

TESIS DOCTORAL

Una Contribución a la Modelización y Virtualización Numérica de Estructuras Arquitectónicas

**(Una aplicación práctica a la estructura del Sagrario de la Catedral
de la Ciudad de México)**

**Tesis presentada por:
Arq. Francisco Muñoz Salinas**

Para obtener el grado de: Doctor Arquitecto

Director de Tesis: Javier López-Rey Laurens

Codirector: Jordi Maristany i Carreras

**Programa de Doctorado: Análisis de Estructuras Arquitectónicas
Departamento de Estructuras en la Arquitectura
Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Barcelona
Universidad Politécnica de Cataluña**

Barcelona 2000

Agradecimientos

Con todo mi amor
a mi esposa Tania.
Por estar siempre a mi lado y
porque ha sido lo mejor que nunca me ha pasado.

A mi Padre Antonio.
A mis hermanos, Alfonso, Antonio y Thelma.
Por que siempre, aún en la distancia, han sido
el pilar de mi vida.

A la memoria de mi
Abuela, Magdalena y mi Tía Yolanda.

**Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología.
Por su apoyo en la realización de esta Tesis.**

A todas las personas que integran
el Departamento de Estructuras en la Arquitectura.

A todos mis amigos en España.
Por todos los momentos agradables
que he pasado con ellos.



Índice

	Página
1. Introducción	11
2. Antecedentes Históricos	19
2.1 Antecedentes históricos de la catedral de la Ciudad de México	21
2.1.1 Introducción	21
2.1.2 La Catedral de México	23
2.1.3 El Sagrario	26
2.1.3.1 Criterio estructural del Sagrario	27
2.1.3.2 La cimentación del Sagrario	27
2.1.3.3 Construcciones Aztecas	28
2.1.4 Intervenciones en la Catedral metropolitana y el Sagrario	29
3. Antecedentes en la modelización de estructuras arquitectónicas en España	43
3.1 Análisis en la Obra de Antonio Gaudí “Cripta de la Colonia Güell”	45
3.1.1 Introducción	45
3.1.2 El edificio y el modelo funicular	46
3.1.3 El estado actual del edificio	48
3.1.4 Método de análisis	49
3.1.5 Modelado numérico y resultados	52
3.1.6 Las acciones reológicas	53
3.1.7 Conclusiones	55

3.2 Análisis estructural de la torre “El trovador en Zaragoza	57
3.2.1 Introducción	57
3.2.2 El palacio de nuevo Baztán	58
3.2.3 Características del modelo de cálculo	61
3.2.4 Resultados obtenidos	63
3.2.4.1 Efecto de la inclusión de zonas rígidas	63
3.2.4.2 Efecto de la disposición anárquica de huecos	69
3.2.4.3 Efecto de los cambios de sección	70
3.2.5 Conclusiones	71
4. Herramientas y metodología de análisis en la modelización geométrica de edificios Históricos	73
4.1 El estado del arte en la informática (correspondiente a la modelización de edificios)	75
4.1.1 Introducción	75
4.1.2 Modelo matemático	76
4.1.3 Programas para el cálculo de estructuras	77
4.1.4 Métodos numéricos	78
4.1.5 Modelos de tipologías de las estructuras	78
4.1.6 Utilización de los programas de cálculo	78
4.1.6.1 Programas genéricos	78
4.1.6.2 Programas específicos	79
4.1.7 El programa Sap90	81
4.1.7.1 Los programas Sap80 y Sap90	81

4.1.7.2 Precauciones al usar Sap90	82
4.1.7.3 Sus alcances y limitaciones	83
4.1.7.4 Librerías de Sap90	83
4.1.7.5 Preproceso del Sap90	83
4.1.7.6 Postproceso de Sap90	84
4.2 Metodología de análisis para el pre y postproceso del cálculo de estructuras.....	87
4.2.1 Que es el preproceso	87
4.2.2 El modelo matemático	90
4.2.2.1 Idealización de la estructura	91
4.2.2.2 Modelado del material	92
4.2.2.3 Ecuaciones del problema	92
4.2.3 Herramientas de uso en la discretización	93
4.2.4 El postproceso	95
4.3 Introducción al programa GiD (preproceso)	97
4.3.1 Introducción	97
4.3.2 Fundamentos de GiD	99
4.3.2.1 Malla	100
4.3.2.2 Generación de malla	101
4.3.2.3 Estructuración de malla	101
4.3.2.4 Tipos de elementos	102
4.3.2.5 Condiciones de borde	102

4.3.2.6 Asignación de condiciones	103
4.3.2.7 Materiales de base	103
4.3.2.8 Asignación de materiales	103
4.3.2.9 Datos del problema	104
4.3.2.10 Escritura del archivo para calcular	104
4.4 Configuración de GiD para el postproceso	105
4.4.1 Introducción	105
4.4.2 Utilidades	106
4.4.3 Hacer cortes	107
4.4.4 Ventanas	108
4.4.4.1 Visualización de resultados	109
4.4.4.2 Visualización de la malla deformada	109
4.4.4.3 Animación de los resultados	110
4.4.4.4 Perspectivas	111
4.5 Configuración de la interface GiD-Sap90	113
4.5.1 Introducción	113
4.5.2 Preproceso, cálculo y postproceso de una viga pared (interface asolid).....	115
4.5.2.1 Descripción del problema	115
4.5.2.2 Generación de la geometría	116
4.5.2.3 Definición de la malla	118
4.5.2.4 Configuración del preproceso	122
4.5.2.4.1 Condiciones de contorno	123

4.5.2.4.2 Características de material	124
4.5.2.4.3 Datos del problema	125
4.5.2.4.4 Intervalos del problema	126
4.5.2.5 Cálculo del problema	126
4.5.2.6 Postproceso	127
4.5.2.6.1 Configuración de los resultados	127
4.5.3 Visualización de los resultados tensionales	128
4.5.4 Visualización de los resultados deformacionales	136
4.5.5 Herramientas del postproceso	137
4.5.5.1 Salir del postproceso	137
4.6 Preproceso, cálculo y postproceso de un forjado (interface 3dshell)	139
4.6.1 El preproceso	139
4.6.1.1 Generación de la geometría	139
4.6.1.2 Creación de la malla	140
4.6.1.3 definición de los parámetros para su cálculo	141
4.6.2 Cálculo	143
4.6.3 Postproceso	144
4.6.4 Limitaciones de la interface GiD-Sap90	149
4.6.5 Conclusiones	149
5. Desarrollo de la Interface GiD-Sap2000-VRML	151
5.1 Nuevas interfaces gráficas para la virtualización numérica de edificios históricos (Interface GiD-Sap2000, Sap2000-VRML).....	153

5.1.1	Introducción	153
5.1.2	Interface GiD-Sap2000	153
5.1.3	Ventajas de la Interface GiD-Sap2000.	155
5.1.4	Comparación de los resultados gráficos de la interface GiD-Sap2000 ...	157
5.1.5	Interface Sap2000-VRML	159
5.1.5.1	Objetivos	159
5.1.5.2	Generador de mundos virtuales para internet a partir de los datos de Sap2000	159
5.1.5.3	Metodología	160
5.1.6	Implementación del programa 3D Studio Max para generar recorridos virtuales	166
6.	Modelización numérica del Sagrario de la Catedral de la Ciudad de México	169
6.1	Proceso de la modelización numérica del Sagrario de la Catedral de la Ciudad de México	171
6.1.1	Introducción	171
6.1.2	Modelización geométrica del Sagrario	172
6.1.3	Descripción de la geometría	172
6.1.4	Descripción estructural	173
6.1.4.1	Estado estructural actual del Sagrario	173
6.1.5	Metodología para la generación del modelo numérico del Sagrario	174
6.1.5.1	Generación del modelo matemático	174
6.1.5.2	Programas utilizados en la modelización	174
6.1.5.3	Método numérico	175

6.1.5.4 Tipología de la estructura	175
6.1.6 Proceso para el desarrollo del modelo numérico del Sagrario	175
6.1.6.1 Descripción del preproceso para el análisis numérico del Sagrario	176
6.1.6.2 Generación de la geometría	176
6.1.6.3 Generación del modelo numérico	179
6.1.7 Preproceso de GiD-Sap90	180
6.1.7.1 Generación de superficies	180
6.1.7.2 Generación de malla	181
6.1.7.3 Configuración del preproceso para el análisis del Sagrario	183
6.1.8 Descripción del postproceso para la virtualización de los resultados numéricos	188
6.1.8.1 Opciones de visualización de los resultados numéricos obtenidos	188
7. Aplicación práctica a la modelización y análisis de estructuras arquitectónicas (el Sagrario de la Catedral de México)	191
7.1 Comprobación y virtualización de los resultados obtenidos en el análisis del Sagrario	193
7.1.1 Introducción	193
7.1.2 Interpretación y visualización de los resultados numérico – gráficos	194
7.1.2.1 Criterio de signo de ejes locales	194
7.1.3 Análisis de los resultados obtenidos del modelo numérico	196
7.1.3.1 Visualización de las deformaciones de la estructura	197
7.1.4 Estudio de los esfuerzos obtenidos del modelo numérico	199
7.1.4.1 Esfuerzos axiles F11	199
7.1.4.2 Esfuerzos axiles F22	200

7.1.4.3 Momentos en la dirección M11	202
7.1.4.4 Momentos en la dirección M22	203
7.1.5 Visualización de los resultados en el entorno de GiD	203
7.1.5.1 Esfuerzos axiales en el entorno del postproceso de GiD	204
7.1.5.2 Visualización de los valores de deformacionales	206
7.1.6 Virtualización de los resultados numéricos obtenidos con la interface Sap2000-VRML	207
7.1.7 Virtualización de los resultados numéricos con la implementación de 3Dmax a partir del VRML	208
7.1.8 Virtualización del modelo numérico con las fisuras aparecidas en el Sagrario	210
7.1.9 Conclusiones sobre el comportamiento estructural del Sagrario	211
8. Conclusiones	213
Anexos	217
Anexo A	217
Anexo B	241
Anexo C	245
Bibliografía	247

1 Introducción

Hace tres años aproximadamente que el doctorando autor de esta tesis, egresado de la UNAM con el título de arquitecto, superó el preceptivo periodo formativo en el departamento de estructuras en la arquitectura de la ETSAB, perteneciente a la UPC según las directrices del reglamento vigente en aquel momento.

Se planteaba entonces el problema de un tema de tesis acorde con las capacidades del autor y del apoyo académico disponible.

En esas fechas, la enseñanza y divulgación del M.E.F.* en el mundo de la arquitectura era y sigue siendo una de las líneas de actuación del departamento.

Esta especialidad académica era en esos momentos substancialmente atractiva pues acababa de superarse la etapa del análisis de los resultados por la consulta y estudio de interminables listas de valores numéricos y la alternativa mediante la visualización de planos a falso color ya había tomado carta de naturaleza.

Algunos profesores ya estaban empezando a trabajar en modelizaciones de edificios históricos. Una de las sorpresas inmediatas que esta vía de trabajo mostraba, era la gran complejidad (*geométrica bóvedas Góticas, cúpulas renacentistas, superficies alabeadas modernistas...*) de sus formas frente a la modelización de edificios modernos (*forjados planos, pilares*).

Pese a ello los resultados obtenidos eran visualmente tan espectaculares que el doctorando decidió aplicar lo ya sabido al análisis de un edificio histórico no modelado hasta la fecha.

La intención original era realizar un estudio comparado entre dos tipologías estructurales afines situadas en el país de origen del doctorando y en la ciudad donde se iba a desarrollar la tesis.

* Método de los Elementos Finitos

En las fechas citadas el tema de la recuperación de la verticalidad de la catedral de la Cd. de México, era una cuestión muy actual.

La imagen de una gigantesca plomada colgada de la cúpula central del transepto que no apuntaba exactamente al punto homólogo del pavimento de mármol, fue tema de portada en la prensa, a medida que la misma iba acercándose a su posición teórica mediante hábiles operaciones de descalzado del terreno bajo la cimentación.

En esta situación el doctorando decidió que las estructuras a comparar podrían ser, por un lado la cúpula del ábside de la Sagrada Familia como obra barcelonesa y la del sagrario de la catedral de México.

Hay que adelantar, (*ya se explicará con más detalle en el apartado 2*) que el sagrario es una Iglesia autónoma yuxtapuesta a la catedral antes mencionada.

Al ser de menor tamaño, su geometría es algo menos compleja que la de su hermana mayor.

Por otro lado la problemática de los asientos diferenciales (*mucho menores en el sagrario que en la catedral*) ha proporcionado una abundante información geométrica-constructiva del edificio. Lo cual permitía disponer de buenos y fiables planos y secciones comprobados recientemente. Ello evitaba la dispersión de esfuerzos en un preanálisis histórico-constructivo que puede ser un peligro en este tipo de tesis.

En cuanto al ábside de la Sagrada Familia (*incluida la torre de la Santísima Virgen situada encima*) había también buena información ya que algunos profesores del departamento trabajan en la continuación de las obras de la misma.

Es obligado en el planteamiento de los objetivos de una tesis, ser ambicioso ya que luego la realidad va imponiendo cercenados y limitaciones en la obtención de resultados.

Se pensó que ya era hora de abordar un análisis geométrico-histórico en teoría de segundo orden abordando por un lado el comportamiento plástico de composición del material pétreo y cerámica común a ambas cúpulas así como la inevitable aparición de fisuras por la presencia de tensiones de tracción aunque fueran de valores bajos.

Los trabajos de Ali, Oller y otros que eran conocidos, a la sazón, en el departamento animaron al doctorando a iniciar su camino de investigación por esta vía.

Queda pues sobreentendido que el objetivo inicial de esta tesis era el estudio comparado por Elementos Finitos en cálculo no lineal de una cúpula barroca en la Cd. de México con cierta patología y de otra modernista virtual (*en proyecto*) sita en Barcelona.

A partir de aquí la tesis ha sufrido una serie de variaciones importantes que se van a justificar pormenorizadamente:

I.1 La modelización

Respecto a la modelización no lineal de la fábrica pétreo y cerámica enseguida se evidenciaron algunas desmoralizantes realidades.

I.1.1 El tema se encuentra en un nivel de análisis todavía muy embrionario. Cada autor propone caminos totalmente diversos para abordarlo. Lo único común a todos ellos es la utilización de formulaciones matemáticas sofisticadas cuya incertidumbre en la obtención de resultados creíbles hace escasamente estimulante su estudio.

I.1.2 Resulta sospechoso que los únicos resultados aparentemente fiables en este tipo de investigación se refieran a modelos estructurales tan sencillos como un muro de carga de perímetro rectangular.

En cambio hay que hacer notar aquí que el modelo finalmente presentado por el doctorando consta de:

Cinco cúpulas: una octogonal (*inicio del estudio comparado*) mas cuatro cuadrangulares menores sobre tambor prismático.

Cuatro bóvedas de cañón corrido que siguiendo una planta en cruz griega arrancan de la cúpula central hasta los tímpanos de fachada.

Ocho bóvedas cilíndricas secundarias que cubren las capillas laterales de lo que es realmente (*y ya se ha dicho*) una catedral autónoma.

Finalmente, existen cuatro fachadas que recogen los empujes de las 17 láminas de cubierta y que son algo mas que un transmisor de cargas hacia el suelo.

La complejidad del modelo propuesto es tan grande respecto al muro rectangular del estudio teórico que difícilmente las capacidades de conocimiento del doctorando hubieran podido salvar la distancia entre ambos.

I.1.3 Entre los muchos textos consultados uno de los que más influyeron en el autor de la tesis es el del estudioso británico J.Heyman donde desde la observación directa de muchos edificios históricos, con un alto índice de patologías, llega a conclusiones muy convincentes por su sentido común.

En esencia, viene a decir que muchas de esas “patologías” son mecanismos higiénicos de autoprotección de la estructura.

Gracias a ello la nueva configuración estructural reduce el gradiente tensional en “los puntos críticos” mediante la aportación de oportunas fisuras. En su opinión el modelo resultante se aproxima a un mecanismo pero sin llegar. El resultado son estructuras muy estables y cómodas con comportamiento

prácticamente isostático que podrían analizarse mediante la simple aplicación del método de los polígonos funicularles.

Aunque el autor de la tesis es bastante escéptico ante el sospechoso simplismo de estos comportamientos, la teoría expuesta es tan distante de las citadas en el I.1.1 que apoyan su decisión de abandonar este primer camino de investigación.

I.1.4 Faltaría justificar si el abordaje por análisis lineal de este tipo de estructuras tiene alguna utilidad.

En este orden de ideas valga recordar que la misma contradicción aparece en el análisis lineal de los esfuerzos en una estructura de hormigón que luego se va a dimensionar por estados límite últimos, y sin embargo es una estrategia que con ciertos matices (*coeficientes de seguridad que en parte ponderan estas contradicciones, penalización de las flechas introduciendo la sección fisurada, etc.*) esta, hoy por hoy, totalmente aceptada.

Se podrá argumentar que una estructura de hormigón goza, por lo menos, del beneficio de la duda en cuanto a su homogeneidad y continuidad mientras que la obra de fábrica está constituida por unidades constructivas relativamente pequeñas (*ladrillo, sillar*) cuya unión con sus hermanas de estructura debe hacerse por la adherencia del conglomerante ó por simple rozamiento. Pese a ello el análisis lineal no queda del todo invalidado.

Hay varias razones para sustentar esta afirmación.

I.1.4.1 Muchas de estas estructuras son envolventes de espacios que solo deben soportar su propio peso. Las sobrecargas externas son inexistentes ó muy bajas (*viento, nieve*) frente al peso. Por otro lado las razones arquitectónicas y constructivas provocan que sus dimensionados estén muy por encima de lo estrictamente necesario desde el punto de vista tensional. La consecuencia de estas dos observaciones indica que, por lo general, sus estados de servicio están muy lejanos de los últimos. Las tensiones generadas quedarán, pues, muy alejadas de las plásticas últimas y en consecuencia con gran posibilidad dentro del período elástico.

I.1.4.2 En los momentos iniciales de la vida de la construcción (*antes de la aparición de la primera fisura o de la primera plastificación*), la estructura debe comportarse como un continuo. El análisis lineal en esta etapa permitirá detectar los puntos críticos de la estructura y predecir por donde aparecerán las primeras fisuras por tracción ó plastificaciones por compresión. No habría más que mirar los puntos de máxima tensión positiva y negativa.

Esto justifica plenamente un primer análisis en teoría de primer orden. El razonamiento es todavía más valioso si el método se utiliza para diagnosticar el porqué de la aparición de patologías en una obra inicialmente monolítica (*base de los informes periciales*).

I.1.4.3 Pero el análisis lineal no es solo una “primera aproximación” del modelo. Podría convertirse en la aproximación definitiva a falta de algo mejor. La razón de ello, es que respecto a las compresiones, las plastificaciones reales tienen que ser inexistentes o muy escasas por lo dicho en I.1.4.1. En el peor de los casos deben estar muy localizadas. Respecto a las tracciones que provocan fisuras muy tempranas pese a la lejanía del estado límite, cabe la posibilidad de que los movimientos posteriores de la estructura (*reológicos, térmicos, etc.*) provoquen unos nuevos contactos

que restablezcan una cierta “continuidad diluida” de la estructura por rozamiento. Este mismo razonamiento se emplea para justificar la conservación de una cierta capacidad de absorción cortante en secciones de hormigón fisuradas.

Es por todo ello que el doctorando considera que el análisis lineal es todavía muy aprovechable en tipologías históricas de alta complejidad geométrica y en esta línea se va a mover en la tesis.

I.2 El análisis del ábside de la Sagrada Familia

La modelización con fines de aplicación directa al cálculo y dimensionado para una posible e inminente campaña de construcción de esta zona de la Sagrada Familia llevó al Doctorando a colaborar durante un cierto período de tiempo con el equipo encargado de este cometido.

La cuestión es que dicha modelización avanzó por el camino de la geometría de barras en vez del de láminas analizables por el Método de los Elementos Finitos.

Paralelamente, mientras la cúpula (*ó torre de baja esbeltez*) de la Sagrada Familia mantenía su geometría a medida que avanzaba su modelización, la del Sagrario de la Catedral de la ciudad de México iba creciendo primero con las cuatro bóvedas en cruz griega, luego con toda la cubierta y, finalmente, con las fachadas.

Hubo un momento en que ambos modelos se hicieron incompatibles no solo por sus diferencias morfológicas sino de tipología estructural (*barras y láminas respectivamente*).

Fue en esta situación cuando se decidió archivar todo lo realizado respecto a la Sagrada Familia y centrar exclusivamente el análisis en la arquitectura del Sagrario.

I.3 La modelización del Sagrario de la Catedral de la ciudad de México.

Tomada la decisión de que se iba a estudiar el edificio en su totalidad mediante una asimilación al comportamiento laminar y un Método de análisis por Elementos Finitos, solo quedaba definir el programa informático que soportaría la implementación numérica del proceso.

El departamento disponía del conocido programa comercial Sap90. En el período de desarrollo de la tesis se adquirió el Sap2000 más potente y veloz.

I.3.1 Aunque todos los programas de cálculo por Elementos Finitos tienen un preprocesador que evita la necesidad de introducir la definición de la geometría nudo a nudo mediante sus coordenadas, éstos suelen ser de una concepción muy rígida que hace muy dudosa su utilidad. El Sap90 y el Sap2000 responden a esta característica. Incluso la posibilidad de introducir la geometría a

través de programas de definición gráfica como Autocad que ya admiten muchos de los preprocesadores antes citados, pueden presentar problemas de falta de flexibilidad a la hora de definir parámetros geométricos directamente ligados al cálculo por Elementos Finitos (*como, por ejemplo, el control de la orientación de los ejes locales*).

Es por ello que la aparición, en su momento, de un entorno gráfico universal para modelados mediante el Método de los Elementos finitos, como el GiD, (*Generació i Disseny*) permitió un significativo avance en la comodidad de la definición geométrica de estructuras discretizadas para su tratamiento por medio del M.E.F.

Es en este momento, y dada la complejidad creciente del modelo del Sagrario, que el doctorando decidió utilizar este nuevo entorno.

Era necesario, pues, aprovechar las ventajas de GiD en el pre y postproceso del Sap90 y 2000. Ello obligaba a establecer una conexión o "interface" entre GiD y Sap.

Este es uno de los logros de esta tesis. Su implementación se explica en el apartado 4.

I.3.2 Una vez obtenidos los resultados numéricos, su interpretación mediante visualizaciones a falso color en la llamada etapa de postproceso se ha convertido en un clásico universalmente admitido dentro de la metodología de análisis por E.F.

Aquí la crítica es algo diferente a la realizada en la conclusión primera, ya que muchos de los programas al uso de E.F. tienen postprocesadores muy válidos que proporcionan magníficas visualizaciones cromáticas de algún aspecto estructural (*como los diagramas de esfuerzos, las tensiones o las deformadas*).

La cuestión aquí radica en que no es habitual tener que enfrentarse a geometrías tan complejas como las que suelen proporcionar las modelizaciones de edificios históricos, que además suelen definir espacios internos de difícil acceso visual (*problema típico en el mundo de la Arquitectura*).

La tradición resuelve este problema mediante el seccionado del edificio y la obtención de nuevas visualizaciones que obligan a regenerar los resultados. Esto vuelve a restar una gran agilidad en la observación libre del sólido estructural.

Existe un procedimiento informático moderno para la observación dinámica de sólidos geométricos, pero hasta el presente no hay subrutinas especializadas en sólidos estructurales, es decir, en que la realidad virtual observada no presente sus superficies teñidas (*renderizados*) de texturas constructivas (*ladrillo, yeso, mármol*) sino de los colores concéntricos típicos de los comportamientos tensionales.

Que se sepa, esta tesis presenta por primera vez, la posibilidad de una visión dinámica del objeto virtual con sus superficies cromatizadas con los colores estructurales. Esto se ha logrado mediante el lenguaje informático VRML (*Virtual Real Modelling Language*). La agilidad en la aprehensión de los resultados es notable respecto a los métodos seccionales clásicos.

Esta es, pues, la segunda aportación de esta tesis como herramienta de trabajo que mejora perceptiblemente la comodidad del análisis estructural de sólidos de geometría compleja

En conclusión: El esquema de objetivos de la tesis en su solución definitiva es el siguiente:

Análisis lineal del edificio del Sagrario de la Catedral de la ciudad de México, como una unidad global asimilando cada una de sus partes a láminas. El método numérico de apoyo es el de los Elementos Finitos Bidimensionales Planos de cuatro nodos y 24 grados de libertad.

El soporte informático del cálculo estricto es el programa Sap90 y Sap2000.

El preprocesador para la implementación del modelo geométrico y numérico de alta complejidad formal lo constituye el programa GiD desarrollado en el Centro Internacional de Métodos Numéricos (CIMNE) más un Interface para SAP generado por el propio autor de esta tesis.

En cuanto a la interpretación de resultados proporcionados por el cálculo se emplean los postprocesadores del Sap90 y Sap2000 (*Saplot*) además de GiD que también proporciona prestaciones en esta etapa.

Finalmente la conveniencia de poder observar el sólido virtual tensionado de una forma dinámica y ágil ha empujado al Doctorando a desarrollar un programa de virtualización numérica de sólidos estructurales absolutamente novedosa y que constituye, según su leal saber y entender, uno de los mejores logros de su trabajo.

En consecuencia, la tesis ha ido derivando desde un planteamiento estrictamente estructural y comparativo a una visión pluridisciplinar donde la preparación de las herramientas informático-gráficas para la implementación del modelo y su posterior visualización han terminado teniendo tanta ó mayor importancia que el análisis estructural propiamente dicho.

Este trabajo se divide en ocho apartados. Esta introducción sería el primero. El apartado segundo trata sobre los antecedentes históricos y constructivos de la Catedral y el Sagrario de la ciudad de México; En el tercero, se abordan los antecedentes en la modelización de edificios históricos en España. En el cuarto, se describe la metodología y las herramientas –interface *GiD-Sap90*- desarrolladas para el análisis en la modelización geométrica de edificios históricos. En el apartado cinco, se describe el desarrollo de la Interface *GiD-Sap2000-VRML*; el sexto apartado de esta tesis, que corresponde a la aplicación práctica, describe todo el proceso de modelización estructural del Sagrario de la Catedral de la ciudad de México. En el séptimo, se exponen los resultados obtenidos, en imágenes a falso color con una posible interpretación de los mismos. Finalmente, en el ocho se establecen las conclusiones y las futuras líneas de investigación.

2 Antecedentes históricos

2.1

Antecedentes históricos de la catedral de la ciudad de México

2.1.1 Introducción

La Catedral Metropolitana de la Ciudad de México conlleva las más ricas características como símbolo espiritual y urbano que pudiera tener construcción alguna. Su importancia ha trascendido a toda la nación y es por ello que se le considera el monumento más valioso de México e incluso se acepta, con propiedad, la idea de que es el monumento más importante de América.

Es en la Catedral Metropolitana donde se fusiona el encuentro de dos mundos y en la que las piedras de las antiguas construcciones plasmaron el drama de su propia transformación en golpes de cincel y esfuerzos de todo tipo para transmitir el testimonio de las luchas y avatares que dieron lugar a la nueva cultura y a la nueva nación.

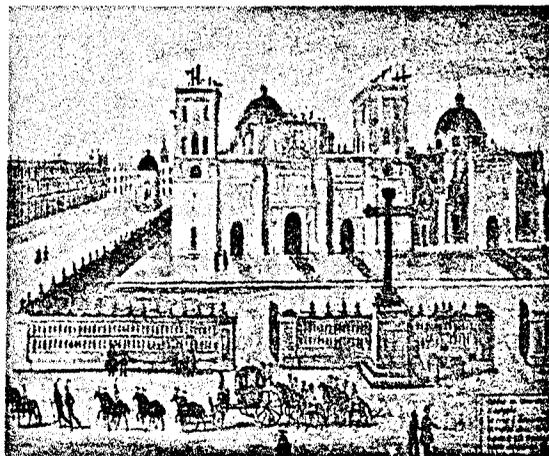


Fig. 2.1.1 La Catedral Metropolitana

Los largos años de su construcción dan fe del paso de los más destacados artistas de la Nueva España aquí nacidos y los emigrantes que aspiraban a nuevos horizontes; son ellos, los artistas, quienes documentaron el proceso de cambios y desarrollo de las tierras americanas.

De este monumento parten lecciones y experiencias a los vastos reinos del nuevo continente. De todos es sabido y poco se puede agregar, que diera nuevos brillos a ésta, la joya más preciada de la ciudad de México.

Es preciso recordar, sin embargo, las vicisitudes a que hubo de enfrentarse la construcción de la Catedral. Es cierto, los problemas se tuvieron desde su inicio y sin interrupción hasta la fecha; el suelo y la naturaleza del valle de México han sometido a duras pruebas a la edificación y al temple de sus constructores.

Su conservación, no ha venido a ser sino la continuación de la lucha para estabilizarla, pues las arcillas del valle no han dado reposo a las formas de su arquitectura, y los movimientos que sufre dan lugar a una larga cadena de intervenciones en las que los mejores constructores del país han aportado sus conocimientos.

La generación actual es ajena a esta tareas. Es más, como consecuencia de la propia depredación del hombre hacia la naturaleza del valle, los efectos se han acentuado y la ciencia y el conocimiento contemporáneo permiten conocer hoy la gravedad del problema y la dimensión de los esfuerzos que deben empeñarse para que las futuras generaciones hereden tan preciada joya.



Fig. 2.1.2 La Catedral en el siglo XVIII

Estos empeños se han realizado a raíz de un evento de alarma ocurrido en abril de 1989, que dejó ver que el edificio se estaba fracturando, ante los ojos de todo el país. Como, nunca antes, la técnica desarrollada permite avanzar con elementos de juicio que verifican la pertinencia de las acciones asumidas y constatar, con números, la razón de las decisiones.

Es por ello, que el acervo técnico científico que respalda los trabajos de rescate de la Catedral Metropolitana, se convierte en materia de interés público que debe ser divulgada y resguardada de olvidos y pérdidas, para sustentar el proceso de cuidado que, sin duda, en el futuro habrá de renovarse en la conservación de esta obra, patrimonio de la humanidad, con la que nuestro país ha contribuido a la civilización universal.

2.1.2 La Catedral de México

Cuando fray Juan de Zumárraga llegó a la Ciudad de México, en 1528, como primer obispo de la nueva diócesis, se encontró con un templo aún no terminando, que le iba a servir de Catedral. Esta edificación que ocupaba parte del recinto del Templo mayor de Tenochtitlan, la había iniciado Hernán Cortés en 1524; éste aprovechó en ella materiales de los teocalis indígenas como consta en algunos elementos que aun se conservan.

La construcción la terminó el propio Zumárraga en 1532. La descripción de esa primera Catedral es la siguiente: tenía planta basilical, esto es, *tres naves con la central más elevada que las laterales*; estas naves se dividían por dos filas de pilares de sección octagonal.

El techo de la nave principal era de dos aguas, y de viguería horizontal los techos de las naves laterales. La puerta mayor se abría hacia el occidente y la de los canónigos, al sur. La fachada se ornamentaba con una portada clásica- renacentista. La nave central estaba cubierta por un alfarje dorado y la viguería de las laterales, pintada de amarillo.

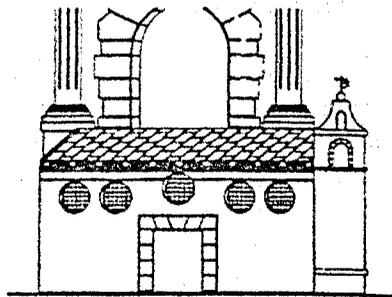


Fig. 2.1.3 La primera Catedral de México según un plano de 1596*

* Archivo de Indias, Sevilla

Sin embargo, este primer templo se consideró modesto e inadecuado ante la creciente opulencia de la Catedral de la Nueva España, de modo que en 1544 se expidió en Valladolid la orden para la creación de otro más grande y suntuoso.

En 1562 se hicieron los planos del edificio y se iniciaron los cimientos; en 1570 se le dio a la traza una orientación norte - sur, y en 1572 empezó la construcción, según el proyecto de Claudio de Arciniega y el modelo de Juan Miguel de Agüero.

En 1573 se comienza a desplazar el edificio, por lo que en este año se pone la segunda "primera piedra", sobre la cimentación que se había iniciado once años antes. A causa de lo fangoso del subsuelo, la cimentación no estuvo lista hasta 1581.

En 1585 se iniciaron las capillas y para 1615 todos los muros alcanzaban la mitad de su altura total y se habían concluido ocho bóvedas. En 1623 se cerraron las bóvedas de la sacristía, siendo estas aún góticas. En 1626 se demolió el templo primitivo.

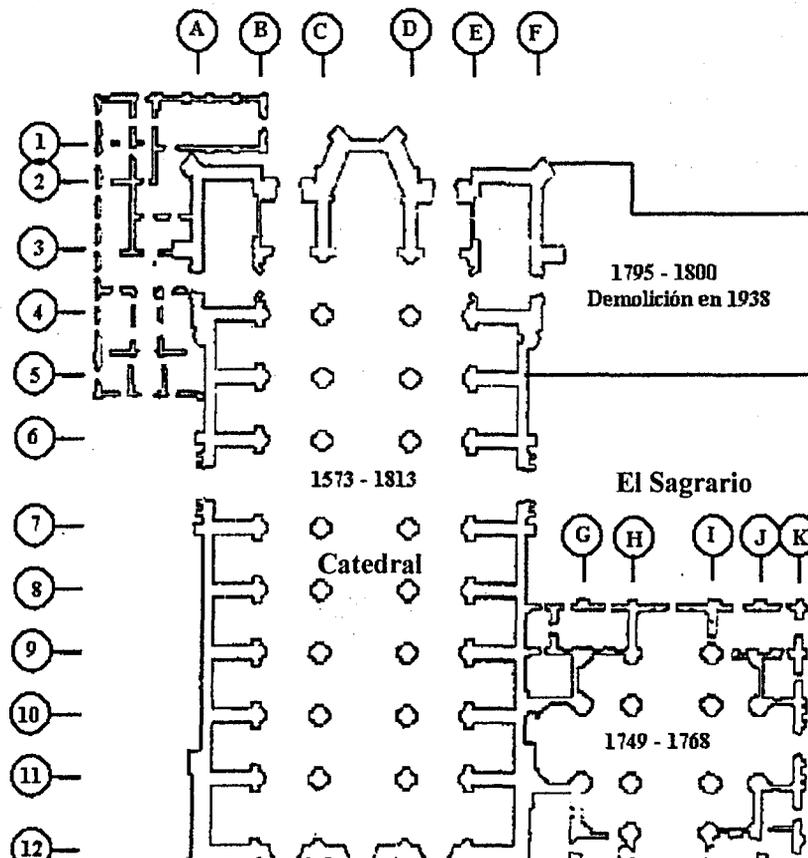


Fig. 2.1.4 Planta de la Catedral y el Sagrario de México

Las obras avanzaban, Aunque con cierta lentitud, ya que por esos años se cerraban las bóvedas de las dos primeras capillas del lado de la Epístola. Las obras se interrumpieron en 1629 a causa de una inundación; pero en 1667 se concluyó el interior bajo la dirección del arquitecto Luis Gómez de Trasmonte y el aparejador mayor Rodrigo Díaz de Aguilera.

Los trabajos continuaron en el exterior. Entre 1672 y 1689 se labran y concluyen las portadas de la fachada y las que dan al oriente y poniente. Sus elementos son aun de tímido barroco de sabor purista. En las laterales del frente aparecen columnas salomónicas que tranquilamente tuercen sus fustes.

Ya en el siglo XVIII, el espacio cubierto se cubrió con magníficos retablos barrocos, pero en la novena década aún faltaban las torres y no se había terminado la fachada principal. En 1787 el cabildo Catedralicio encargó a José Damián Ortiz de Castro la conclusión de la obra.

Este levantó las torres, que tienen un segundo cuerpo calado, un remate en forma de campana y una gran esfera que soporta una cruz; pero no alcanzó a concluir las portadas por que murió prematuramente en 1793. Lo sucedió el Valenciano Manuel Tolsá, autor de la cúpula, del cuerpo central de la fachada y de las balaustradas y flameros en el pretil de las naves. La Catedral quedó así terminada poco antes de 1810.

La fachada occidental, construida en 1688 y reedificada en 1804, tiene una portada de tres cuerpos con las imágenes de los evangelistas. Este modelo se repite en la oriental, aunque con las figuras de cuatro apóstoles. Las dos portadas del norte, de estilo herreriano, son las más antiguas, pues en 1615 ya estaban concluidas.

La Catedral tiene cinco naves; la central, de mayor altura, está techada con bóvedas de cañón con lunetas; las procesionales con bóvedas caídas. Las naves laterales forman siete capillas de cada lado; las más antiguas tienen cubierta de crucería, igual que la sala capitular y la sacristía. El ábside, de forma poligonal, aloja el retablo de los reyes.



Fig. 2.1.5 Alzado y corte de la fachada posterior de la Catedral y el Sagrario

El coro ocupa los entre ejes de la nave principal; lo limita al norte la reja de Macao, hecha de tumbaga - aleación de cobre, bronce y oro -, y al sur el altar del perdón, y sobre sus muros se levantan los órganos, uno traído de España y ensamblado en 1695, el otro construido en México en 1735 por José de Nasarre.

La sacristía tiene una sobria portada de estilo herreriano terminada en 1623 y una techumbre gótica con las nervaduras doradas.

El Altar de los reyes ocupa el ábside de la Catedral. Mide 25 m de altura, 13.75m de ancho y 7.5m de fondo. Fue diseñado y construido por el arquitecto sevillano Jerónimo de Balbás, entre 1718 y 1725, pero no fue dorado hasta 1735 y estrenado en 1737.

El largo periodo que abarca la construcción de esta grandiosa Catedral, las modalidades artísticas que en ella florecen, el ingenio de los arquitectos y artistas que en ella intervienen, produjeron esta monumental obra en la que, a pesar de las diferencias, se logra una unidad integrada por las diversas manifestaciones del arte.

2.1.3 El Sagrario

Desde 1758 hasta 1774, la Maestría Mayor de la Catedral y del Real Palacio, fue ocupada por uno de los arquitectos más notables del Barroco en México, el ilustre Lorenzo Rodríguez. Originario de Cádiz e hijo de un maestro arquitecto, figura trabajando como carpintero en la ciudad de México desde 1731.

Desempeña el cargo de Maestro de Moneda y Ensaye. Fue examinado como maestro arquitecto en México el 30 de Agosto de 1740, y construye un año después la Casa de los Virreyes en Huehuetoca; en 1747 ocupa el cargo de maestro de obras del Real Convento de Jesús María.

Trabajó algunas obras de importancia en el Palacio de los Virreyes durante los años de 1765 a 1772, y junto con el arquitecto Manuel Alvarez, realizó los planos para las Casas Reales en Tacuba, 1759; dirigió tres años más tarde la ampliación de la Casa de Moneda de México, donde en 1773 intervino en la construcción de los Molinos, asistido por Miguel de Costanzó.

Se le atribuye la construcción de la casa de la Marquesa del Villar del Aguila, y la del conde de Xala, así como un proyecto para reedificar el Castillo de Chapultepec. En 1748 dio condiciones para hacer la construcción de la iglesia del Hospital Real de Naturales y de dos casas anexas, que fueron contratadas con los maestros Manuel Alvarez y José Eduardo de Herrera.

Recibió en 1761 la cantidad de quince mil pesos por concepto de la construcción de dos casas que edificó donde se encontraba el Coliseo Viejo y eran propiedad de dicho Hospital Real, ahí construyó ocho años después un Anfiteatro Anatómico, que labró en 1772, pero su obra más notable e importante fue la construcción del Sagrario Metropolitano, dirigida antes de ser Maestro Mayor de la Catedral, desde 1772.

De 1749 a 1768 Lorenzo Rodríguez construyó, en el lado oriente de la Catedral el Sagrario Metropolitano, un edificio con planta en forma de cruz griega que se comunica con el templo mayor a través de la capilla de San Isidro.

El altar principal, de estilo churrigueresco, obra del artista indígena Pedro Patiño Ixtolinque, fue inaugurado en 1829. Para la edificación de la curia se aprovecharon áreas que de 1859 a 1862 fueron diversas dependencias Catedralicias: Hacerduría de Diezmos, Administración de Obras y Biblioteca Turriana. El inmueble, ubicado al noroeste de la Catedral, se comunicaba con esta y con la capilla de las Ánimas; es de estilo neoclásico y consta de dos plantas con salas perimetrales que se abren a dos patios interiores.

Su exterior churrigueresco, contrasta con la serenidad clásica de la Catedral, pero busca, precisamente por contraste, una armonía. Lo mismo sucedió con las viejas catedrales Españolas, en sus múltiples añadidos. El arquitecto Lorenzo Rodríguez falleció en México el 3 de julio de 1774, ocupando los cargos de Maestro de la Catedral, del tribunal de la Inquisición, del Real Consulado y de los Reales Alcázares de la Nueva España.

2.1.3.1 Criterio estructural del Sagrario

Su planta está conformada por una planta de cruz griega doblemente simétrica con cúpula en el crucero; las cuatro esquinas, apoyadas en muros, constituyen la parte más resistente de la estructura; su cúpula descansa en columnas de sillería.

Cuando se levanto, la Catedral estaba prácticamente terminada, por lo que se adosó a su muro oriente y se comunicó con ella.

2.1.3.2 La cimentación del Sagrario

En 1749, el maestro mayor Lorenzo Rodríguez inició su construcción, aprovechando la franja del pedraplen y estacones de la nave que no se llegó a construir. La completo de manera similar, salvo que los estacones, en su mayoría, fueron de 10cm de diámetro y con una longitud de 1.8 a 2.00m. La calidad del pedraplén es inferior al de la Catedral. De acuerdo con grabados de esa época, ahí se encontraba una construcción de dos pisos que fue demolida.

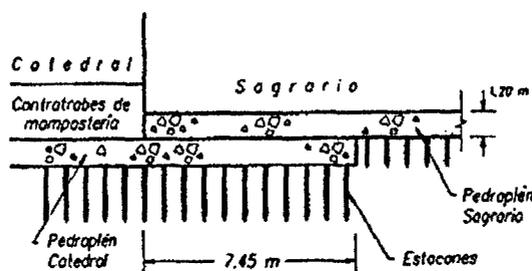


Fig. 2.1.6 Tipo de cimentación en el Sagrario

En la década de 1940 se intentó recimentar el Sagrario mediante pilotes de madera de 25 cm de diámetro; para protegerlos de la alteración y efectos del cambio de posición del nivel freático, los 2 a 3 metros superiores se fabricaron de hormigón en sección rectangular. De la misma manera, se reforzó el piso de feligresía con un forjado de hormigón soportada en una retícula de jácenas de acero.

El tramo superior de esos pilotes se puede observar en las celdas de cimentación construidas en 1975, llama la atención que algunas de las juntas entre madera y hormigón muestran una gran deformación horizontal, quedando la incertidumbre de si este pandeo se produjo durante el hincado, o posteriormente, por asentamientos.

En cuanto a la profundidad que penetraron, no se cuenta con información confiable, pero por el daño de la madera se infiere que sean someros, sobre todo al no haberse realizado una perforación previa.

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

2.1.3.3 Construcciones aztecas

Se desconoce su tamaño y localización, aunque se sabe que se aprovecharon como bancos de material. Los arqueólogos relatan como información fragmentada que les es difícil una interpretación confiable. Otro aspecto de interés geotécnico es que existía artesanismo en el sitio, porque había un manantial ritual, Toxpalatl, que algunos cronistas consideran estaba en lo que después fue el atrio al oriente, y otros en la torre poniente; también se sabe que en las excavaciones para cimentar el Sagrario brotó mucha agua

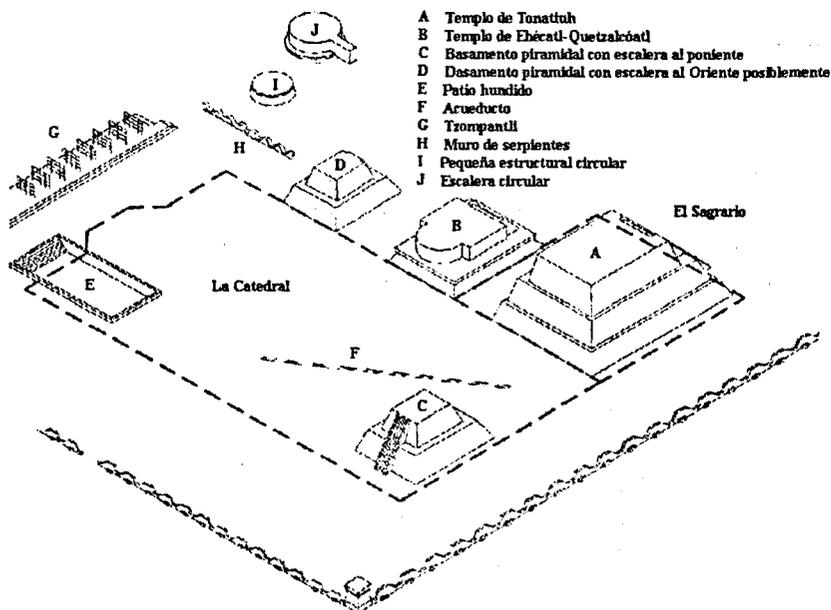


Fig. 2.1.7 Construcciones Aztecas bajo la Catedral y el Sagrario

2.1.4 Intervenciones en la Catedral metropolitana y el Sagrario

A más de diez años de haberse iniciado los trabajos del Proyecto de Rectificación Geométrica de la Catedral Metropolitana, conviene recordar que fue el 11 de abril de 1989, el agua de lluvia penetró por las bóvedas, causando daños a obras y objetos de arte. Este incidente determinó la toma de una decisión de gran envergadura respecto a la conservación de la Catedral. La grieta que así se reveló, no aparecía pocos meses antes, al término de la anterior temporada de lluvias. Se deducía, entonces, que en aproximadamente medio año había ocurrido una seria fractura del edificio, seguramente por alguna causa no detectada en tan corto lapso. Sin haberse registrado sismos importantes en el período, pronto se pudo concluir que en parte del edificio había ocurrido un asentamiento muy significativo.



Fig. 2.1.8 La Catedral actualmente

Como se observó desde el inicio de los estudios, la complejidad de su propia naturaleza indicó la conveniencia de someterlo a la consideración de técnicos y especialistas que pudieran contribuir técnicamente al enriquecimiento del proyecto, prever situaciones no contempladas, brindar observaciones para mejorar o rectificar el camino, o, incluso, señalar puntos críticos que pudieran descubrir alguna equivocación en el planteamiento.

Esta medida, que a partir de entonces se ha adoptado como práctica regular, cuenta con la respuesta ejemplar de un número considerable de distinguidos profesionistas de la ingeniería y la arquitectura, que con el mejor ánimo e interés de coadyuvar a la protección de un monumento entrañable de la nación, colaboran con la Dirección General de Sitios y Monumentos del Patrimonio Cultural, aportando contribuciones, sugerencias y lecciones desinteresadas

En la toma de decisiones se tiene conciencia muy clara de la importancia del edificio, quizá el más rico y valioso monumento de arte e historia, que documenta el proceso de desarrollo histórico y cultural de México, lo que obliga a cumplir con los principios de respeto al testimonio técnico de la estructura y al cuidado a los valores históricos y artísticos de la Catedral, conservándolos y procurando transmitirlos íntegramente a las futuras generaciones.

Esto se entiende como un compromiso de nuestro tiempo hacia el porvenir y se asume como una tarea que no podría haberse soslayado o dejado para más adelante, sin enfrentar las causas del problema.

Para ello, concurren (*como lo señala la Carta de Venecia*) especialistas y técnicos en diversas disciplinas, para enfrentar los daños que la peculiar naturaleza del sitio (*sismos, hundimientos, etc.*) causa a la estabilidad de las estructuras.

El grupo de trabajo que tiene a su cargo las obras de la Catedral Metropolitana, se ha esforzado en dar respuesta a las observaciones o dudas al proyecto y en analizar detenidamente su contenido y efecto en el proceso de los trabajos; se han tomado en consideración muchos aspectos y se ha dedicado tiempo y esfuerzo a la revisión y análisis del propio. En un marco académico, esto se ha reconocido como una verdadera aportación de la comunidad científica.

Los antecedentes de continuas reparaciones realizadas en el monumento, indicaron que se debía atacar primero la causa de los problemas y dejar para más adelante la reparación de los efectos. Desde el siglo XVIII se han sellado grietas y, mediante grapas, amarres, etc., se ha buscado reparar el continuo proceso de fracturas y aberturas que causan los hundimientos diferenciales. Las enormes deformaciones que muestra la Catedral, 2.5 m de hundimiento entre el ábside y la torre poniente, no pueden entenderse sin imaginar el gran volumen de grietas *resanadas* para mantener en pie al edificio. Si no se encontraba otro camino, se proseguiría con esa práctica hasta que el desplome de muros y columnas no soportara más su propia inclinación.

El Ingeniero Manuel González Flores fue el primero que así lo comprendió pero diversas circunstancias le impidieron llevar a cabo un sistema eficaz y eficiente. En ese tiempo, cuando se conocía plenamente el fenómeno, el Ingeniero González imaginó girar el edificio en el sentido opuesto: deteniendo, al menos, las zonas de mayor hundimiento, con la esperanza de que el edificio girara hacia el noreste.

Hoy, que se tiene mayor información sobre el fenómeno del hundimiento diferencial, de sus causas y efectos, es importante enfrentar el problema, ya que se cuenta con mayores conocimientos de la patología de la estructura y se pueden realizar consultas a un muy destacado grupo de profesionistas.

Los estudios preliminares de lo que estaba sucediendo, en dos años llevaron a obtener una valiosa acumulación de información y datos, que han sido ampliamente difundidas. Con base en ellos, los trabajos emprendidos están sólidamente orientados: se están atacando las principales causas de los daños a la estructura, con carácter de terapia intensiva.

La Catedral Metropolitana fue construida a partir del segundo tercio del siglo XVI, sobre ruinas de la ciudad prehispánica; para tener una idea de la naturaleza del suelo sobre el que el monumento fue desplantado, debe imaginarse la configuración del terreno después de treinta años de movimiento de materiales en la zona, a partir de la Conquista.

A su vez se sabe que, en sus primeros años, la construcción de la ciudad de Tenochtitla demandó labores de acondicionamiento en la zona de los islotes y requirió muy importantes aportaciones de tierra para la construcción de terraplenes y edificaciones sucesivas, toda ello sobre arcillas lacustres creadas a partir del cataclismo geológico ocurrido miles de años atrás; que dio, lugar a la gran barrera de basalto que forma la sierra de Chichinahuizti y que cerró el paso, de las aguas hacia las cuencas, al sur de lo que es actualmente el Valle de México.

Esta mención de los principales eventos geológicos e históricos que conformaron el sitio, da idea de las características de los estratos compresibles que subyacen en la zona; probablemente bajo ellos existan antiguas cañadas y barrancos a diversas profundidades, que provocan que los rellenos sean de diferente espesor en varios puntos del subsuelo.

Los trabajos que se realizan en la Catedral Metropolitana permiten conocer que los estratos, resultantes de la ocupación humana sobre la llamada costra natural, alcanzan una profundidad de más de 15 m y tienen estructuras prehispánicas a más de 11 m (*evidencia que demanda la revisión de la fecha de 1325 como fundación primera de la Cd. de México, pues la presencia de construcciones de cierta tecnología habla de un desarrollo muy anterior a los doscientos años que se atribuyen a la ciudad prehispánica*).

Ese proceso histórico enfatiza las irregularidades del suelo. El efecto de estas alteraciones y construcciones tienen manifestaciones en el comportamiento de los estratos inferiores, no solamente porque su carga se suma a la del edificio sino porque han tenido un historial de deformaciones y consolidaciones desiguales, previas a la construcción de la Catedral.

El resultado es que las zonas que han sido cargadas consolidaron los estratos de arcilla, haciéndolos resistentes y menos deformables que los que no soportaron construcciones anteriores a la Catedral.

Aún, si alguno de estos edificios fue después demolido, como sabemos, para reutilizar el material pétreo, el suelo que lo soportaba se quedó comprimido y dio lugar a puntos o zonas duras, menos deformables.

El Ingeniero Enrique Tamez ha expuesto con claridad[†], que este problema difiere de los conceptos tradicionales en los que se pensaba que, a cargas sucesivas, las deformaciones deberían resultar mayores.

Si bien al inicio es así, cuando hay intervalos históricos entre las diferentes construcciones, se tiene oportunidad de que éste consolide y ofrezca mayor resistencia que los lugares que no fueron sometidos a este proceso de cargas. Por lo tanto, en suelos blandos, las zonas que han sido históricamente menos cargadas se convierten en las más deformables y son las que hoy bajo el proceso de deshidratación y nuevas construcciones, se hunden más rápido, invirtiendo el sentido de la deformaciones.

Resulta, así, que la superficie sobre la que la Catedral está construida, presenta diferente respuesta ante cargas iguales, debido a que el subsuelo ofrece resistencias y deformaciones con un considerable rango de variación.

Por esta causa, la Catedral sufrió hundimientos diferenciales durante su construcción y a través de los años. Este proceso continúa hasta la fecha, agravado por la deshidratación de la cuenca. Para la construcción de la Catedral, el terreno fue originalmente preparado con un estacado a la manera prehispánica, de hasta 3.50 m de largo por unas 20 cm de diámetro y separaciones aproximadas de 50 a 60 cm; sobre éste hubo una capa delgada de carbón, cuyo propósito es desconocido[‡]; a continuación y a manera de plantilla, sobre esta capa se realizó una gran plataforma, la que es llamada el pedraplén. La carga de esta Plataforma dio entonces lugar a hundimientos diferenciales y, por esta causa, su espesor se incrementó de manera irregular, para nivelarla.

[†] vol. Conmemorativo al prof. Raúl J. Marsal Sociedad Mexicana de Mecánica de suelos. 1992

[‡] Pudo haber tenido razones rituales o quizá con ello se pretendió disminuir las humedades o las condiciones pantanosas de la zona

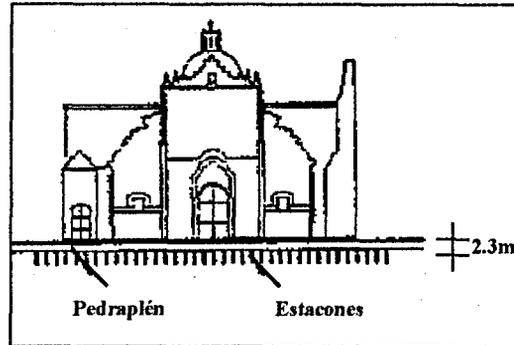


Fig. 2.1.9 Tipo de cimentación en la época de la Colonia

En un tiempo se habló de espesores de 1.80 a 1.90 m, pero se han encontrado partes de menos de 1m y puede apreciarse que, en términos generales, va aumentando de norte o noreste a suroeste, sentido en que la plataforma se ha ido hundiendo.

Este fue el inicio de una larga cadena de dificultades, que los hombres de la Nueva España debieron vencer para dar conclusión al monumento más importante de América, al que las generaciones sucesivas han practicado una larga historia de reparaciones que durante el presente siglo se han multiplicado por el incremento de población y la consecuente necesidad de extraer agua del subsuelo.

Muchas personas se preguntan a qué se debió el que la Catedral de México haya tardado todo el tiempo de la colonia en construirse, cuando otras obras también importantes, como las Catedrales de Puebla o de Morelia, demandaron una década para ser terminadas.

Hoy se sabe que las dificultades técnicas fueron colosales y se revelan en la propia construcción del edificio. Las torres tienen varias correcciones, pues el edificio se inclinaba durante el proceso de construcción y al cabo de años, para continuar torres y columnas, debía buscarse nuevamente la vertical; cuando los muros y columnas alcanzaban la altura de proyecto, los constructores descubrían que se habían hundido y era necesario aumentar su dimensión, obedeciendo a las indicaciones de las plomadas. *Algunas columnas, al sur, miden hasta 90 cm más de largo que las que se encuentran cercanas a la parte norte.*

Fue necesario el aumento de las dimensiones para construir las bóvedas, que debían desplantarse en un plano, horizontal, lo cual indica que las deformaciones a nivel de piso de feligresía son mucho mayores que en las bóvedas y por eso se sostienen; así, la deformación en el piso de feligresía es del orden de hasta 2.40 m en relación con los puntos del ábside, mientras que en las bóvedas, con relación a los planos de horizontalidad, esta inclinación es del orden de 1.50 a 1.60 m

Al iniciarse los estudios actuales, se hizo un análisis exhaustivo de las fracturas y fallas de la estructura de la Catedral, tal como se encontraba en 1989, que comprendió una observación minuciosa del edificio y de los documentos disponibles. El edificio revela muchos más daños que los apreciados a simple vista, pues las torsiones a que ha sido sometido en razón de su hundimiento diferencial, hacen que las grietas proliferen por bóvedas y muros

Lo más trascendental fue el concluir no sólo la gravedad de sus daños sino que éstos irían aumentando a medida que el hundimiento diferencial progresara (2 a 3 cm/año). Los pronósticos de estos movimientos, advertidos por los estudios geotécnicos, indican que la zona del Centro Histórico de la ciudad de México descenderá entre 7.5 y 8m en los próximos cien años, es decir, mantendrá, al menos, la velocidad actual, incrementando las deformaciones de la estructura de la Catedral.

Las diferentes velocidades de hundimiento, observadas y medidas durante cuatro años, indican que todo el sistema tiende a una inclinación general, *acentuada en la torre poniente*, que se ve agravada por un giro considerable de los elementos de contrarresto, que deben absorber los empujes de la cúpula, lo que, de no revertirse, no podrá ser soportado y llevaría a colapsos parciales en no más de 25 ó 30 años y, hacia el año 2065, a la pérdida total del monumento.

El gran número de fisuras y grietas que se observó al inicio, de los trabajos llevó a su inventario, con lo cual se constató que las principales aparecían ya en planos levantados en 1974 por la entonces Secretaría del Patrimonio Nacional. Muchas, por su finura, o no habían sido estimadas o eran recientes, pero otras, por su situación y paralelismo, correspondían a las ya reparadas⁸ es decir, continuaba el padrón de falla.

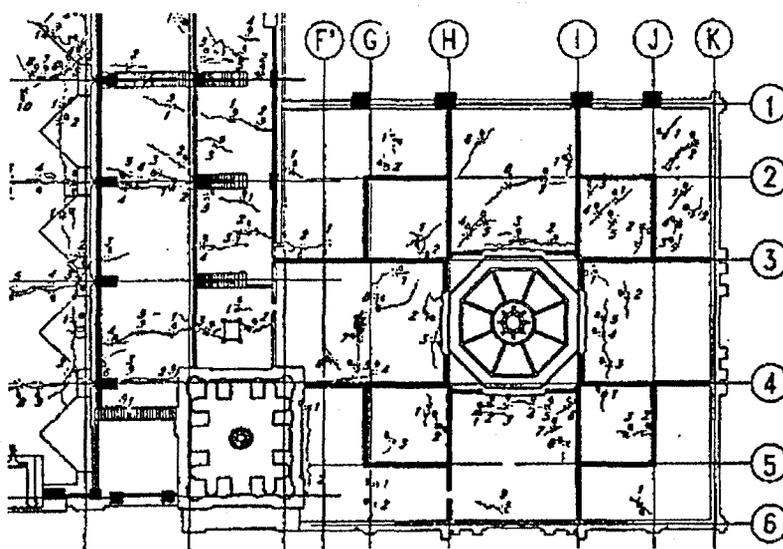


Fig. 2.1.10 Plano de grietas en la Catedral y el Sagrario

Este conocimiento ayuda a saber cómo se desplazaron, décadas atrás, los distintos bloques del conjunto, cuáles son sus fracturas principales y la relación de éstas con la cimentación. Al mismo tiempo, se tiene un control preciso de todas ellas y se sabe con certeza cuáles se abren y cuáles se cierran en pequeños sismos o durante el proceso de giro al que es indujo el edificio.

Muchas grietas habían sido resanadas e inyectadas una y otra vez; resanadas y pintadas, daban una idea ilusoria de que el daño había sido superado, pero el hecho es que la deformación quedaba y los rellenos no permitían recuperar el desplazamiento.

⁸ De hecho, fue difícil establecer la correspondencia de las fallas detectadas en 1989 con las grandes reparaciones de los años treinta y con las registradas en los setenta por la SEPANAL.

Se ha comprobado cómo, al repetir estas reparaciones, la Catedral incrementa la torsión de sus elementos, la inclinación de sus columnas y nuevas grietas se suman a las que, una vez rellenadas, sólo prolongan la agonía de la estructura.

El ciclo era: inclinación - grieta - relleno - pintura - enladrillado; a los pocos años una nueva inclinación, nuevo relleno, etc., y el ciclo se repetía una y otra vez. Además de los rellenos, a los arcos se les colocaban grapas, cerchas y otros ingenios, con poco éxito.

Documentos y fotografías de archivo revelan reparaciones mucho más dramáticas que las actuales. Hoy serían preocupantes, de volver a presentarse, los movimientos y fallas ocurridos durante la década de los años treinta, tanto en la Catedral como en el Sagrario: hace cincuenta años se cambiaron dovelas completas de los arcos torales de la cúpula, las grietas en el tambor de la cúpula de el Sagrario eran del orden de 15 a 30 cm, había separaciones impresionantes de las bóvedas y la Catedral, de alguna manera, fue reparada, restituyendo la colaboración entre las partes del edificio, que se desplazaban a uno y otro lado, siguiendo precisamente el padrón de hundimientos diferenciales que en el presente se ha podido definir, gracias a las nuevas tecnologías.

Aquellas intervenciones, de mérito indudable, no debían ser repetidas, desde el punto de vista estructural. Mucho ayudaron, los empeños por que la Catedral subsistiera y hoy, al analizar los efectos de aquellas intervenciones, efectuadas con una información limitada y equipos muchas veces rudimentarios, se concluye que ciertas consideraciones no cumplieron con todos los objetivos, pero que, en ese momento fueron esfuerzos admirables.

Actualmente, los Ingenieros Enrique Tamez y Enrique Santoyo han mostrado cómo aquellos daños, que continúan actualmente, se deben a un proceso geológico de consolidación de las arcillas, que va girando el edificio hacia afuera, restándole capacidad de contrarresto a los muros de las capillas y demás elementos arquitectónicos que soportan los empujes de las bóvedas y las cúpulas, lo cual provoca el desplomo de las columnas y la apertura de los arcos.

Se analizó de qué manera y cómo incidieron algunos otros factores externos, entre los cuales se debe mencionar: la construcción del metro, su operación actual, las excavaciones del Templo Mayor y el efecto que causa un colector semiprofundo que se introdujo frente a la Catedral y corre por las calles de Moneda y 5 de Mayo, precisamente para sustituir a aquel cuyos restos se observan a un lado del Templo Mayor y cuya construcción permitió tener las primeras informaciones sobre la ciudad prehispánica.

Para correlacionar estas observaciones e ideas se acudió a la información de archivo, entre la que se encontraron diversas nivelaciones que sobre la Catedral había rescatado el Ingeniero Manuel González Flores, las cuales permitieron precisar el grado y mecanismo de alteraciones que la estructura había sufrido desde principios de siglo.

La primera de esas nivelaciones corresponde al año de 1907 y fue realizada por el Ingeniero Roberto Gayol, que, habiendo construido el gran canal del desagüe, a los pocos años fue acusado de haberlo hecho mal pues el agua negra no escurría con la celeridad necesaria y ponía en peligro a la ciudad.

Debido a estas acusaciones, el Ingeniero Gayol desarrolló estudios extraordinarios del sistema y la cuenca, y fue el primero en señalar que la ciudad se estaba hundiendo.

Como actividades seguramente relacionadas con este problema, el Ingeniero Gayol también se ocupó de la Catedral Metropolitana, dejando una nivelación que establece que, hacia 1907, las deformaciones del edificio alcanzaban, entre el ábside y la torre poniente, 1.60 m en el Piso**.

El proceso de deformación tenía ya manifestaciones anteriores a 1907, pero es sin duda en este siglo cuando el efecto se acelera (*la diferencia que entre los mismos puntos había en 1667, al construir las bóvedas, está determinada en aproximadamente 1 m, por la diferente altura de los elementos arquitectónicos*).

Teniendo como punto de referencia la tangente inferior (TICA††) del Calendario Azteca, que se encontraba colocado en la torre poniente de la Catedral, se precisa que, solo en este siglo, el hundimiento regional en la zona es superior a los 7.60 m. Los especialistas manejan el punto TICA como, el de mayor importancia para referir los hundimientos de la ciudad.

La situación de este punto se ha referido periódicamente al banco de Atzacolco, que se encuentra al norte de la ciudad, en una eminencia de rocas estrusivas que no son afectadas por la consolidación de los estratos lacustres.

Lo anterior permite una visión del proceso de deformación que ocurre desde los inicios de la construcción de la Catedral y corresponde a un fenómeno geológico, pero esto, es provocado por la extracción de agua del subsuelo y el proceso de deshidratación incrementa la deformación por consolidación de las arcillas.

Ante la carencia de fuentes alternas, más del setenta por ciento del agua que usa la ciudad se extrae del subsuelo; en la parte superior de la cuenca no hay mantos acuíferos y es en extremo difícil y costoso subirla y transportarlas de cuencas cercanas: el Lerma provee una parte mínima y algo más el Cutzamala‡‡. La recarga es muy baja y el déficit muy grave; el volumen de agua que diariamente se extrae al subsuelo es de 43.2 m³/seg, lo que, multiplicado por 84,600 segundos al día, equivale a una piscina del tamaño del Zócalo de la ciudad de México, de 60 m de profundidad.

El efecto en la Catedral consiste en que, al descender el manto acuífero, los estratos inferiores ven incrementada su carga en más de 1 ton/m² por cada metro de abatimiento. Actualmente, el hundimiento regional es del orden de 7.2m/año y es equivalente a una velocidad de 6.1mm/mes de asentamiento, la cual había sido de 1.8 mm/mes hacia 1972, cuando se creyó que el fenómeno de hundimiento se había superado, al reducir el ritmo de bombeo y a la Catedral se le habían dispuesto pilotes para controlar sus problemas (*los pilotes tuvieron una eficacia inicial, pero pronto fueron inutilizados por la fricción negativa causada por el hundimiento regional; lógicamente, en ese lapso, la velocidad de hundimiento se abatió*).

Este incremento no alcanza aún la terrible velocidad de los años cincuenta, en que llegó a ser de 33mm/mes y motivó la alarma de maestros eminentes, como Nabor Carrillo y Raúl Marsal.

Aun así, la velocidad del hundimiento diferencial es ya de más de 2 cm/año, entre la torre poniente y el ábside, que presentan la diferencia tradicionalmente medida, lo que quiere decir que, en diez años, el desequilibrio actual (2.50 m) aumentaría 20 cm, y 2 m en cien años, lo que sumaría 4.50 m, deformación imposible de ser soportar por la estructura de la Catedral, sobre todo por la deferencia que generaría entre los apoyos y contrarresto de los ejes transversales que sostienen la cúpula. De hecho, se

** Quiere decir que de entonces a la fecha la deformación o hundimiento diferencial correspondiente a esos dos puntos se ha incrementado aproximadamente 1.00m.

†† Tangente inferior del calendario azteca

‡‡ El Lerma y el Cutzamala son ríos próximos a la ciudad de México

advierte que para el año 2010 se tendrían ya inclinaciones de columnas y muy importantes amenazas de colapso, aumentando su riesgo bajo efectos sísmicos.

En 1940, los arquitectos Manuel Ortiz Monasterio y Manuel Cortina vaciaron de relleno la cimentación de la Catedral, con el objeto de construir los nichos para depósito de restos humanos y, si bien descargaron de manera importante el terreno, la cimentación se debilitó, al romper contratraves de mampostería en ambos sentidos (*las trabes y refuerzos de hormigón que se aplicaron son débiles y en poco ayudan a rigidizar la estructura*).

Más adelante, el Ingeniero Manuel González Flores colocó pilotes de control, que lamentablemente no funcionaron de acuerdo a las hipótesis de proyecto, como ya se demostró en los estudios de Tamez y Santoyo⁸⁸. A partir de los estudios de 1989, se entendió que se tendría que atacar el problema por otro camino.

A causa de los sismos de 1985 se abrió una grieta por toda la nave procesional poniente, desde la puerta sur de la fachada principal hasta la puerta norte, detrás de los retablos del testero.

Las reparaciones se hicieron, atribuyendo esta grieta únicamente a los efectos de los sismos; de igual manera, otras grietas no fueron percibidas, sino hasta que se determinaron las curvas de velocidad de hundimiento. Cuando las computadoras transformaron las curvas de nivelación en redes, se definió un vasto campo de estudio para la Catedral y otros monumentos.

A partir de la gráfica del hundimiento regional, Tamez y Santoyo definieron también las diversas velocidades del hundimiento diferencial en la Catedral. De igual manera, se concluyó que era errónea la lectura que daban los bancos de nivel de la Alameda y Palacio Nacional, por lo que se construyeron cuatro bancos de 60, 80 y 100 m de profundidad, que permitieron precisar los hundimientos regionales.

En este concepto, los estudios y propuestas definieron que no podía posponerse una intervención que revirtiera el proceso. Para ello se consideraron varias alternativas: colocar 1,500 pilotes más, que pudieran soportar las 127,000 toneladas de peso de la Catedral; colocar pilas (apoyadas en los depósitos profundos, a 60 m) y recargar el acuífero, idea que ha sido recurrente.

Bajo varios conceptos, se estudiaron pozos de absorción a los que se les pudiera inyectar agua para contrarrestar el descenso del manto freático, así como, la creación de una pantalla en torno a la Catedral, que redujera la deshidratación del sitio. Técnicamente, ambas propuestas contribuyen a los propósitos generales, pero en los dos casos se tienen inconvenientes considerables. En esencia, son sistemas no fáciles de garantizar y de operación permanente.

La propuesta de la pantalla impermeable en torno a la Catedral fue publicada en 1992, como parte de los estudios; sería una de las pantallas más profundas construidas y, desde luego, ninguna así se ha hecho en México, debería estar por debajo de la cota de la segunda capa dura, es decir, a más 70 m de profundidad y produciría un gradiente en los diferentes niveles freáticos, al interior y al exterior. *Se considera que este trabajo podrá ayudar al propósito general pero no por sí solo, sino únicamente como complemento a las obras que se llevan a cabo.*

⁸⁸ La Catedral Metropolitana y el Sagrario de la Ciudad de México, Corrección del comportamiento de sus cimentaciones. SEDESOL 1992, p.24

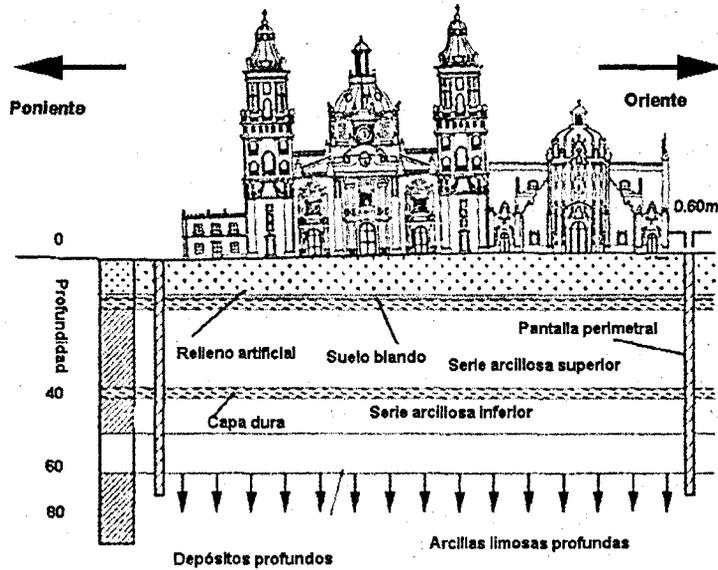


Fig. 2.1.11 Subsuelo y pantalla perimetral De la Catedral y el Sagrario

La colocación de pilotes (1,500) que realmente pudieran manejar el sistema con la eficacia que se dio en otras obras de similares circunstancias, es poco menos que irrealizable: las colosales dificultades para hincar los 380 pilotes que colocó el Ingeniero Manuel González Flores, la falta de una estructura portante en la Catedral, la falta de espacio y el costo que aquella obra tuvo en 1972, muy superior a la viabilidad económica de la excavación.

Esquemáticamente, el proyecto adoptado para la rectificación geométrica de la estructura consiste en contrarrestar el hundimiento diferencial, excavando debajo de aquellos puntos que descienden menos, o sea, las partes que van de atrás. En el caso de la Catedral, este método ofrecía expectativas alentadoras pero de complejidad. Si se observan las redes de velocidades de deformación, que dejan ver una irregularidad de formas, se comprende que transformar esa superficie en algo parecido a un plano más o menos regular es un desafío, pero es posible, gracias a la ayuda que brinda hoy la informática.

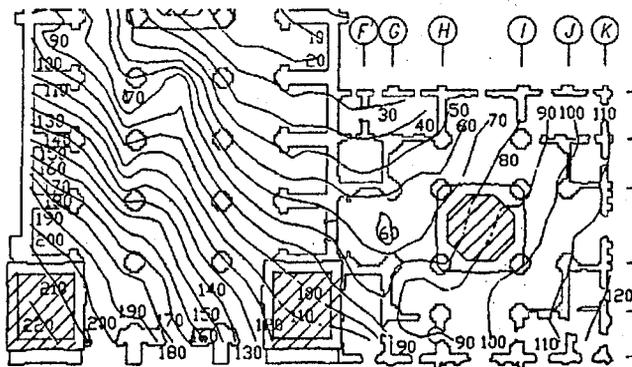


Fig. 2.1.12 Curvas de velocidades de deformación del Sagrario y la Catedral

La dirección de los trabajos ha recibido asesoría de la Facultad de Arquitectura y del Instituto de Ingeniería de la UNAM, respecto a las condiciones de esfuerzo característicos de la estructura, su comportamiento y posibles respuestas a los movimientos inducidos.

La Facultad de Arquitectura de la UNAM, considera que el punto más importante a atender es la integridad y capacidad de todo el sistema de contrarresto, que mantiene en equilibrio al sistema de bóvedas, columnas y arcos, y acentúa su preocupación respecto a la necesidad de que éste contrarresto gire hacia el centro, confinando los esfuerzos y el empuje de las cubiertas

El Instituto de Ingeniería ha llamado la atención sobre el grave deterioro que presentan las columnas por la pérdida de su verticalidad y considera de la mayor importancia el logro de un giro de cuerpo rígido, en el que se reduzca el incremento de esfuerzos en las bóvedas y se mejore la capacidad del monumento para responder a la solicitud de fuerzas horizontales y a las mismas condiciones de esfuerzo de comprensión que producen las cargas verticales

Aproximadamente dos años tomó la construcción del sistema, que consiste en 30 pozos de 2.6 m de diámetro, algunos debajo y otros en torno de la Catedral y el Sagrario, por debajo de todos los rellenos y restos de construcciones, para alcanzar las arcillas de la costra natural, en profundidades que oscilan entre los 18 y 22 m.

Dichos pozos se revistieron de hormigón y en su fondo se dispusieron boquillas de tubo, de 15 cm de diámetro, en número de 50 a 60 a cada seis grados de la circunferencia.

En el fondo, la excavación es efectuada por una máquina rotatoria dotada de un compresor hidromecánico y provista de un embolo. La máquina hace penetrar un tramo de tubo de 1.20 m por 10 cm de diámetro por las boquillas, se retrae el embolo y se acopla otro tramo de tubo, que es empujado nuevamente en operaciones sucesivas que hacen penetrar estos tubos hasta una profundidad de 6 ó 7 m; a continuación se hacen regresar de manera inversa; los cuales regresan llenos de arcilla y el resultado final es un orificio o pequeño túnel de 6 a 7 m de largo por 10 cm de diámetro.

A esta profundidad, la presión sobre esta cavidad es tal que se rompe la cohesión de la arcilla y el túnel se colapsa en poco tiempo, lo que produce una transportación de material de arriba a abajo.

Operaciones sucesivas que, en las boquillas del pozo, permiten hacer una excavación radial alrededor de aquél, misma que, al irse aplastando, ocasiona hundimiento en la superficie. En su operación, el sistema simple requiere definir las zonas y boquillas, largos de túneles y secuencia de excavación, para hacer que vayan abatiéndose los desequilibrios de la superficie y el sistema estructural

Sólo es concebible hoy por el auxilio del monitoréo, que permite afinar los procedimientos y determinar los volúmenes y forma de la excavación deseada.

Paralelamente y para inducir estos movimientos a la estructura, se consideró mejorar las condiciones de estabilidad y resistencia de la construcción, apuntalando las naves procesionales, los arcos que soportan la nave principal y la cúpula, además de zunchar, mediante armaduras y refuerzos horizontales, siete columnas que presentan grietas verticales muy peligrosas.

Los apuntalamientos rematan en pequeñas viguetas que se apoyan en tubo, provistos de gatos que permiten subir, bajar o girar las viguetas con objeto de que, al moverse el arco, cambie de forma y se ajuste al apuntalamiento, sin que se concentren las cargas. Cabe señalar que algunas grietas y fracturas,

de la gran cantidad que tienen los muros y las bóvedas deberán dejarse por el momento sin arreglar pues su relleno impediría la tendencia que tienen a cerrarse durante el proceso de giro.

Mediante la excavación se persigue, en primer lugar, la verticalidad parcial de las columnas y los muros; las torres y la fachada, cuyos desplomes son ya importantes, deberán también girar en ese sentido. La bóveda central deberá cerrarse al rectificar el desplome en sentido opuesto de los apoyos de contrarresto

Para este propósito, las metas generales que se han considerado, son: en primer lugar, anular el proceso de deformación, es decir, igualar significativamente las velocidades de hundimiento en el conjunto, lo que implica producir hundimientos menores a 1mm, 1.5 mm/mes en los puntos más duros, equivalentes a 2, 2.5 cm/año, lo que se ha logrado ya con cierta facilidad, en segundo lugar se persigue, en razón de la experiencia de los primeros meses de excavación, restituir la geometría, en orden de un porcentaje de las deformaciones que hoy tiene la Catedral; esto es, aproximadamente la deformación que, según las nivelaciones, tenía hace pocos años.

Hay que recordar, que en la nivelación de 1907 presentaba un poco más de 1.60 m entre el ábside y la torre, siendo menor en bóvedas, pues se construyeron en un plano horizontal cuando las cimentaciones ya se habían deformado en más de un metro. Para ello se han impuesto límites y se han estudiado exhaustivamente las condiciones de la Catedral.

Actualmente no es posible seguir inyectando grietas, pues las condiciones de inclinación progresiva de muros y columnas van disminuyendo la capacidad de la estructura a la respuesta sísmica e incrementando los esfuerzos de compresión del material, situación que es ya delicada en varios puntos del edificio, pues todos los arreglos de relleno de grietas que se hicieron en el pasado, no contribuyeron a disminuir en lo más mínimo estos esfuerzos.

Una falla por compresión sería el mayor desastre para la Catedral. Por lo tanto, la idea predominante de esta intervención es cambiar los estados de esfuerzo del material.

En algunos puntos, la Catedral ha alcanzado hasta 3% de inclinación. Por primera vez se han medido los esfuerzos de compresión en sus columnas - *por medio de la técnica de gatos planos*- y éstas revelan peligrosos desequilibrios: la columna sur - poniente del crucero (D, 7), hacia el sur - oeste tiene 78 Kg/cm² y sólo 24 al noreste, la columna sur - oriente (D,8) alcanza 56 Kg/cm² por un lado y 0.00 kg/cm² hacia el noreste, es decir, está cargando de un solo lado.

Cierto que, aun así están dentro de las fatigas admisibles para la piedra, pero ésta tiene muchas irregularidades en su naturaleza y en su construcción: en su parte superior, las columnas fueron construidas con material de bastante menos resistencia que el de la parte inferior y en el fuste revelan una gran profusión de grietas cuya percepción a nadie puede dejar tranquilo.

Asimismo, las columnas que dividen la nave procesional del Evangelio con la nave principal, presentan una serie de fisuras verticales; algunos asesores se alarmaron al observarlas.

En su estudio sobre los objetivos del proyecto, el Dr. Fernando López Carmona afirma que esas fisuras se deben no a compresión sino a un desplazamiento que ha provocado que la falla de apoyo al contrarresto se prolongue al cuerpo de la columnas, lo cual, sin embargo, no deja de ser inquietante.

Además, el Instituto de Ingeniería de la UNAM ha contribuido^{***} a estudiar la estructura de la Catedral, desde el punto de vista de su comportamiento y respuesta sísmica, sus esfuerzos bajo el método de los Elementos Finitos, pruebas de esfuerzo en su mampostería y en sus materiales, constitución de sus columnas; también han definido metas y procedimientos del movimiento conveniente a la estructura, revisando toda la información del proceso de monitoreo: niveles, giros, esfuerzos. etc., que se desprende de las constantes mediciones.

El proceso de excavación empezó en agosto de 1993. Las acciones emprendidas durante el primer trimestre de trabajo, permitieron observar una rápida respuesta del suelo y la estructura; en primera instancia, se perseguía anular la deformación, de casi 2 mm/mes, y provocar una tendencia al cierre de la nave central. Los resultados fueron alentadores, al comprobar la correspondencia de movimiento de la estructura a la excavación.

Los trabajos de excavación comenzaron por la parte central, al sur ábside, y se han ido generalizando hacia el norte y hasta el crucero; en abril se activaron lumbreras al sur y, de acuerdo a las mediciones, los resultados son alentadores: las torres oriente y poniente revelan 12 cm y 8cm, respectivamente, de desplazamiento en sus remates; las columnas del crucero han cerrado su arco en más de 3 cm y la tendencia general del edificio muestra coherencia entre las excavaciones y sus movimientos. Algunas grietas en la parte sur se abren aún, pues a pesar del movimiento general, la inercia de las torres hace más lento su movimiento.

Se tienen problemas en puntos como la unión con el Sagrario y la importante cohesión de las arcillas en la zona del ábside, que no cierra los túneles con la misma velocidad que en otros puntos, dificultando la velocidad de extracción del material.

Se está, sin embargo, en los inicios del proceso, cuya duración se calcula, al menos, entre 1,000 1,200 días de trabajo; en una primera etapa, 3 ó 4 m³ de excavación al día.

Para entonces, la zona noreste de la Catedral deberá haber bajado cerca de un metro en relación a la torre poniente y, en relación a ésta, la torre oriente deberá descender alrededor de 60cm.

Revisando el proceso y en virtud de la correspondencia de efectos de la excavación con las hipótesis del proyecto, el grupo de trabajo acordó que era factible generalizar el movimiento y provocar un giro de cuerpo rígido, lo cual reduciría importantes esfuerzos a la estructura y permitiría alcanzar, en menos tiempo, una verticalidad de los apoyos sin encontrar oposición crítica de la cubierta.

Se estima que, alcanzando porcentajes de un orden cercano al 1% de giro, se podrá evaluar, con detenimiento, el comportamiento del edificio y fijar metas sucesivas de programas subsecuentes.

Se debe hacer notar que, a los movimientos absolutos logrados, se suma la magnitud de la deformación anual del terreno que se contrarresta, es decir, para detener el daño progresivo del hundimiento diferencial sin que se agrave la deformación, mensualmente es necesario alcanzar entre 2 y 2.5 mm de hundimientos inducidos en las zonas emergentes, lo que se aumente sobre estas cifras, obrará en favor de la recuperación de las deformaciones existentes.

^{***} Con el concurso específico del Dr. Roberto Meli

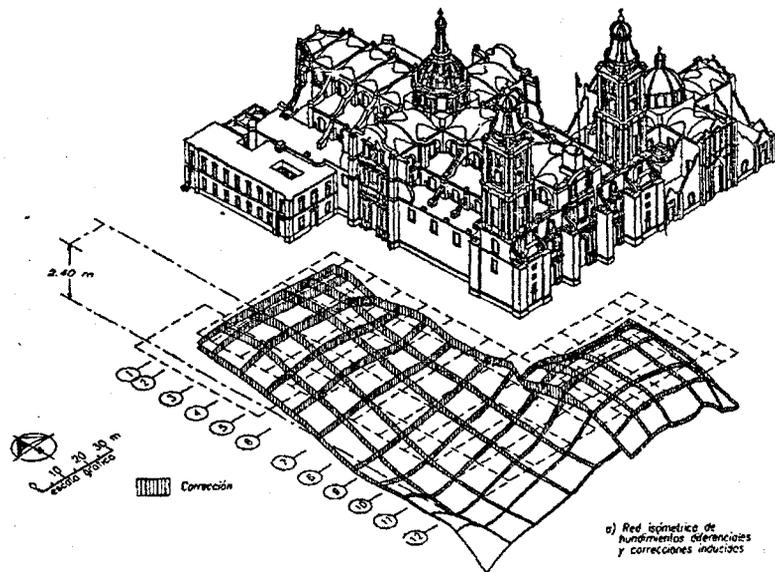


Fig. 2.1.13 Geometría en 3 dimensiones de las deformaciones (generadas por ordenador)

Para lograr giros en la estructura que sean significativos a la estabilidad del monumento, en una primera etapa se deberán excavar entre 3,000 y 4,000 m³ bajo la Catedral y provocar, con ello, dos movimientos: uno hacia el oriente y otro hacia el norte, resultando una dirección SW NE, inverso al general de la deformación.

El Sagrario Metropolitano debe manejarse de manera coherente y, además, deberán lograrse algunos movimientos locales, que permitan rectificaciones de puntos específicos, diferentes a la tendencia general. Así, mensualmente, la inclinación en muros y columnas se mide en 351 puntos y 702 lecturas en tres puntos de su fuste; el equipo empleado es una plomada electrónica que registra hasta 8" de arco.

La verticalidad de las torres se lee con distanciómetros de precisión, en 20 puntos trimestralmente. Se tiene también en operación, inclinómetros donados por el Instituto du Globe y La Escuela Politécnica de París, que proporcionan lecturas continuas.

Al nivel de piso se realiza una nivelación de precisión cada catorce días y otra al nivel de bóvedas; en el primer caso de 210 puntos y en el segundo de 640.

Se verifica mensualmente la abertura de las grietas en bóvedas, con 984 lecturas realizadas con vernier. Las grietas de muros y fachadas se miden trimestralmente, en aproximadamente 1,500 puntos.

Con extensómetro de precisión, se realizan medidas de los arcos y la separación alta, media y baja de las columnas, en 333 lecturas cada mes. El correcto contacto del apuntalamiento y los arcos se realiza cada catorce días, ajustando los 320 gatos mediante torquímetro. La presión en cada punto no debe rebasar ni disminuir la fuerza establecida, para que el apuntalamiento vaya tomando la forma de la deformación inducida al arco.

Varias de estas tareas se efectúan extraordinariamente después de cualquier sismo superior a los 5.5 grados Richter. El instituto de Ingeniería de la UNAM analizó la estructura sometida a cargas estáticas y dinámicas por el Método de los Elementos Finitos, la modificación por los movimientos inducidos y, finalmente, se realizaron estudios de endoscopia de las columnas.

Se han protegido las partes centrales, nave y crucero, con mallas y redes contra desprendimientos y una estructura tridimensional, que permite colocar rápidamente un andamio y acceder a cualquier punto de la bóveda, para su reparación en caso de emergencia.

La Catedral no podrá quedar totalmente derecha, a pesar de que nunca lo estuvo, pero sus desplomes serán llevados a condiciones más favorables, Para resistir eventos sísmicos; el desequilibrio se podrá retraer a una tercera parte de su deformación histórica. Se piensa que el sistema podrá ser reactivado periódicamente, si la observación así lo aconseja, y se tendrá, desde hoy y hacia el futuro, que trabajar intensamente en la restauración de elementos decorativos, puertas, cancelas, esculturas y, al interior, en retablos, pinturas del edificio. en lo que constituye el acervo histórico - artístico más rico de esta ciudad

Esto, simplemente esbozado, no sería concebible sin un método adecuado de control de todas las partes del edificio durante el proceso. Piénsese en las medidas precautorias en el monitoreo de monumentos como Santa Marta dei Fiori, en Florencia, San Marcos, en Venecia o la misma Torre de Pisa. Aquí, siendo el suelo más suave y la estructura más flexible, el control del movimiento se convierte en el aspecto medular de los trabajos.

Este monitoreo consiste en mediciones de precisión, niveles, etc., que se realizan y verifican continuamente, con ayuda de los ordenadores.

Finalmente, hay que subrayar que estos trabajos corresponden a una tarea atípica y excepcional, de la que emanan notables y singulares aportaciones técnicas y científicas, gracias al excelente grupo de asesores.

3
**Antecedentes en la modelización de estructuras
arquitectónicas en España**

3.1 Análisis en la obra de Antonio Gaudí "Cripta de la Colonia Güell"*

3.1.1 Introducción

La Cripta de la Colonia Güell, es sólo la parte existente de una construcción inacabada, imaginada por Antonio Gaudí. Bajo su dirección, empezó a ser construida durante el período de 1908 a 1915. Una vez terminada habría sido la iglesia del Pueblo de la Fábrica Güell, en Santa Coloma de Cervelló, cerca de Barcelona.

Un rasgo notable de este edificio es el uso de una maqueta funicular tridimensional, para diseñar la geometría de su sistema estructural único. Las cuerdas de la maqueta se materializaron en una jerarquía de diafragmas, arcos y pilares oblicuos, hechos de ladrillo y piedra. De acuerdo con este diseño, la estabilidad teórica del edificio debe ser principalmente dependiente del logro de un equilibrio de fuerzas de tipo funicular entre todos los elementos del sistema estructural.

Se realizó un análisis numérico, basado en una Formulación de la Matriz Generalizada, para estudiar en detalle el mecanismo resistente actual de la parte de la estructura construida, sometida a las cargas de gravedad.

El objetivo del análisis, era medir la alteración del equilibrio funicular y relacionarlo con el daño que actualmente se observa. También, se incorporaron los fenómenos a largo plazo, como la retracción del mortero, que en el estudio resultando muy significativos.

A través de la comparación entre las predicciones numéricas y el daño observado in-situ, se obtuvo una nueva comprensión del estado real de la estructura y del mecanismo resistente actual.

Particularmente se demostró que la estabilidad es el resultado de la capacidad de la imaginación constructiva de Gaudí, que adaptó los diferentes estados de equilibrio a lo largo del hipotético completo proceso de construcción.

* Pere Roca, E.T.S. Enginyers de Caminos, Canals i Ports

3.1.2 El edificio y el modelo funicular

La Cripta de la Colonia Guell es la única parte construida de lo que habría sido la iglesia de la parroquia del Pueblo, fundada por Eusebi Guell en 1890. Gaudí fue comisionado para diseñarla en 1894, al mismo tiempo estaba trabajando en el Templo Expiatorio del Sagrada Familia. La primera piedra de la Iglesia se puso en 1908. Gaudí dedicó catorce años al estudio y la construcción de la estructura. Los trabajos cesaron en 1914, dejando acabados sólo el pórtico y la cripta.[†]

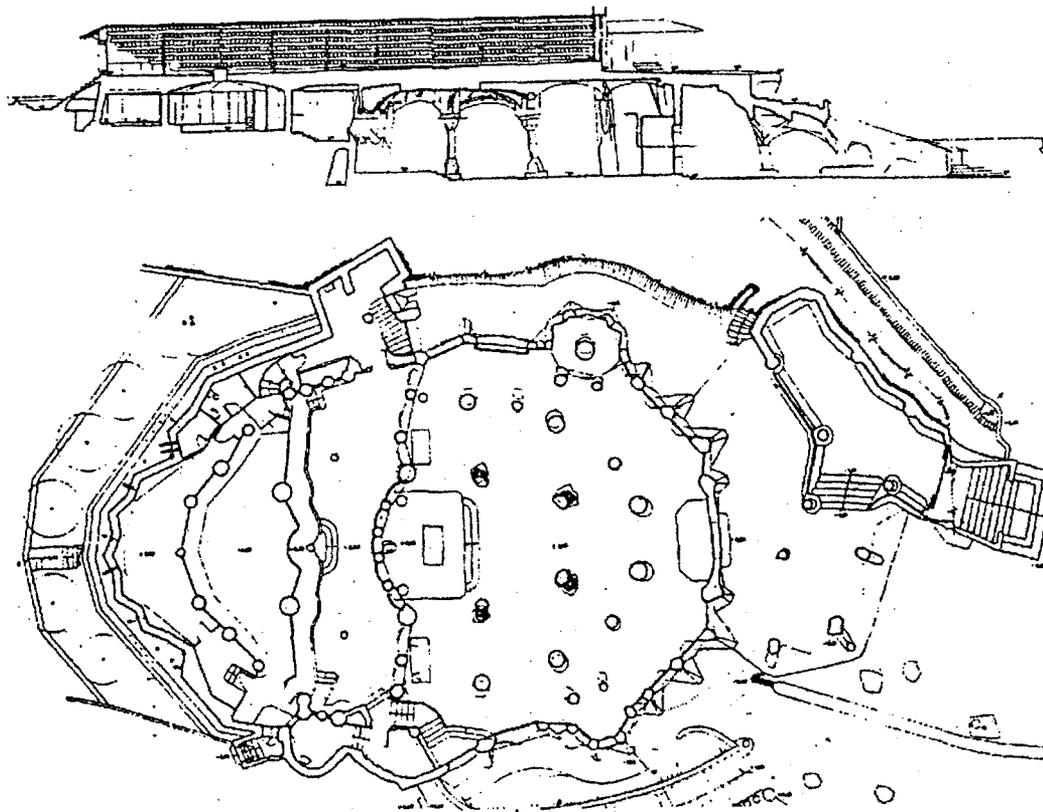


Fig. 3.1.1 Planta arquitectónica y elevación del edificio

La forma general de la planta es oval, con un contorno en forma de estrella *figura 3.1.1* y mide 26 por 63 m. Los materiales usados son principalmente tejido de ladrillo y piedra. El forjado del tejado esta soportado por un sistema de esqueleto que consiste en una jerarquía de costillas, arcos y columnas. Algunas de las columnas son oblicuas.

[†] La Colonia Güell se encuentra en Santa Coloma de Cervello, a sólo unos kilómetros de Barcelona

Las paredes externas de la propia cripta, revelan elevaciones con inclinaciones diferentes, de manera que la base de éstas, configura el perímetro en forma de estrella; en la parte superior de las paredes se encuentran ventanas romboidales. En la fachada sur está el pórtico, cuyo tejado consiste en paraboloides hiperbólicos hechos de fábrica de ladrillo. Esto se pensó como el acceso a la iglesia, situada en la planta superior.

El núcleo central está delimitado por cuatro columnas del basalto y los arcos que lo separan del coro, todos ellos en ángulo hacia el centro del núcleo, y dos pasillos periféricos que forman un doble ambulatorio, compuesto de diez columnas colocadas en un semi-círculo doble alrededor del núcleo *figuras 3.1.2 y 3.*

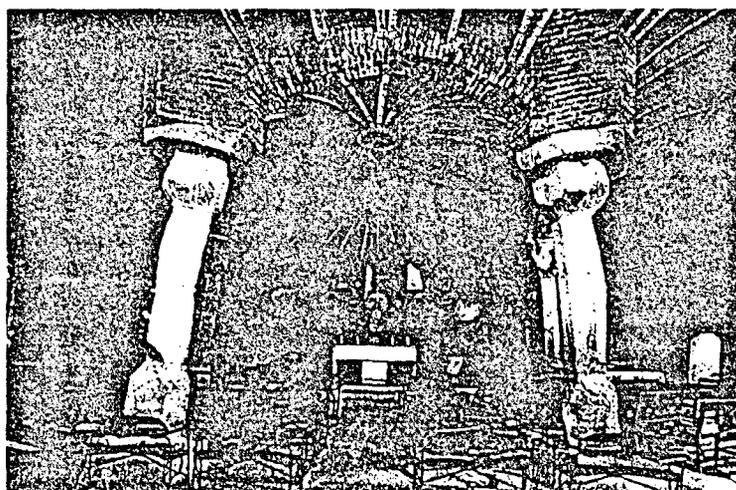


Fig. 3.1.2 Vista del núcleo central de la cripta

Las columnas y pilares soportan los arcos principales de ladrillo, en los que nacen las costillas. Éstas también son de ladrillo, y se han tratado de dos maneras diferentes; aquéllas que convergen en los dos anillos circulares – *unidos por un arco de ladrillo prácticamente llano* – que consisten en un arco de hileras de ladrillo de 15 cm de espesor, que soporta una pared del mismo espesor.

Las costillas restantes son paredes de 12 cm de espesor, pero levantadas sobre muros de carga sobre arcos de obra de fábrica de un grosor de tres hiladas. La retícula formada por las costillas, está enrasada en el mismo nivel y soporta la solera o forjado de fábrica *figura 3.1.5*; consiste en una primera triple capa de paramento de ladrillo, con un suelo suspendido encima, formada por particiones del ladrillo, que soportan la doble capa final; probablemente, el pavimento de la iglesia fue puesto encima.

Las limitaciones de los métodos gráficos o numéricos que disponía Gaudí, le llevó a descubrir su estructura estereo-funicular, usando una maqueta a escala física. Así, Gaudí desarrolló una maqueta

funicular tridimensional en la que se usaron cuerdas para representar los arcos de fábrica y las columnas oblicuas de piedra o ladrillo

De hecho, la disposición de columnas, arcos y costillas son la materialización del modelo funicular que Gaudí construyó y estudió durante los diez años previos a su construcción.

Hay pocas dudas de que la cripta fue la primera gran estructura basada en un modelo funicular tridimensional similar, donde las líneas funiculares se entretrejen en las tres dimensiones espaciales. [‡]

Durante la Guerra Civil española, el modelo colgante original se destruyó y sólo sobrevivieron unas fotografías. Sin embargo, gracias a la iniciativa y a la gran tarea de un grupo de holandeses y de los admiradores alemanes de Gaudí, ahora se tiene una versión reconstruida (Tomlow, 1989). Además, la correlación demostrada comparando fotografías de la maqueta actual y de Gaudí, permite una razonable especulación sobre las nuevas imágenes de la parte no construida.

Gaudí impuso la inclinación de las columnas en la cripta por razones de diseño, y se logró gracias al empuje generado por los arcos o costillas que soportan el suelo de la iglesia. Sorprendentemente, la inclinación real de esas columnas en la estructura construida es más alta que la que se observa en el modelo funicular.

Así, la comparación entre la maqueta reconstruida y el edificio real, levanta algunas dudas. Si la estructura está actualmente en equilibrio, con líneas aparentemente distantes del modelo funicular, ¿estará en equilibrio una vez concluida?

Aquí se tiene precisamente la gran paradoja de la cripta. Es un edificio que fue concebido para ser estable cuando se hubiera terminado; no obstante, es estable ahora, en su estado inacabado.

3.1.3 El estado actual del edificio

Uno todavía puede pensar que la estructura se comporta según el modelo funicular, aunque sólo parcialmente. Esto puede deducirse de un indicador que generalmente se ha pasado por alto, pero que ha sido de considerable importancia para verificar la posible hipótesis sobre el comportamiento del edificio: el modelo intrínseco de fisuras en la superficie del techo de ladrillo, que cubre la nave central, y aquéllas que afectan algunas de las costillas y algunos de los arcos.

El análisis detallado, a través de la observación directa y un estudio fotográfico exhaustivo de más de 1000 imágenes, ha permitido determinar las fisuras reproducidas en la *figura 3.1.5*, que es sólo una vista global entre todas aquéllas que se descubrieron.

El edificio no se ha derrumbado, pero tampoco podemos afirmar que está ileso.

[‡] Más detalles sobre aspectos históricos o constructivos pueden encontrarse en Casals et al. (1990) y Gonzalez et al. (1993).

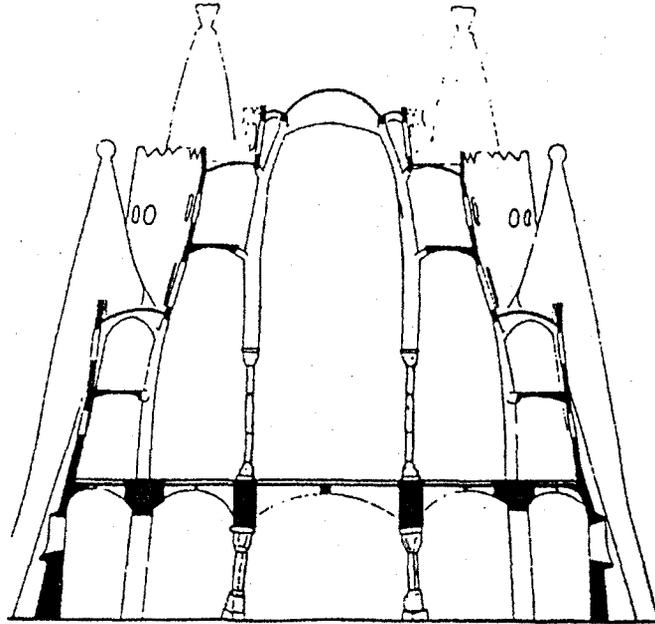


Fig. 3.1.3 Sección hipotética del edificio completo

Estas fisuras no sólo podrían verse en el forjado continuo de fábrica de ladrillo, encima de la cripta, sino también en los arcos secundarios o costillas.

3.1.4 Método de análisis

El análisis estructural de sistemas compuestos de elementos curvos, como los arcos, diafragmas o nervios, que pueden encontrarse en muchas estructuras antiguas, normalmente se hace mediante el método de los elementos finitos, bajo el tipo isoparamétrico con desplazamientos desconocidos.

Puede verse que, debido a las deficiencias del método en la descripción del equilibrio interior de los elementos, se obtienen sólo resultados exactos de fuerzas interiores cuando una cantidad considerable de elementos individuales se usa en la discretización geométrica.

Sin embargo, para sistemas estructurales compuestos de elementos unidimensionales curvos, es posible establecer generalizaciones analíticas de métodos matriciales convencionales basados

directamente en equilibrio exacto. Aunque en el uso práctico de éstos, las formulaciones matriciales estaban limitadas en el pasado por el gran volumen de operaciones matemáticas, los recientes desarrollos en computadoras digitales hacen este punto hoy día menos crítico, mientras que los aspectos de exactitud y versatilidad ganan interés.

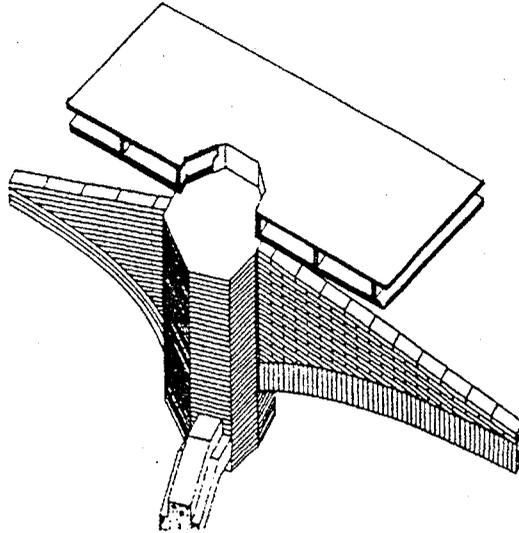


Fig. 3.1.4 Sección del forjado superior.

El modelo analítico usado en los estudios presentados, está directamente basado en una Formulación Matricial Generalizada, desarrollada específicamente para tratar edificios antiguos de sistemas estructurales múltiples, con elementos curvos y de sección variable. La formulación, basada inicialmente en el trabajo de Barón (1961) para el análisis lineal estático, se ha extendido a los análisis de geometría no lineal y vibración modal. Los aspectos relevantes del método resultante son los siguientes:

- a) La generación automática de geometrías complejas a lo largo de la longitud del elemento. Hay que dar tres secciones, de formas arbitrarias, a tres puntos respectivos de la curva axial de cada elemento.
- b) Cada sección diferente se define como una composición de trapezoides elementales, donde cada uno de ellos puede asociarse a un tipo diferente de material.
- c) Se incluyen dispositivos específicos para modelar carga de apoyo o paredes sometidas a cortante, como sistemas equivalentes a elementos lineales según el método propuesto por Kwan (1991).
- d) Análisis geométrico no lineal basado en una formulación de Lagrange actualizada, permitiendo así el tratamiento de casos que involucran fenómenos de inestabilidad de arcos u otros elementos curvos.
- e) Análisis dinámico modal basado en la formulación de una matriz de masa elemental que objetivamente tiene en cuenta la distribución de masa y rigidez a lo largo del elemento.

Se están llevando a cabo ecuaciones constitutivas para fábrica de ladrillo o piedra, al nivel del macro-modelado para que pronto sea posible una integración de los métodos de análisis geométrico no-lineal y material no-lineal.

No obstante, el análisis elástico lineal llevado a cabo para la Cripta, descrito en las secciones siguientes, fue muy informativo y resultó muy adecuado para comprender el estado de equilibrio real del edificio, así como para investigar las causas del daño existente.

Antes de su uso sistemático para el estudio de edificios existentes, el modelo, introducido en el programa CRIPTA, se verificó a través del análisis de una serie de sistemas simples y múltiples de elementos curvos, de los que se disponían resultados analíticos o experimentales.

Las comparaciones, descritas por Molins et al. (1994, 1995), mostraron un nivel muy satisfactorio de exactitud y de eficacia numérica, que se logra incluso para estructuras geoméricamente complejas.

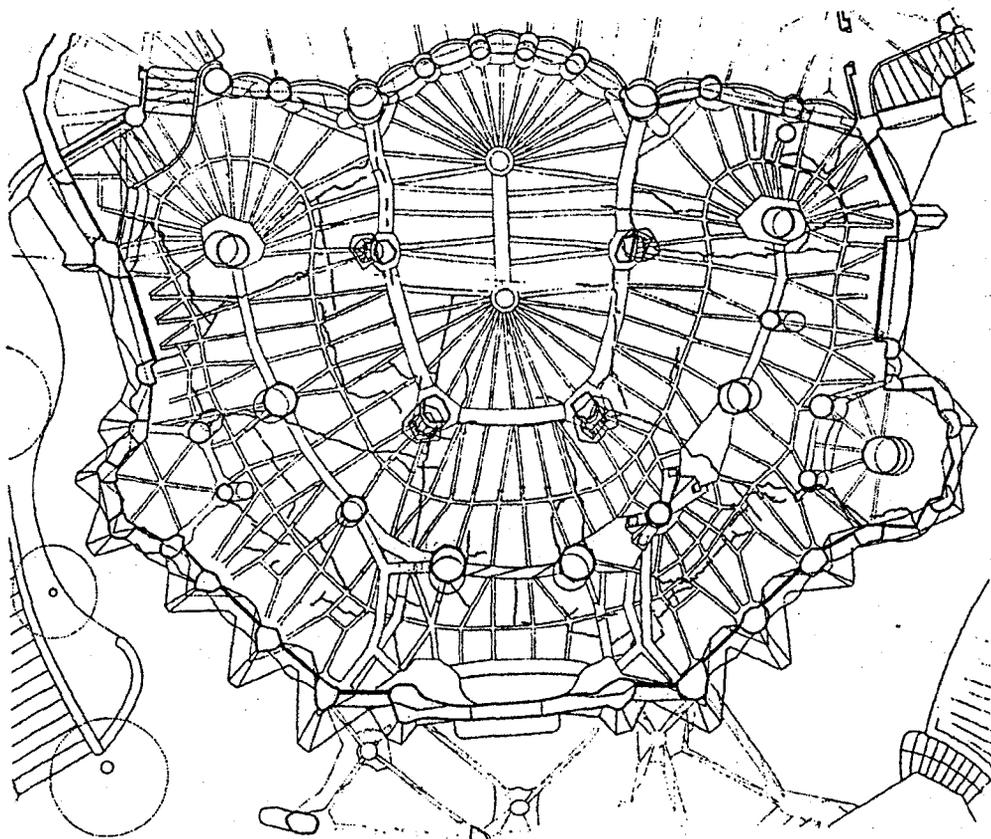


Fig. 3.1.5 Modelo de las fisuras en arcos y soleras

3.1.5 Modelado numérico y resultados

Para entender mejor el estado actual de la estructura y su equilibrio real, se llevaron a cabo varios análisis a través de programas informáticos. El primer tipo de análisis estaba basado en la tensión plana, y se usó para estudiar los elementos individuales, como las costillas.

El segundo tipo de análisis era global, usando la Formulación Matricial Generalizada antedicha (*llevado a cabo en el programa CRIPTA*). Los elementos estructurales, y las secciones arbitrarias, se trataron como elementos lineales con curvas centroidales, permitiendo así modelar los arcos, costillas, diafragmas y columnas de la estructura existente.

Esto permitió tener en cuenta, con precisión, su rigidez real. Así, el modelo mostrado en la *figura 3.1.6* se construyó a partir del alzado y de otra información disponible. Además, se introdujeron elementos sólidos indeformables para simular los grandes capiteles donde conectan las columnas, arcos y costillas.

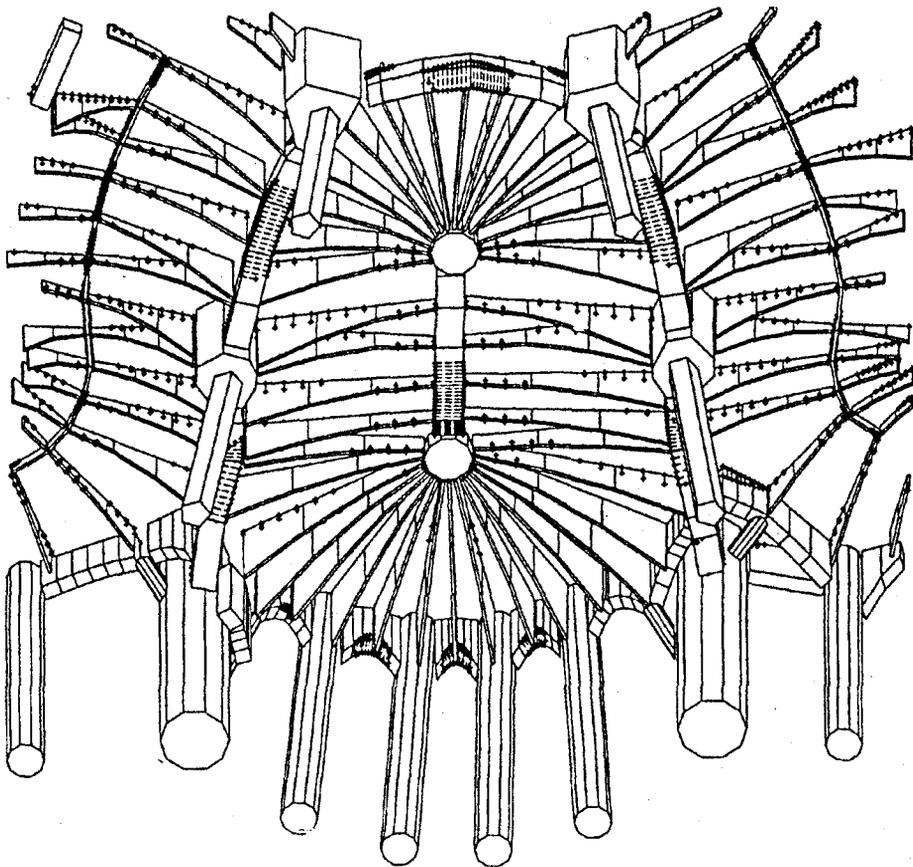


Fig. 3.1.6 Vista del modelo numérico

La formulación adoptada, hizo posible reproducir estados de tensión debidos a combinaciones de esfuerzos axiales, cortantes, flectores y torsores, y así simular posibles modos de equilibrio global más complejos que en un modelo funicular, teniendo en cuenta también la distribución real de rigideces entre los elementos estructurales.

Las juntas de plomo que existen en la unión entre las columnas centrales y sus pedestales y capiteles, se trataron alternativamente como articulaciones libres o como empotramientos.

Primero, la parte existente de la estructura se estudió sometida a la carga vertical producida por el peso del sistema de esqueleto de costillas, arcos y columnas, así como el peso de la losa superior que descansa en las primeras. A través de este estudio, se descubrieron las zonas sujetas a altas tensiones a tracción.

Las tensiones a tracción obtenidas en los diferentes elementos, son debidos principalmente a su comportamiento individual bajo carga vertical, y son apenas influenciados por fuerzas recíprocas debido a efectos globales. Así, las zonas de tensión más altas aparecen en las juntas entre las costillas y capiteles o arcos, y las zonas de tensión más bajas aparecen en medio del ojo de costillas.

Es más, se encontró una correlación entre la predicción analítica de niveles de tensiones altas y las fisuras observadas en la estructura. Sin embargo, la predicción mostró muchas otras zonas potencialmente fisuradas que estaban aparentemente intactas en el edificio.

Se interpretan como partes que, aunque fisuradas, no muestran un daño estructural evidente o que, aunque intactas, están sujetas a un nivel alto de tensiones y podrían ser dañadas fácilmente, cargando excesivamente o alterando la geometría presente de la estructura.

3.1.6 Las acciones reológicas

Hay también fisuras radiales en la losa superior que no pueden ser explicadas por las fuerzas de gravedad. Habiendo descartado otras causas, la única probable es la retracción.

Los valores que habitualmente se manejan para dimensionar el movimiento debido a la retracción en la fábrica, varían entre 1 y 8 décimas de milímetro por metro lineal de pared. No se han encontrado valores que se refieran a elementos sólo de ladrillo, ya que éste es un procedimiento constructivo que ordinariamente no se usa.

Sin embargo, los valores no podrían ser más bajos en vista de la proporción relativa más grande de mortero en la sección, así como la gran proporción de cemento de Portland en el mortero.

De hecho, el análisis difractométrico R-X de algunas muestras de mortero, mostró que consistía prácticamente, de puro cemento de Portland. Esto es contrario a la técnica usada en ese momento para construir este tipo de tejado de ladrillo o bóveda, ya que la primera piel siempre se trató con yeso para evitar el uso de andamios.

Es más, la medida del ancho total de las fisuras es muy parecida a la contracción por retracción que se esperaría en un mortero de semejante tipo.

Podemos llegar a una conclusión extensa: la contracción es el proceso que hace visible muchas fisuras de origen gravitatorio, o contribuye a su aparición cuando se suma a las tensiones mecánicas, en los casos donde la tensión en las costillas y las líneas previsibles de fractura en la losa superior coinciden.

La *figura 3.1.5* representa una planta del forjado que muestra los huecos destinados a dejar espacio para las columnas de la iglesia de encima, que son sin duda relevante en las contracciones. En esta planta, si observamos las previsiones numéricas y las evaluaciones actuales que recomiendan juntas de dilatación cada ocho metros, y si buscamos las áreas donde, debido a su sección más pequeña y una geometría que podría provocar fisuras, asumiendo una parrilla uniforme, llegamos a la conclusión esperada que las tensiones se concentraran a lo largo de estas líneas.

A todo esto hay que añadir la planta que muestra las áreas donde, según el modelo del ordenador, la parte superior de las costillas está bajo tensión. Si asumimos una adherencia completa entre las costillas y el forjado, podemos suponer que esta tensión se transmite a la segunda. Además de las tensiones debidas a la retracción, también hay que considerar la tensión debida al comportamiento mecánico de un elemento sometido a la gravedad.

Debido a la correlación, bastante considerable, entre la hipótesis y realidad, podemos concluir que las fisuras radiales son debidas a la contracción, mientras las fisuras entre las cabezas de las columnas, los capiteles, son debidas a una combinación entre la contracción y tensión o fenómenos de flexión debido a la carga de gravedad de los arcos en las costilla.

Es posible llegar a una conclusión aún más extensa: la contracción es el proceso que hace visible muchas fisuras de origen gravitatorio, o contribuye a su aparición cuando se suma a las tensiones mecánicas en los casos donde coinciden la tensión en las costillas y las líneas previsibles de fractura en el forjado.

3.1.7 Conclusiones

Estos estudios y consideraciones nos permiten presentar algunas conclusiones sobre el estado actual de la estructura y también sobre el edificio hipotético completo. Primero, el edificio es estable bajo su peso propio y las cargas permanentes que en la actualidad lo afectan. Esto, a pesar del hecho de que las cargas presentes fueron la causa, en algún momento del daño existente. La estabilidad global está más que asegurada, gracias a la fuerza de las columnas interiores y las paredes del perímetro.

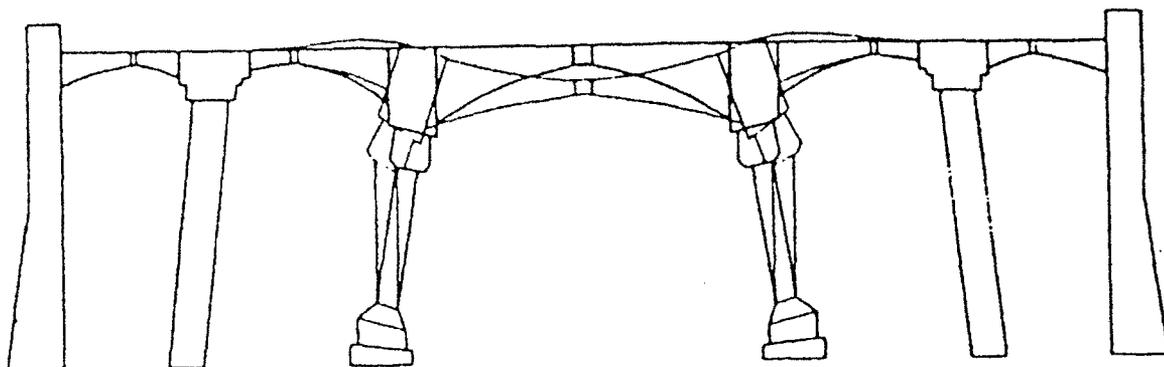


Fig. 3.1.7a Movimiento del núcleo central bajo las actuales cargas permanentes.

El esquema obtenido de fuerzas al nivel de arcos y costillas es similar al de un equilibrio de tipo funicular, aunque la geometría no corresponda a la del modelo funicular. Puede verse que, debido a sus dimensiones particulares mucho más grandes, las deformaciones de columnas y de los muros perimetrales son muy pequeñas en todo caso.

Así que el equilibrio de arcos y costillas no está afectado por el hecho de que el sistema estructural global no está completo.

Cuando las juntas de plomo se tratan como articulaciones, se obtiene un movimiento significativo de las columnas centrales y de los capiteles superiores *figura 3.1.7a*, que provoca esfuerzos axiales y flectores en las costillas adyacentes. Otros efectos que se observan en la misma zona también pueden tener relación con este movimiento de los capiteles, como, por ejemplo, fisuras más extendidas en las costillas, o fisuras diagonales en la losa superior.

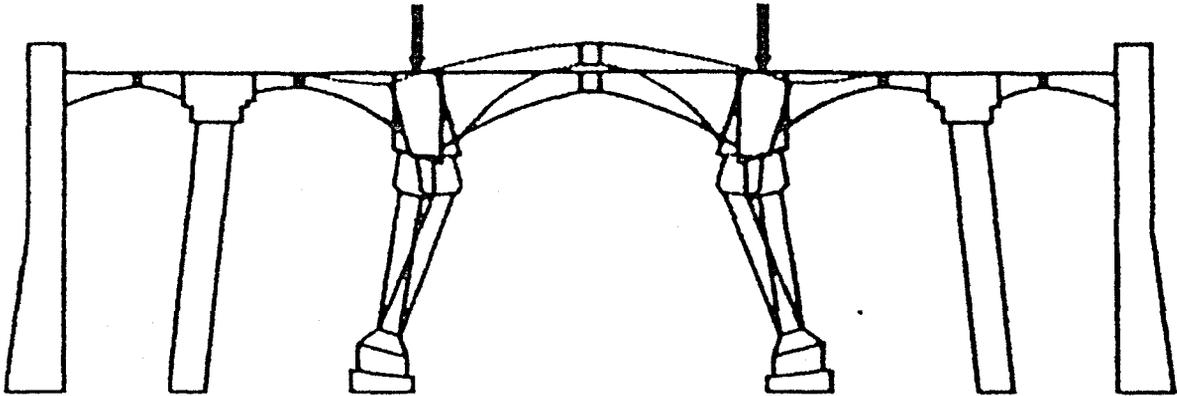


Fig. 3.1.7b - Movimiento del núcleo central bajo el efecto de cargas concentradas al concluirse el edificio

La parte inexistente de la estructura fue simulada por las fuerzas hipotéticas que habría causado en la parte existente. El valor de estas fuerzas se obtuvo a través de algunas etiquetas visibles en las fotografías de la maqueta original. Se estableció que para el edificio entero, tampoco se hubiera obtenido un equilibrio funicular absoluto.

En particular, los capiteles tienden a moverse en dirección opuesta la producida por la carga permanente al nivel de la propia Cripta *figura 3.1.7b*. Esto sugiere que el estado teórico de equilibrio funicular sólo se alcanza en una fase intermedia durante la construcción del edificio.

Para superar las dificultades constructivas, Gaudí podría haber imaginado un diseño en el que el verdadero equilibrio funicular no se obtuviera completamente ni en la configuración final de la estructura, ni en la construcción al nivel de la cripta.

Los efectos debidos al equilibrio imperfecto se resistirían así, gracias a la acción del confinamiento de los elementos verticales muy rígidos. El equilibrio funicular perfecto se habría alcanzado en una fase peculiar intermedia del proceso constructivo, siendo cualquier alteración anterior o posterior de él, neutralizada por el aumento de capacidad y rigidez dada a los elementos verticales resistentes.

Esto es sólo una sugerencia especulativa para explicar cómo el arquitecto podría haber considerado las dificultades inherentes de construir con un sistema llevado a cabo a través de un modelo funicular.

3.2 Análisis estructural de la torre “El trovador” en Zaragoza

3.2.1 Introducción *

El estudio del comportamiento de los muros de carga en un edificio antiguo, es uno de los aspectos que se consideran generalmente con menor importancia por parte del Técnico. El carácter masivo de estos elementos, en la mayoría de los casos, produce una sensación de seguridad y por tanto no crea la necesidad de realizar estudios sofisticados sobre su comportamiento.

Usualmente, los estudios se reducen a determinar las agresiones que han sufrido los muros a lo largo de su vida, y a estimar si serán capaces de soportar las nuevas agresiones a que se verán sometidos. La mayor parte de estas agresiones consisten en la apertura indiscriminada de huecos con el más absoluto desprecio al comportamiento del conjunto del muro, que llegan a producir situaciones que desafían no ya las leyes de la resistencia de materiales sino incluso las leyes del equilibrio.

Con respecto a las agresiones naturales, las más conocidas son la merma de la mampostería y tapias por disminución del índice de huecos, la pérdida del material de juntas, en fábricas de ladrillo, mampostería y algunos tipos de sillería y la pudrición de elementos de madera en durmientes, dinteles y entramados, cuyo estudio simplemente se obvia, reparando, sustituyendo o reforzando localmente los elementos afectados.

Con respecto al muro propiamente dicho, los estudios se realizan introduciendo simplificaciones importantes. En general, se tiende a considerarlo como un elemento continuo y homogéneo, determinando tensiones medias de trabajo y comparando su valor con valores considerados tradicionalmente como conservadores. Se admite la formación de arcos de descarga para el cálculo de los dinteles, pero apenas se tiene en cuenta su efecto en el comportamiento de conjunto del muro. Y, las inclusiones de materiales más rígidos dentro de un mismo paño son consideradas prácticamente como adornos, que no afectan a su comportamiento medio, en la idea de que siempre se estará del lado de la seguridad si es sustituido en el modelo de cálculo por un material menos resistente.

* Influence of ashlar inclusions on behaviour of masonry walls on the rehabilitation of ancient buildings. Cuadernos Intemac Izquierdo, B. José M^a, Ingeniero de Caminos

En el estudio que realizó INTEMAC sobre el comportamiento de la torre del homenaje del palacio de la Aljafería de Zaragoza, denominada Torre de "El Trovador" por desarrollarse en ella la ópera de Verdi, se observa que esta hipótesis simplificadora podía quedarse del lado de la inseguridad. En este caso concreto, en que las plantas superiores eran de mampostería de cal y canto, mientras que la planta baja de la torre estaba construida con un muro a la romana, (*esto es con dos hojas rígidas rellenas con un material más desfavorable*), se generaban concentraciones de tensiones no previstas en el cálculo simplificado, que justificaban la ruina progresiva de la torre.

En efecto, el estudio por Elementos Finitos de la sección del muro mostró la formación de arcos de descarga internos en el muro, que tendían a sobrecargar la cabeza de las hojas de sillería, produciendo, por una parte, empujes horizontales hacia el exterior, y de otra, lo que resultaba ser mucho más importante, una concentración de tensiones en la mampostería en contacto directo con las hojas rígidas, que alcanzaba valores muy por encima de las tensiones admisibles para el material menos resistente.

Los resultados obtenidos en este caso mostraban que las hojas de sillería tendían a absorber una carga no ya superior a la correspondiente a la tensión media del muro, como es lógico, sino que podía ser incluso algo superior a la correspondiente a una distribución de tensiones proporcional a los módulos de deformación supuestos en ambos materiales, y como esa carga debía ser transmitida por la mampostería, las tensiones se concentraban en ella en las capas próximas a la sillería de forma muy importante.

Este resultado permitió plantear la conveniencia de estudiar con más detalle el efecto de los elementos rígidos de mayor importancia en el comportamiento global del muro. La ocasión fue planteada en el año 1990, año en el que la Comunidad Autónoma de Madrid encargó el estudio de las condicionantes que imponía a su rehabilitación la situación actual de la estructura del Conjunto Histórico - Artístico de Nuevo Baztán.

3.2.2 El palacio de nuevo baztán

El conjunto constituido por el palacio, la iglesia y las dos plazas inmediatas del pueblo de Nuevo Baztán, fue declarado monumento Histórico - Artístico por decreto del Ministerio de Educación Nacional de 16 de Octubre de 1941.

Fue elegido el asentamiento para realizar en él el Estudio básico correspondiente al "Programa de Operaciones Piloto de rehabilitación Integrada en Centros Urbanos y Asentamientos Rurales" con fecha 2 de Noviembre de 1979.

Según una tradición, los orígenes de la villa estarían relacionados con las migraciones de población que se produjeron en España en el siglo XVIII.

Los primeros habitantes de la villa habrían sido, según una leyenda, los grisones, miembros de unas tribus del alto Pirineo cuyo aislamiento habría producido una multiplicación secular de las relaciones consanguíneas, con el resultado de una degradación genética considerable. El grado de subnormalidad era por ello elevado y muy extendido en esas poblaciones.

El afianzamiento de estas tribus en una ubicación tan distante de su lugar de origen se habría producido con la intención "humanitaria" de facilitar la renovación de la sangre mediante mezclas con individuos desarraigados de otras zonas.

Esta leyenda carece de fundamento histórico, y por otra parte resulta peculiar que el lugar elegido para ese asentamiento fuera a ser un paraje tan privilegiado, a media jornada de camino de un foco cultural tan importante como Alcalá de Henares (*aunque hacía tiempo que había cedido su privilegio en favor de Salamanca*) y a una jornada larga de la Corte de Madrid. En realidad, los estudios históricos realizados con seriedad indican un origen muy diferente.

La historia del conjunto comienza en la primeras década del siglo XVIII, cuando Don Juan de Goyeneche, que había sido tesorero de Milicias de Carlos II y lo era de María Luisa de Saboya, decide montar, en unos terrenos comprados por él y conocidos como "Bosque de Acevedo", una villa industrial, en la que se van a asentar fábricas de sombreros de munición y de lujo, destilerías de aguardientes, fábricas de tejidos, cererías, confiterías, talleres de zapatería, y hasta de vidrios finos, de papel y posteriormente de jabón; todo ello con la seguridad de los encargos de la milicia, que él, como tesorero, garantizaba.

El conjunto fue encomendado por Goyeneche a su amigo y protegido José Benito de Churriguera, y como obras singulares incorporaba un palacio, y una iglesia dedicada a San Francisco Javier que sustituiría a una pequeña ermita que era probablemente la única edificación que existía en el lugar. Las obras principales debieron prolongarse hasta el año 1722, y en Octubre del año 1723, una bula papal de Inocencio XIII segregó a la villa de la jurisdicción parroquial de Olmeda, (*villa de la que D. Juan era señor*) y le concedió autonomía propia, lo que indica un asentamiento de población estable de cierta consideración.

La historia de esta segregación es algo confusa, pero parece que fue debida a diferencias surgidas entre D. Juan de Goyeneche y el párroco de Olmeda, que llegaron al enfrentamiento personal, lo que se tradujo en la decisión del Señor de la Villa y dueño del Palacio, de segregar ambas poblaciones para mantener el carácter rural de sus tierras de Olmeda y tener las manos libres en su vida industrial y su residencia de Nuevo Baztán, con un párroco, puesto por él, más "palaciego" y menos crítico con las costumbres licenciosas que al parecer eran habituales en el interior de aquellos muros.

Este intento de villa industrial, desgraciadamente, no prosperó, y fue una víctima más de la continua degradación de los reinos de España durante los siglos XVII y XVIII, que llevaron al fracaso a todos los intentos de modernización que fue sucesivamente realizando el despotismo ilustrado de los Reyes Borbónicos.

La población se mantuvo en auge hasta mediados del siglo XVIII, alcanzando los 250 habitantes, y comenzó a decaer desde entonces, cerrándose algunas fábricas (*la de vidrios, y la de papel*), coincidiendo con las fechas en que concluían los privilegios y exenciones decretadas por Felipe V entre 1718 y 1720 para favorecer el asentamiento. Al finalizar el siglo, la población se había estabilizado en torno a los 180 habitantes, en la que se ha mantenido desde entonces el casco urbano, que en 1980 contaba un censo de 190 personas.

Del agregado de edificios que rodean la Plaza de Fiestas del Conjunto Monumental de Nuevo Baztán, la pieza principal está formada por una unidad de prestigio constituida por el Palacio y la Iglesia. El Palacio ocupa la parte izquierda de la fachada. En su parte frontal tiene una planta cuadrada, con un patio central, y en la parte posterior, entre el fondo de la iglesia y el patio de fiestas a este cuadrado se adosa otro, compuesto por otro patio interior y unas dependencias que lo flanquean, completando la planta.

El edificio tiene dos plantas, la inferior asentada directamente sobre el terreno y la superior con forjados de rollizos o vigas de madera. La cubierta era originalmente de cerchas de madera a dos aguas, y con teja curva (*en el momento de la intervención del Instituto había sido levantada y reconstruida, aprovechando en lo posible la madera de las cerchas originales que se mantuviera en buen uso*).

La fachada principal del Palacio queda flanqueada por la estructura de la Iglesia, con sus dos torres en el ala derecha del conjunto, y por un torreón en el ala izquierda, que tiene en altura cuatro plantas, pero cuya planta superior había sido desmontada en el momento de la intervención del Instituto, y sus sillares, numerados, se ordenaban en la Plaza de Fiestas.



Fig. 3.2.1 Fachada del Palacio de Nuevo Baztan

Los muros del edificio están compuestos con mampostería de piedra caliza concertada con mortero de cal, en la cual se observan muy pocos residuos en la estructura original, aunque no así en obras posteriores de cerramiento de huecos. La organización general de la estructura es mediante unos muros perimetrales, unos muros paralelos a éstos a la altura de las caras interiores del torreón (*cuya estructura se repite simétricamente en las cuatro esquinas del cuerpo principal del Palacio, si bien una de ellas pertenece a la Iglesia y las dos posteriores tienen tan sólo dos altura*), un tercer muro interior, que forme la fachada al patio central y una galería de soportales en torno a dicho patio.

Esta organización general presenta algunas variantes en las dependencias que flanquean el patio posterior, en el gran salón de la planta primera, (*adosado al patio central y entre éste y la Iglesia*), y en el zaguán tras la entrada principal. Las esquinas de fachada de los torreones están cantoneadas con sillería labrada asentada a hueso, como de la misma manera las jambas y dinteles de los huecos de fachada, por su parte exterior, y una línea de cornisa a niveles de plantas y cubierta.

3.2.3 Características del modelo de cálculo

La torre en estudio es de planta cuadrada, de 6.57 m de lado en fachada, con muros de 1.50 m de espesor en su base. Situada en una esquina del Palacio, dos de sus fachadas dan al exterior en toda su altura, mientras que otras dos son interiores en las dos plantas del Palacio, parcialmente interior en la planta de cubierta y exteriores en el cuerpo superior.

Esta disposición (*por otra parte totalmente normal en las torres de esquina*) condiciona su configuración estructural, que incluye esquinas de sillería en las tres esquinas que dan al exterior (*mientras que es de mampostería careada en la interior*), así como dinteles, jambas y umbrales de sillería en los marcos de los huecos que dan al exterior, en tanto que los dinteles son de madera y las jambas de mampostería en los huecos que dan al interior. Además, entre piso y piso hay una cornisa de sillería hacia el exterior, que obviamente desaparece al interior.

El espesor de estos remates es de tan solo 40 centímetros, esto es, de cerca de la cuarta parte del espesor total del muro, con excepción de las plazas que forman la cornisa en que apoya el cuerpo superior de la torre, que se retranquea 20 cm hacia el interior, y obliga a disponer losas de 60 cm de ancho para asentar correctamente el torreón. Esta escasa entidad de las piezas de sillería invita, como se ha comentado en la introducción, a considerar la torre como homogénea en mampostería y despreciar el efecto de los remates, realizando un cálculo manual clásico. No obstante, el ejemplo de la torre de la Aljafería nos tentó a considerar un modelo más complejo, introduciendo estos elementos con su mayor rigidez relativa.

Para realizar el modelo matemático de la torre, se comenzó por un reconocimiento detallado de su estructura, aprovechando que las obras de reforma habían obligado a levantar totalmente los acabados interiores. La cuestión que resultaba más delicada de solventar era la forma de modelizar la transmisión de tensiones entre las superficies verticales de las fábricas de diferente composición.

En efecto: el conglomerante de cal utilizado en el relleno de juntas y asentamiento de mampuestos produce una cierta homogeneización de tensiones en las fábricas de mampostería, que reduce los errores que se cometen al considerarlas como un medio continuo y homogéneo e intentar aplicarles los métodos de cálculo usuales, basados en las teorías de la elasticidad y la resistencia de materiales.

Sin embargo, la transmisión de tensiones desde la mampostería hacia las jambas y esquinas de sillería dista de ser un fenómeno simple, y en él intervienen por un lado el rozamiento entre ambos materiales y por otro los apoyos francos que se producen en las indentaciones de los elementos de sillería.

En la distribución final de tensiones interviene también el muy diferente comportamiento a largo plazo de ambos tipos de fábricas. Mientras que la sillería sentada a hueso tiene una deformación por fluencia limitada, la mampostería sufre, incluso a muy largo plazo, movimientos de magnitud no despreciable. Este fenómeno es producido, por una parte, por la disminución continuada del índice de poros del relleno y por otra por la pérdida de material de juntas por degradación química y mecánica del material con microasentamientos continuos de 165 mampuestos.

Todos estos fenómenos son conocidos desde hace mucho tiempo, pero su trascendencia desde el punto de vista estructural está muy poco o nada estudiada, y no existen reglas generalmente admitidas y claramente establecidas para considerar su efecto mediante un modelo de cálculo. Tan sólo es práctica común modelizar, mediante nudos dobles, independientes, las grietas cuya abertura impida totalmente el rozamiento entre labios y cuya longitud se prevea que puede introducir variaciones en el comportamiento del muro, bóveda o cúpula en estudio[†].

En este caso en concreto, el desmontaje que se realizó del cuerpo superior del torreón, cuyas condiciones eran altamente precarias, permitió descubrir la configuración interna del muro en sección, observándose que las indentaciones de la sillería se producían tanto con carácter ornamental en la dirección de la fachada así como con carácter estructural, hacia el interior del muro, produciendo un enjarje muy potente entre la sillería y la mampostería con excepción naturalmente, de los dinteles, de pieza única y sin enjarje.

Por esta razón se decidió considerar el modelo como continuo en volumen y no homogéneo en características mecánicas ni peso específico del material, y se adoptó como geometría de jambas y dinteles la correspondiente al plano medio de las indentaciones medidas.

El cálculo se hizo modelizando la torre con un total de casi 4.000 nodos y 2.000 elementos tridimensionales, cuyo tamaño oscila entre 30 x 30 x 15 cm y 100 x 70 x 90 cm, esto es, descendiendo casi al nivel de mampuesto o sillar elemental. La cubierta se representó con elementos tipo placa, y las cargas transmitidas por los forjados se supusieron puntuales, localizadas en los nodos, afectando a cada nodo de la carga correspondiente a la superficie de influencia de la zona comprendida entre los puntos medios de las aristas confluyentes, y admitiendo un reparto triangular de las presiones en la entrega de las viguetas del forjado.

Para la caracterización de los materiales se tomaron muestras y se sometieron a ensayo en los laboratorios del Instituto. Con respecto al terreno de cimentación, se aprovecharon los datos del estudio geotécnico que era necesario realizar para las edificaciones anejas de nueva planta y que permitió justificar las lesiones observadas en otro de los edificios del complejo (*concretamente la antigua Lonja, cuyo estado era de ruina inminente*). Con ello se obtuvieron los datos precisos para preparar el modelo en la situación real y estudiar el efecto que produciría en la distribución de tensiones la consideración de terrenos con rigidez diferente, mediante la disposición de muelles en la capa inferior de nodos, cuya constante elástica se determinó en función de la superficie afectada y de la respuesta del terreno en la hipótesis de *Winkler*.

Para las zonas de sillería se supuso una densidad de 2.800 Kg./m³ y para las de mampostería de 2.6 Kg./m³. Los módulos de deformación respectivos se admitieron iguales a 14.700 Mpa y 2.060 Mpa. El cálculo se realizó en las hipótesis de terreno infinitamente rígido y terreno deformable; con la cimentación modelizada por muelles equivalentes a un módulo de balasto de 24.500 KN/m³.

[†] No obstante, es siempre recomendable realizar una primera pasada de cálculo, con las hipótesis que vayan a ser consideradas igualando movimientos en los nodos dobles. Si al realizar esa pasada no aparecen en la zona las tracciones que justificarían la existencia de las grietas, es obvio que o el modelo o las hipótesis de cálculo tienen defectos importantes que las alejan de la situación real.

3.2.4 Resultados obtenidos

3.2.4.1 Efecto de la inclusión de zonas rígidas.

En la *figura 3.2.2* se representa los valores de las tensiones en la hoja de fachada en ambas hipótesis de comportamiento del suelo, y puede observarse la gran analogía que existe entre ellas, pero la gran diferencia existente con las hipótesis de material homogéneo *figura 3.2.3*. Las figuras corresponden a las tensiones verticales de compresión, y están representadas con un código de colores en el cual los valores absolutos de las tensiones van creciendo desde el amarillo hacia el morado pasando sucesivamente por el rojo, el verde y el azul.

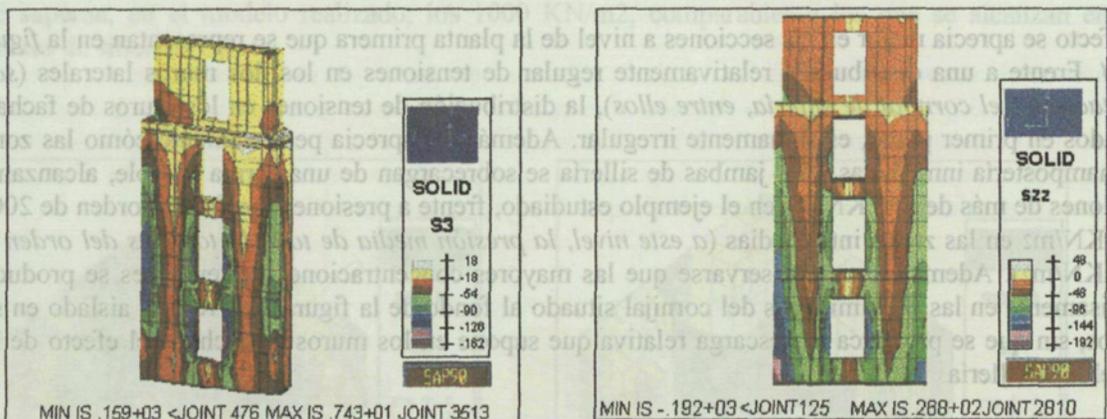


Fig. 3.2.2 Tensiones verticales en la hoja de fachada.
a) Suelo rígido. b) Suelo flexible.

La cara representada corresponde al paramento de fachada del muro norte, que es uno de los dos muros completamente exteriores de la torre, y que por lo tanto incluye los elementos de sillería en las dos esquinas y en jambas y dinteles de los huecos de ventana. Las dos figuras corresponden respectivamente a los valores obtenidos en las hipótesis de suelo rígido y de suelo flexible.

Lo primero que llama la atención al observar estas figuras es que las compresiones en el muro, lejos de tener un reparto uniformemente creciente desde la coronación hacia la base, presentan una distribución sumamente irregular. Las piezas de sillería, tanto en las jambas como en las esquinas, tienden a sobrecargarse y a atraer hacia si una fracción de la carga nada despreciable.

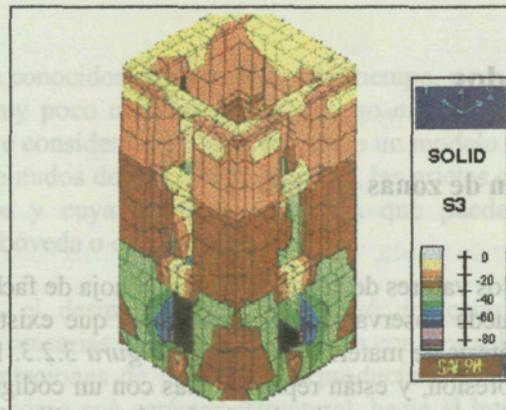


Fig. 3.2.3 Tensiones verticales en la hoja de fachada.
(suelo flexible)

El efecto se aprecia mejor en las secciones a nivel de la planta primera que se representan en la figura 3.2.4. Frente a una distribución relativamente regular de tensiones en los dos muros laterales (sólo afectada por el cornijal de sillería, entre ellos), la distribución de tensiones en los muros de fachada situados en primer plano, es sumamente irregular. Además, se aprecia perfectamente cómo las zonas de mampostería inmediatas a las jambas de sillería se sobrecargan de una forma notable, alcanzando presiones de más de 650 KN/m² en el ejemplo estudiado, frente a presiones medias del orden de 200 a 250 KN/m² en las zonas intermedias (a este nivel, la presión media de toda la torre es del orden de 270 KN/m²). Además, puede observarse que las mayores concentraciones de tensiones se producen precisamente en las proximidades del cornijal situado al fondo de la figura, que resulta aislado en sus muros, sin que se produzca la descarga relativa que supone en los muros de fachada el efecto de los dinteles de sillería

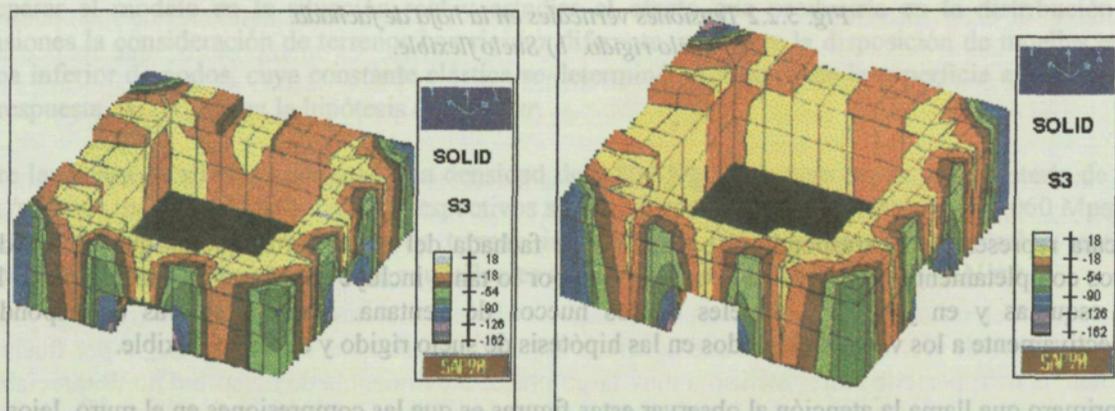


Fig. 3.2.4 Tensiones verticales en el nivel del primer forjado.
a) Suelo rígido. b) Suelo flexible.

Réalment, este fenómeno era perfectamente previsible, dada la diferencia de módulos de deformación entre ambos elementos. Ahora bien, lo que resulta destacable es que su estudio no resulta en absoluto

En las proximidades de la base, la distribución de tensiones queda condicionada fuertemente por la rigidez de la cimentación. En efecto, mientras que una cimentación, rígida *figura 3.2.5a* supone que la acumulación de presiones en la sillería se prolonga hasta el pie de la torre, la existencia de un terreno deformable hace que las zonas más sobrecargadas tiendan a producir asentamientos mayores e inmediatamente se forman arcos de descarga en sentido opuesto a los anteriores, que producen; una cierta regularización de tensiones en este nivel *figura 3.2.5b*. Sin embargo, la rigidez de la torre impide que este efecto se prolongue en altura, y, como se ha visto en el nivel de la planta primera, enseguida el comportamiento de aquella es casi independiente del terreno sobre el que se asienta, tanto en tensiones verticales como horizontales.

En la *figura 3.2.6* se aprecia también un efecto consistente en la formación de arcos internos en la sección transversal del muro en los huecos abocinados, que tienden a producir también concentraciones de tensiones importantes en las esquinas internas de las bocinas, fenómeno también que tiende a infravalorarse en un cálculo que considera tensiones medias. Este efecto se produce en todos los niveles, si bien dada la escala de colores del modelo sólo se aprecia bien en el arranque de la base en la hipótesis de suelo rígido, en que las tensiones llegan a alcanzar en la hoja interior valores que superan, en el modelo realizado, los 1000 KN/m², comparables a los que se alcanzan en los remates de sillería

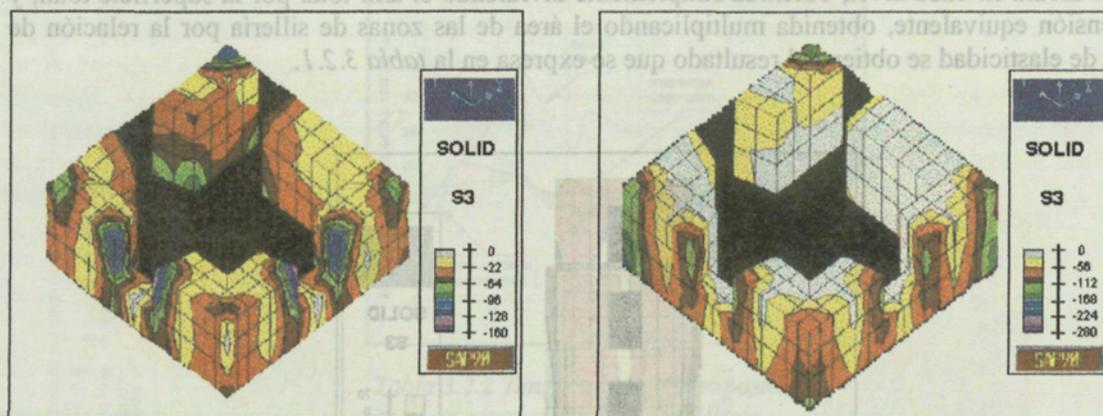


Fig. 3.2.5 Tensiones verticales en la base.
a) Suelo rígido. b) Suelo flexible.

En la *figura 3.2.7* puede apreciarse el muy diferente comportamiento al antes mencionado entre un remate aislado de sillería en un muro de mampostería (*el cornijal interno, en la derecha de la figura*) y la existencia de múltiples adornos que reparten la carga en todo el paramento (*a la izquierda de la figura, muro de fachada*).

Como puede observarse, y en contra de lo que podría parecer en un análisis superficial, el efecto de concentración de tensiones no sólo no se alivia, sino que se agrava al aumentar la distancia relativa entre zonas rígidas.



Realmente, este fenómeno era perfectamente previsible, dada la diferencia de módulos de deformación entre ambos elementos. Ahora bien, lo que resulta destacable es que su estudio no resulta en absoluto sencillo por métodos simplificados.

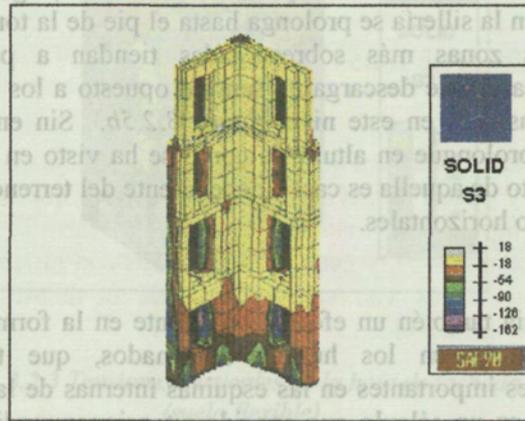


Fig. 3.2.6 Compresiones en las caras internas de los muros de fachada con adornos de sillería. (suelo rígido).

Al analizar el comportamiento de las zonas de sillería se encontró que si se reducen las tensiones en estas zonas, multiplicándolas por la relación inversa a los módulos de elasticidad, y se comparan con la tensión media en cada nivel, obtenida simplemente dividiendo el axil total por la superficie total, y con la tensión equivalente, obtenida multiplicando el área de las zonas de sillería por la relación de módulos de elasticidad se obtiene el resultado que se expresa en la tabla 3.2.1.



Fig. 3.2.7 Tensiones verticales en el muro posterior y sección de los muros laterales (suelo flexible).

Se puede observar que las jambas están sometidas a tensiones muy superiores a las que le corresponderían al tener en cuenta la relación de módulos de elasticidad, salvo en las secciones de transición, mientras que el cornijal, ajustándose mucho mejor, siguen siendo algo superiores a las teóricas, salvo en las zonas de transición entre plantas y en la sección de base de la torre, que son poco representativas.

Así pues, en general, las piezas de sillería resultan sometidas a tensiones claramente superiores a las que les corresponderían con el sistema tradicional de cálculo, luego las zonas de mampostería estarán sometidas, en general, a tensiones inferiores a las que resultarían con este procedimiento de cálculo

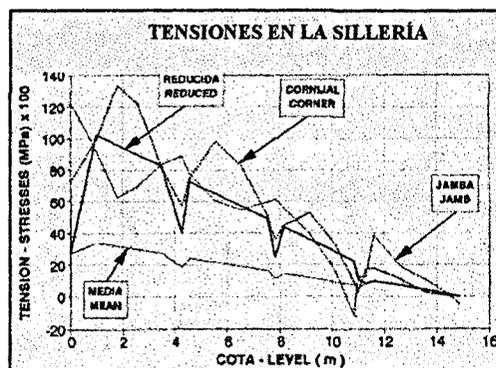


Tabla 3.2.1 Tensiones en las piezas de sillería

En la gráfica de la tabla 3.2.2 se representan las tensiones correspondientes a tres de las zonas de mampostería relativamente alejadas de las de sillería: la vertical intermedia entre jamba y cornijal, la vertical de la arista interior de la ventana y la vertical de la esquina interna.

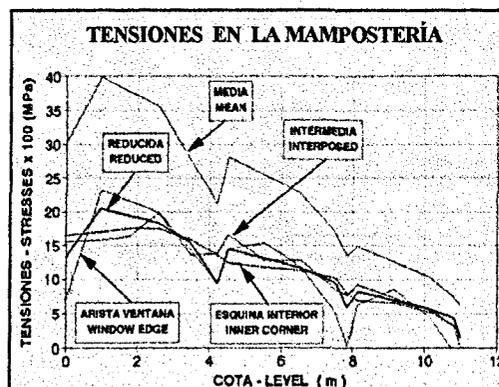


Tabla 3.2.2 Tensiones en la mampostería y en zonas alejadas de la sillería.

Se observa que, en estos casos, salvo en las zonas de transición entre planta y planta, afectadas en las aristas internas por la entrega del forjado y en las externas por la existencia de la cornisa, las tensiones en la mampostería son del mismo orden que las teóricas, con diferencias en más o menos que tienden a compensarse entre sí y que son del orden del 10 al 15% de las presiones esperadas.

Ahora bien, si se consideran las tensiones en el centro de los elementos bloque de mampostería en contacto directo con la sillería, se obtiene la gráfica de la tabla 3.2.3 en que se representan las tensiones verticales en los bloques situados en la esquina interior del cornijal, al adyacente a las jambas por el interior y el adyacente por fachada.

Se puede ver que las tensiones que se producen en el centro de los bloques adyacentes a las jambas superan la tensión media supuesta sección equivalentes, en las zonas de los huecos, en cerca del 15% como media, llegando a alcanzar el 25%, mientras que los situados en el interior del cornijal se mantienen en niveles tensionales próximos a los teóricos y por debajo de éstos.

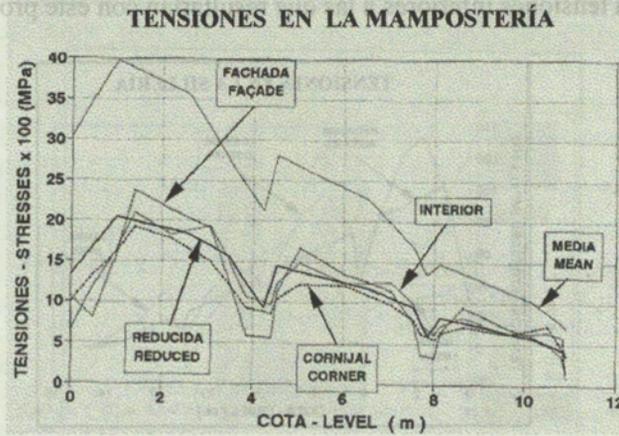


Tabla 3.2.3 Tensiones en la mampostería y en zonas próximas a la sillería.

Este efecto es también notable en la respuesta de la estructura frente a las acciones sísmicas. En la figura 3.2.8 puede verse la considerable diferencia existente en la distribución de tensiones en la estructura cuando se somete a estas acciones en la hipótesis de considerarla como construida con un material homogéneo o considerando la existencia de esas inclusiones rígidas en las esquinas y alrededor de los huecos.

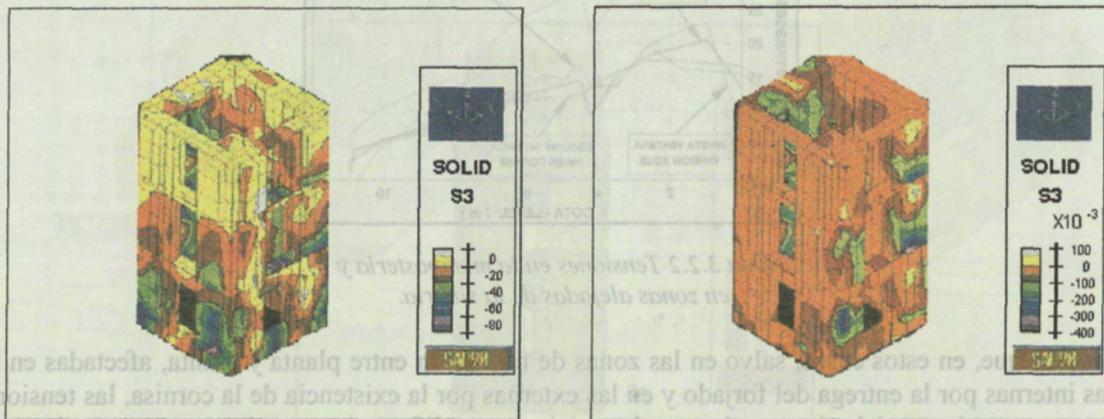
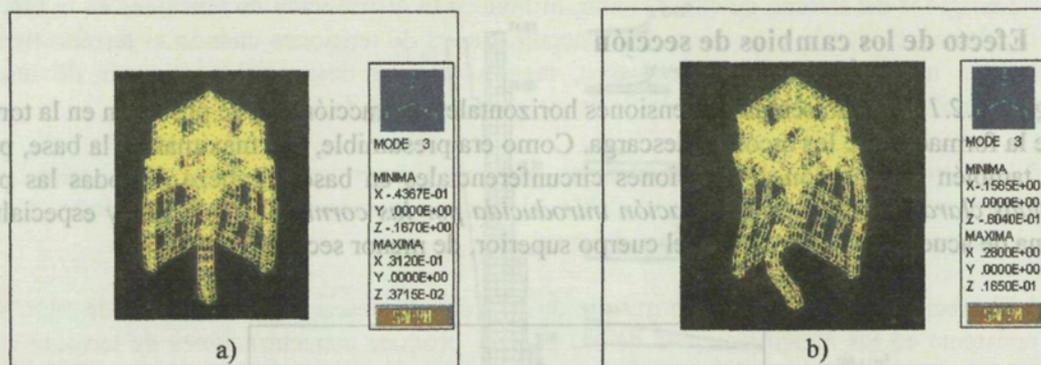


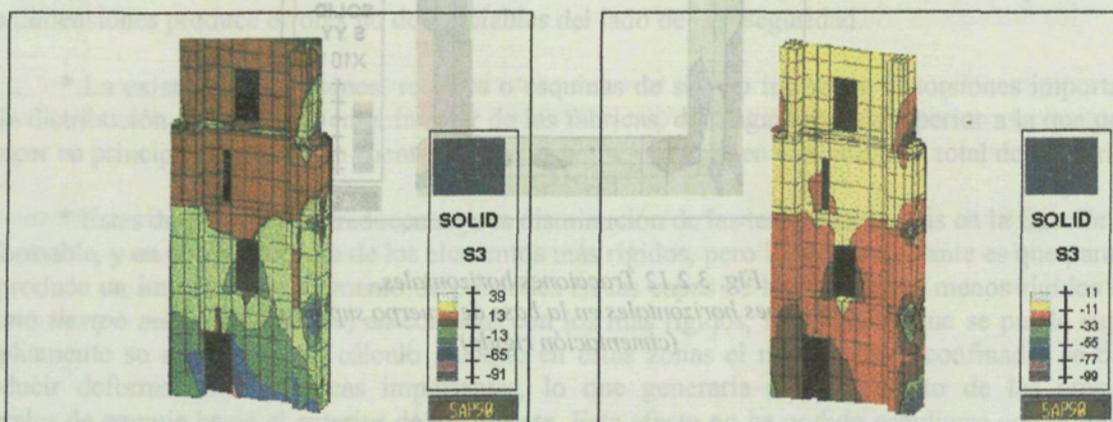
Fig. 3.2.8 Tensiones al actuar el sismo
a) Material homogéneo. b) Material real.

Pero el efecto es aún más notable en los modos de vibración secundarios de la estructura mostrado en la figura 3.2.9. La diferencia es crítica en el tercer modo de vibración en el cual, el cornijal interno de la torre, aislado en dos fachadas sin adornos de sillería y por ello de configuraciones generales sensiblemente menos rígidas, entra en un modo particular de vibración sumamente desfavorable para su estabilidad, lo cual no ocurre, obviamente, en la hipótesis simplificadora de homogeneidad del material.



3.2.4.2 Efecto de la disposición anárquica de huecos

En la *figura 3.2.10* se representan las tensiones de compresión en uno de los muros interiores de mampostería, en que los huecos en las distintas plantas no coincidían en la misma vertical. Pese a que la proximidad de los muros laterales contribuye de forma importante a paliar este defecto, se aprecia perfectamente el incremento de carga que debe recibir el machón resultante en planta baja. Sin embargo, los mecanismos de distribución por arcos de descarga internos resultan ser muy eficaces, y el incremento de tensiones no es excesivo. En estas dos figuras se aprecia, además, el efecto de regularización que supone un terreno deformable, aliviando de forma muy considerable los picos de tensiones que se producen en la base de la torre.



3.2.4.3 Efecto de los cambios de sección

En la *figura 3.2.11* se representan las tensiones horizontales de tracción que se producen en la torre por causa de la formación de los arcos de descarga. Como era presumible, son máximas en la base, pero se observa también la aparición de tracciones circunferenciales en base y cabeza de todas las plantas (producidas claramente por la rigidización introducida por las cornisas de sillería) y especialmente en la zona de acuerdo en el arranque del cuerpo superior, de menor sección.



Fig. 3.2.11 Tracciones horizontales (cimentación rígida)

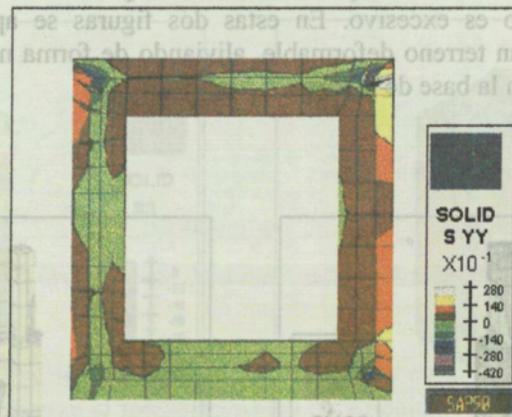


Fig. 3.2.12 Tracciones horizontales. Tracciones horizontales en la base del cuerpo superior (cimentación rígida)

La base de este cuerpo se representa en el diagrama de la *figura 3.2.12*, que representan las tensiones según el eje Y-Y. Las tracciones más importantes se producen en las esquinas, llegando a alcanzar 0.25 Mpa, valor muy por encima de la resistencia de una mampostería normal y difícilmente absorbible por una sillería de calidad, pero es aún más importante observar que la tensión de tracción media es del orden de 70 KN/m², valor que no resulta nada despreciable, y que no es tenido generalmente en cuenta al diseñar zunchos de refuerzo en este tipo de estructuras.

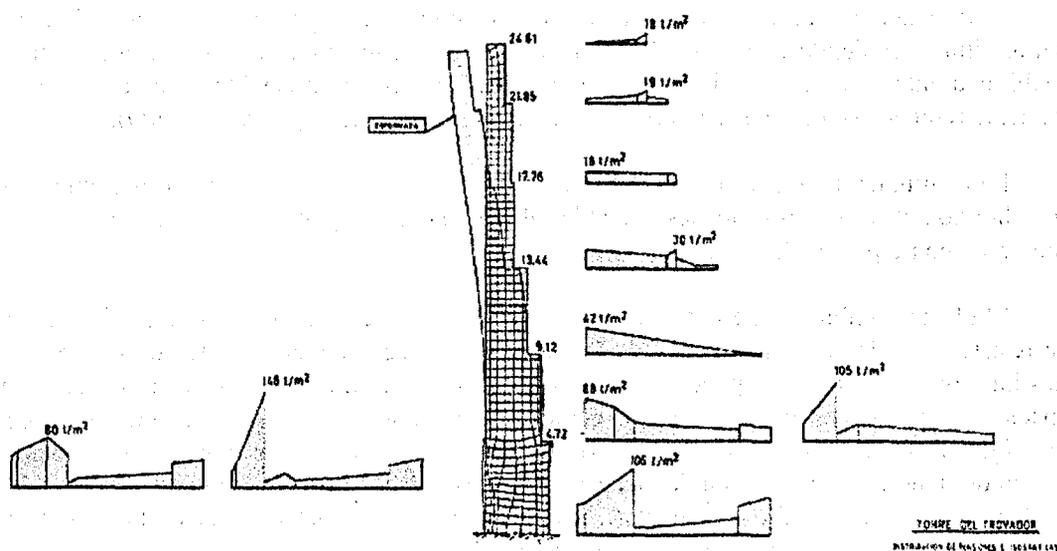


Fig. 3.2.13 Distribución de tensiones en el muro de la torre

3.2.5 Conclusiones

El comportamiento real de una obra de fábrica es más complejo de lo que ordinariamente se tiene en cuenta en los proyectos de rehabilitación de edificios. Del análisis realizado para el caso estudiado se obtienen las siguientes conclusiones:

- * El comportamiento de los muros de un edificio, cuando su espesor es considerable, está condicionado por la formación de bóvedas de descarga, en lugar de los arcos de descarga tradicionalmente tenidos en cuenta. El estudio debe hacerse en tres dimensiones y su simplificación a dos dimensiones produce errores no despreciables del lado de la inseguridad.

- * La existencia de adornos, remates o esquinas de sillería introduce distorsiones importantes en la distribución de tensiones en el interior de las fábricas, de magnitud muy superior a la que podría parecer en principio, teniendo en cuenta la relación entre su volumen y el volumen total de la fábrica.

- * Estas distorsiones se traducen en una disminución de las tensiones medias en la fracción más deformable, y en una sobrecarga de los elementos más rígidos, pero lo más importante es que para ello se produce un importante incremento de presiones en las capas de los elementos menos rígidos (y al mismo tiempo menos resistentes) en contacto con los más rígidos, lo que hace que se pueda superar ampliamente su resistencia de cálculo. Aunque en estas zonas el material está confinado, se deben producir deformaciones plásticas importantes, lo que generaría un incremento de las presiones laterales de empuje hacia el exterior de los sillares. Este efecto no ha podido estudiarse con el modelo elástico utilizado en el estudio realizado, pero se estima que puede ser la causa de los desencajes, desenjarjes y roturas que se observan en muchos casos y que se atribuyen en ocasiones erróneamente a causas de carácter termo-hidrológico, con lo cual la reparación que se realiza es insuficiente para garantizar su seguridad.

* La rigidez del terreno de cimentación, influye en la distribución de tensiones en la fábrica en una cierta altura, tendiendo a suavizar las concentraciones de tensiones cuando el terreno tiene una deformabilidad alta. Su efecto, sin embargo, resulta ya casi despreciable a partir de una cota relativamente reducida (*en el modelo estudiado, a partir del nivel de la primera planta*).

* La disminución de sección en el muro en plantas superiores produce un incremento de las tensiones horizontales, de valor no despreciable, al tender a homogeneizarse las tensiones mediante arcos de descarga perpendiculares al plano del muro.

* El efecto combinado de la formación de bóvedas de descarga internas y de disminución de sección resistente en los abocinamientos de los huecos, produce concentraciones de tensiones en las esquinas interiores de éstos, que pueden conducir a que se superen las tensiones admisibles e incluso las capacidades resistentes de cálculo con carácter local. Este efecto, maximizado en el caso de terrenos rígidos en el arranque de los muros, podría ser la causa, en muchas ocasiones, de la aceleración del fenómeno de pérdida de material de juntas que es tan corriente que se observe en estas zonas, el cual sería provocado por su plastificación y no por el mal uso del edificio, defectos de conservación y humedades como a menudo se diagnostica.

* Pese a que el estudio realizado se ha limitado a un caso concreto, sus conclusiones abren un camino que permitirá comprender mejor muchos de los fenómenos que actualmente resultan insuficientemente explicados. Los resultados obtenidos deben confirmarse y completarse con investigaciones posteriores que permitan caracterizar el fenómeno. Como campos de investigación a seguir en esta dirección proponemos los siguientes:

- Estudio de influencia de la distancia entre elementos rígidos
- Estudio con comportamiento no lineal de los materiales.
- Estudio de la influencia de la relación entre módulos de deformación de los materiales; constituyentes.
- Determinación del espesor crítico de los muros a partir del cual dejan de ser despreciables los fenómenos tridimensionales.

Todas estas investigaciones nos permitirán tener un conocimiento más preciso del que poseemos sobre el comportamiento de estos elementos, lo que posibilitará la realización de estudios de rehabilitación mejor fundamentados y más optimizados.

Comentario final: El comportamiento de fachadas de mampostería puede resultar seriamente condicionado por inclusión de elementos de sillería como ornamentación de puertas, ventanas, esquinas o cornisas. Su omisión en el cálculo puede conducir a errores del lado de la inseguridad.