

IGLESIA DE SAN IGNACIO DE LOYOLA EVALUACIÓN ESTRUCTURAL Y PROPUESTA DE REFUERZO

Jorge Fontán Balestra: Ing Civil UBA – Consultor Independiente –
Especializado en Ing. estructural - Ex Presid. AIE
Carlos A. Carlassare: Ing Mec. UTN – Director y Profesor Maestría
Simulación Computacional (SyMC) en la UTN
Miguel A. Bavaro: Ing Aeronáutico UTN – Profesor Maestría Simulación
Computacional (SyMC) en la UTN

RESUMEN

En el año 2003 la iglesia de San Ignacio de Loyola empezó a presentar un cuadro de fisuración preocupante que motivó su apuntalamiento preventivo.

Se presenta un resumen de los elementos conceptuales de mayor interés que han llevado a comprender su comportamiento estructural y posibilitaron la realización de un proyecto de reparación sustentado en bases firmes. El trabajo incluye un resumen de la investigación de antecedentes, los estudios de campo, la forma en que se implementaron los modelos de elementos finitos mediante la utilización del programa de análisis (Abaqus/CAE y Abaqus/Standard), y un análisis de las causas de la fisuración.

Los resultados obtenidos permiten demostrar que el origen de los daños es totalmente compatible con un deterioro del suelo bajo la calle Alsina producido por la rotura de una cañería de agua a presión. Se presentan también, algunos detalles de interés de los refuerzos de hormigón armado propuestos, que incluyen una consideración especial de los elementos que deben tenerse en cuenta para lograr refuerzos estructurales idóneos y durables.

SUMMARY

In 2003, San Ignacio de Loyola church, began to present a worrying picture of cracking that led to their preventive underpinned for 5 years.

We carried out a summary of the conceptual elements of greatest interest that led to understand its structural behaviour and enabled the completion of a repair project based on firm assumptions. The work includes a summary of the background research, field studies, how they were implemented models using finite element analysis program of Abaqus/CAE® and Abaqus/Standard®, and an analysis of the causes of cracking.

The findings demonstrate that the origin of the damage is fully compatible with a deterioration of soil under Alsina street produced by the rupture of a pipe water pressure. There are also some details of interest about the reinforced concrete proposals, which included special consideration of the elements that must be taken into account to achieve durable and suitable reinforcements.

LA IGLESIA

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. Hoy es Monumento Histórico Nacional e integra 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. A partir de julio/agosto de 2002 se empieza a visualizar un incremento importante de la magnitud de algunas de ellas transformándose en grietas. También comenzaron a abrirse otras nuevas.

La inquietud generalizada que produjeron las nuevas fisuras y grietas provocó el cierre de la calle Bolívar (entre Alsina y Moreno) y la intervención mediante apuntalamiento de la fachada de Bolívar y el cimborrio por orden de la Guardia de Auxilio de la Ciudad de Buenos Aires en julio de 2003.

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

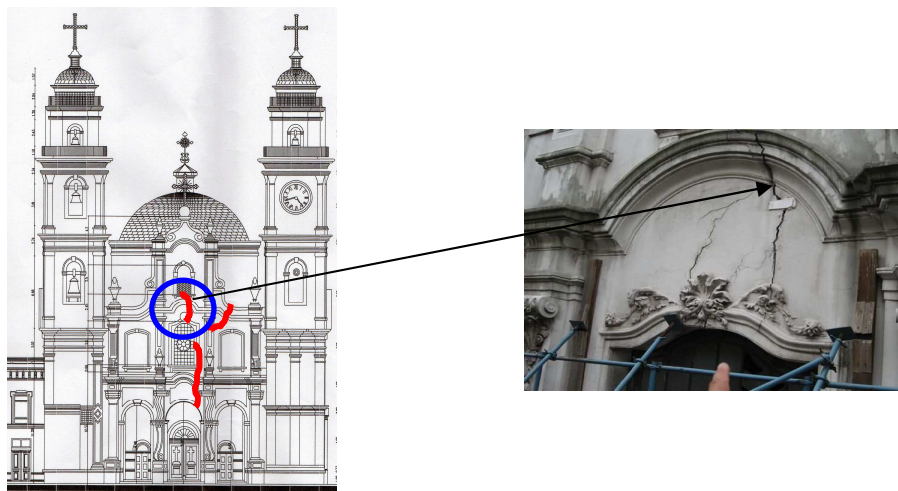


Figura Nro 1

La Figura Nro 2 muestra un corte por el cimborrio, con grietas del mismo orden de importancia que la fachada Bolívar. Sólo se encontraban fisurados los lados Este y Oeste. La Figura Nro. 3 muestra el tríptico de entrada fisurado en mayor medida del lado de Alsina. La Figura 4 muestra una Planta general de la Iglesia. En la misma se aprecia el túnel histórico que corre desde el Colegio Nac Buenos Aires hasta la calle Alsina pasando por debajo del altar. También se aprecian las fisuras de mayor envergadura: 1. en el piso del coro; 2. longitudinales en bóveda central; 3.

transversal en bóveda central; 4. longitudinales en galería norte y en muro testero (no se marcan en la planta)

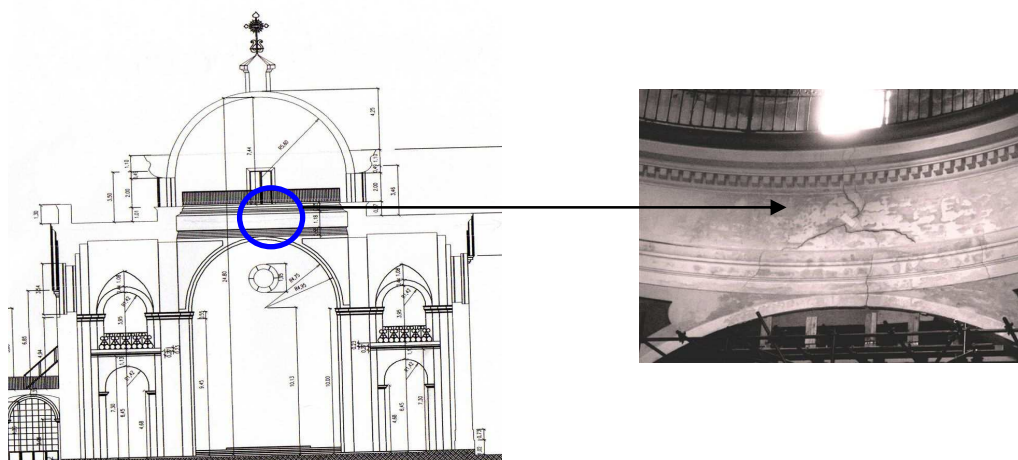


Figura Nro 2



Figura Nro 3

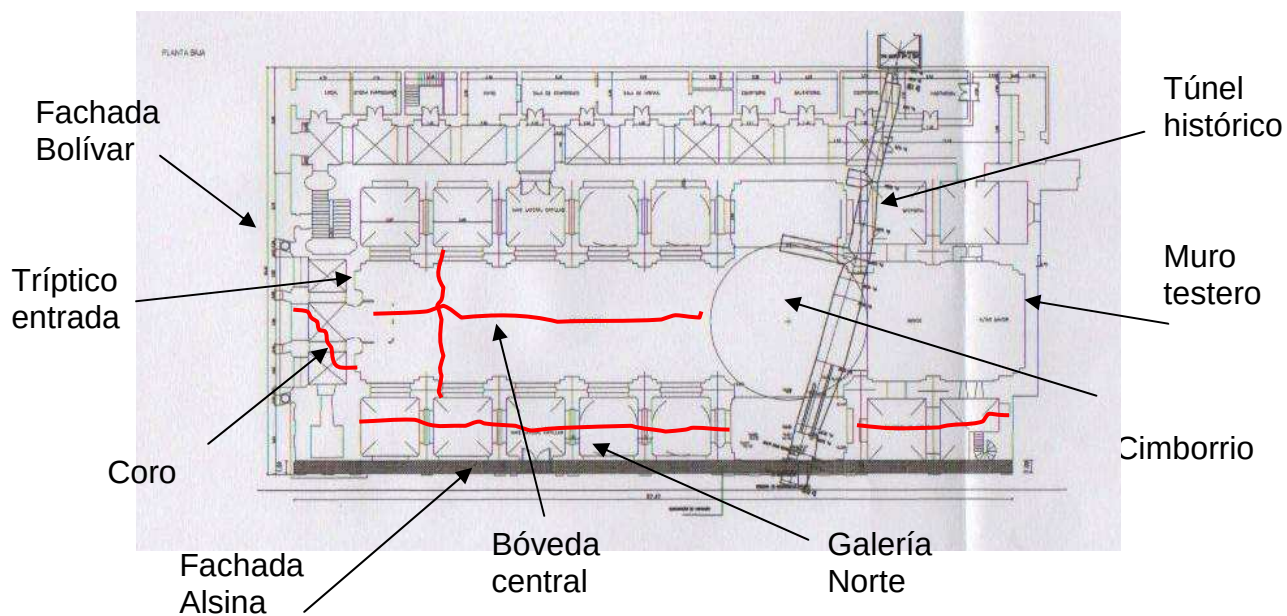


Figura Nro 4

ESTUDIOS PRELIMINARES

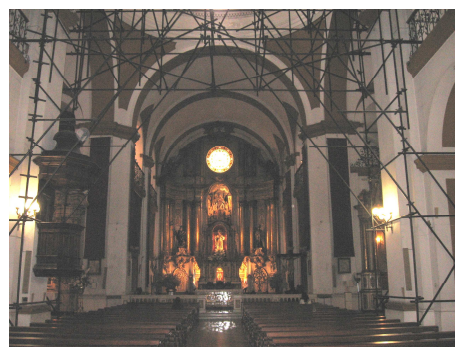
Al momento de comenzarse a realizar el Estudio la iglesia se hallaba apuntalada con andamios metálicos en su frente (Figura Nro. 5a) y en el cimborrio (Figura Nro. 5c). También estaban colocados apuntalamientos de madera en los arcos del frente y el tríptico (Figura Nro. 5b).



a



b



c

Figura Nro 5

La primera tarea a realizar era encontrar la causa de la fisuración. Los elementos sospechosos eran: movimientos en el suelo, desmoronamiento de túneles cercanos, degradación del material de la mampostería y eventual incremento de cargas en el techo por renovación de cubierta.

Los Estudios principales realizados fueron los siguientes, que incluyeron corroboración de datos de Estudios anteriores:

- Estudios de Suelos
- Relevamientos planialtimétricos
- Estudios de georadar
- Relevamiento información histórica
- Relevamiento de fisuras
- Seguimiento del comportamiento de testigos
- Análisis de la mampostería existente

Del resultado de la información recopilada y estudiada pudieron determinarse varios hechos de importancia relacionados con la investigación:

a) Los Estudios con Georadar realizados perimetralmente a los sectores deteriorados no encontraron ningún tipo de evidencia que permitiera concluir que existía algún sector de túnel desmoronado cercano.

b) En junio de 2002, 2 a 3 meses antes 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 produjo la inundación del túnel histórico. Eso produjo que este hecho, con la correspondiente fuga de finos del suelo, se transformara en el principal sospechoso.

c) Como consecuencia de la investigación realizada en el túnel histórico, se pudo comprobar que muy cerca de su intradós se encontraba apoyado uno de los pilares principales del cimborrio. Además, la inundación ocurrida había debilitado las paredes del túnel lo que transformaba la situación en una situación de riesgo inaceptable que había que resolver de urgencia.

En función de los datos anteriores se tomaron dos tipos de acción: a) proceder a continuar con el análisis estructural de la iglesia b) realizar un proyecto de consolidación del túnel histórico que ya fue realizado.

PLANTEO DEL PROBLEMA

A efectos de poder interpretar las características del funcionamiento estructural global de la iglesia, se resolvieron varios modelos estructurales por elementos finitos con una definición y un grado de discretización suficiente para interpretar el fenómeno.

Se adoptó un modelo geométrico básico que representa la totalidad de la iglesia compuesto por elementos finitos de cáscara en todos los sectores curvos y elementos de barras en los sectores rectos como, por ejemplo, las columnas. Las alternativas estudiadas se eligieron de tal manera que pudieran reflejar el estado de fisuración de la iglesia, antes (fisuración escasa) y después de producido el hecho desestabilizador.

Las alternativas incluyeron 3 tipos de variables: tipos de apoyo (fijos y elásticos) tipo de comportamiento (lineal y no lineal) y tipos de simetría (sistema simétrico y asimétrico). Las alternativas fueron analizadas exclusivamente para peso propio y se fueron planteando a medida que el análisis se iba profundizando.

En primer lugar, se analizó una alternativa simétrica con apoyos elásticos, de manera de permitir que la estructura de la iglesia pudiera amoldarse a la forma que toma superficialmente el suelo debido a las cargas de peso propio.

En segundo lugar, se consideraron los condicionamientos de borde y los deterioros del suelo bajo fundaciones de fachada Alsina, para visualizar la respuesta de la estructura ante situaciones de asimetría. Pudo corroborarse que el deterioro del suelo bajo calle Alsina, ya sea en forma parcial o total, conduce a estados tensionales totalmente compatibles con el estado de fisuración actual de la iglesia.

Por último, se analizaron mediante modelos no lineales, para estimar los niveles de seguridad de la estructura de mampostería y los incrementos de seguridad que se obtienen de la consideración de distintos tipo de refuerzo.

Pudo comprobarse que si bien la situación sin refuerzos resulta convergente recién para un 57% del valor de la carga total, la inclusión de un refuerzo de hormigón en el eje transversal más debilitado del cimborrio eleva este valor al 79,7% y la inclusión de un nuevo refuerzo en el eje vecino lo lleva al 100%. Es decir, que la inclusión de elementos de hormigón que evitan la apertura de los arcos de los pórticos

transversales, permiten incrementar la seguridad actual de la iglesia en alrededor de un 75%.

MODELO DE CALCULO

El desarrollo de todos los temas relacionados con la definición, implementación y resolución de casos con el programa de E.F Abaqus, fue realizado por los ingenieros Carlos A. Carlassare y Miguel A. Bavaro, utilizando un modelo de análisis en cuya preparación se han tenido en cuenta los resultados de las investigaciones recomendaciones y conclusiones de diversos autores cuyos trabajos se detallan en las Referencias 1 a 11.

Se utilizaron estructuras laminares y curvas en lugar de una aproximación sólida 3D teniendo en cuenta la mayor versatilidad de esta última para modificaciones en los espesores (estudios de sensibilidad), con el beneficio que el tipo de elemento finito seleccionado permite una descripción de múltiples capas en el espesor, dotándolo de capacidades virtualmente equivalentes a un enfoque 3D completo.

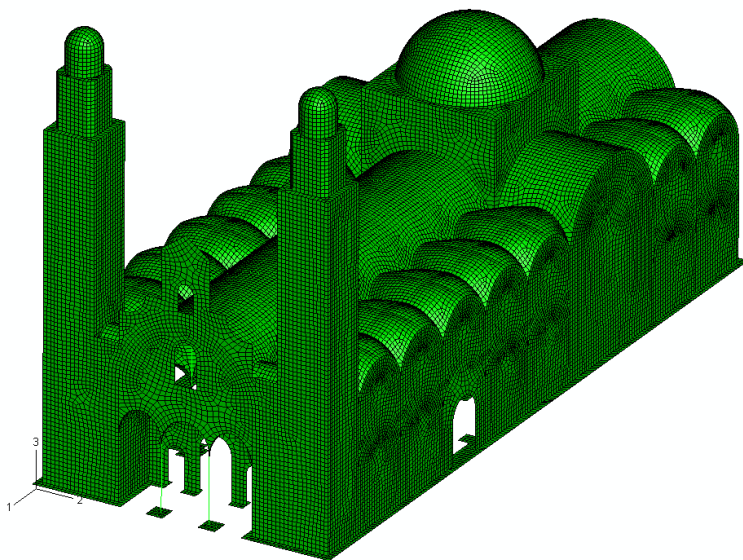


Figura Nro 6

Los modelos de análisis se resuelven con el código utilitario, multipropósito, de E. F. Abaqus/CAE ® y Abaqus/Standard®.¹

Los modelos de Elementos Finitos desarrollados consisten de alrededor de 70.000 elementos de cáscara (S4R), 5.000 elementos de viga (B33) y 5.000 elementos tipo SPRING1², con aproximadamente 70.000 nodos y 400.000 grados de libertad. Ver Figura 6

El tamaño de los elementos y la densidad de la malla se ajustan de modo de obtener una descripción macroscópica compatible con la no homogeneidad y la anisotropía del material, eliminando puntos “duros” de encuentro en ángulo entre vigas

(columnas) y cáscaras. Este propósito se ha logrado teniendo en cuenta la influencia y dimensiones de los capiteles de las columnas, materializando sus empalmes con la cubierta mediante cuatro elementos de viga dispuestos como las aristas oblicuas de una pirámide invertida que da lugar a una transición estructural suave.

Concretamente, se pretendió evitar la influencia de singularidades o discontinuidades estructurales poco relevantes para los propósitos de este estudio, utilizando tamaños de los elementos dentro del orden de magnitud de la mayor dimensión del elemento estructural básico (ladrillo o mampuesto).

Para los modelos lineales se adoptó el tipo de material homogéneo, isótropo e indefinidamente elástico. Los modelos no lineales responden al modelo constitutivo inelástico de fisuración distribuida, que representa razonablemente bien el comportamiento de la mampostería con un enfoque basado en la mecánica del continuo ^{2, 3 y 6}.

La superficie de falla se describe mediante el modelo de Coulomb-Mohr en función del primer y segundo invariante de la tensión.^{2,3} La anisotropía inducida por el proceso de fisuración se tiene en cuenta afectando la rigidez asociada en cada punto de integración del elemento ².

Cuando la respuesta del sistema es predominante en compresión, la respuesta queda caracterizada mediante una teoría elasto-plástica simple con regla de flujo asociado y endurecimiento isótropo ².

Los modelos no lineales, se han analizado incluyendo una fundación infinitamente rígida (apoyos fijos) para garantizar la adecuada convergencia de los resultados. En este sentido, debe tenerse en cuenta que el propósito del estudio no lineal es el de comprender el comportamiento estructural global de la basílica en términos de tendencias y evaluar el incremento de la seguridad de la mampostería con sus refuerzos de hormigón armado instalados, lo que no requiere de un sistema apoyado sobre resortes.

Teniendo en cuenta la función atribuible al hormigón armado, los modelos no-lineales lo incluyen mediante una aproximación mecánica lineal. Esta hipótesis se justifica en si misma porque para cumplir con sus objetivos, el rango de trabajo del hormigón armado debe estar comprendido dentro de ese régimen.

Para los modelos lineales se adopta el tipo de material homogéneo, isótropo e indefinidamente elástico. Las dos primeras hipótesis se mantienen en los modelos no-lineales en los que, como queda dicho, el hormigón se supone indefinidamente elástico. Ver Figura Nro 7.

Antes de alcanzar la tensión límite a la tracción (alrededor del 7% de la resistencia a la compresión), el material se comporta elásticamente. Luego degrada su resistencia a través del ablandamiento que representa en forma dominante el mecanismo de daño.

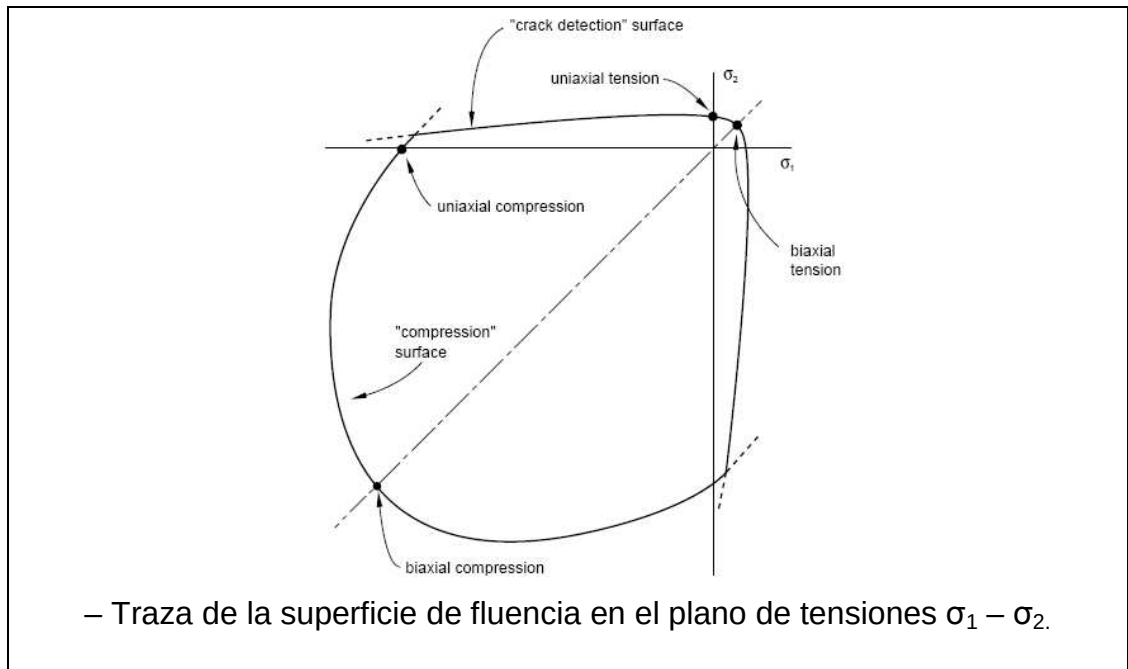


Figura Nro 7

ANÁLISIS DEL FUNCIONAMIENTO BASICO

El análisis del comportamiento estructural de la iglesia para peso propio, ya sea teniendo en cuenta apoyos fijos como apoyos elásticos muestra las características de la siguiente deformación. La figura Nro. 8a muestra los desplazamientos horizontales (U2) y la figura Nro. 8b los desplazamientos verticales (U3).

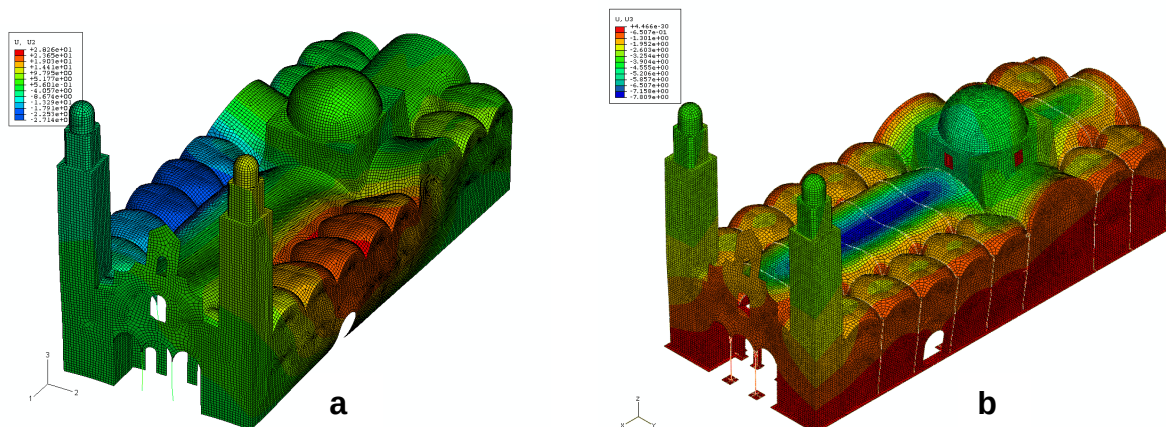


Figura Nro 8

Puede observarse claramente como bajo la acción del peso propio todo el cimborrio se inclina hacia Bolívar, recargando el eje más cercano a esa calle. También puede observarse como la espadaña se inclina hacia atrás y las torres hacia delante como se clarifica aún más en el corte longitudinal de la Figura 10

En realidad, las torres no se inclinan solamente hacia Bolívar sino que también rotan y se abren como puede verse más gráficamente en la figura Nro 9 correspondiente a un cálculo lineal.

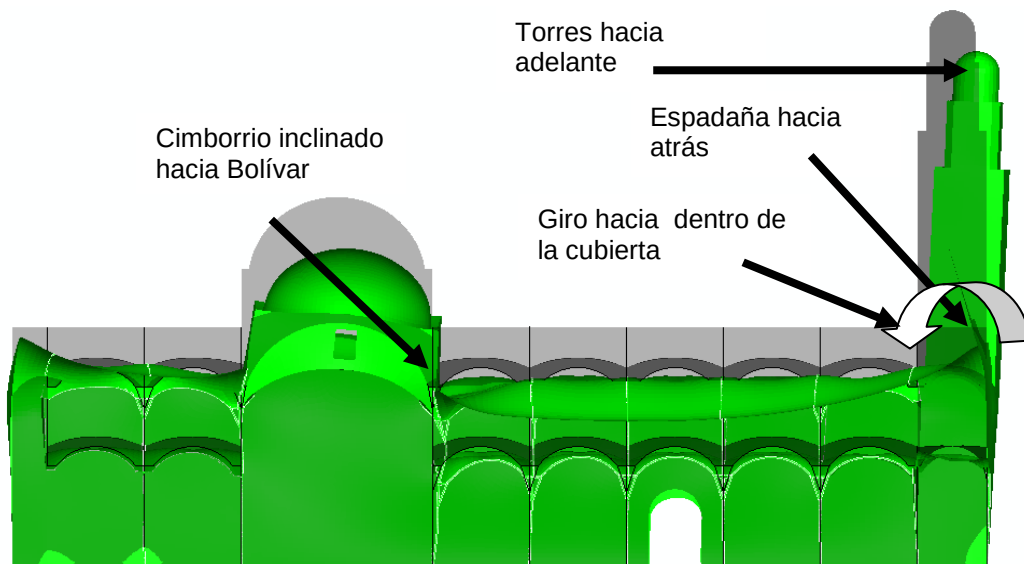


Figura Nro 9

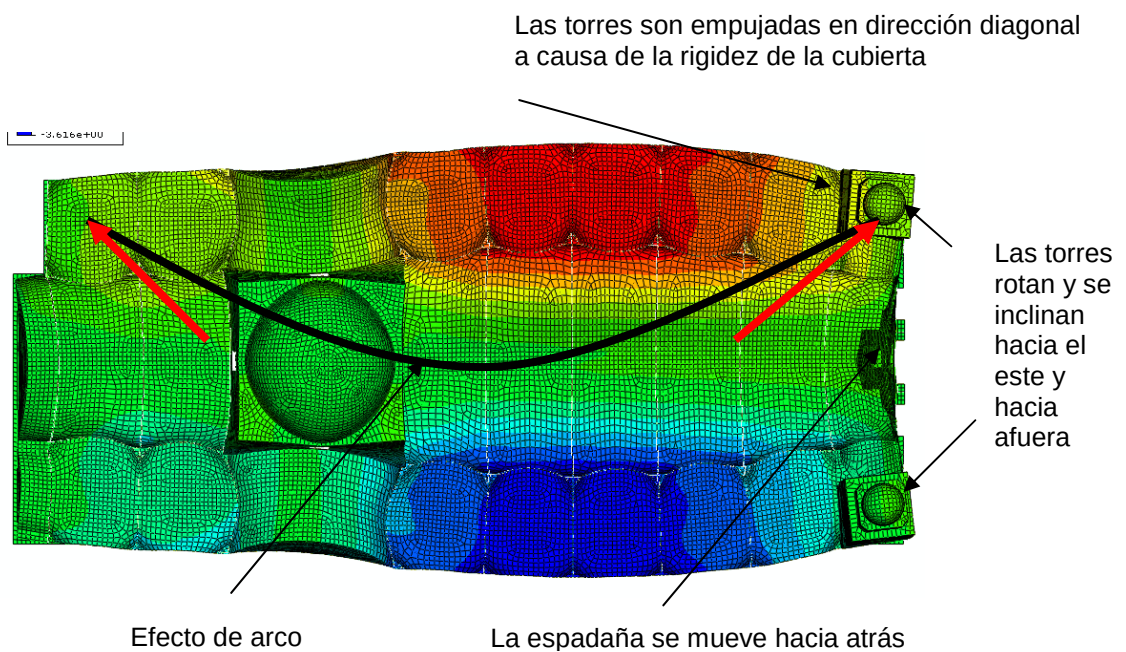


Figura Nro 10

Otra situación que el comportamiento global de la iglesia permite aclarar, observando la forma de la deformación por peso propio, es que **el frente de la misma es sumamente afectado por el funcionamiento global**. En efecto, la gran bóveda longitudinal de la iglesia formada por pórticos transversales con dintel superior en arco, trabaja básicamente como “estructura en arco con apoyos desplazables” (Ver Figura Nro 11) en sentido transversal, tratando de “abrir” los arcos.

Pero como todos los arcos se encuentran vinculados horizontalmente por la cubierta y ésta está prácticamente inmovilizada en las puntas por la presencia de sectores rígidos como son la fachada y las torres del lado Bolívar, (y el muro testero del lado Perú), la estructura responde enviando más carga horizontal hacia los extremos de la iglesia. (Ver Figura Nro 10).

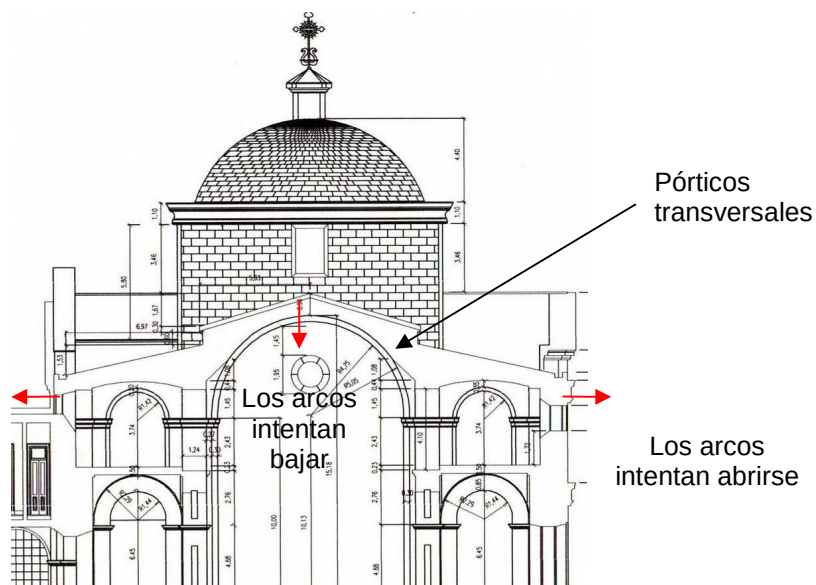


Figura Nro 11

Como los sectores rígidos no poseen mayor resistencia a la tracción (al igual que la totalidad de la mampostería de la iglesia) se rajan donde se producen las mayores tensiones principales de tracción y permiten así que la “atracción” de las cargas que generan los sectores rígidos se disipe y las cargas “vuelvan” a su sitio de origen abriendo más los arcos intermedios.

Entre los sectores más rígidos (obviamente no tanto como la fachada o el muro testero) también debe considerarse el cimborrio, ya que tanto la cúpula como la pared perimetral cuadrada que la circunda, proporciona a dichos ejes una mayor resistencia a “abrirse”.

Las consideraciones anteriores son una de las razones por las que la búsqueda de las causas de la fisuración general de la iglesia se orientó más hacia el

descubrimiento de anomalías de comportamiento a lo largo de Alsina y se desechó como razón principal la existencia de deterioros de suelo o desmoronamiento de túneles en las cercanías de la fachada de Bolívar.

Por otra parte, existió un elemento clave para privilegiar esta búsqueda: los deterioros de la fachada sobre Bolívar se produjeron simultáneamente con los deterioros del cimborrio. Esto llevaba a considerar una causa única para el deterioro de ambos sectores.

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

Si bien el sector más cercano a Alsina se ha fisurado más, ambos sectores están fisurados como puede verse en la Figura Nro 12. La fotografía de la izquierda corresponde al sector Este del cimborrio. La otra al sector sur.



Figura Nro 12

Las razones por las que un sector del cimborrio se ha fisurado más que el otro y las características del tipo de rotura, tienen que ver casi exclusivamente con el funcionamiento normal de la iglesia bajo peso propio.

En la Fig. 9 se aprecia este efecto. La cúpula, notablemente más pesada que el resto de la cubierta, apoya en dirección transversal (en dirección longitudinal apoya en los otros dos arcos) en forma simétrica sobre dos arcos prácticamente iguales en geometría. Sin embargo, el 1er arco del cimborrio baja y se desplaza lateralmente bastante más que el 2do arco (le llega mucha más carga efectiva), lo que produce una fisuración mucho mayor en este último como se aprecia en la Fig 11.

Una forma de interpretar el tipo de fisuración que se produce en correspondencia con los arcos del cimborrio es analizar los diagramas de tensiones máximas de tracción verticales y horizontales.

Analizando el cuadro de fisuración de la figura 11 vemos que existen dos tipos de fisura muy marcados: fisuras verticales y fisuras horizontales.

Las fisuras verticales ocupan la totalidad del espacio ocupado entre el intradós del arco y el umbral de la puerta ubicada en la cubierta por la que se accede a la pasarela circular del cimborrio. La figura Nro 14 permite observar que este tipo de fisuración es totalmente compatible con las tensiones horizontales en el sitio. El diagrama de tensiones horizontales S22, según se observa en el sector fisurado bajo la puerta, es totalmente de tracción. El sistema se comporta como un gran arco donde todo el sector bajo puerta constituye el tensor. La unidad de las tensiones es MN/m²

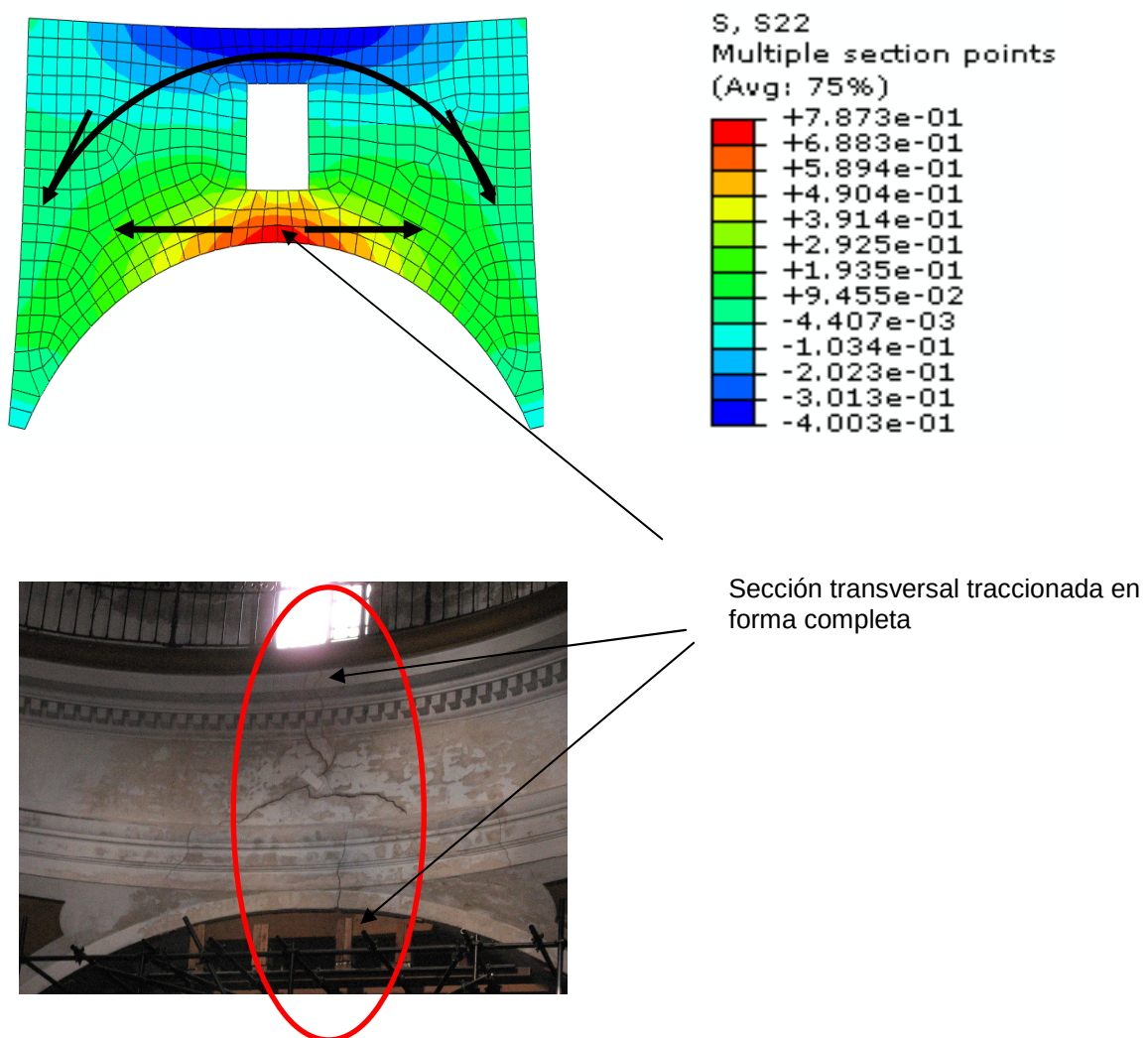


Figura Nro 13

Las fisuras cuasi horizontales (forma de arco invertido, en realidad) tienen su origen en dos probables aspectos de los cuales uno es dominante. El primer aspecto es que la cúpula apoya directamente sobre el tambor circular lo que significa que la carga debe “colgarse” del tabique rectangular que rodea la cúpula. Esto vendría a

constituir una introducción de carga. En hormigón armado, por ejemplo, en este sitio se hubiera colocado una armadura vertical o en “V” para colgar la carga.

El otro aspecto, seguramente dominante, es el que se observa en el diagrama de tensiones de tracción verticales S11 de la Figura 14. En este caso también existe una fuerza de colgar pero derivada no estrictamente de la cúpula sino de la tendencia del arco sobre el que apoya la cúpula a aplanarse. En efecto, al querer el arco abrirse, simultáneamente trata de bajar, sometiendo a la pared del cimborrio a una carga hacia abajo con forma de parábola. La escasa resistencia a tracción de la mampostería no permite que se desarrolle una deformación compatible y la zona se fisura.

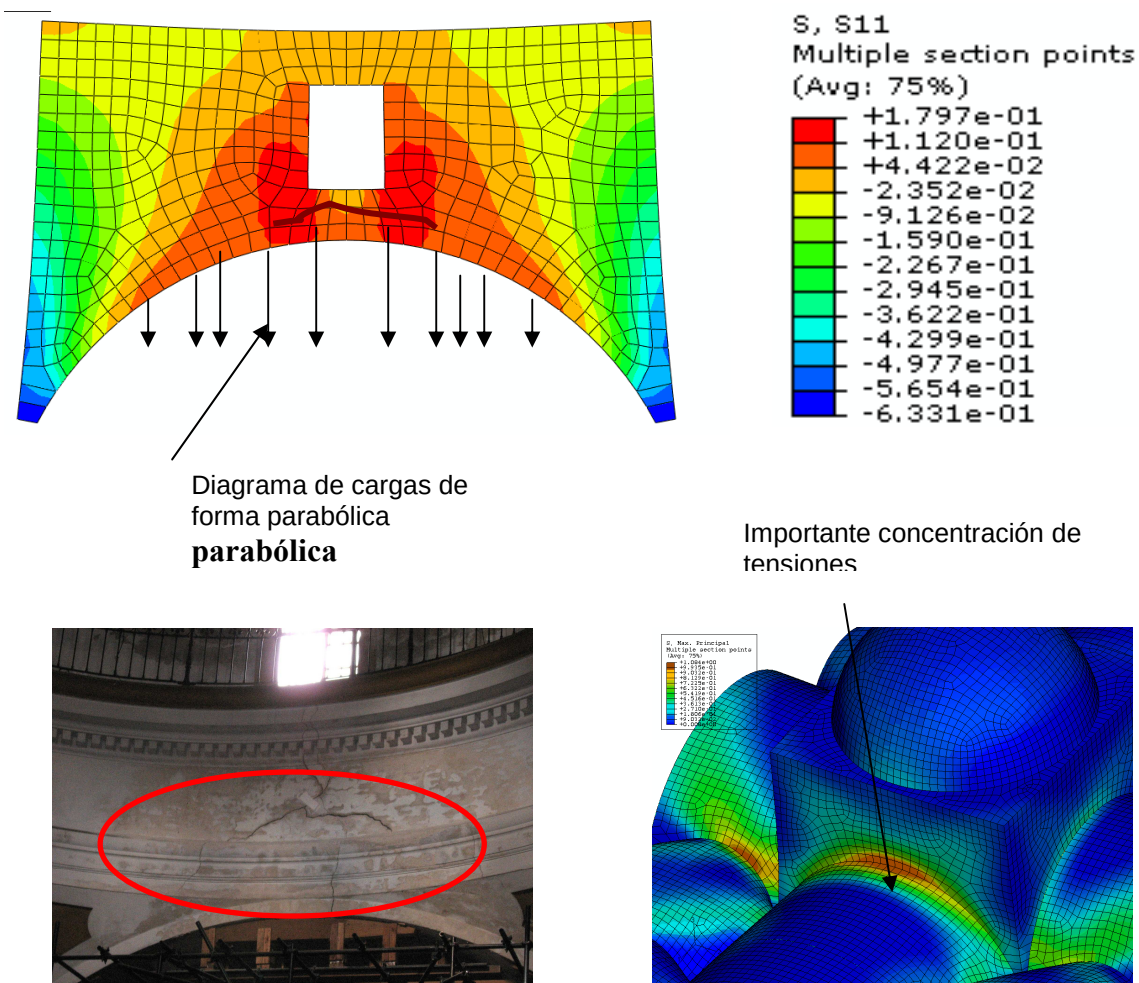


Figura 14

En la figura 18 también puede verse la importante concentración de tensiones que se produce en la unión entre la bóveda y la pared del cimborrio.

COMPORTAMIENTO ASIMETRICO

El análisis del modelo lineal simétrico ha permitido realizar una buena comprensión del comportamiento básico de la estructura. Sin embargo, queda por analizar el

comportamiento asimétrico ya que el comportamiento real de la iglesia evidencia claramente esta situación.

Un nuevo relevamiento de la verticalidad de los elementos estructurales de la iglesia puso de manifiesto que la pared medianera con el Colegio había experimentado una bajísima inclinación. Por lo tanto, se implementó un modelo asimétrico en el cual se supusieron inmóviles los bordes de la iglesia contra el Colegio. Para los apoyos bajo Alsina se trabajó con resortes de diferente rigidez y de manera que permitieran la materialización de un giro en correspondencia con las fundaciones.

En el modelo se observó una clara concentración de tensiones del lado derecho de la fachada Bolívar. Los valores máximos de concentración de tensiones de tracción del sector derecho, variables según el sistema de apoyos utilizado, modelo son alrededor de un 50% de los valores del lado izquierdo y oscilan entre 5,00 Kg/cm² del lado derecho a 3,00 Kg/cm² del lado izquierdo.

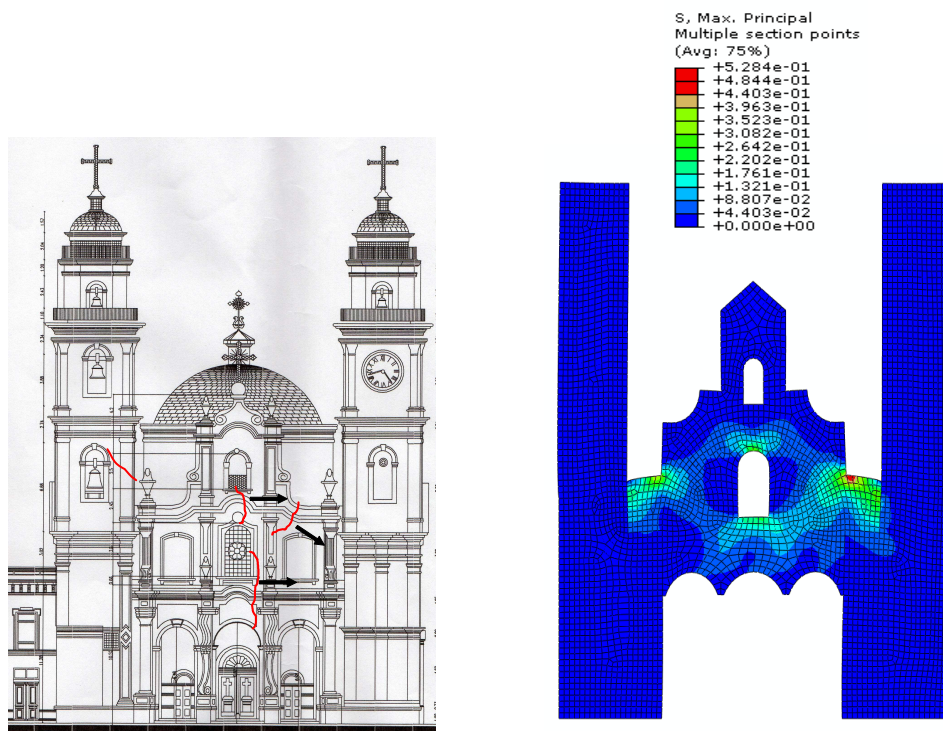


Figura 15

Los modelos asimétricos lineales permiten interpretar claramente la forma en que se ha fisurado la fachada de Bolívar. Sin embargo no son suficientes para interpretar otras fisuras asimétricas como, por ejemplo, el arco tréptico del eje del coro. Para evidenciar mejor lo que sucede cuando se fisura la fachada Bolívar, se realizó un nuevo modelo asumiendo que la fachada está completamente fisurada en correspondencia con las tensiones principales de tracción (Ver Figura 16).

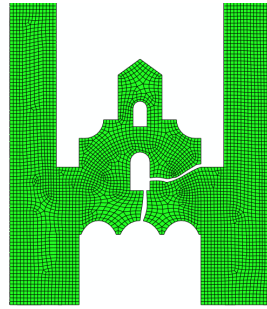


Figura 16

El diagrama de tensiones principales que se obtiene para este modelo es mucho más parecido a la realidad existente (Ver Figura 17) y muestra de alguna manera el siguiente proceso. En primera instancia las cargas horizontales llegan a las zonas rígidas, por ejemplo, la fachada sobre Bolívar. Esta fachada no tiene la suficiente resistencia a la tracción en varios de sus puntos y se fisura deformándose más. De esta forma, pasa la “responsabilidad” de tomar las cargas horizontales al pórtico del atrio que, como tampoco tiene rigidez suficiente, también se fisura permitiendo que las cargas horizontales vuelvan en parte a donde nacieron, que es en correspondencia de cada uno de los pórticos.

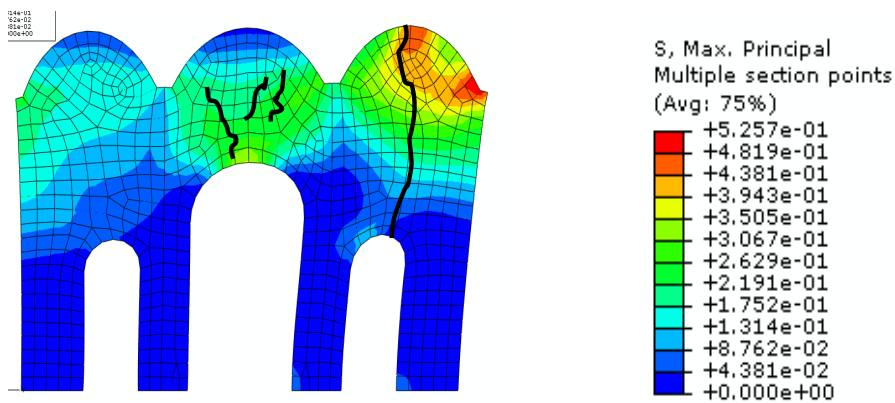
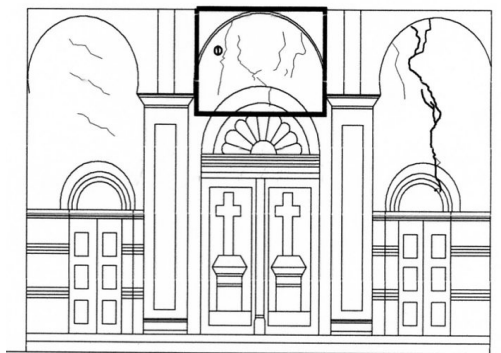


Figura 17

En la Figura 18 puede verse como el modelo asimétrico permite, a través de las tensiones principales de tracción sobre fachada Bolívar, representar en forma suficientemente clara la correspondencia existente entre las fisuras (grietas) que presenta la iglesia y el comportamiento estructural de la iglesia ante un desmejoramiento del suelo (parcial o total) a lo largo de la calle Alsina.

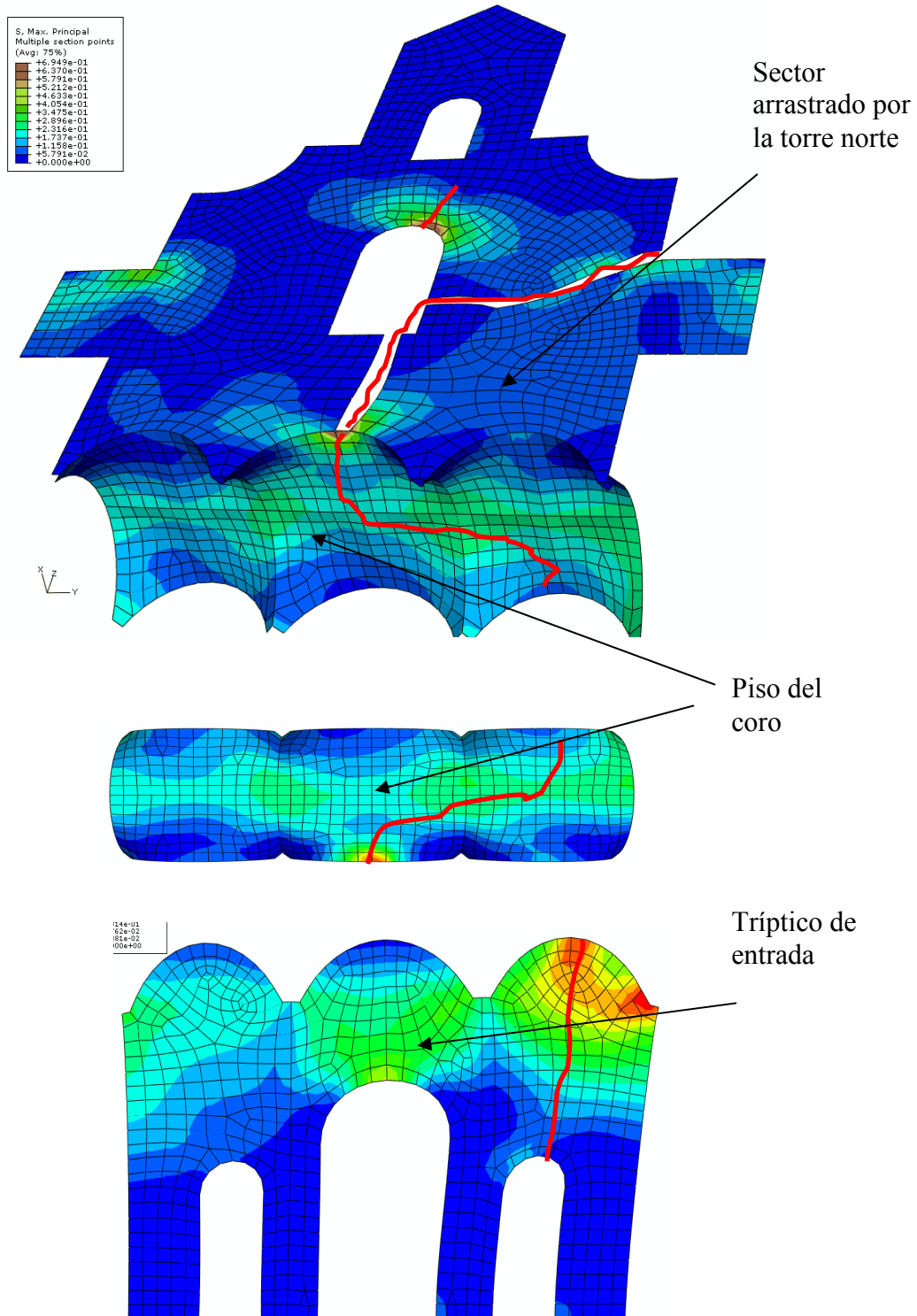


Figura 18

EL PROYECTO DE REPARACIÓN

En función de las conclusiones obtenidas del análisis del modelo se realizó un proyecto de reparación que tiene como objetivo devolver a la iglesia la seguridad perdida como consecuencia de la modificación de su funcionamiento estructural.

La seguridad de la iglesia disminuye considerablemente cuando deja de trabajar con elementos rígidos transversales (fachada Bolívar y muro testero, por ejemplo) para pasar a funcionar en base a la rigidez que aportan sólo los pórticos internos. Por lo tanto, el concepto básico de diseño consistió en proyectar refuerzos que devolvieran a la iglesia su monolitismo inicial.

Los refuerzos de hormigón armado diseñados incrementan notablemente la seguridad global ya que cuando los muros transversales disponen de su rigidez completa, impidiendo que los pórticos transversales trabajen en forma independiente, la seguridad global se incrementa en alrededor de un 50%.

Por esta razón, y para garantizar que los planos transversales rígidos trabajen en forma permanente y su rigidez no dependa de fisuras que aparezca en tiempos futuros, los refuerzos importantes son continuos y las grapas (cortas) se han utilizado en unos pocos casos. La recuperación total del monolitismo se completa con la inyección de las fisuras principales.

Las estructuras de hormigón armado fueron diseñadas respondiendo lo mejor posible a las críticas que se formulan en relación ellas.

La primera objeción que se realiza a estos refuerzos es la baja durabilidad en relación a la durabilidad histórica de la mampostería. Esta objeción se ha minimizado diseñando un hormigón de características especiales y aceros protegidos o directamente inoxidables.

La segunda objeción se refiere a que, debido a su mayor rigidez, “atraen” solicitaciones del resto de la estructura. Para evitar esta situación se evitó modificar el funcionamiento original esencial de la estructura.

La tercera objeción se refiere a las importantes fuerzas que se producen en los anclajes y en las superficies de contacto hormigón-mampostería. Esta situación se ha disminuido al máximo adoptando diseños con transferencia continua de cargas y evitando los anclajes concentrados.

La cuarta objeción tiene que ver con el hecho que el hormigón posee cierta contracción y la mampostería, al acompañarlo, puede fisurarse. Esta situación, también ha sido contemplada especificando un hormigón especial.

El proyecto se realizó tratando de respetar al máximo las recomendaciones de intervenciones mínimas sugeridas por las más importantes organizaciones que velan por la conservación de los monumentos históricos. Por esta razón, se han limitado los refuerzos a los indicados en este trabajo. Su nivel y cantidad resultó, como sucede en muchas ocasiones en este tipo de construcciones históricas, en una

situación de compromiso entre la seguridad estructural demostrable por cálculos y los datos no menores que proporciona una presencia histórica continua.

Para lograr que el incremento de rigidez no dependa de fisuras o grietas que pudieran generarse en un futuro (temperatura, movimiento de suelos u otras causas), los refuerzos sobre elementos transversales (fachada sobre Bolívar, muro testero, etc.) han sido dotados de refuerzos especiales largos. Se sabe que la inyección de fisuras (que en muchos casos dejan dudas sobre su real efectividad) o la colocación de grapas, no garantizan efectividad en secciones ubicadas a cierta distancia de las grietas/fisuras. Se incluye a continuación las características del refuerzo en el cimborrio y en la fachada Bolívar.

Refuerzos en el cimborrio

Sus características formales generales responden al objetivo de lograr que las estructuras funcionen de la misma (o similar) manera que previó el proyectista original y sin generar modificaciones de arquitectura exterior. En figura 19 puede verse la forma finalmente adoptada y el sector de elementos finitos donde fue incorporada.

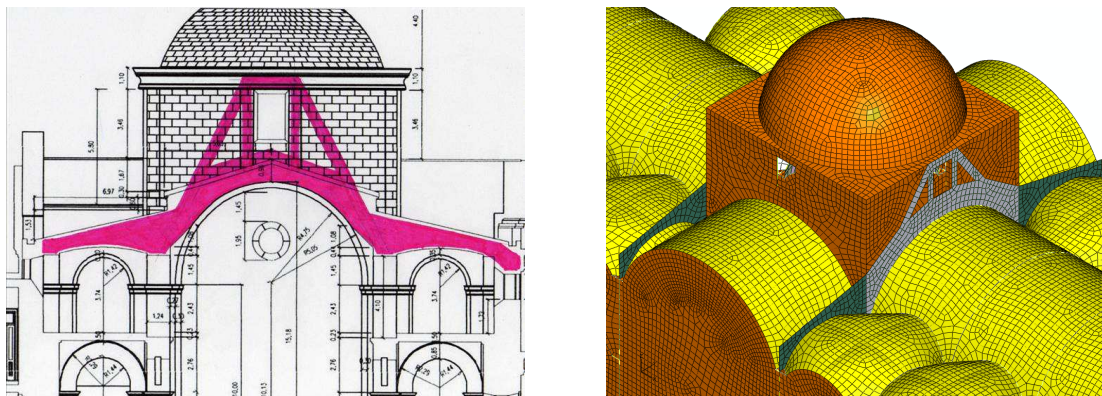


Figura 19

Las funciones del refuerzo de hormigón en el cimborrio son las siguientes:

- Suspender las cargas que llegan al cimborrio desde la bóveda central de cañón corrido
- Suspender las cargas que llegan al cimborrio desde la cúpula, que apoya en la parte inferior del complejo de mampostería formado por los arcos vertical y horizontal y la pared en altura que rodea la cúpula.
- Tomar el esfuerzo de tracción que se produce como consecuencia de la tendencia a “abrirse” y “bajar en el centro” del arco
- Reforzar los bordes de la abertura producida por la puerta de entrada al corredor circular del cimborrio
- Mantenerse dentro de la estructura de la mampostería y proporcionar una función estructural similar a la de la estructura existente

El diseño de estos refuerzos permitió evitar la atensorización de los arcos, lo que hubiera modificado notablemente el esquema estructural original. Por otra parte, el refuerzo en uno de los ejes del cimborrio ya fue ejecutado, lo que permitió eliminar los apuntalamientos colocados en el año 2003.

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

Sobre el tambor, del lado interior del cimborrio, fue realizado un recubrimiento de protección de todo el sector fisurado constituido por un espesor de hormigón armado. Las barras de acero en este caso son de acero inoxidable para eliminar la posibilidad de corrosión.

Refuerzos en fachada Bolívar

El concepto de este refuerzo es el mismo indicado anteriormente: devolver a las placas rígidas su monolitismo perdido. En la Figura 20 pueden visualizarse los estados de tensiones principales de tracción y compresión de la fachada bajo cargas de peso propio y cedimiento (giro) de fachada en Alsina. Puede verse que los estados máximos de tracciones, en colorado y verde en la Figura 21a, se corresponden con los estados de fisuración principales de la fachada.

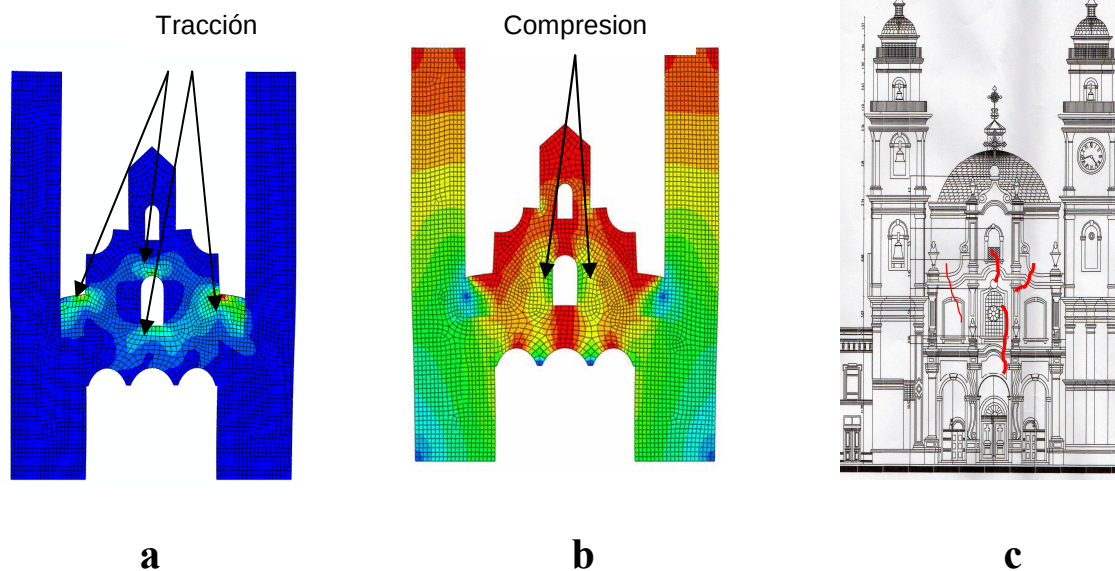


Figura 20

Por otra parte, existe un estado de compresiones verticales importante a los costados de la ventana central (Ver Figura 20 b) debido a la presencia de la abertura que concentra los flujos de tensiones.

Por lo tanto, para tomar las tracciones diagonales y, asimismo, reforzar los bordes de la ventana a la compresión, se apela a un sistema de tensores y puntales como el que se indica a continuación en la Figura 21. Se hace notar que no se apela en este caso a la ejecución de llaves, ya que al ser cortas y permitir que las fisuras se produzcan en otros sectores del elemento estructural, no es posible garantizar con las mismas la integridad actual y futura de la placa de fachada.

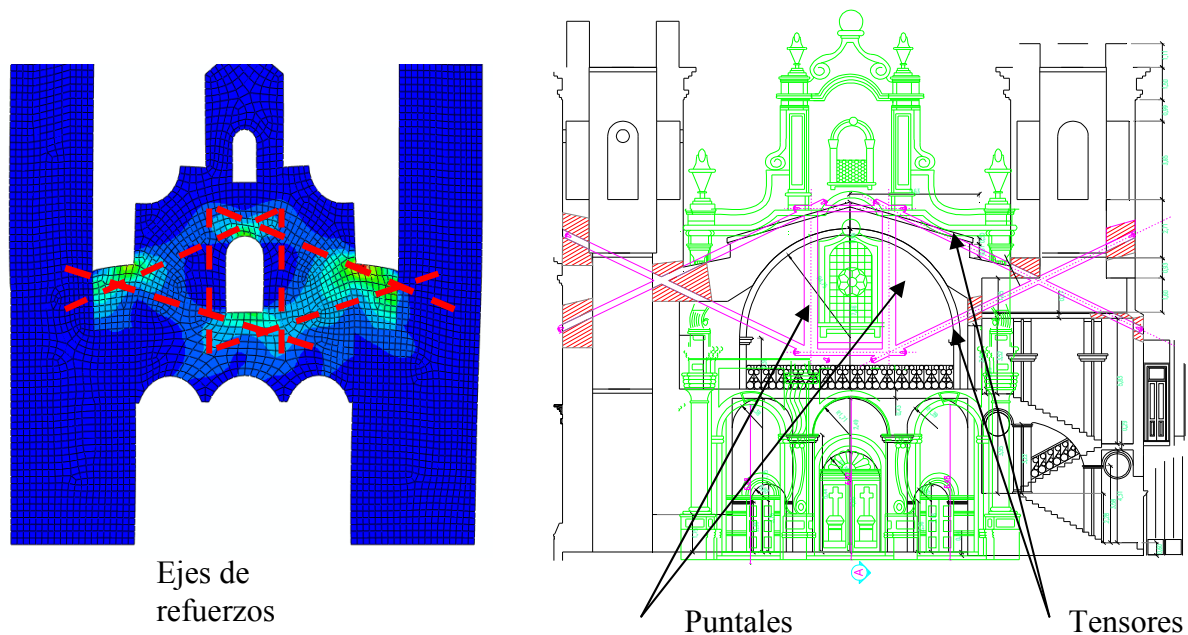


Figura 21

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS.

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. A Multisurface Anisotropic Modelo for Quasi-Brittle Materials. Paulo B. Lourenço and Jan G. Rots. ECCOMAS 96.
6. Finite Elements in the Analysis of Masonry Structures. M. Simunic Bursic. Z. Zagar. University of Zagreb, Faculty of Architecture, Zagreb, Croatia.
7. Analytical Implications on in-plane behavior of unreinforced masonry walls.

8. Guidelines for the analysis of historical masonry buildings. Paulo B. Lourenço. University of Minho, Guimarães, Portugal.
9. 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.
10. 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.
11. Calculating an Ancient Groined Masonry Vault. Gero A. Marzahn.