



Iglesia de San Ignacio de Loyola - Ciudad de Buenos Aires

Evaluación Estructural y Propuesta de Refuerzo

Jorge Fontán Balestra, jfontan@delcafon.com.ar - Fontan Balestra y Asoc
Carlos Carlassare, carlassare@ciudad.com.ar
Miguel A. Bavaro, mabavaro@ciudad.com.ar
U. T. N. Facultad Regional Haedo - Grupo Simulación y Mecánica Computacional

RESUMEN - En el año 2003 la iglesia de San Ignacio de Loyola comenzó a mostrar un cuadro de fisuras y grietas importantes que motivaron su apuntalamiento preventivo durante cinco años. Se resumen los conceptos sobre el comportamiento estructural que permitieron el desarrollo y la ejecución de un proyecto de reparación sustentado en bases firmes y objetivas. También se incluye la investigación de los antecedentes, estudios de campo, características y propósitos de los modelos de elementos finitos y un análisis de las causas de la fisuración. Los resultados obtenidos permiten demostrar que el origen de los daños es compatible con un deterioro del suelo producido por la rotura de una cañería de agua a presión, bajo la calle Alsina. También se presentan los criterios y características de los refuerzos de hormigón armado propuestos, destacando los conceptos puestos en juego para lograr refuerzos estructurales arquitectónica y estructuralmente compatibles, eficientes y durables.

Palabras clave: *Basilica San Ignacio de Loyola, Fallas en mampostería, Refuerzo de Edificios Históricos*

ABSTRACT- In 2003 the “San Ignacio de Loyola” church evidenced a concerning picture of cracking and fracturing that led to their preventive underpinning during five years. A summary of the Church structural behavior that enabled the design of proper reinforcements based on sound technical arguments is included. The background, field studies, features and purposes of several finite element models and the findings on the causes of cracking are detailed. Results could demonstrate that the observed damages were originated by the deterioration of the soil under Alsina street, in turns caused by the rupture of a pipeline transporting clean water. Some interesting details of the structural reinforcements made of reinforced concrete and special consideration of the issues that must be addressed to achieve the goals of structural and architectural compatibility, efficiency and durability are finally described.

Keywords: *San Ignacio Church, Failures in Masonry Structures, Ancient Masonry Buildings restoration*

INTRODUCCIÓN

La Iglesia de San Ignacio de Loyola data del año 1686 y el comienzo de su construcción coincidió con el producido de los primeros hornos de ladrillos de Buenos Aires. El diseño pertenece al jesuita Juan Krauss y hoy es Monumento Histórico Nacional, integrando la Manzana de las Luces. En ella tuvo lugar, entre otros, el acto de inauguración de la Universidad de Buenos Aires.

COMIENZO DE LOS DETERIOROS

La iglesia, como casi todos los edificios de mampostería pura, presentaba hace ya varios años diferentes tipos de fisuras pero, a partir de julio de 2002, comienza a incrementarse sensiblemente el tamaño de algunas de ellas que se transformaron en grietas de grandes proporciones y aparecieron otras nuevas.

La inquietud generalizada ante este fenómeno dio lugar en julio de 2003, al cierre de la calle Bolívar (entre Alsina y Moreno) y al apuntalamiento de la fachada de Bolívar y del cimborrio, por orden de la Guardia de Auxilio de la Ciudad de Buenos Aires.

En las Figs. 1, 2 y 3 pueden verse las características generales de la iglesia y sus deterioros más significativos. La Fig. 1 muestra la fachada sobre Bolívar con las grietas más relevantes, de alrededor de 4 cm de ancho.

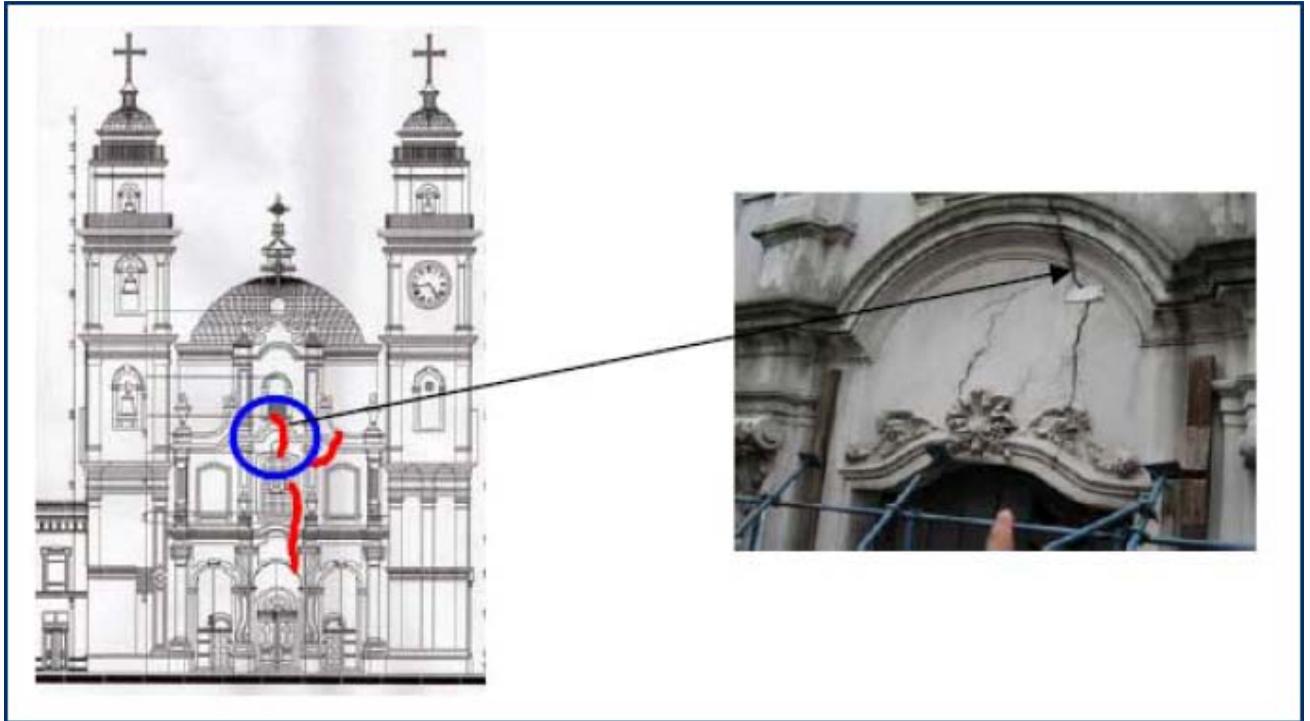


Fig. 1 – Vista de frente de la fachada con el desarrollo de las fisuras sobreimpresas (izq.) y fotografía de la parte central del frente

La Fig. 2 muestra un corte por el cimborrio con grietas en los lados Este y Oeste del mismo orden de importancia que en la fachada Bolívar. La Fig. 3 incluye el tríptico de entrada fisurado en mayor medida del lado de Alsina y en la Fig. 4 se presenta la planta general de la Iglesia.

Pueden apreciarse el túnel histórico que corre desde el Colegio Nacional Buenos Aires hasta la calle Alsina pasando por debajo del altar y las fisuras de mayor envergadura presentes en el piso del coro, en la bóveda central (longitudinal y transversal), longitudinales en la galería norte y en el muro testero (estas últimas no indicadas en la planta).

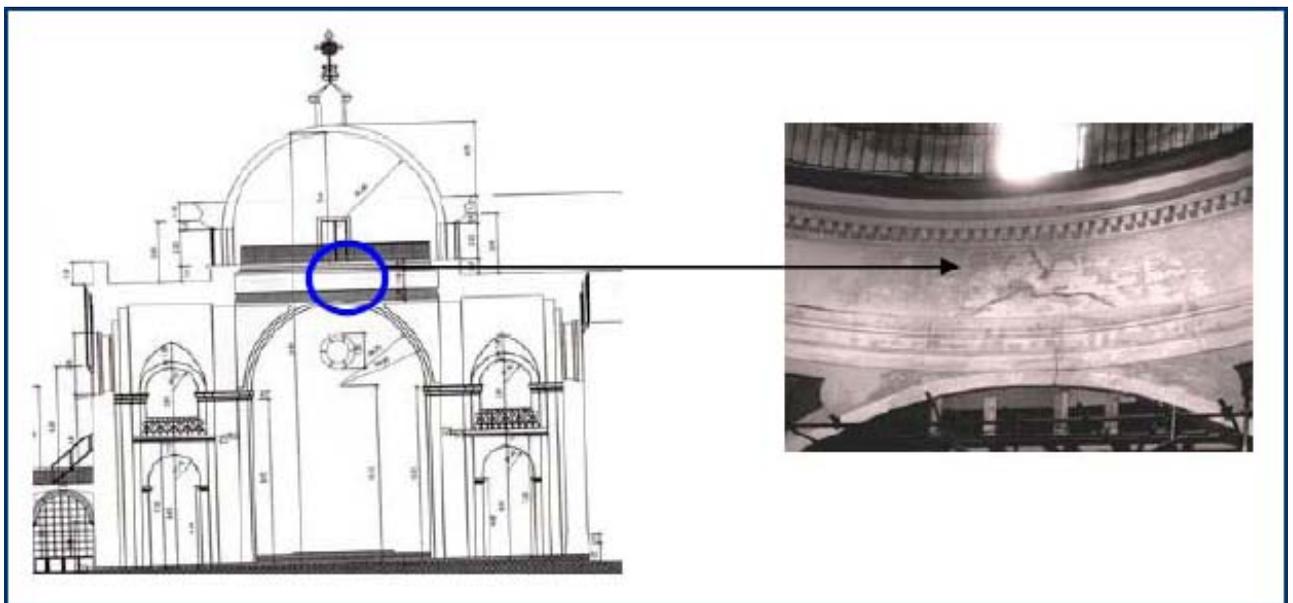


Fig. 2 – Corte del Cimborrio



Fig. 3 – Tríptico de entrada

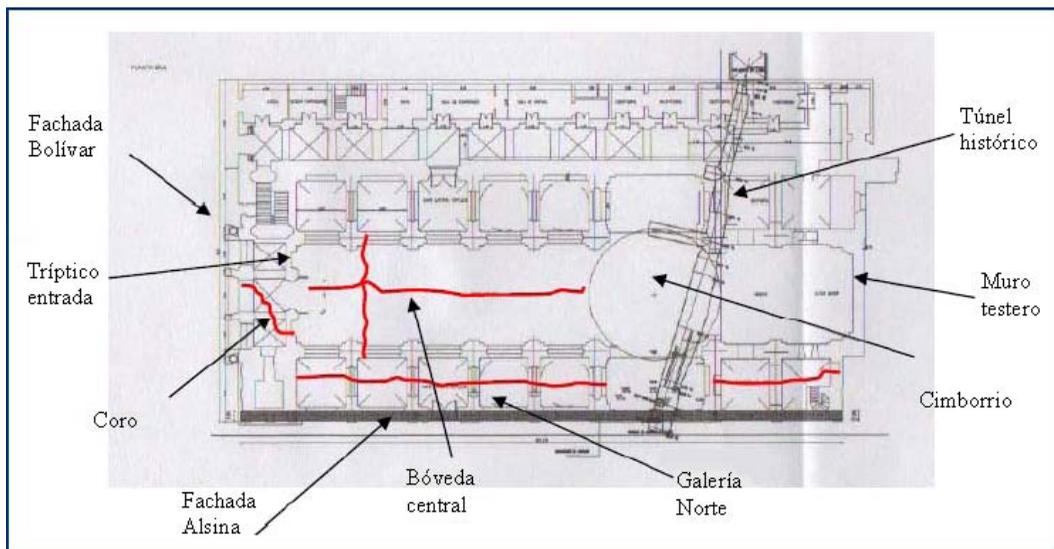


Fig. 4 – Planta general de la Iglesia

ESTUDIOS PRELIMINARES

Al momento de comenzar estos estudios la iglesia se hallaba apuntalada con andamios metálicos en su frente (Fig. 5), mediante apuntalamientos de madera en los arcos del frente y el tríptico (Fig. 6) y en el cimborrio (Fig. 7).



Figs. 5,6 y 7 – Detalles de los apuntalamientos

En primera instancia se identificaron como causas más probables de los daños los movimientos del suelo, el desmoronamiento de túneles cercanos, la degradación del material de la mampostería y el eventual incremento de cargas en el techo por renovación de cubierta.

Las evaluaciones y mediciones de campo realizadas (en algún caso para corroborar resultados de estudios anteriores) fueron las siguientes:

1. Estudios de suelos
2. Relevamientos planialtimétricos
3. Estudios de georadar
4. Relevamiento de información histórica
5. Relevamiento de fisuras
6. Seguimiento del comportamiento de testigos de yeso
7. Análisis y evaluación de la mampostería existente

Los resultados de la información recopilada permitieron identificar varios hechos de importancia relacionados con la investigación:

1. Los estudios con georadar realizados peri-metralmente a los sectores deteriorados no recogieron ninguna evidencia de desmoronamiento de túneles cercanos.
2. En junio de 2002, dos a tres meses antes de que se visualizaran claramente las primeras fisuras grandes y como consecuencia de la rotura de una cañería de agua a presión ubicada bajo vereda de Alsina, se inundó el túnel histórico.

Este evento, sumado a la correspondiente fuga de finos del suelo, se identifica como una de las causas más probables o de mayor incidencia en los daños.

3. La investigación realizada en el túnel histórico permitió comprobar que muy cerca de su intradós se encuentra apoyado uno de los pilares principales del cimborrio y que la inundación mencionada había debilitado las paredes del túnel, poniendo a la estructura en una condición de riesgo inaceptable, que requería de su inmediata atención (Fig. 8).

En función de los resultados de las observaciones anteriores se decidió continuar con el análisis estructural de la iglesia y paralelamente realizar un proyecto de consolidación del túnel histórico, para restablecer su capacidad portante.

PLANTEO DEL PROBLEMA

A efectos de comprender acabadamente el comportamiento estructural global de la iglesia, se prepararon y resolvieron modelos de Elementos Finitos (ver detalles completos en el Anexo) con un enfoque, definición y grado de refinamiento de la malla suficientes para poder interpretar el fenómeno.

Pese a su magnitud, se decidió preparar un modelo de la iglesia completa en lugar de modelos parciales, que no siempre garantizan la inclusión de todas las interacciones relevantes. El modelo básico, compuesto de elementos de cáscara y de viga, apuntaba a reflejar el comportamiento de la estructura de la iglesia, anterior (fisuración escasa) y posterior a la ocurrencia del evento desestabilizador.

Las distintas variantes del modelo básico incluyeron apoyos perimetrales fijos y elásticos, comportamiento físico lineal y no lineal, apoyos laterales para alterar la simetría geométrica de la estructura por su interacción con construcciones vecinas, inclusión expresa de fracturas, etc.

En todos los casos se consideró la carga permanente del peso, analizando en algún caso la influencia de cambios uniformes de temperatura en la cubierta.

El proceso de evaluación puede resumirse en las siguientes etapas o fases:

Primera fase: Se analizó un modelo lineal y simétrico, con apoyos elásticos para estudiar la influencia de los cedimientos diferenciales impuestos por las cargas sobre las fundaciones.

Segunda fase: Continuando con el modelo lineal, se modificaron los coeficientes de balasto para estudiar la influencia del deterioro del suelo bajo las fundaciones de fachada Alsina, pudiendo corroborarse que ese mecanismo conduce a estados de tensión totalmente compatibles con el estado de fisuración relevado en la iglesia.

Tercera fase: Se desarrolla un modelo no-lineal para establecer los niveles de seguridad de la estructura de mampostería y los incrementos de seguridad que se obtendrían a partir de la incorporación de distintos tipos de refuerzo de H° A°.

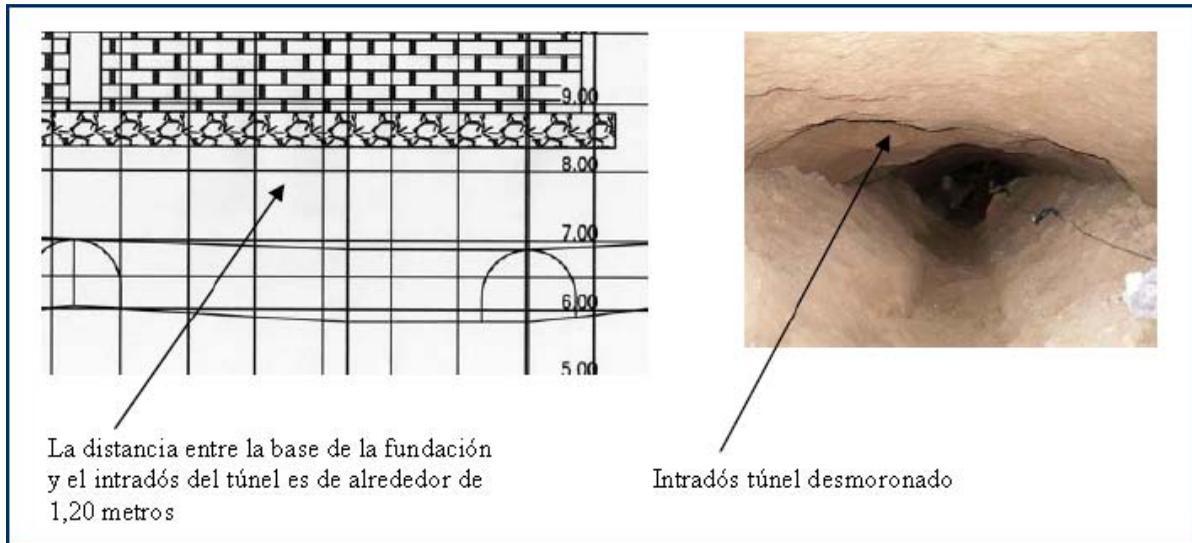


Fig. 8 – Vista lateral y fotografía del interior del túnel

MODELO BÁSICO DE ANÁLISIS

Las particularidades del modelo básico y sus distintas alternativas se describen con detalle suficiente en el Anexo. Las Figs. 9 y 10 permiten observar el grado de detalle y las principales características del modelo discreto.

El comportamiento estructural de la iglesia bajo la acción de las cargas permanentes, ya sea teniendo en cuenta apoyos fijos o elásticos, puede observarse en la Fig. 11 en la que se muestra la distribución de los desplazamientos horizontales y en la Fig. 12 que hace lo propio con los verticales.

Puede observarse claramente que, bajo la acción del peso, todo el cimborrio se inclina hacia Bolívar, recargando el eje más cercano a esa calle; la espadaña se inclina hacia atrás y las torres hacia adelante, aunque este último efecto puede observarse más claramente en el corte longitudinal de la Fig. 13. En realidad, las torres no sólo se inclinan hacia Bolívar sino que también rotan y tienden a separarse (Fig. 14).

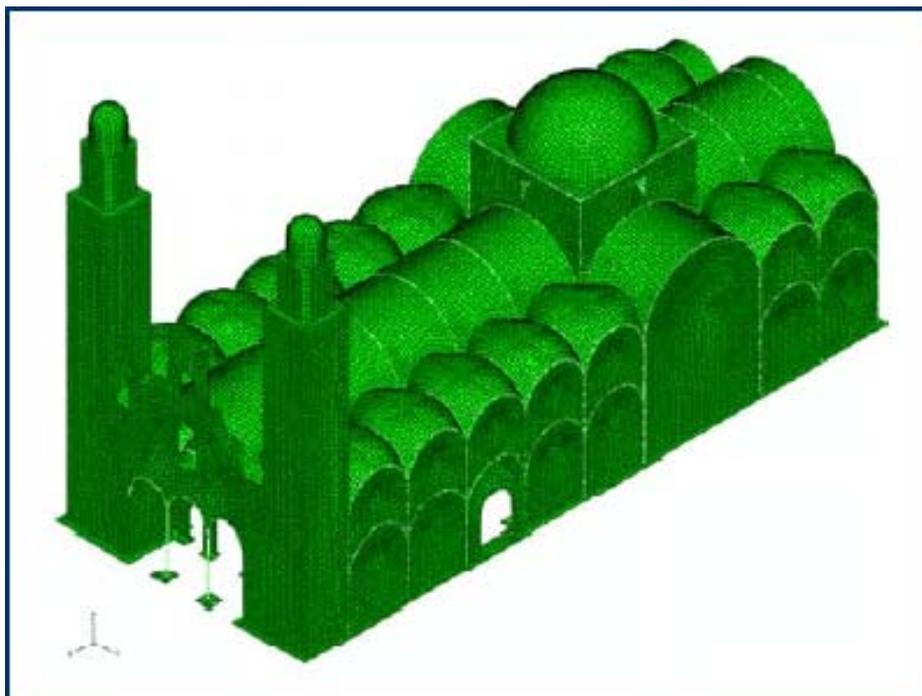


Fig. 9 – Vista general del modelo de E. F. de la iglesia

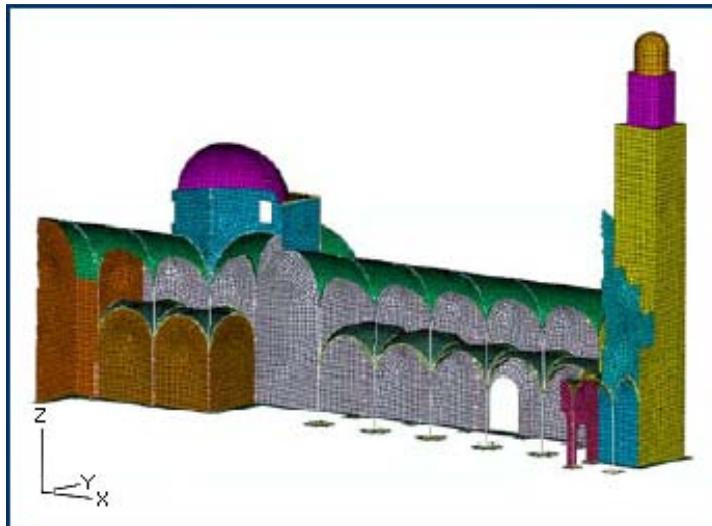


Fig. 10 – Vista del interior del modelo de la basílica

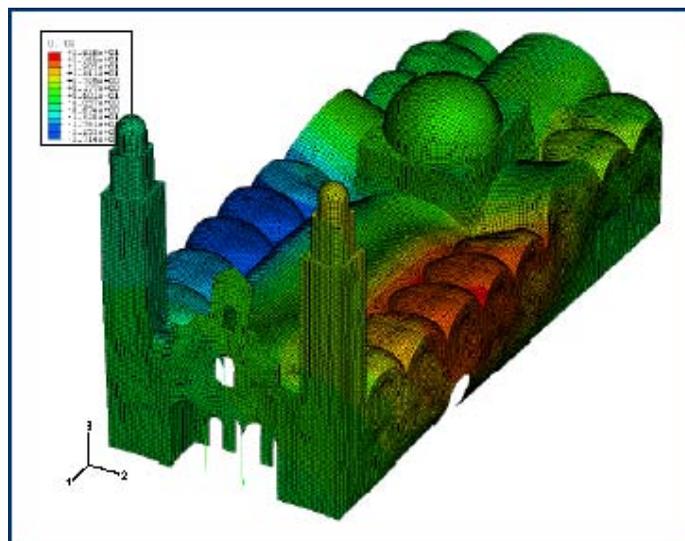


Fig. 11 – Vista general de la estructura deformada con la distribución del desplazamiento horizontal (mm)

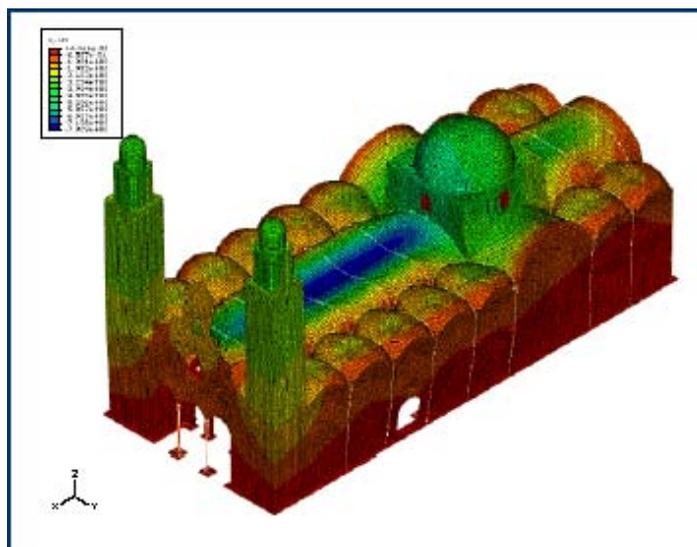


Fig. 12 – Vista general de la estructura deformada con la distribución del desplazamiento vertical (mm)

Como todos los arcos se encuentran vinculados horizontalmente por la cubierta y ésta se encuentra prácticamente inmovilizada en los extremos por la presencia de sectores relativamente rígidos como la fachada, las torres del lado Bolívar y el muro testero del lado Perú, gran parte de la carga horizontal es transferida hacia los extremos de la iglesia (ver Fig. 14).

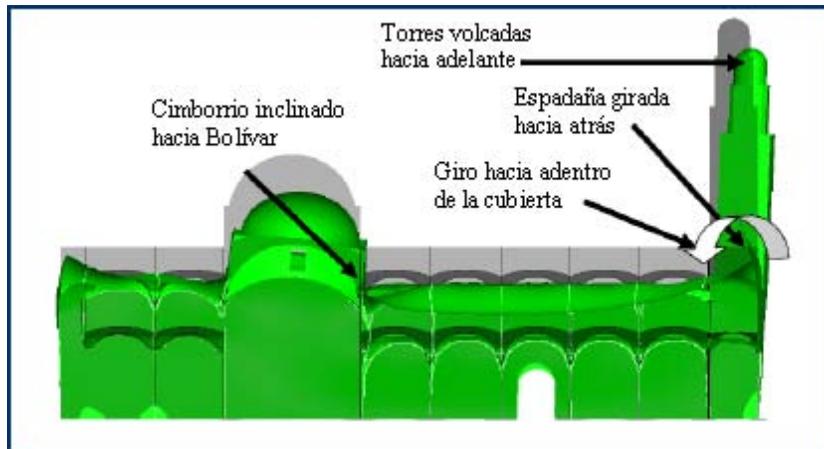


Fig. 13 – Vista de costado de la posición inicial y final (deformada) obtenidas mediante un modelo lineal

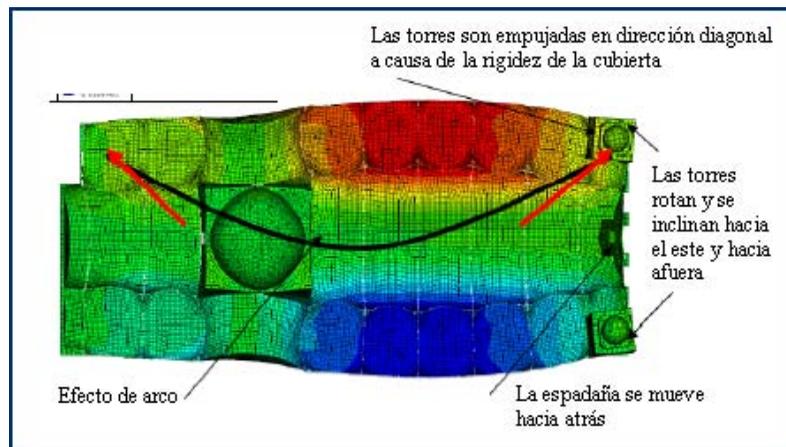


Fig. 14 – Vista en planta de la posición deformada de la iglesia

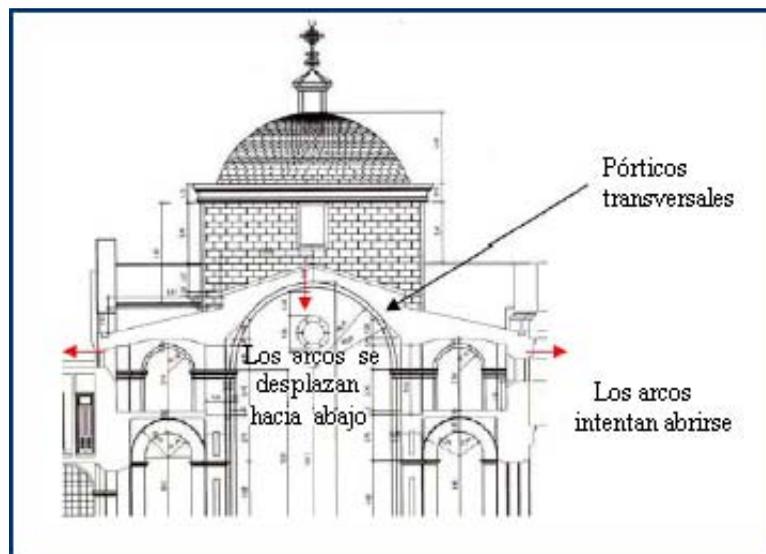


Fig. 15 – Vista de un corte interior mostrando los arcos transversales

Los sectores relativamente rígidos poseen una baja resistencia a la tracción (al igual que la totalidad de la mampostería de la iglesia) produciéndose fisuras y grietas de dirección normal a las tensiones principales máximas. Esas fisuras producen una reducción en la capacidad portante, produciendo una mayor apertura de los arcos intermedios. Entre los sectores relativamente rígidos debe incluirse el cimborrio debido a la cúpula y a la pared perimetral de soporte que la circunda.

Todos estos efectos se potencian cuando los modelos incluyen menores coeficientes de balasto en el muro lindero a la calle Alsina, razón por la que se concluye que las causas de la fisuración general de la iglesia están más relacionadas con anomalías de comportamiento a lo largo de esa calle que con eventuales deterioros de suelo o desmoronamiento de túneles en las cercanías de la fachada de Bolívar.

La cuestión clave para privilegiar esta conclusión fue que los deterioros de la fachada sobre Bolívar se produjeron simultáneamente con los deterioros del cimborrio, conduciendo a una causa única para explicar el deterioro de ambos sectores.

Otra importante conclusión que se desprende del análisis de los modelos lineales tiene que ver con la forma de las fisuras de los sectores del cimborrio.

El sector más cercano a Alsina se ha fisurado en el comportamiento estructural global de la iglesia bajo la acción de su propio peso.

Se puede entender mejor el comportamiento de la estructura si se observan y analizan los desplazamientos de la cúpula en la Fig. 13 y el patrón de fisuraciones en la Fig. 16.

El arco anterior de soporte transversal del cimborrio desciende y se desplaza bastante más que el posterior, lo que necesariamente tiene que provocar una mayor fisuración en esa zona.

Los daños en los arcos del cimborrio también pueden explicarse observando en la Fig. 17 la ubicación de las mayores tensiones de tracción, en las direcciones vertical y horizontal.

Puede constatarse que las fisuras verticales ocupan la totalidad del espacio ocupado entre el intradós del arco y el umbral de la puerta de acceso a la pasarela circular del cimborrio, de un modo compatible con las tensiones de tracción en el área.

Este sistema se comporta como un gran arco en el que todo el sector por debajo de la puerta actúa como un tensor.

Las fisuras de desarrollo casi horizontal están asociadas al hecho de que la cúpula apoya directamente sobre el tambor circular, transfiriendo la carga de tracción al tabique que la rodea. En una estructura de $H^\circ A^\circ$, esa zona hubiera requerido mayor medida (Fig. 16, izquierda) que otros sectores tales como el que se muestra a la derecha, en la misma figura.



Fig. 16 – Fotografías mostrando fisuras en el cimborrio

Las razones por las que un sector del cimborrio se ha fisurado más que el otro y las características del tipo de daño tienen que ver casi exclusivamente con una armadura vertical o en “V” para trabajar adecuadamente.

Otra causa que aparece como dominante, surge de observar el diagrama de tensiones de tracción verticales S11 en la Fig. 18. Pueden reconocerse cargas de tracción no originadas estrictamente en la cúpula, sino provocadas por la reducción en la curvatura de su arco de apoyo. El comportamiento estructural del arco

somete a la pared del cimborrio a cargas de tracción incompatibles con la baja resistencia a tracción de la mampostería.

EVALUACIÓN DE LAS ASIMETRÍAS

El análisis del modelo lineal simétrico ha permitido una buena comprensión del comportamiento básico global de la estructura. Sin embargo, queda por analizar la influencia de las asimetrías producidas por las restricciones laterales impuestas por la interacción con edificios linderos.

Un nuevo relevamiento de la verticalidad de los elementos estructurales de la iglesia puso de manifiesto que la pared medianera con el Colegio Nacional Buenos Aires había experimentado una bajísima inclinación.

Por lo tanto, se desarrolló un modelo asimétrico restringiendo los desplazamientos horizontales en el muro lateral correspondiente, manteniendo los apoyos elásticos en todo el perímetro para permitir el asentamiento diferencial de la iglesia.

En estas condiciones, se observó un claro aumento de las tensiones en el lado derecho de la fachada Bolívar. Los valores máximos calculados son del orden de $0,50 \text{ N/mm}^2$ en ese lado y de $0,30 \text{ N/mm}^2$ del lado izquierdo.

Los modelos asimétricos lineales permiten explicar claramente como y porque se ha fisurado la fachada de Bolívar, pero no suficientes para interpretar otras fisuras no simétricas como, por ejemplo, las del arco tríplice del eje del coro.

Para comprender como se redistribuyen las cargas debido a las fisuración de la fachada Bolívar, se desarrolló un nuevo modelo asumiendo que la fachada estaba completamente fracturada, como puede observarse en la Fig. 20.

El diagrama de tensiones principales que se obtiene para este modelo justifica lo que se observa en la realidad (Fig. 21), concluyéndose que las cargas horizontales son tomadas por las zonas más rígidas de la fachada sobre Bolívar hasta el punto en que, superada su resistencia, se producen las primeras fisuras, pasando a transferir las cargas a través de (y sobrecargando) el depósito del atrio.

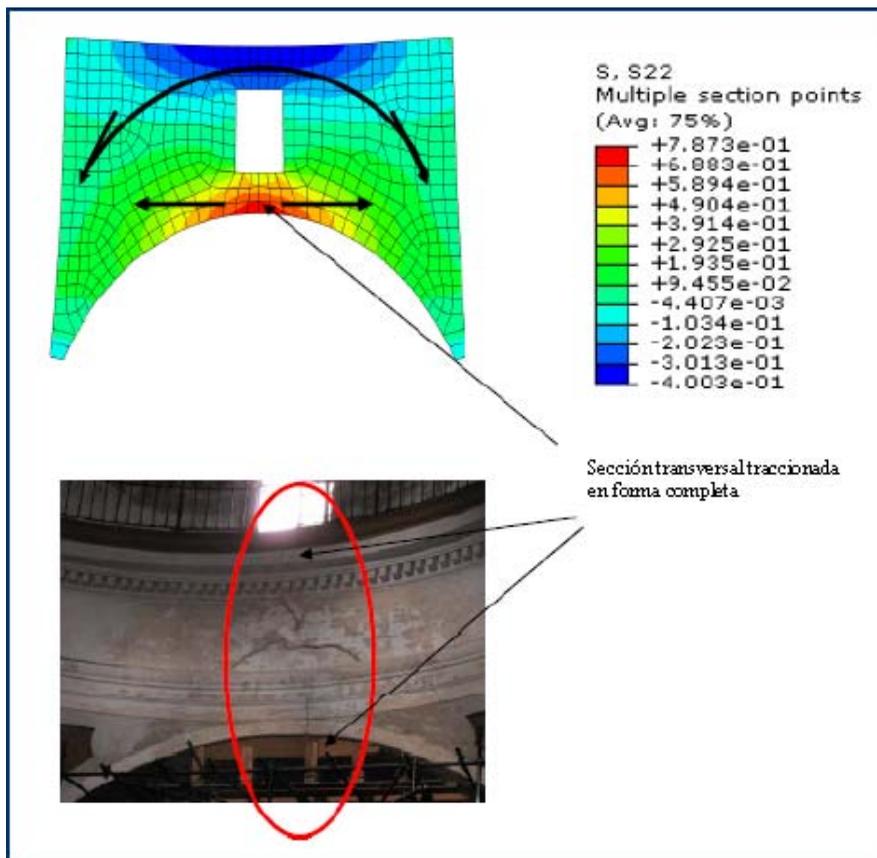


Fig. 17 – Distribución de la componente de horizontal de la tensión (N/mm²) (Arriba) y de las fuerzas (fotografía inferior)

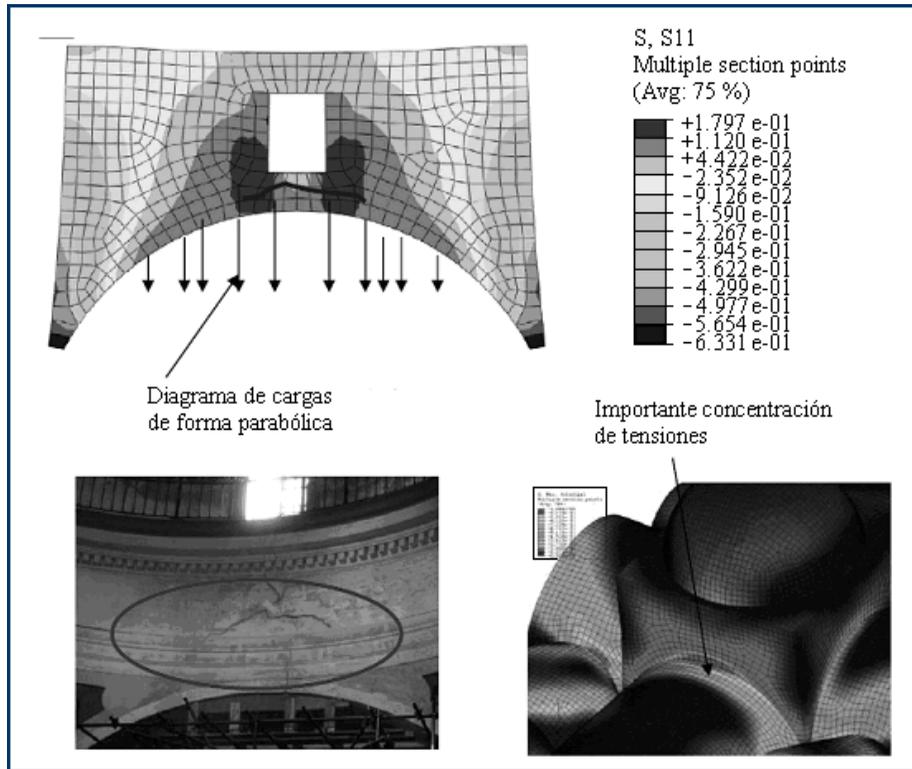


Fig. 18 – Diagramas de contorno de tensiones $[N/mm^2]$ y fotografía de una zona del cimborrio con fisuras

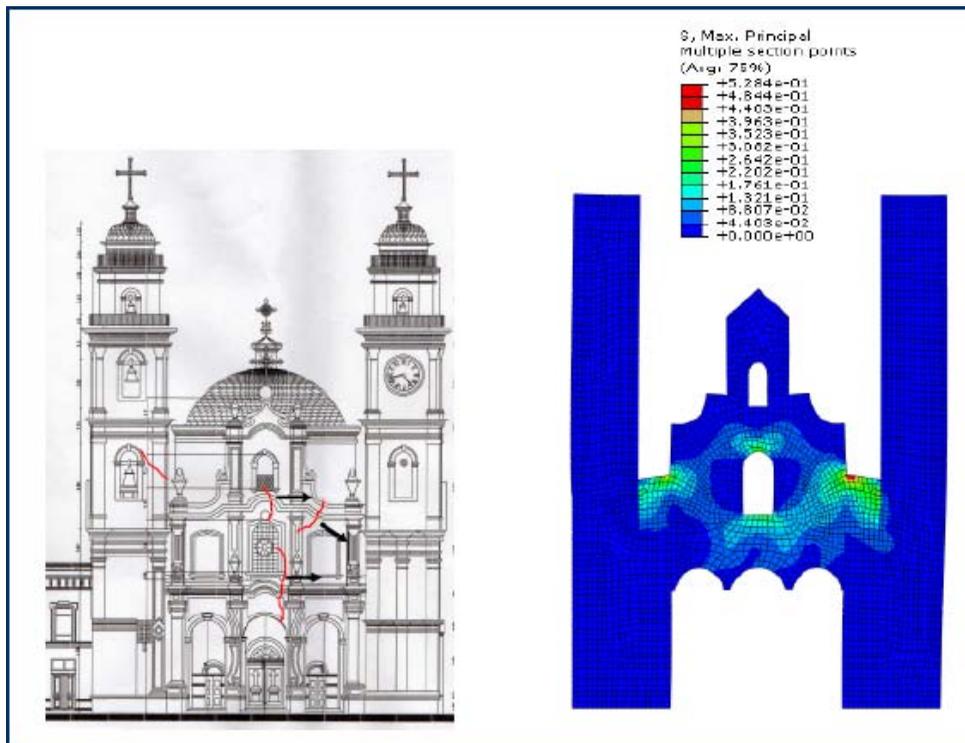


Fig. 19 – Esquema de la fachada con las fisuras superpuestas (izquierda) y distribución de la tensión principal máxima $[N/mm^2]$ (derecha)

La distribución de las tensiones principales en la fachada Bolívar (Fig. 22, modelo asimétrico) permite constatar la compatibilidad de las fisuras y grietas con el comportamiento estructural de la iglesia ante un desmejoramiento del suelo (parcial o total) a lo largo de la calle Alsina.

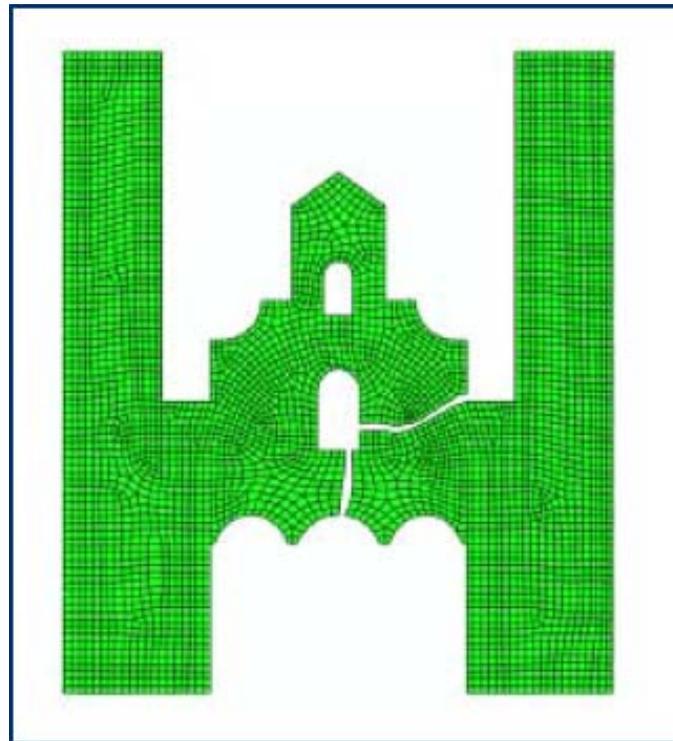


Fig. 20 – Modelo de E. F. en el que se incluyen expresamente las fracturas para analizar la redistribución de las cargas y las tensiones

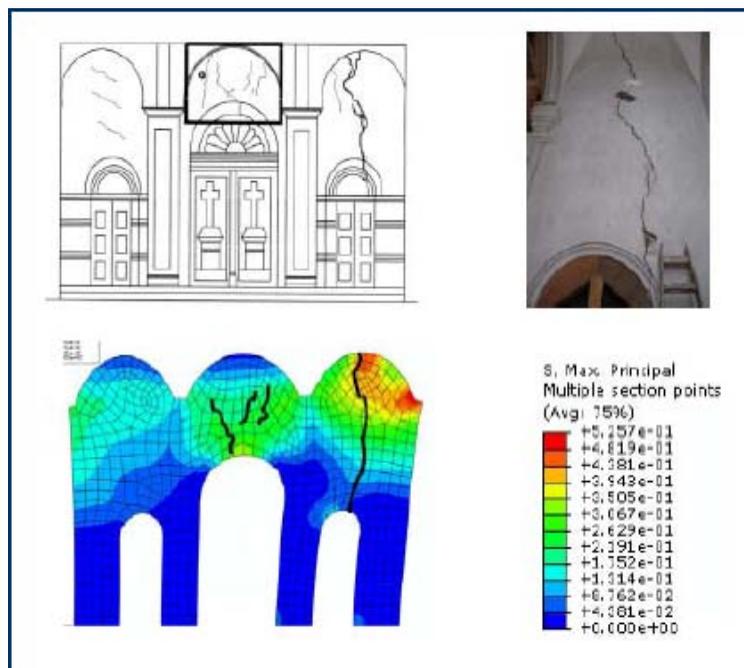


Fig. 21 – Fachada de la calle Bolívar. Esquema con fisuras superpuestas (arriba izquierda), fotografía (arriba derecha) y distribución de la máxima tensión principal $[N/mm^2]$ (abajo)

EL PROYECTO DE REPARACIÓN

En función de las conclusiones obtenidas del análisis de los distintos modelos y teniendo en cuenta que los testigos de yeso mostraban que las fisuras ya no estaban progresando, se desarrolló un proyecto de reparación que tenía como objetivo restablecer la integridad estructural y evitar el desarrollo de nuevos defectos.

La seguridad de la iglesia disminuyó considerablemente cuando los daños en la fachada Bolívar y en el muro

testero anulaban sus capacidades portantes, transfiriendo el compromiso estructural a los pórticos internos. En base a ello, el concepto básico de refuerzos apuntó a resolver estas deficiencias y restablecer las condiciones estructurales previas a los cedimientos de las fundaciones.

Se proyecta utilizar estructuras de hormigón armado, diseñadas para responder lo mejor posible a las críticas que habitualmente se les formulan. La experiencia histórica obtenida hasta el momento con los refuerzos de hormigón armado aplicados en múltiples reparaciones de edificios históricos, obliga a tomar una serie de recaudos para que sean suficientemente efectivos y durables.

La primera objeción que se realiza a este tipo de refuerzos es su baja durabilidad comparada con la de la mampostería histórica. Esta objeción se ha minimizado diseñando un hormigón liviano de características especiales, reforzado con aceros protegidos o directamente inoxidable.

La segunda objeción se refiere a que, debido a su mayor rigidez toman o atraen solicitaciones del resto de la estructura. Para evitarlo, se diseñaron los refuerzos de modo de no alterar el camino original de las cargas en la estructura.

La tercera objeción se refiere a las fuerzas relativamente altas que se producen en los anclajes y en las superficies de contacto entre el hormigón y la mampostería. Esta consecuencia se ha disminuido al máximo adoptando diseños con transferencia continua y gradual de las cargas, mediante la eliminación de puntos duros o anclajes cortos.

La cuarta objeción esta relacionada con las con-tracciones por el fraguado del H^o A^o y la aparición de esfuerzos que pueden producir fisuras en la estructura de mampostería vecina. Esta condición también ha sido contemplada mediante la especificación de un hormigón especial.

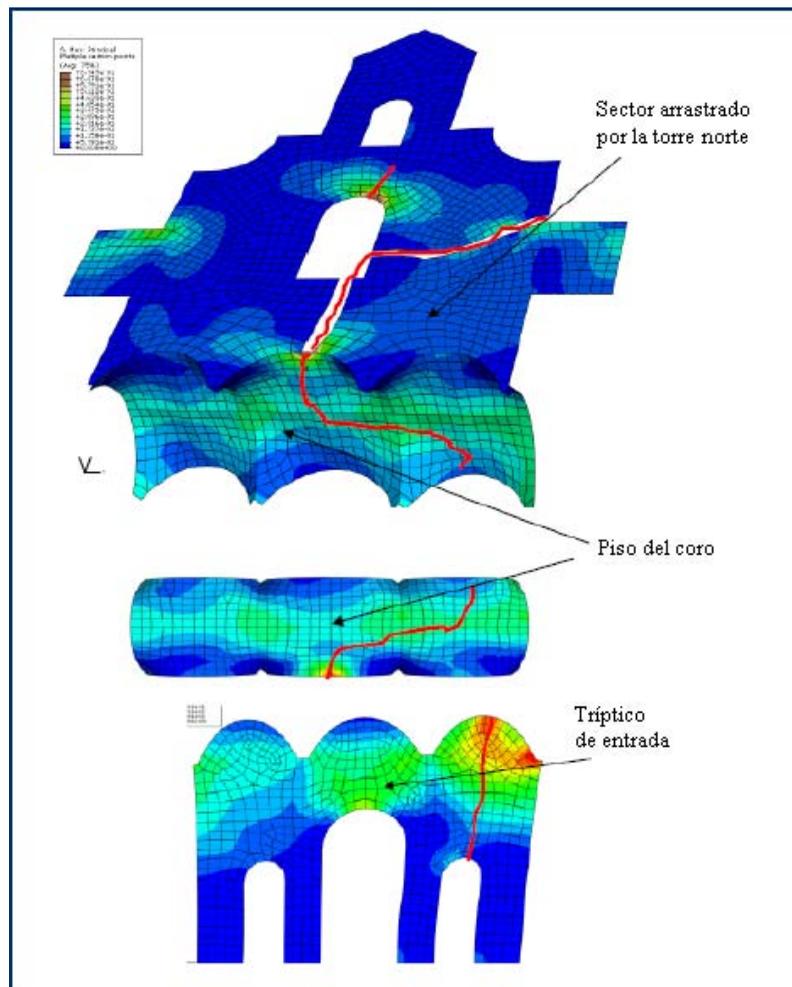


Fig. 22 – Gráficos de la distribución de la máxima tensión principal en distintos sectores de la iglesia. Modelo lineal que incluye la fractura para observar la redistribución de tensiones

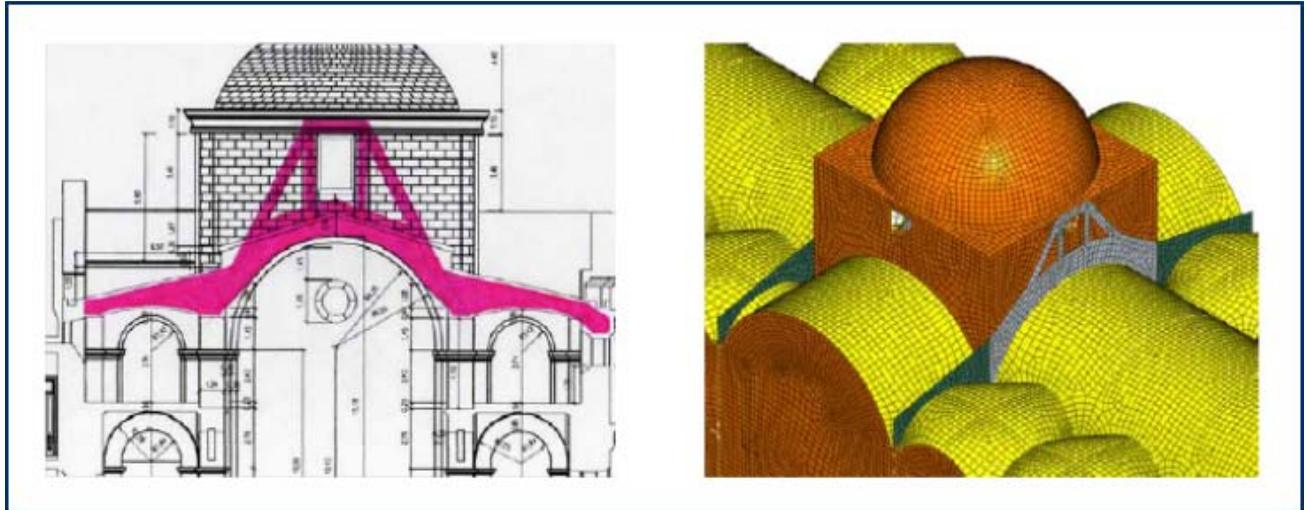


Fig. 23 – Esquema del cimborrio y de la estructura de refuerzo de H° A° (izquierda).
Vista parcial del modelo de E. F. utilizado para la evaluación estructural

El diseño de estos refuerzos permitió reforzar los arcos sin incorporar elementos externos (tensores) que hubieran modificado notablemente el diseño arquitectónico y el esquema estructural original.

La forma resultante es una forma compuesta y puede considerarse una combinación entre una estructura de alma llena (cordón inferior) y una estructura reticulada central con tensor y puntal que permite tomar la carga de la bóveda y la cúpula para transferirlas como cargas de compresión a las columnas centrales del cimborrio.

Sobre el tambor del lado interior del cimborrio se realizó un recubrimiento de protección de H° A° de todo el sector fisurado, utilizando barras de acero inoxidable para eliminar la posibilidad de corrosión.

Refuerzos en fachada Bolívar

Se han considerado dos alternativas de refuerzo aunque en este trabajo se expondrá únicamente la que responde al concepto de restablecer el monolitismo perdido sin afectar la forma y apariencia externas.

En la Fig. 24 pueden observarse las distribuciones de las tensiones principales de tracción y compresión de la fachada, bajo cargas de peso y cedimiento diferencial del muro lateral en la calle Alsina.

Las áreas en las que se producen los mayores valores para los esfuerzos de tracción (Fig. 24, izquierda), se corresponden razonablemente con el patrón de fisuración de la fachada.

Por otra parte, existe un estado de compresión vertical importante a los costados de la ventana central (Fig. 24, centro) debido a la presencia de la abertura.

Para tomar las tensiones de tracción en dirección oblicua y reforzar los bordes de la ventana sometidos a compresión, se diseña un sistema de tensores y puntales como el que se indica en la Fig. 25.

Se hace notar que no se propone el empleo de llaves que, siendo relativamente cortas, permitirían el desarrollo de fisuras en otros sectores sin garantizar la integridad actual y futura de la fachada.

CONCLUSIONES

Los modelos de elementos finitos (básicamente los lineales) han sido muy importantes para comprender acabadamente el comportamiento estructural global, como fundamentación objetiva de las causas dominantes de las fallas observadas y para proponer sistemas de refuerzo efectivos, que no afecten el comportamiento estructural global.

Aunque la exactitud de los resultados es un objetivo insoslayable, estos dependen de muchos factores de muy difícil ponderación en este tipo de estructuras: Las propiedades físicas y mecánicas son extremadamente variables así como la influencia de la calidad y tipo de ejecución de los mampuestos y de la propia estructura.

Si agregamos aspectos tales como la secuencia y metodología constructivas (apuntalamientos transitorios), los asentamientos y transferencias del peso propio durante el tiempo en que la estructura estuvo “abierta” (Etapa de construcción), la variación en las cargas por intervenciones sucesivas, etc., nos encontramos frente a un panorama de difícil caracterización para obtener respuestas en tiempos compatibles con las necesidades que plantea un problema de ingeniería.

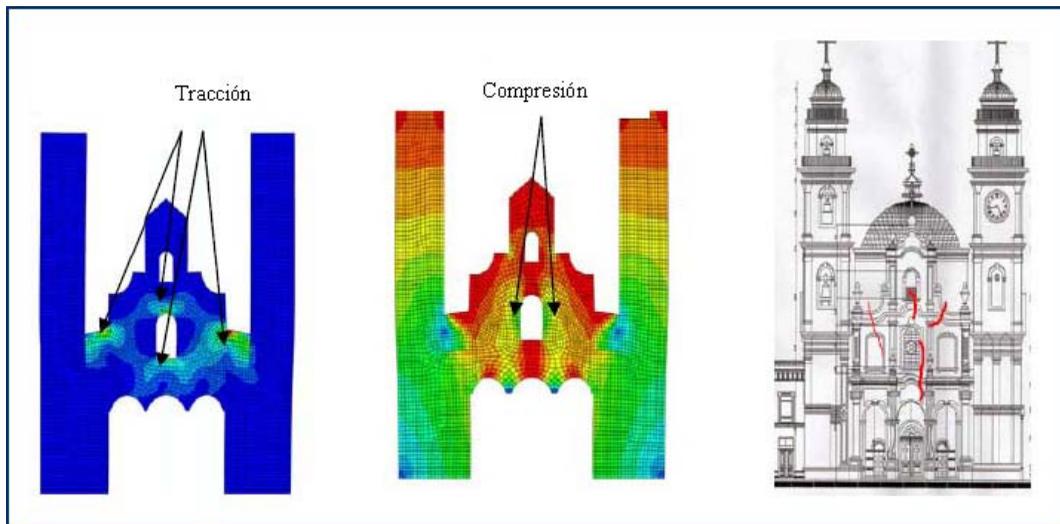


Fig. 24 – Vistas de la fachada. Distribución de la máxima tensión principal (izquierda), de la mínima tensión principal (centro) y esquema con las fisuras superpuestas (derecha)

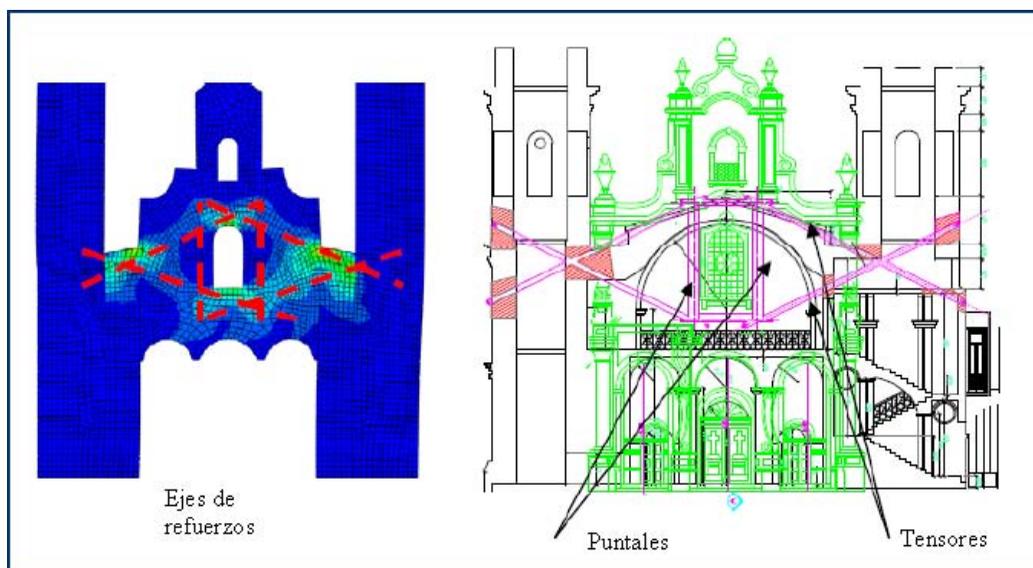


Fig. 25 – Distribución de la máxima tensión principal en la fachada (izquierda) superponiendo los ejes de los elementos de refuerzo de $H^{\circ} A^{\circ}$. A la derecha puede observarse detalle de la estructura de refuerzo y sus anclajes a la estructura existente

Por lo tanto, se consideró necesario privilegiar una muy buena descripción cualitativa que permitiera comprender los mecanismos de transferencia de las cargas, identificar las zonas de tracción, determinar la influencia relativa de los cambios y mejoras¹, etc., por encima de una descripción numérica más exacta.

En ese sentido, la adopción de un modelo de la basílica completa, exceptuando algunos detalles menores que no influyen en la respuesta global, se considera uno de los aspectos clave para comprender acabadamente las causas y mecanismos de falla y para un correcto diseño de los métodos de refuerzo más eficientes.

En segundo término, no en orden de importancia sino más bien de precedencia cronológica, el diseño de los refuerzos debe tener en cuenta los siguientes factores:

- 1) Preservación de la forma y aspecto externos originales, por su valor histórico y arquitectónico, utilizando refuerzos que queden embebidos en la estructura original.
- 2) Preservación del comportamiento estructural original, evitando alterar el camino de las cargas o modificar excesivamente las rigideces relativas, para evitar la descarga de algunos componentes a expensas del

¹ Por ejemplo, determinar en términos porcentuales el nivel de mejora o empeoramiento de determinada acción.

aumento de carga en otros.

- 3) Diseñar los anclajes y las interfases con la mampostería para asegurar la transferencia suave de cargas entre las estructuras relativamente rígidas de refuerzo y las existentes, menos rígidas y poco resistentes al desgarramiento.
- 4) Limitar las intervenciones al mínimo indispensable y orientarlas a restablecer o mejorar la capacidad portante de elementos que la hayan perdido o que sea insuficiente para el tipo y magnitud de las cargas aplicadas.
- 5) Diseñar refuerzos durables utilizando materiales física, química y mecánicamente compatibles con la mampostería.

ANEXO

MODELOS DE ELEMENTOS FINITOS

INTRODUCCION

Código utilitario

Los modelos de análisis se resuelven con el código utilitario, multipropósito, de Elementos Finitos Abaqus/CAE® y Abaqus/Standard® [Refs. 1 y 2].

Consideraciones preliminares.

Se selecciona un modelo continuo [Ref. 5] como única alternativa compatible con la magnitud del modelo, descartando el empleo de los enfoques micro-mecánicos detallado y simplificado que se podrían aplicar a estructuras más regulares y de menor tamaño² [Ref. 3].

Para tener en cuenta la influencia y dimensiones de los capiteles de las columnas, los empalmes de las columnas con la cubierta se materializan mediante cuatro elementos de viga dispuestos como las aristas oblicuas de una pirámide invertida, dando lugar a una transición estructural más suave.

Se resuelven modelos lineales y no-lineales que permiten evaluar la influencia de distintos factores que afectan el comportamiento estructural. Entre otros, se incluyen:

1. Variantes de apoyos elásticos que pretenden describir de un modo aproximado la influencia del comportamiento del suelo.
2. Inclusión y exclusión de soportes laterales en las paredes linderas con edificios vecinos para representar la interacción que promueve un comportamiento estructural asimétrico.
3. Diferentes valores para los coeficientes de balasto, incluyendo cambios en su distribución en planta.

En los modelos no lineales se adopta la hipótesis de suelo perfectamente rígido, teniendo en cuenta que el propósito de este estudio es evaluar la construcción después de haber efectuado todas las acciones correctivas de las anomalías que redujeron la capacidad portante del terreno.

El propósito fundamental es comprender el comportamiento estructural global de la basílica en términos de tendencias, considerando los mecanismos y modos potenciales de falla previamente relevados, identificados y descriptos a partir de los estudios en el campo.

Se enfatiza la cuantificación de la mejora por la inclusión de los elementos de refuerzo cuya disposición, ubicaciones y propósitos se describen en el cuerpo principal del informe.

Los refuerzos propuestos son de concreto liviano armado y están incluidos en las áreas de la estructura identificadas como críticas en estos estudios.

Generalidades

La estructura básica resistente de la Basílica es de mampostería, fue construida en varias etapas a lo largo del tiempo y presenta daños de variada extensión y magnitud.

² Enfoques basados en la representación de los mampuestos como unidades o elementos discretos que interactúan entre sí, con o sin incluir las juntas de mortero.

Las particularidades del comportamiento mecánico (relaciones constitutivas), las propiedades físicas y mecánicas típicas de los materiales de construcción originales de edificios históricos se describen en detalle en un conjunto importante de publicaciones técnicas [Refs. 3 a 9] que fueron analizadas y utilizadas como referencia y fundamento para estos modelos.

Algunos de los valores publicados para las propiedades mecánicas exceden sensiblemente los recomendables para esta estructura en particular. Siguiendo un criterio conservador, en este trabajo se utilizan los valores más bajos (Tablas I y II).

Se tiene en cuenta de un modo relativamente arbitrario³ la interacción con las edificaciones vecinas que no están incluidas formalmente en los modelos por la complejidad inherente asociada.

Ese efecto se tiene en cuenta mediante apoyos rígidos horizontales en el lateral (opuesto a calle Alsina) y en el extremo posterior (Muro Testero).

Dada la función atribuible al concreto reforzado, los modelos no-lineales lo incluyen mediante una aproximación mecánica lineal, utilizando las propiedades físicas y mecánicas que se indican en la Tabla I. Esta hipótesis se justifica porque para cumplir con sus objetivos, el rango de trabajo del concreto debe estar dentro de ese régimen.

Geometría de los modelos

La geometría de los modelos se obtiene de los planos existentes, complementados con los relevamientos de campo. De ellos se extrae la disposición, forma y dimensiones que definen las superficies medias de las bóvedas, cúpulas, paredes y refuerzos de hormigón, cuyo comportamiento se describe mediante una aproximación de cáscaras curvas y planas para las estructuras laminares y de vigas para las columnas y otros elementos estructurales.

Se utilizan estructuras laminares y curvas en lugar de una aproximación sólida 3D por el tamaño del modelo y su mayor versatilidad para modificar los espesores en estudios de sensibilidad. Una característica interesante del tipo de elemento finito seleccionado es que permite una descripción multicapa⁴ en el espesor, dotándolo de capacidades sensiblemente equivalentes a un enfoque 3D completo⁵.

Todos los elementos con responsabilidad estructural primaria se consideran de espesor (cáscaras y placas) y propiedades de la sección transversal, uniformes (vigas y columnas).

Las principales características del modelo y sus detalles se muestran en la Figs. A.1(a) y (b) y en el cuerpo principal del informe, pudiendo observarse que incluye todas las particularidades relevantes de la estructura real.

Los refuerzos son de concreto reforzado y se suponen adheridos en forma perfecta a toda la estructura de mampostería que lo circunda, debiendo proveerse elementos de anclaje que materialicen esta hipótesis.

Modelo discreto

Los modelos de Elementos Finitos consisten de alrededor de 70.000 elementos de cáscara (S4R), 5.000 elementos de viga (B33) y 5.000 elementos tipo SPRING1⁶ [Ref. 2].

El tamaño de los elementos y la densidad de la malla se ajustan de modo de obtener una descripción

³ En rigor se resuelven modelos sin y con la inclusión de esos elementos.

⁴ Para nuestro caso se adoptaron cinco y nueve capas para capturar de un modo razonablemente exacto la propagación del daño a través del espesor.

⁵ Con las hipótesis cinemáticas de la teoría de cáscaras gruesas.

⁶ Sólo se utilizan en los modelos lineales para representar la flexibilidad del terreno.

⁷ Esta aproximación reproduce la condición real en la que la interacción tiene lugar a través de las dimensiones finitas de la sección de las columnas.

⁸ Gradientes de tensión elevados que no tienen correlato físico porque se desarrollan a niveles o sobre volúmenes de material que estarían en la escala de variación local de parámetros físicos y mecánicos.

macroscópica compatible con la no homogeneidad y la anisotropía del material, eliminando puntos “duros” de encuentro en ángulo entre vigas y cáscaras⁷.

Se evita la influencia de singularidades o discontinuidades estructurales que no son relevantes para los propósitos de este estudio⁸ y se seleccionan tamaños de elemento dentro del orden de magnitud de la mayor dimensión del elemento estructural básico (ladrillo o mampuesto).

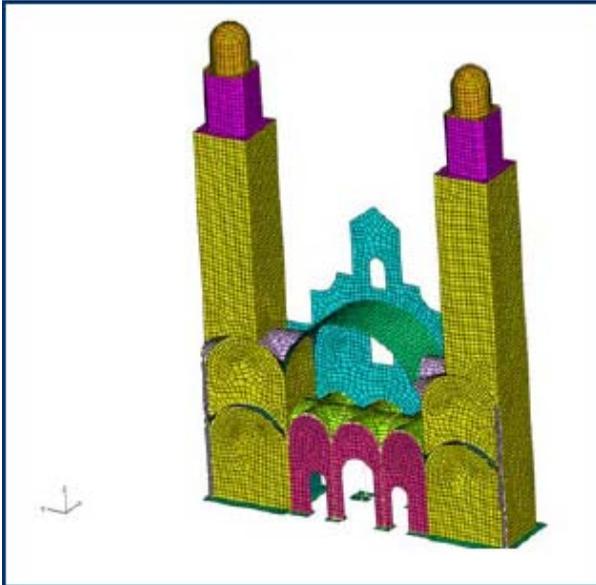


Fig. A.1(a) – Corte transversal de la basílica

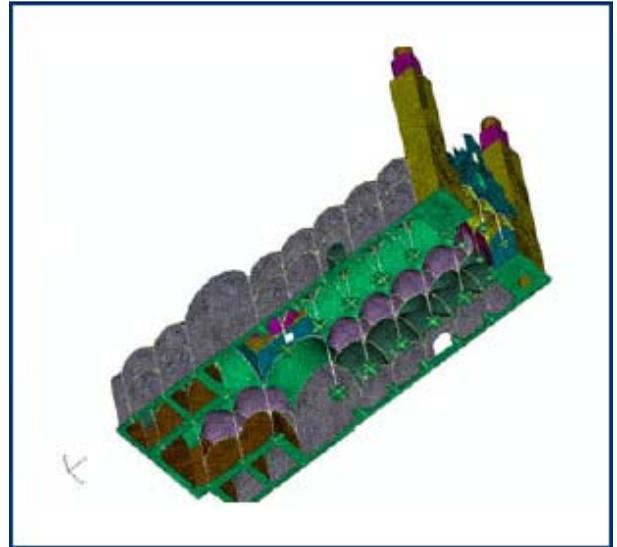


Fig. A.1(b) – Corte longitudinal de la basílica

Modelos de material

Para los modelos lineales se adopta el tipo de material homogéneo, isótropo e indefinidamente elástico, hipótesis que se mantienen en los modelos no-lineales únicamente para el concreto.

Los modelos no lineales de la mampostería responden al modelo constitutivo inelástico de fisuración distribuida (Párr. 4.5.1, Vol. IV, [Ref. 2]) que representa razonablemente el enfoque propuesto en las Refs. 3 a 9 para descripciones de la mampostería basadas en la mecánica del medio continuo.

La superficie de falla se define mediante el modelo de Coulomb-Mohr descrito en función del primer y segundo invariante de la tensión. La anisotropía inducida por el proceso de fisuración se incorpora afectando la rigidez asociada en cada punto de integración del elemento [Ref. 2].

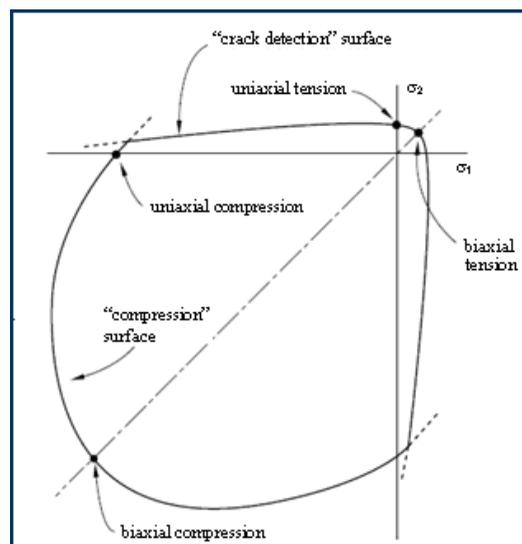


Fig. A.2 – Traza de la superficie de fluencia en el plano de tensiones $\sigma_1 - \sigma_2$

Cuando la respuesta del sistema es de compresión dominante, la respuesta queda caracterizada mediante una teoría elastoplástica simple con regla de flujo asociado y endurecimiento isótropo [Ref. 2].

Antes de alcanzar la tensión límite a la tracción (alrededor del 7% de la resistencia a la compresión), el material se comporta elásticamente y luego degrada su resistencia a través del ablandamiento que representa el mecanismo de daño [Ref. 2].

Propiedades físicas y mecánicas

Para los materiales con comportamiento lineal se adoptan las propiedades mecánicas que se resumen en la Tabla I y para los no lineales las que se resumen en la Tabla II.

Propiedad	Mampostería	Hormigón
Módulo de elasticidad	3.000 MPa	15.000 MPa
Módulo de Poisson	0,20	0,20
Coef. de Dilatación	$8 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$	-----
Densidad ⁹	Básica	1.700 kg/m ³
	Entrepisos	2.550 kg/m ³
	Techo	3.400 kg/m ³

Tabla I – Propiedades de los modelos lineales de material

Propiedad	Valor adoptado	
Módulo de Elasticidad	3.000 MPa	
Módulo de Poisson	0,20	
Densidad	Básica	1.700 kg/m ³
	Entrepisos	2.550 kg/m ³
	Techo	3.400 kg/m ³
Resistencia a la compresión	3,00 MPa	
Resistencia a la tracción	0,21 MPa	

Tabla II – Propiedades Físicas y Mecánicas de la Mampostería. Modelo Inelástico

Otras propiedades o parámetros físicos y mecánicos cuyos valores son requeridos por el modelo de material y no están disponibles se obtienen de las Refs. 2 a 10, según se detalla en la Tabla III.

Propiedad	Valor adoptado	
Energía superficial de fractura por tracción (G_f)	0,15 N/mm	
Factor de reducción de la rigidez por corte (ρ)	0,80	
Factor de retención de corte (β)	0,05	
Relación entre la tensión de rotura biaxial y monoaxial	Tracción	1,14
	Compresión	1,28

Tabla III – Propiedades adicionales requeridas por el modelo no lineal

Cargas y condiciones de vínculo.

1. *Modelos lineales.* Las cargas externas tenidas en cuenta son el peso propio de la estructura y el de los componentes no estructurales unidos de modo permanente (Contrapisos y pendientes, aislaciones hidrófugas, etc.) y en algunos casos variaciones de temperatura uniformes de 20°C, positivas y negativas respecto del estado libre de tensiones. Se aplican a la cubierta de la basílica más expuesta a la radiación solar.

⁹ Se incrementa la densidad del material para tener en cuenta el peso de los rellenos, contrapisos, pisos, aislación hidrófuga, etc.

Para considerar la situación “normal” y los eventuales asentamientos diferenciales por humidificación y ablandamiento del terreno, se consideran tres líneas de resortes lineales de flexibilidad variable en la dirección del ancho de las paredes laterales en la línea de fundaciones a lo largo de la calle Alsina.

2. *Modelos no lineales.* Por las razones expuestas, las fundaciones se consideran perfectamente rígidas en estos modelos.

Tipo de análisis

Se efectúan dos tipos de análisis: Elástico y lineal e Inelástico.

En el primer caso se consideran las cargas estáticas debidas a la acción gravitatoria y a cambios uniformes de temperatura, mientras que en el segundo sólo se tiene en cuenta la acción gravitatoria.

Modelos de análisis.

Luego de varias pruebas para la puesta a punto de los modelos finales, se consolidaron y resolvieron los modelos indicados en las Tablas IV y V.

Modelo	Simulación Suelo	Cedimiento Alsina	Apoyo Lateral	Cargas Aplicadas
L1	Resortes (1)	No	No	Peso Propio
L2	Resortes (2)	Si	No	Peso Propio
L3	Rígido	No	No	Peso Propio
L4	Rígido	No	Extremos	Peso Propio
L5	Rígido + Resortes (3)	Si	Extremos	Peso Propio
L6	Rígido + Resortes (3)	Si	Completo	Peso Propio
L7	Rígido + Resortes (3)	Si	Extremos	Peso Propio + Temperatura
L8	Rígido + Resortes (3)	Si	Extremos	Sólo Temperatura

Tabla IV – Modelos Lineales Analizados

Modelo	Simulación Suelo	Apoyo Lateral	Cargas Aplicadas	Refuerzo Hormigón
NL-1	Rígido	Extremos	Peso Propio	No
NL-2	Rígido	Extremos	Peso Propio	Frente Cimborrio (Lado Bolívar)
NL-3	Rígido	Extremos	Peso Propio	Frente y Fondo Cimborrio

Tabla V – Modelos No Lineales Analizados

RESUMEN DE RESULTADOS

Los resultados se obtienen en la forma de listados, tablas y gráficos de contorno que muestran la distribución de desplazamientos, tensiones principales máxima/mínima y componentes del tensor de tensiones en las diferentes zonas de interés de todos los modelos analizados.

COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

Considerando los aspectos físicos, mecánicos y las particularidades del modelo discreto, se realizan los siguientes comentarios:

1. Los modelos lineales con convergencia garantizada a una solución única proporcionan la mayor parte de los elementos de juicio para comprender el comportamiento de la estructura y diseñar los refuerzos que satisfacen los requerimientos impuestos.
2. Sin embargo y pese a las incertidumbres en los valores de los datos y a su mayor o menor influencia en los resultados, los modelos no-lineales permiten una buena estimación sobre el incremento en el nivel o margen de seguridad de la estructura original y las variantes con los refuerzos incorporados.
3. El modelo no lineal de la basílica sin refuerzo (NL-1) permite obtener resultados convergentes hasta aproximadamente un 57,3 % del valor de la carga total. Las mayores tensiones aparecen en la zona central de la intersección entre la cubierta principal y la pared frontal del cimborrio y coincide con los

sitios donde se detectaron fisuras de importancia.

El resultado obtenido puede resultar conservador porque, entre otros, no se incluye el aporte a la resistencia de elementos sólo considerados como pesos muertos tales como entresijos, recubrimientos de impermeabilización, etc., que por sus particularidades resultan de muy difícil o imposible caracterización e inclusión en el modelo.

4. Cuando se incluyó el refuerzo de hormigón en la pared frontal del cimborrio (Modelo NL-2) se incrementó el valor de la carga de colapso hasta el 79,7 % de la carga total. En este caso el nivel de esfuerzos mayores aparecen en el capitel de la columna central del lado Alsina.
5. Como consecuencia de los resultados obtenidos en el modelo NL-2, se incluyeron refuerzos de hormigón en la parte anterior y posterior del cimborrio (Modelo NL-3).

Este modelo produjo resultados convergentes para el 100% del valor de las cargas aplicadas, mostrando una clara diferencia de comportamiento y una fuerte tendencia a estabilizar el comportamiento global de la estructura.

Las tensiones máximas calculadas para los elementos de refuerzo de H° A° son de 3,11 MPa en tracción y 5,96 MPa en compresión.

REFERENCIAS

- [1] Abaqus/CAE User's Manual.
- [2] Abaqus Analysis User's Manual. Vol. II: Analysis, Vol. III: Materials, Vol. IV: Elements.
- [3] Historical Structures: Models and Modeling. P. B. Lourenço. Department of Civil Engineering, University of Minho Azurém, P-4800 Guimarães, Portugal.
- [4] Recent Advances in Modeling Masonry Shells: Validation and Application. Paulo B. Lourenço. Department of Civil Engineering, University of Minho Azurém, P-4800 Guimarães, Portugal.
- [5] Department of Civil Engineering, University of Minho Azurém, P-4800 Guimarães, Portugal.
- [6] A Multisurface Anisotropic Model for Quasi-Brittle Materials. Paulo B. Lourenço and Jan G. Rots. ECCOMAS 96.
- [7] Finite Elements in the Analysis of Masonry Structures. M. Simunic Bursic. Z. Zagar. University of Zagreb, Faculty of Architecture, Zagreb, Croatia.
- [8] Analytical Implications on in-plane behavior of unreinforced masonry walls.
- [9] Guidelines for the analysis of historical masonry buildings. Paulo B. Lourenço. University of Minho, Guimarães, Portugal.
- [10] Sensitivity of masonry wall under base-restrained shrinkage. G. P. A. G. Van Zijl, M. Boonpichetvong. Delf University of Technology, 2600 GA, Delf, the Netherlands & J. G. Rots. Faculty of Architecture. J. W. Verkleij, Research Center for Calcium Silicate Industry, Hilversum, the Netherlands.
- [11] Settlement damage of masonry buildings in soft ground tunneling. M. Boonpichetvong & J. G. Rots. Faculty of Architecture. Delf University of Technology. 2600 GA, Delf, the Netherlands.
- [12] Calculating an Ancient Groined Masonry Vault. Gero A. Marzahn.