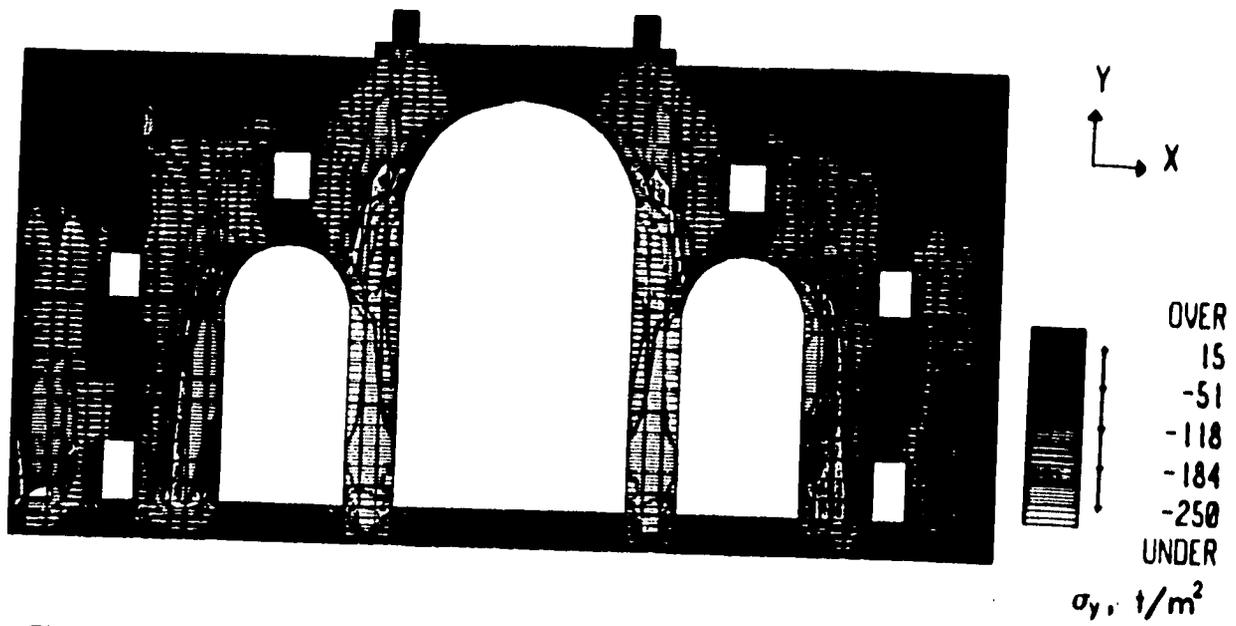


Fig 66 Modelo del eje I. Distribución de esfuerzos normales en la dirección vertical, obtenida del análisis por peso propio.

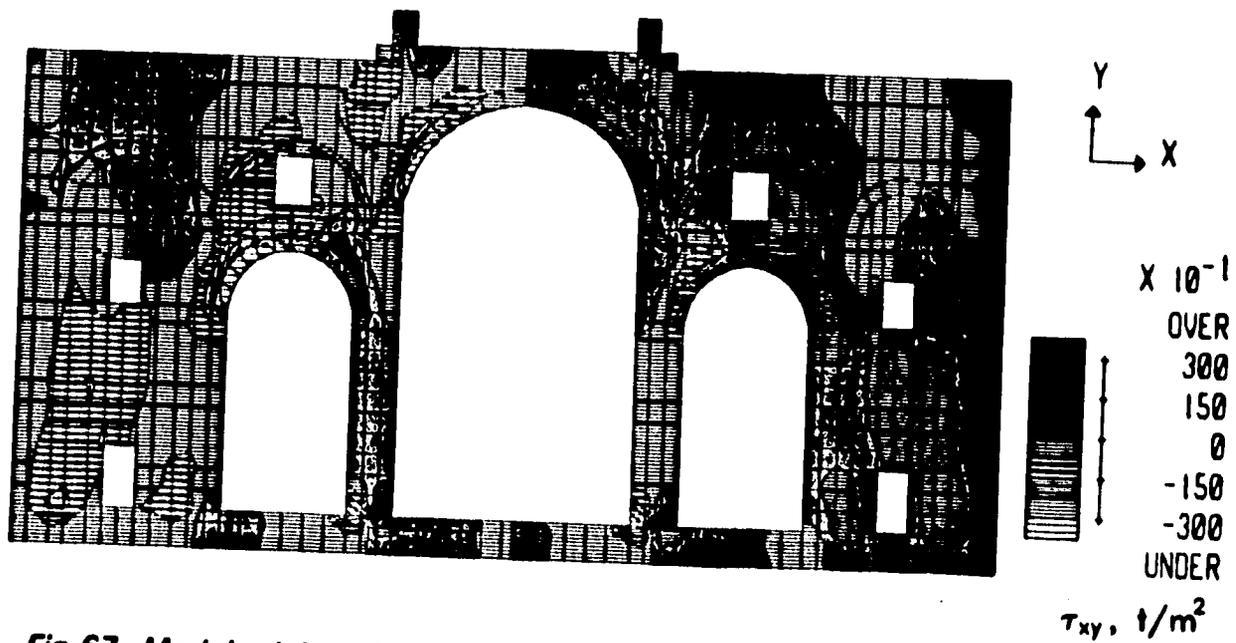


Fig 67 Modelo del eje I. Distribución de esfuerzos cortantes, obtenida del análisis por peso propio.

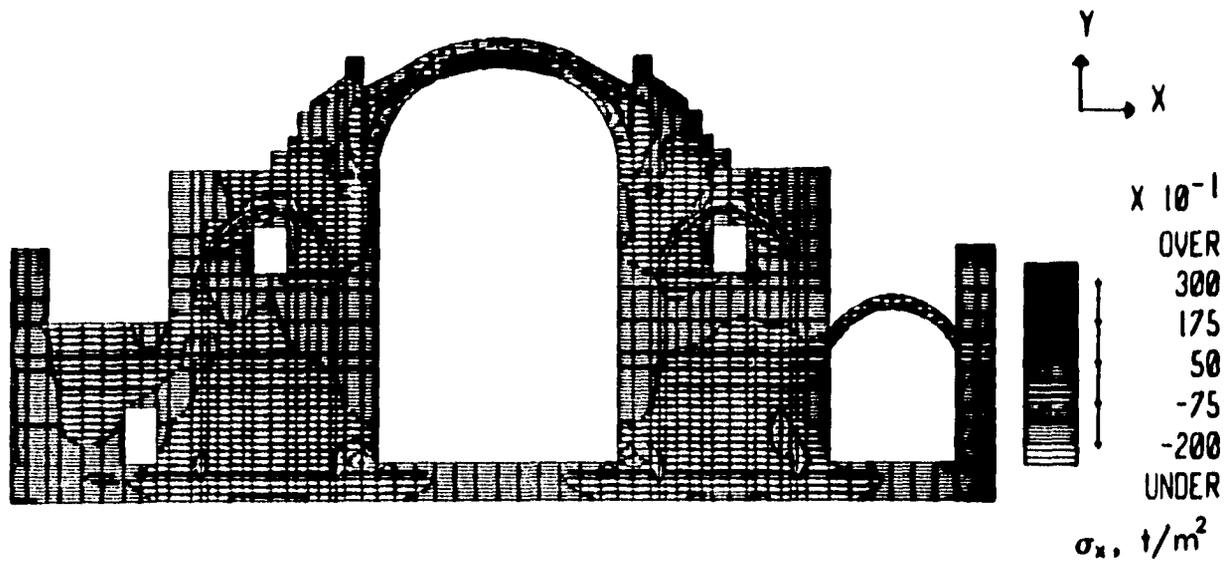


Fig 68 Modelo del eje J. Distribución de esfuerzos normales en la dirección horizontal, obtenida del análisis por peso propio.

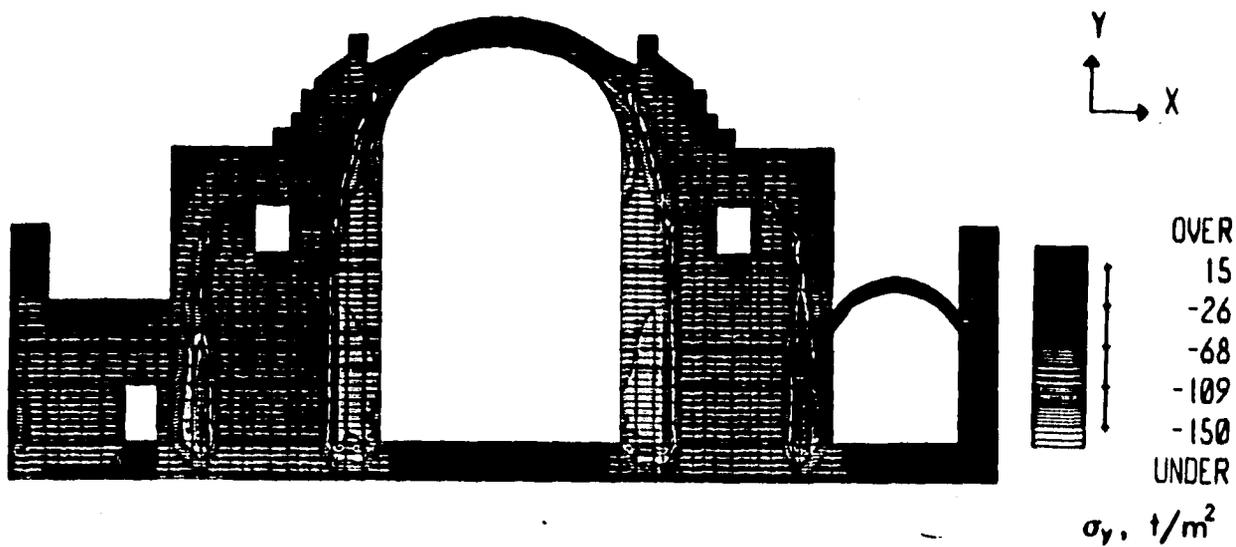


Fig 69 Modelo del eje J. Distribución de esfuerzos normales en la dirección vertical, obtenida del análisis por peso propio.

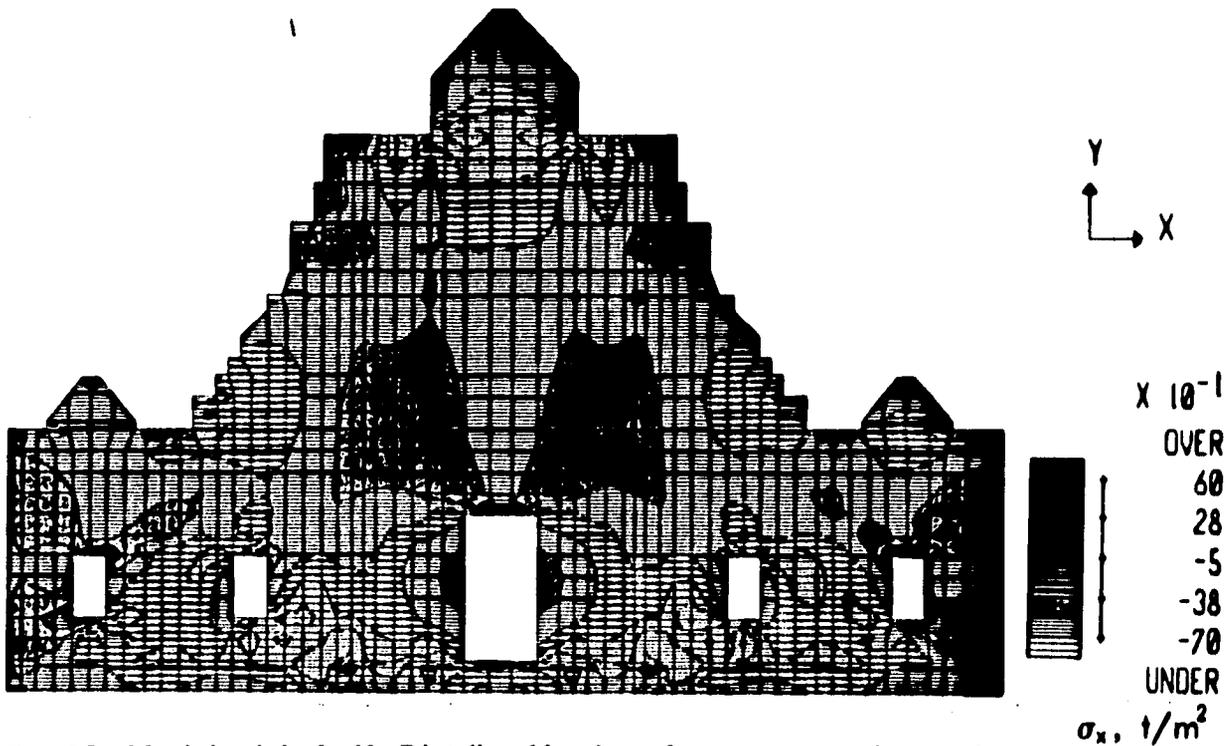


Fig 70 Modelo del eje K. Distribución de esfuerzos normales en la dirección horizontal, obtenida del análisis por peso propio.

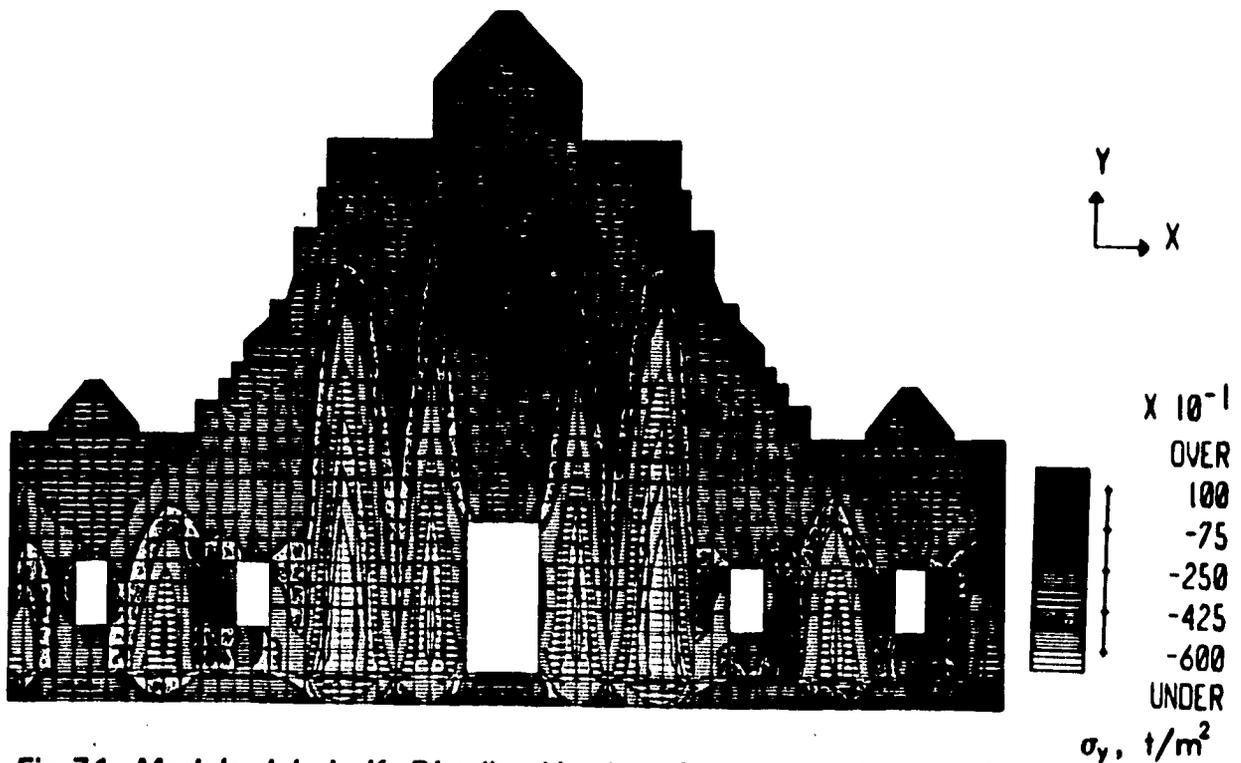
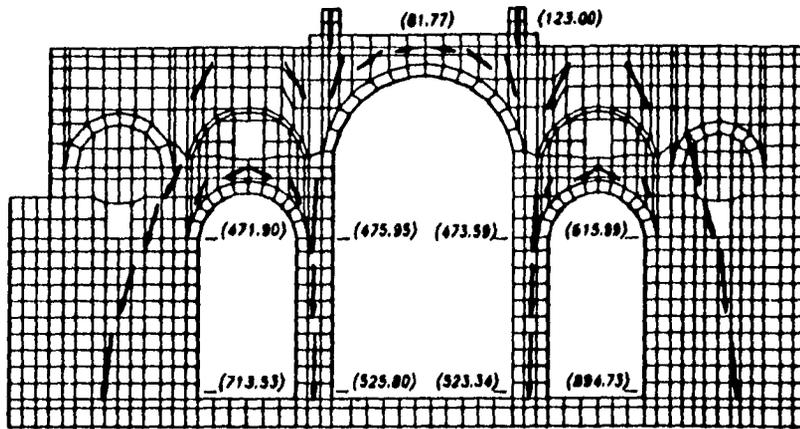
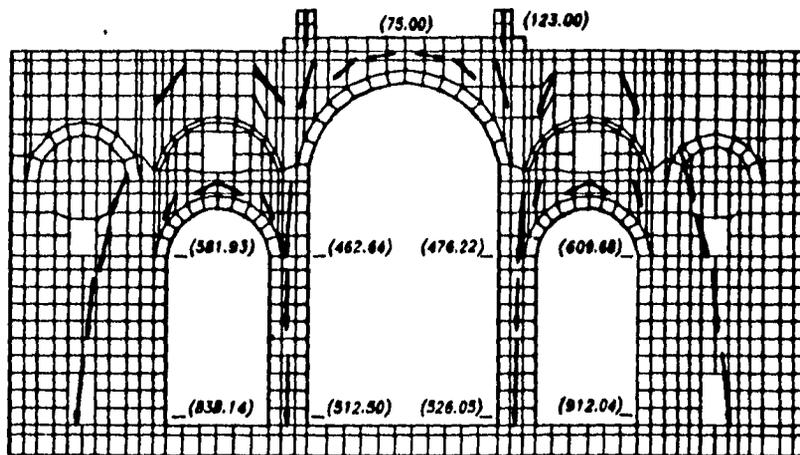


Fig 71 Modelo del eje K. Distribución de esfuerzos normales en la dirección vertical, obtenida del análisis por peso propio.



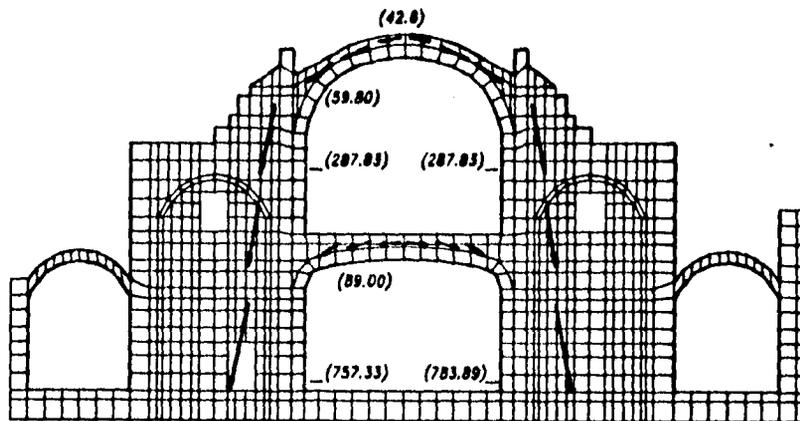
Fuerzas en toneladas

Fig 72 Trayectoria de cargas verticales en el modelo del eje 3



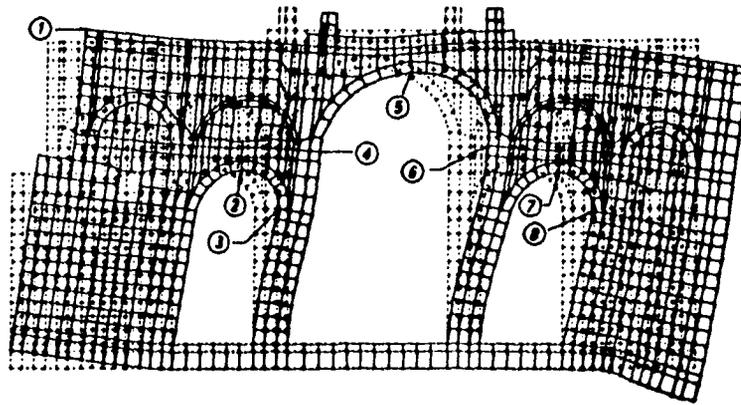
Fuerzas en toneladas

Fig 73 Trayectoria de cargas verticales en el modelo del eje 4



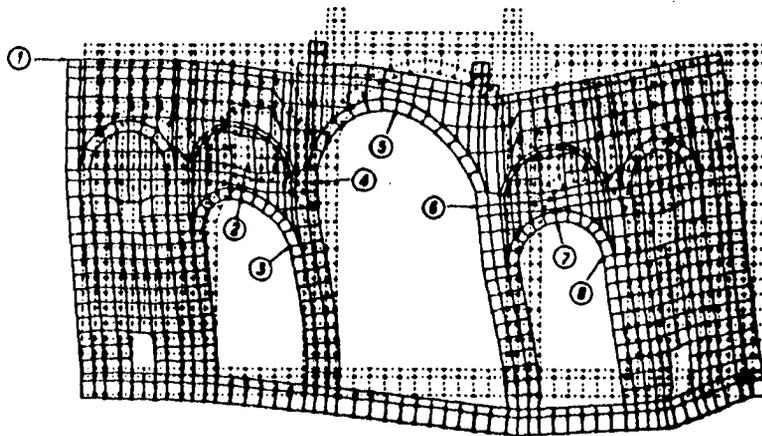
Fuerzas en toneladas

Fig 74 Trayectoria de cargas verticales en el modelo del eje 5



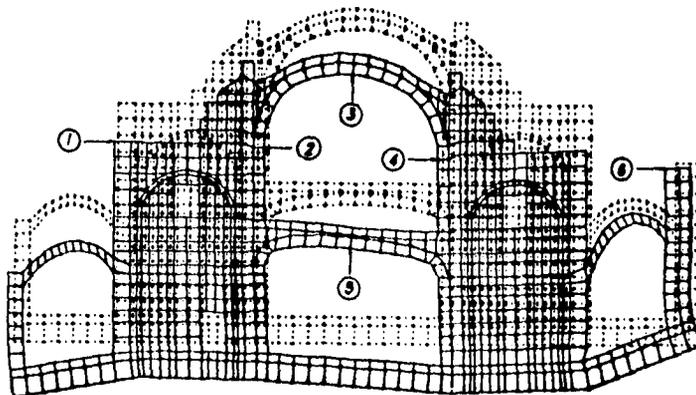
Punto	Desplazamiento	
	X (cm)	Y (cm)
1	38.03	11.88
2	26.17	-0.80
3	21.10	-0.28
4	27.84	-4.74
5	37.20	-5.27
6	35.88	0.88
7	33.80	-3.38
8	28.38	-3.03

Fig 75 Configuración deformada del modelo del eje 3, obtenida del análisis por peso propio y hundimientos diferenciales.



Punto	Desplazamiento	
	X (cm)	Y (cm)
1	-0.32	-0.48
2	-0.83	-0.83
3	-0.46	-0.78
4	-0.83	-0.78
5	-0.86	-1.18
6	-0.82	-1.48
7	-0.84	-1.28
8	-0.73	-1.02

Fig 76 Configuración deformada del modelo del eje 4, obtenida del análisis por peso propio y hundimientos diferenciales.



Punto	Desplazamiento	
	X (cm)	Y (cm)
1	-0.18	-1.70
2	-0.18	-1.73
3	-0.18	-1.88
4	-0.23	-2.18
5	-0.20	-1.88
8	-0.34	-0.23

Fig 77 Configuración deformada del modelo del eje 5, obtenida del análisis por peso propio y hundimientos diferenciales.

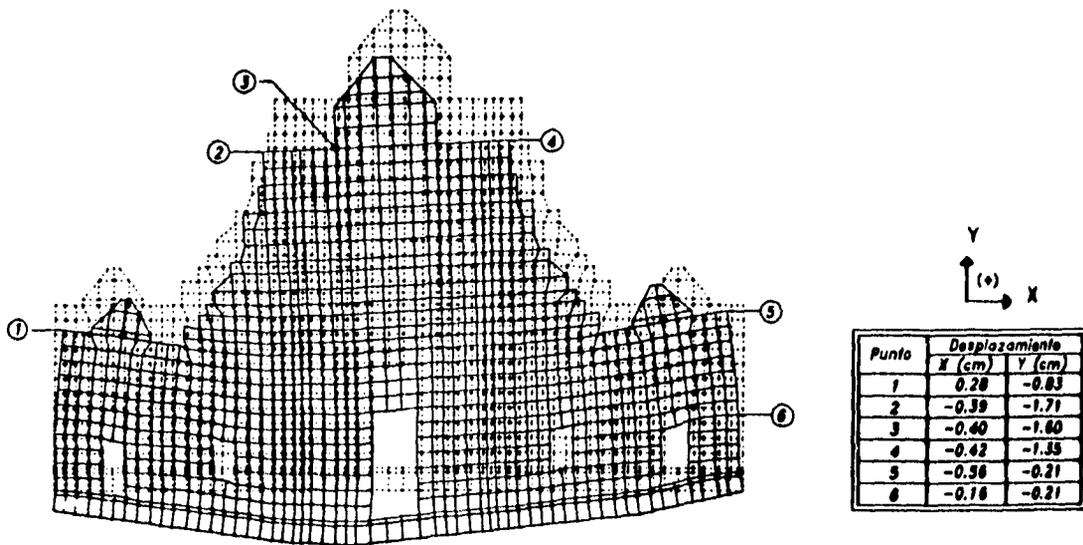


Fig 78 Configuración deformada del modelo del eje 6, obtenida del análisis por peso propio y hundimientos diferenciales.

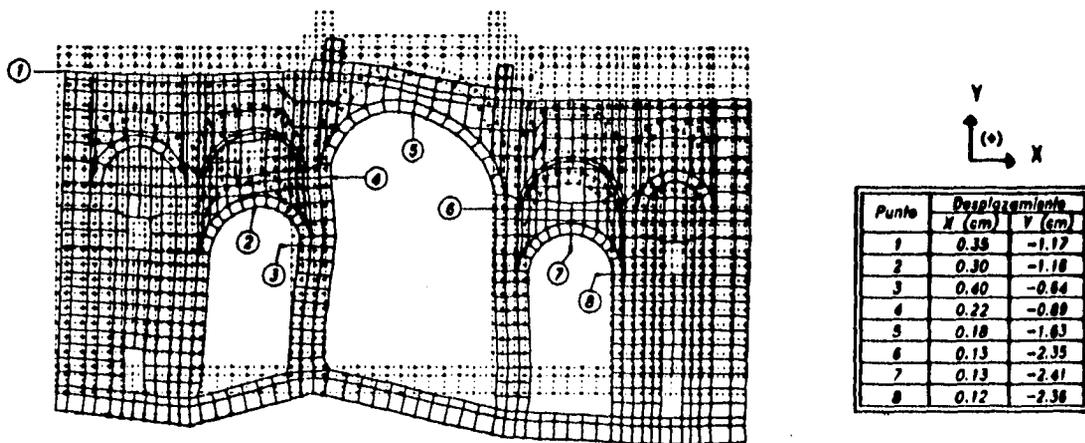


Fig 79 Configuración deformada del modelo del eje 1, obtenida del análisis por peso propio y hundimientos diferenciales.

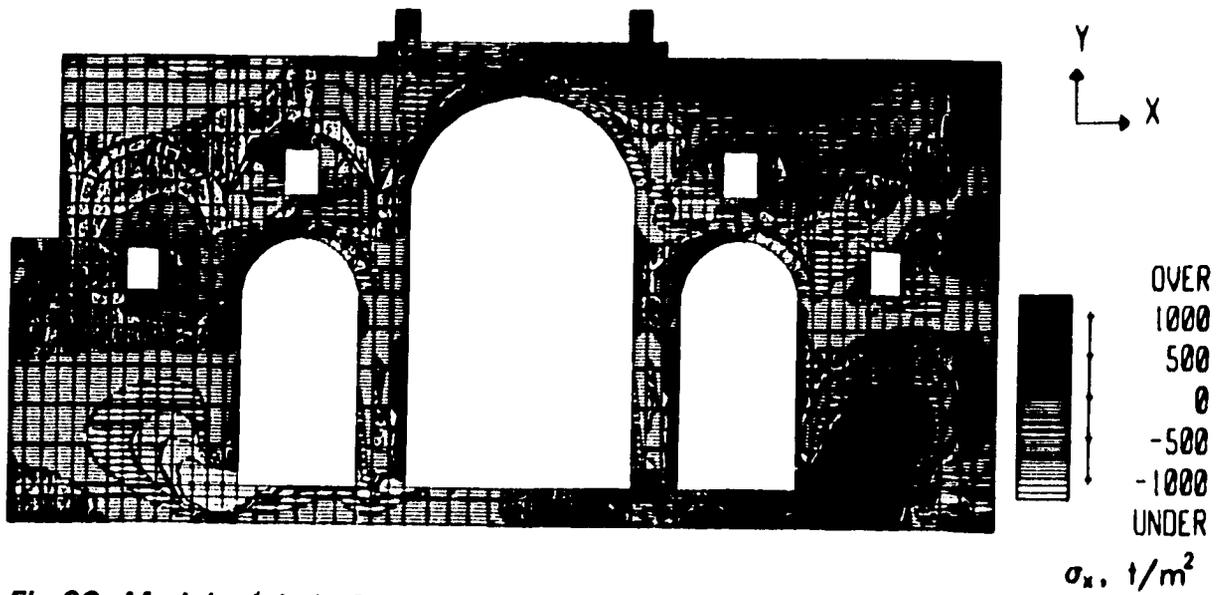


Fig 80 Modelo del eje 3. Distribución de esfuerzos normales en la dirección horizontal, obtenida del análisis por peso propio y hundimientos diferenciales.

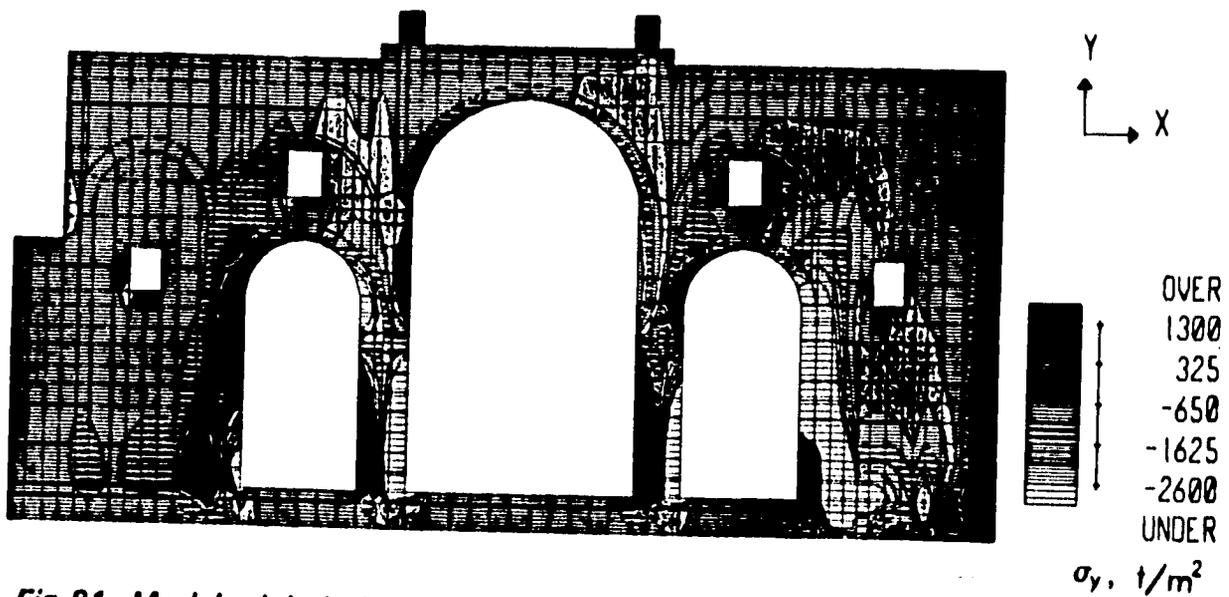


Fig 81 Modelo del eje 3. Distribución de esfuerzos normales en la dirección vertical, obtenida del análisis por peso propio y hundimientos diferenciales.

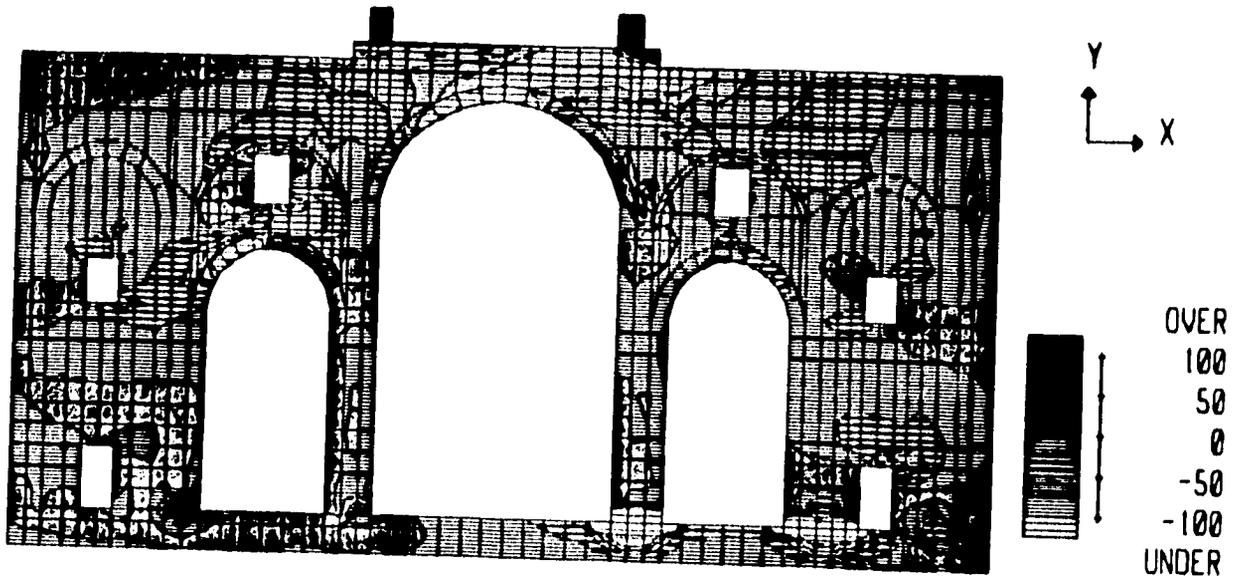


Fig 82 Modelo del eje 4. Distribución de esfuerzos normales en la dirección horizontal, obtenida del análisis por peso propio y hundimientos diferenciales.

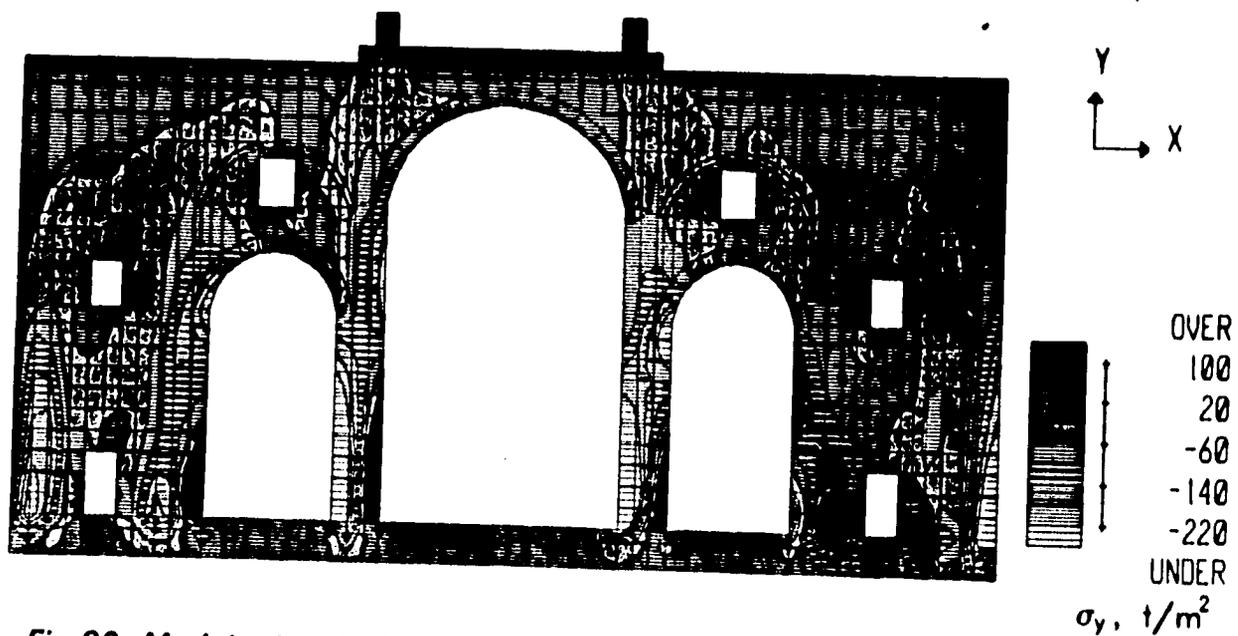


Fig 83 Modelo del eje 4. Distribución de esfuerzos normales en la dirección vertical, obtenida del análisis por peso propio y hundimientos diferenciales.

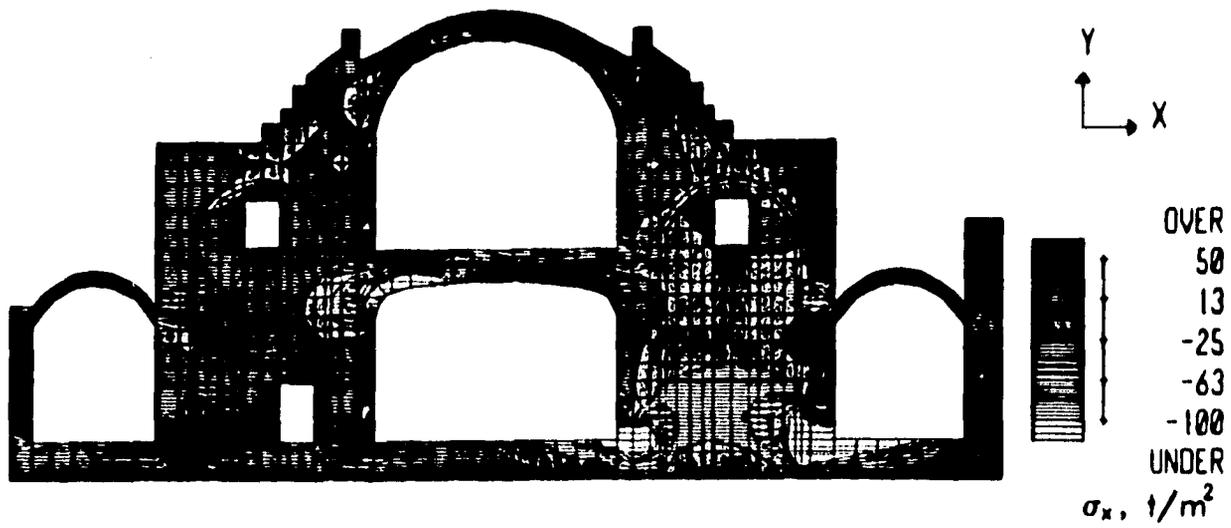


Fig 84 Modelo del eje 5. Distribución de esfuerzos normales en la dirección horizontal, obtenida del análisis por peso propio y hundimientos diferenciales.

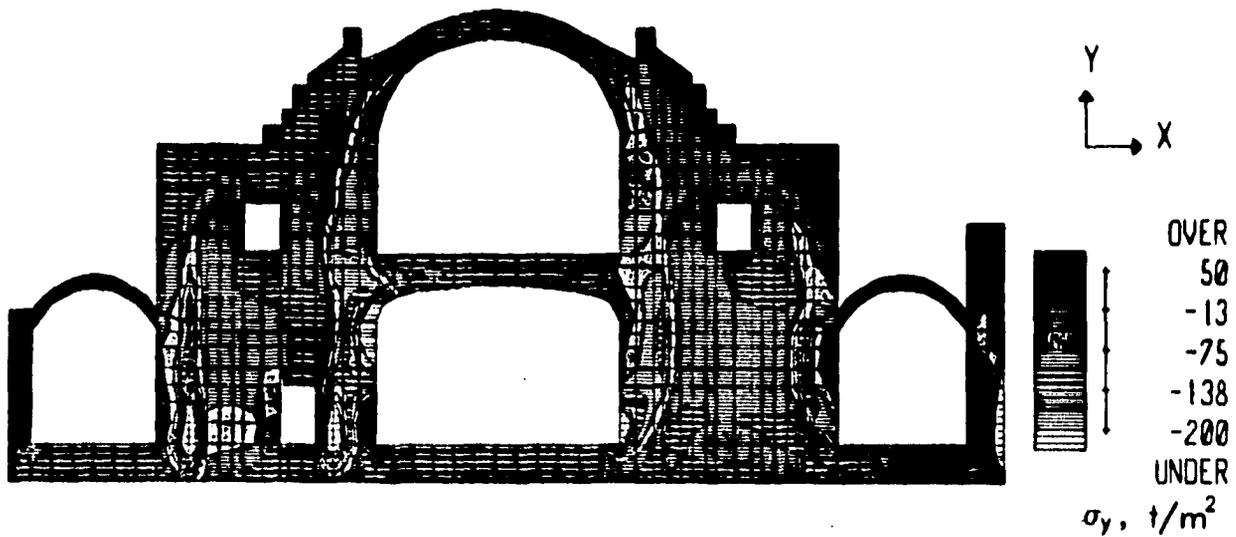


Fig 85 Modelo del eje 5. Distribución de esfuerzos normales en la dirección vertical, obtenida del análisis por peso propio y hundimientos diferenciales.

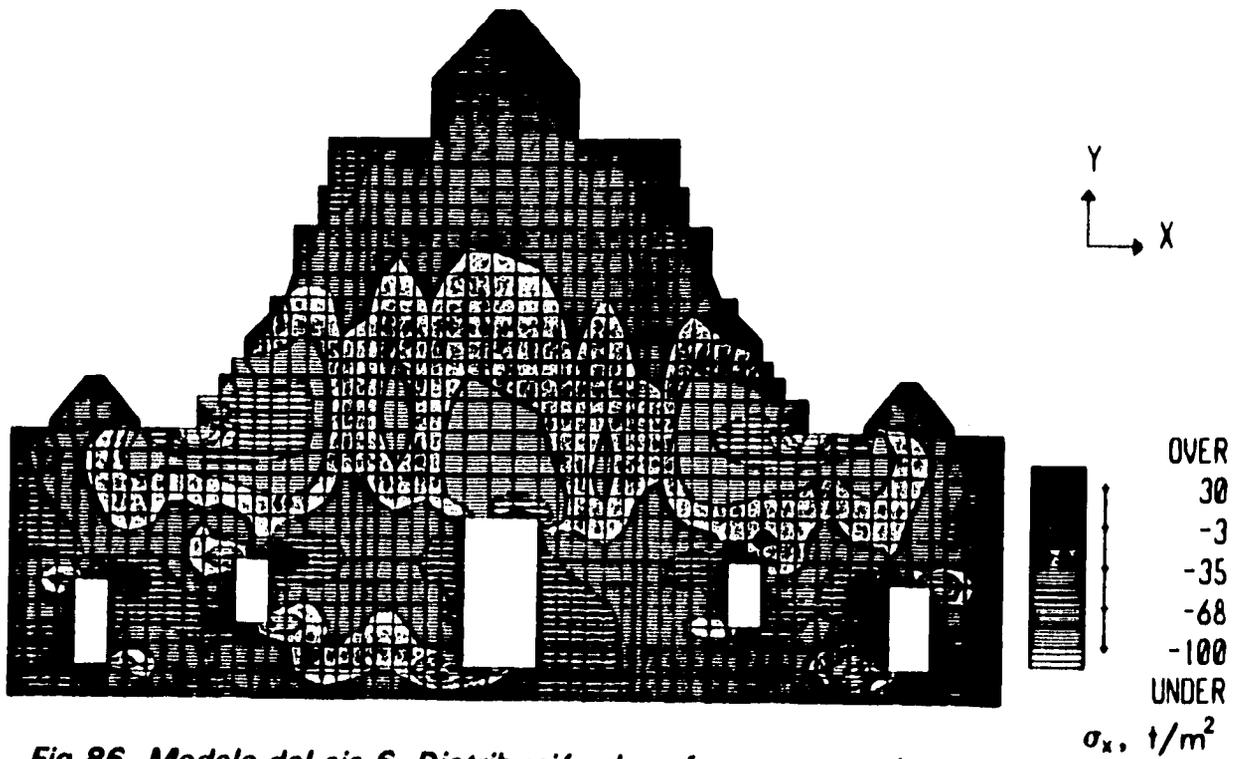


Fig 86 Modelo del eje 6. Distribución de esfuerzos normales en la dirección horizontal, obtenida del análisis por peso propio y hundimientos diferenciales.

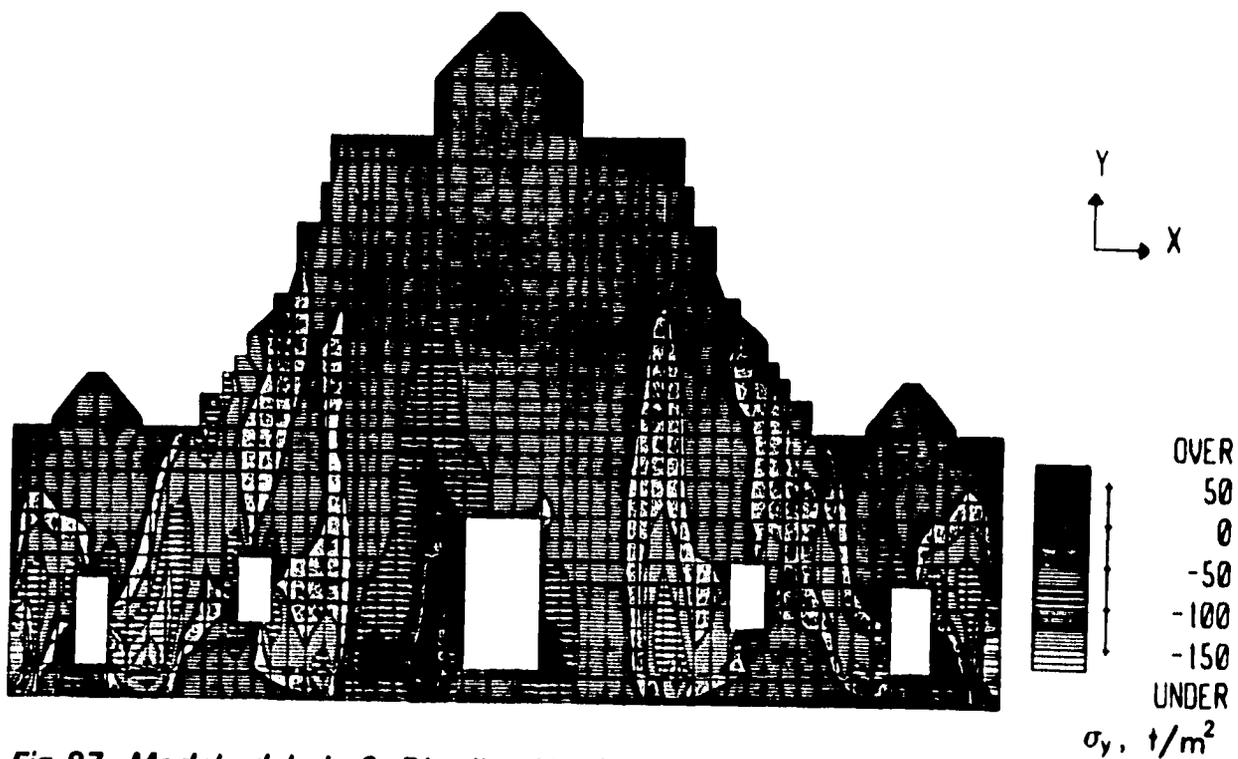


Fig 87 Modelo del eje 6. Distribución de esfuerzos normales en la dirección vertical, obtenida del análisis por peso propio y hundimientos diferenciales.

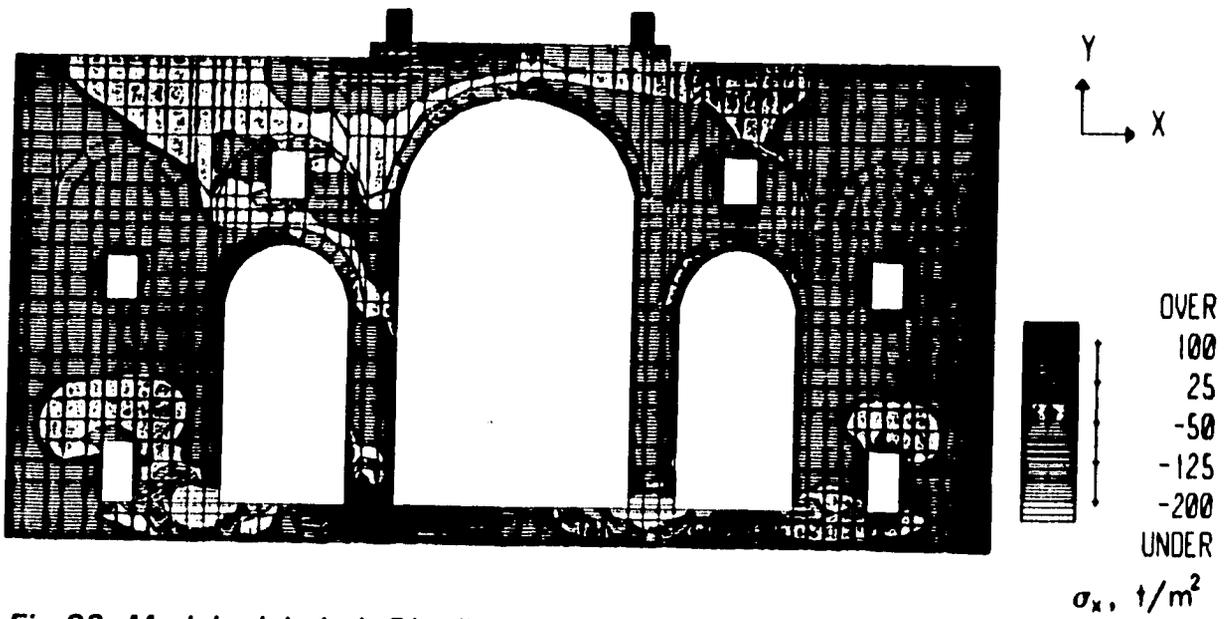


Fig 88 Modelo del eje I. Distribución de esfuerzos normales en la dirección horizontal, obtenida del análisis por peso propio y hundimientos diferenciales.

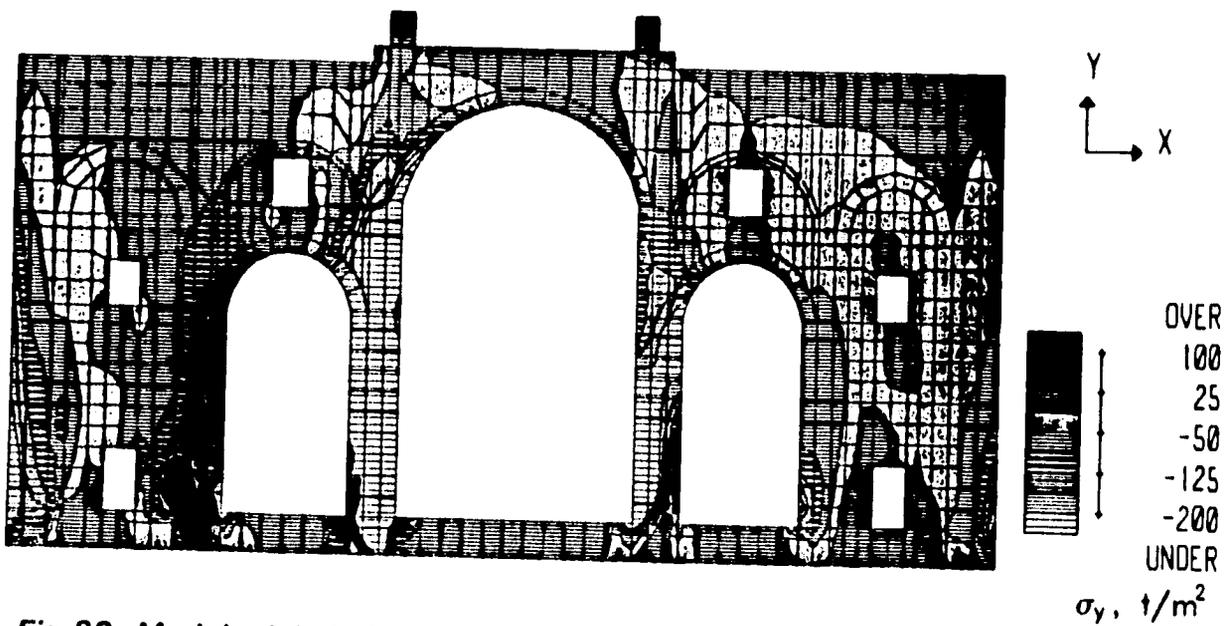


Fig 89 Modelo del eje I. Distribución de esfuerzos normales en la dirección vertical, obtenida del análisis por peso propio y hundimientos diferenciales.