

# IDENTIFICACION DE LAS CAUSAS DE LAS PATOLOGIAS ESTRUCTURALES DE LA IGLESIA DEL HOGAR PIGNATELLI (ZARAGOZA)

SANTIAGO HERNANDEZ

y

JAVIER MATA

*E.T.S. de Ingenieros Industriales,  
Universidad de Zaragoza.*

## RESUMEN

Se presenta un análisis mediante elementos finitos realizado a la estructura de una Iglesia del siglo XIX. En él se consideran diferentes condiciones de enlace en el terreno que incluyen la interacción suelo-estructura. También se ha redefinido repetidamente la malla para modelar las sucesivas situaciones de colapso local de la estructura. Finalmente se apuntan las causas de las patologías estructurales existentes.

## SUMMARY

In this work, a finite element analysis of the structure of a XIX<sup>th</sup> century church is presented. Different boundary conditions which include the soil-structure interaction, are considered. Also, the finite element mesh has been repeatedly redefined to modelize the successive local collapse situations of the structure. Finally, the reasons of the existing structural pathologies are pointed out.

## LA IGLESIA DEL ANTIGUO HOGAR PIGNATELLI

Este edificio, hoy desafectado al culto católico, es una construcción del siglo XIX (1859-1866), que reúne vivamente las propiedades más características del eclecticismo estilístico que existió en parte del pasado siglo.

La Iglesia está planteada en nave única con crucero no saliente. Se inicia con el nartex, sobre el que se sitúa el coro, que abre paso a la nave cuyas capillas absidiales se encuentran clausuradas en la actualidad. Una bóveda de cañón resuelta en tres tramos desiguales cierra superiormente el recinto. El último de aquellos presenta arcos cruceros pensados probablemente para aliviar el superior aligeramiento que en él se produce.

El transepto se reduce a dos pequeñas capillas laterales, prolongación geométrica de las absidiales, y el crucero central. Está constituido por cuatro arcos torales de medio punto que acogen, ayudados por trompas, la cúpula esférica sobre un tambor ochavado.

Recibido: Febrero 1988

El conjunto se completa con un ábside de planta rectangular donde se sitúa el altar; a ambos lados del presbiterio dos espacios rectangulares sirven de pastophofia. El resultado conseguido es una planta rectangular suplementada con cuatro contrafuertes en su muro final.

### PATOLOGIAS ESTRUCTURALES EXISTENTES

En la edificación que se acaba de describir, pueden observarse patologías de carácter grave en los cuatro arcos que, en geometría rectangular, soportan el tambor y la cúpula. En todos ellos aparece una grieta en la clave cuya abertura entre labios es mayor que 1 cm. y cuya longitud es del orden de decenas de cm.; en el arco que abre paso al altar la grieta central se ve acompañada por otras dos laterales, situadas en posición sensiblemente simétrica y una distancia aproximada de 2 m.. La dirección de todas ellas es vertical y reflejan un colapso del material en la superficie afectada: en el arco que se encuentra en peores condiciones también se observan varias grietas, en situación más elevada que las anteriores, que denotan la aparición de masas de material que se encuentra igualmente agotado en su capacidad resistente. En el caso de los arcos laterales las grietas se prolongan a lo largo de la bóveda cilíndrica que conecta el plano del arco con el paramento lateral de la Iglesia; una vez producida la unión con éste la existencia de la grieta se prolonga intentando descender hasta el suelo, aunque sin llegar a su encuentro.

La observación ocular de la cúpula, ábside y bóveda de cañón permite afirmar que su estado de conservación es adecuado y pueden seguir ejerciendo sus misiones resistentes adecuadamente, por lo que el estudio se ha llevado a cabo para intentar esclarecer las causas posibles de aparición de las grietas de los arcos que se han anunciado.

### MODELO ESTRUCTURAL CONSIDERADO

A partir de la información arquitectónica que aparece en los apartados anteriores, y a la vista de las patologías se ha establecido un modelo estructural: de este modo y mediante los métodos de cálculo adecuados, pueden obtenerse los valores de las tensiones y las deformaciones que existan en cada punto debido a la actuación de las acciones exteriores. La descripción del modelo elegido comprenderá los siguientes conceptos:

- Definición de la estructura considerada.
- Acciones exteriores.
- Condiciones de contorno estudiadas.
- Características mecánicas del material.

Cada una de estas facetas se desarrollan en los subapartados siguientes.

### Definición de la estructura

Como se podrá comprobar cuando se habla de las cargas exteriores, las acciones del viento, nieve o sobrecarga de cubierta, tienen una trascendencia muy pequeña, casi despreciable, sobre los elementos resistentes de la Iglesia; de modo que el principal origen de las cargas es el peso propio de la misma. Este se refleja fundamentalmente en la zona del crucero donde hallamos la cúpula y tambor que descansan sobre cuatro arcos soportados por pilares de área muy considerable. Entre estos elementos (cúpula, tambor, arcos y pilares), se concentra gran parte del peso total de la Iglesia, y son los que poseen mayor importancia. Los pilares frontales soportan igualmente una porción de las cargas de la bóveda de cañón, cuya magnitud es muy inferior a la que se obtiene por los motivos citados. Este mismo elemento, la bóveda, limita el crucero comunicándole rigidez longitudinal, de modo que no será considerado como componente de la estructura pero sí incidirá en las condiciones de contorno. El ábside, desde la parte opuesta, contribuye a soportar las cargas verticales, trasladándolas a la cimentación; por ello si que se tendrá en cuenta a efectos resistentes. La cúpula y el tambor, muy aligerado éste por los aiosos ventanales, poseen una rigidez muy inferior a la de los arcos sobre los que sitúan; en consecuencia se convierten únicamente en receptores de acciones exteriores, como el caso del viento, y aportan carga vertical debida a su propio peso.

Como resumen y tras lo explicado, se concluye que la estructura es la que aparece en la Figura 1 y queda definida por:

- Los cuatro arcos que delimitan el crucero.
- Los pilares que soportan los arcos.
- El ábside.

### Acciones exteriores

El conjunto de cargas consideradas ha sido:

- **Viento:** Se han adoptado los valores indicados en la Norma NV-101 "Acciones en la edificación".
- **Peso Propio:** La fábrica en que está ejecutada la Iglesia son hiladas de ladrillo macizo unidas con mortero; en el caso de la cúpula este material fue suplementado hace algunos años con una capa de hormigón de 13 cm. de espesor medio aproximadamente. Por debajo del tambor el ladrillo está recubierto de una capa de mortero de cal cuyo espesor es menor del 10 % que la capa principal. Por ello se ha considerado en ambos casos una densidad unificada de  $1'6 \text{ t/m}^3$ .
- **Nieve:** Dada la pequeña cuantía que tiene esta acción a la altitud topográfica de Zaragoza y en una superficie curva, se ha prescindido de su valor, y se le supone incluida en la asignación que se hace de la cúpula.

Como se ha comentado anteriormente el modelo estructural considerado termina en el plano superior de los arcos del crucero. Por ello la influencia de las acciones exteriores en el tambor y la cúpula se ha hecho presente mediante el cálculo de las

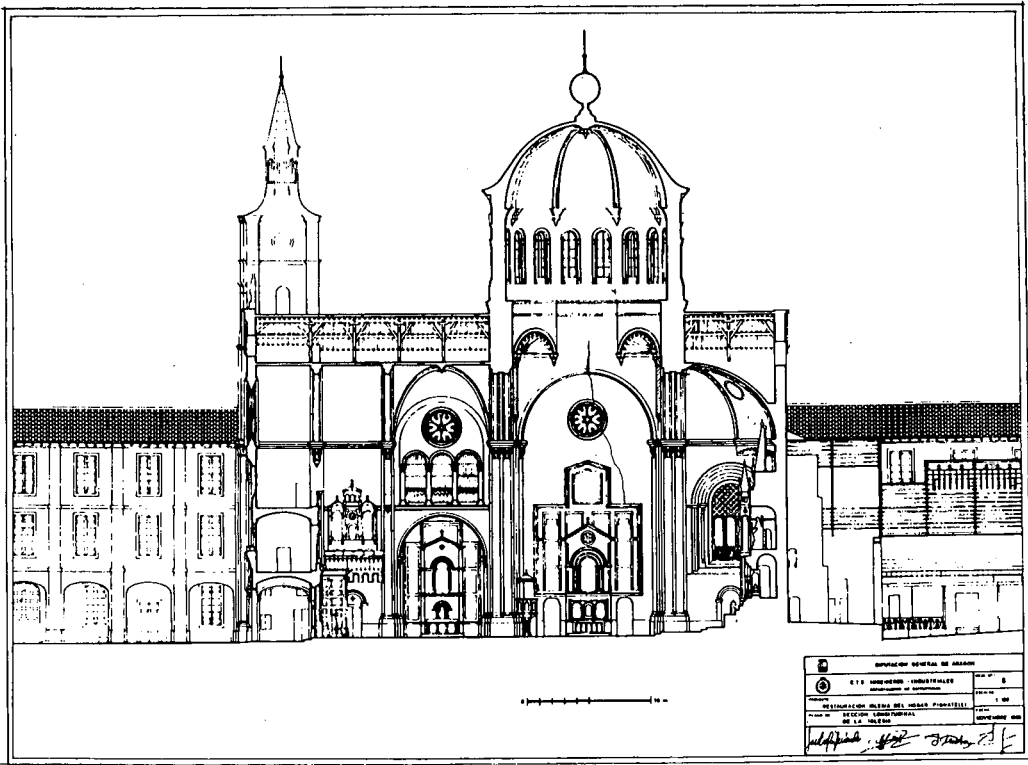


Figura 1. Sección longitudinal de la Iglesia.

reacciones que aparecen en la base del tambor; han sido estos valores los que se han incluido en los cálculos. A ellas se ha añadido el peso propio de los elementos que componen la estructura propiamente dicha.

### Tipologías resistentes utilizadas en la discretización

El conjunto estructural elegido está construido por un dominio tridimensional, en él se ha llevado a cabo la correspondiente idealización. Las superficies curvas se han aproximado mediante poligonales, lo mismo que las aberturas existentes en los muros del ábside.

Tras ello se ha realizado una discretización hasta conseguir una malla de elementos finitos de dos clases:

- Elementos placa.
- Elementos viga.

En las Figuras 2 y 3 se observa la malla elegida para el cálculo que aprovecha las propiedades de simetría geométrica de la estructura. Consta de 97 nodos y 78 elementos, que se distribuyen como sigue:

- Elementos placa: 68.
- Elementos viga : 10.

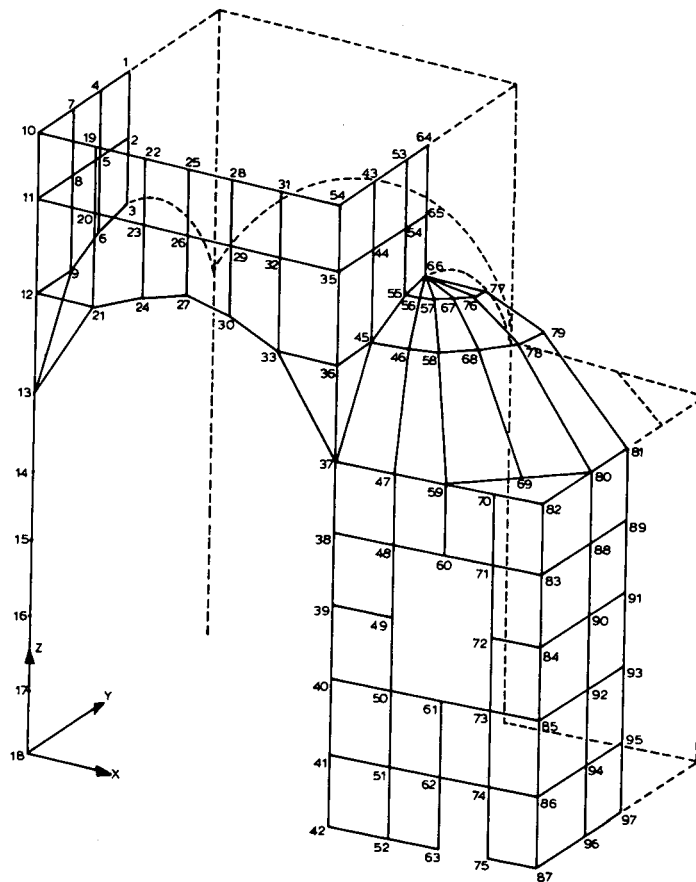


Figura 2. Numeración de los nodos de la malla.

### Condiciones de contorno estudiadas

Las condiciones de enlace de la malla de elementos finitos que se han considerado han sido varias. Entre ellas, algunas coacciones han permanecido inalterables mientras que en las restantes se ha contemplado diversas alternativas. La condición de contorno que se ha mantenido constante en todos los casos ha sido la prohibición de movimiento según el eje X-x de los nudos de la estructura en contacto con la bóveda de cañón.

El conjunto de condiciones en los que se han barajado varias situaciones son:

- Pilares frontales:
  - Movimiento de los nodos permitido en dirección Y-Y.
  - Movimiento de los nodos impedido en dirección Y-Y.
- Enlace pilares-terreno:
  - Enlace articulado.
  - Enlace empotrado.

- Enlace empotrado con constante de muelle en dirección Z-Z.

En todos los casos mencionados a estas condiciones de contorno habría que añadir las derivadas de las simetrías de geometría y de movimientos de la estructura.

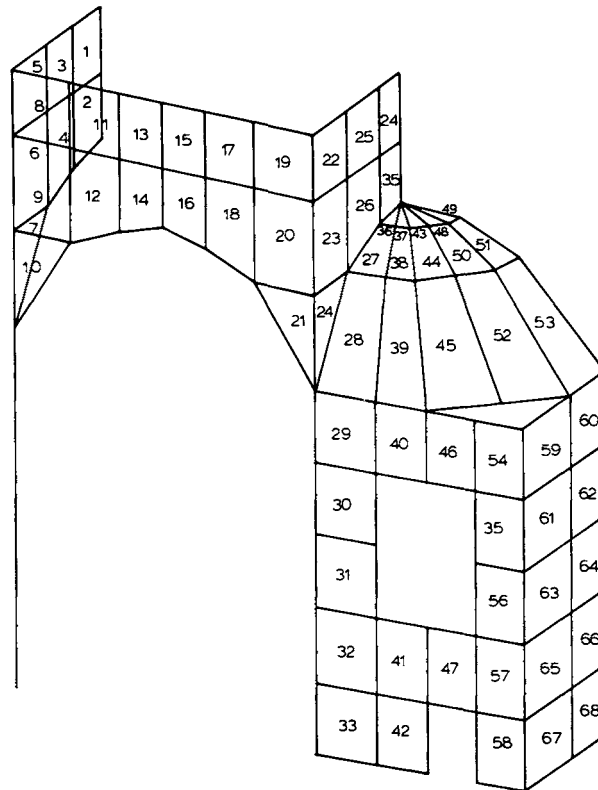


Figura 3. Numeración de los elementos de malla

### Características mecánicas de los materiales

Para la determinación de las constantes mecánicas de los materiales que se necesitan para la realización de los cálculos se ha utilizado la bibliografía existente. Así, en (1) se indica que el módulo de elasticidad  $E$  de la fábrica de ladrillo puede obtenerse a partir de la fórmula:

$$E = 900 f_k$$

donde  $f_k$  indica la resistencia a compresión del material. Partiendo de un valor  $f_k = 500 \text{ T/m}^2$ , resulta  $E = 450.000 \text{ T/m}^2$ . Para el cálculo de Poisson se ha tomado el valor  $\nu = 0'1$ .

En el caso del terreno nos hemos basado en la publicación (2), en ella se indica que las gravas consolidadas, tipo de terreno que constituye la cimentación, tiene un

intervalo de variación para el módulo de balasto comprendido entre los valores 10.000–20.000, expresado en  $T/m^3$ . Por ello, la malla se ha calculado para los casos de 10.000, 13.000 y 20.000  $T/m^3$ .

## PROCESO DE CALCULO SEGUIDO

### Descripción de los casos procesados

La malla de elementos finitos, bajo la acción de distintas combinaciones de cargas se ha calculado mediante el programa SAP IV (3) en el computador VAX/VMS 11/780 del Centro de Cálculo de la Universidad de Zaragoza. Los tipos de malla, cargas exteriores y condiciones de contorno que se han procesado junto con la terminología que los identifica han sido los siguientes:

- MA : Malla con Articulaciones en cimentación.
- ME : Malla con Empotramiento en cimentación.
- MEL : Malla con Empotramiento en la cimentación y pilares libres en dirección Y-Y.
- MFA : Malla con Articulación flotante en cimentación.
- MFAL : Malla con Articulación flotante en cimentación y pilares libres en dirección Y-Y.
- MFE : Malla con Empotramiento en la cimentación, excepto la flotación en los pilares en dirección Z-Z.
- MFE 10 : Malla igual que la anterior y módulo de compresibilidad del material 10.000  $T/m^3$ .
- MFE 20 : Idem al anterior con  $K = 20.000 T/m^3$ .
- MFEH : Malla considerando los componentes horizontales de la reacción sobre el arco, del peso propio de la cúpula y el tambor. Empotramiento en cimentación y pilares flotantes en dirección Z-Z.
- MFEHL : Idem a la anterior considerando las columnas libres en dirección Y-Y.
- MFEHR : Malla en las mismas condiciones que la anterior prescindiendo de las dos filas superiores de elementos de la cúpula del ábside.
- MFEHRR : Igual que MFEHR, prescindiendo de toda la cúpula del ábside.
- MFEHRT : Idem a MFEHR pero transformando en triangulares los elementos rectangulares inferiores de la clave de los arcos.
- MFEHRMX : Malla igual que MFEHR considerando elástico el apoyo del arco en la bóveda de cañón.
- MFEL : Malla con empotramiento en cimentación, columnas flotantes en dirección Z-Z y libres en dirección Y-Y.
- MFEL 10 : Idem a la anterior considerando en el terreno  $K = 10.000 T/m^3$ .
- MFEL 20 : Idem con  $K = 20.000 T/m^3$ .

La necesidad de procesar los 18 casos relatados, era efecto de la auscultación que debía realizarse a la estructura para ver la incidencia que tenían en ella los siguientes conceptos:

- Variación en el tipo de enlace ideal (empotramiento articulación)  
Mallas asociadas: MA-ME
- Posibilidad de movimiento en el eje Y-Y (para ver la contribución de los muros existentes).  
Mallas asociadas: MEL
- Aparición de coacción elástica en la dirección Z-Z.  
Mallas asociadas: MFA-MFAL-MFE-MFEL-MFELHR
- Influencia de la modificación del módulo de compresibilidad del material en el caso de coacción elástica.  
Mallas asociadas: MFE 10-MFE 20-MFEL 10-MFEL 20
- Influencia de la modificación del módulo de compresibilidad del material en el caso de coacción elástica.  
Mallas asociadas: MFEHR-MFEHRR-MFEHRT-MFELHR

Las conclusiones que se han obtenido de los resultados numéricos conseguidos en el computador son:

- No existe apenas variación en las tensiones de la estructura, ni en las cargas sobre el terreno entre considerar empotramientos o articulación, así como al liberar o no los pilares en la dirección Y-Y.
- Al definir el terreno como deformable, posibilitando el desplazamiento vertical, las tensiones en la estructura cambian radicalmente debido al acusado descenso diferencial entre los pilares, aparecen valores apreciables de tracción en partes del material fundamentalmente en la zona superior del ábside en la unión con la clave del arco, por lo que éste debe suponerse en adelante como colapsado, lo que obligará a redefinir la malla.
- Si se toman distintos valores en el módulo de compresibilidad del material el descenso diferencial antedicho se modifica en el sentido previsible, con un incremento similar al de  $K$ .
- Al prescindir de la colaboración del ábside debido a los esfuerzos de tracción se produce otra importante redistribución de esfuerzos, apareciendo tensiones de tracción en las zonas de la clave de los arcos, que afectan a una extensión mayor en el que corresponde al altar; esto explica claramente las patologías existentes en la edificación.

### Resultados numéricos

Las afirmaciones anteriores pueden comprobarse observando los resultados numéricos obtenidos. Cuando se calcula la estructura en el caso ME se observa que el conjunto de la malla trabaja con tensiones de compresión y valores razonables de éstas. Los que corresponden a los nudos de elementos más importantes son:



**Nodo 18**

Esfuerzo axil = 670'9 T; Esfuerzo cortante X-X = - 0'08 T.  
 Esfuerzo cortante Y-Y = 0'035 T; Momento torsor = - 0'006 m.T.  
 Momento flector X-X = 0'036 m.T.; Momento flector Y-Y = 0'25 m.T.

**Nodo 42**

Esfuerzo axil = - 476 T; Esfuerzo cortante X-X = 7 T.  
 Esfuerzo cortante Y-Y = - 0'12 T; Momento torsor = - 0'0058 m.T.  
 Momento flector X-X = - 0'12 m.T.; Momento flector Y-Y = - 31 m.T.

Dado que la sección transversal aproximada del pilar es 9 m<sup>2</sup>, aproximadamente, se comprueba que la tensión del material no supera las 75 T/m<sup>2</sup>.

**Elementos del ábside en contacto con el arco**

**Elem. 27**

$$S_{xx} = - 16'9 \text{ T/m}^2 \text{ (compresión)} \quad S_{yy} = - 7'7 \text{ T/m}^2 \text{ (compresión)}$$

**Elem. 28**

$$S_{xx} = - 56 \text{ T/m}^2 \text{ (compresión)} \quad S_{yy} = - 18'5 \text{ T/m}^2 \text{ (compresión)}$$

**Elem. 36**

$$S_{xx} = - 0'49 \text{ T/m}^2 \text{ (compresión)} \quad S_{yy} = - 11'6 \text{ T/m}^2 \text{ (compresión)}$$

Las cifras indicadas muestran que el material se encuentra en un grado de aprovechamiento adecuado y nada excesivo, sin embargo lo que resulta elevado son las tensiones resultantes sobre el terreno, que a tenor del esfuerzo axil en los pilares será:

$$\text{Tensión en el terreno bajo el nodo18} = 74'4 \text{ T/m}^2$$

$$\text{Tensión en el terreno bajo el nodo42} = 53 \text{ T/m}^2$$

Estas tensiones resultan excesivas para el tipo de terreno en que se enclava la Iglesia, y al que se le adjudica una tensión admisible en torno a las 40 T/m<sup>2</sup>. Tan importante como la cuantía de las tensiones es la diferencia existente entre ambas, ya que en cimentaciones sobre estratos suficientemente deformados ésto provoca asientos diferenciales que originan nuevos esfuerzos que alteran sustancialmente el estado anterior.

Para comprobar los posibles efectos de ésto, se simula que los pilares pudieran desplazarse como un muelle para reflejar la deformabilidad del terreno. Asignando a éste un módulo de balasto  $K = 13.000 \text{ T/m}^2$ , que corresponde al interior del intervalo que propone la bibliografía especializada. Esta modificación en la malla se puede hacer

añadiendo al modelo un elemento elástico y lineal al final de los pilares. El nuevo estado de esfuerzos y movimientos de la estructura representado por los mismos indicadores que en el caso anterior es:

#### Nodo 18

Esfuerzo axil = - 516'2 T.; Esfuerzo cortante X-X = - 1'46 T.  
 Esfuerzo cortante Y-Y = - 0'06 T.; Momento torsor = - 0'26 m.T.  
 Momento flector X-X = - 0.066 m.T.; Momento flector Y-Y = 4'52 m.T.  
 Desplazamiento vertical = - 4'2 cm.

#### Nodo 42

Esfuerzo axil = - 272'7 T.; Esfuerzo cortante X-X = - 1.51 T.  
 Esfuerzo cortante Y-Y = - 0'25 T.; Momento torsor = - 0'017 m.T.  
 Momento flector X-X = 0'26 m.T.; Momento flector Y-Y = 501 m.T.  
 Desplazamiento vertical = - 1'6 cm.

Se descubre que se ha producido una redistribución de esfuerzos axiales y aparece un descenso diferencial de 2'6 cm. entre los pilares en el sentido de que el plano del arco correspondiente al altar avanza hacia el contiguo a la bóveda de cañón. Los efectos resultantes son:

Elementos del ábside en contacto con el arco

#### Elem. 27

$$S_{xx} = 6'1 \text{ T/m}^2 \text{ (tracción)} \quad S_{yy} = 44 \text{ T/m}^2 \text{ (tracción)}$$

#### Elem.28

$$S_{xx} = - 56 \text{ T/m}^2 \text{ (compresión)} \quad S_{yy} = - 61'6 \text{ T/m}^2 \text{ (compresión)}$$

#### Elem. 36

$$S_{xx} = 26'9 \text{ T/m}^2 \text{ (tracción)} \quad S_{yy} = 58'9 \text{ T/m}^2 \text{ (tracción)}$$

Situando estos elementos en la Figura 4 se deduce que la parte superior del ábside está solicitada a tracción, por lo que ante la impotencia del material para soportar este tipo de esfuerzo se produce la desconexión entre arco y ábside desplazándose aquel hacia el crucero. Esto induce un cambio radical en la definición de la estructura. Por ello se ha tenido que generar una nueva malla de elementos que incluya exclusivamente el material que permanece. La malla y la numeración correspondiente aparece en la Figura 4. De acuerdo con ella los esfuerzos que resultan en el caso MFEHR son:

#### Nodo 18

Esfuerzo axil = - 521 T.; Esfuerzo cortante X-X = - 1'56 T.

Esfuerzo cortante Y-Y = 0'07 T.; Momento torsor = - 0'27 m.T.  
 Momento flector X-X = - 0'07 m.T.; Momento flector Y-Y = 4'8 m.T.  
 Desplazamiento vertical = - 4'2 cm.

**Nodo 42**

Esfuerzo axil = - 267 T.; Esfuerzo cortante X-X = - 149 T.  
 Esfuerzo cortante Y-Y = 0'29 T.; Momento torsor = 0'023 m.T.  
 Desplazamiento vertical = - 1'6 cm.

**Elementos en la clave de los arcos**

Valores de las tensiones en dirección horizontal (T/m<sup>2</sup>).

Valores negativos: compresiones.

Tensión debida a esfuerzos de membrana:  $T_m$ .

Tensión debida a esfuerzos de flexión:  $T_f$ .

Tensión resultante:  $T_r$ .

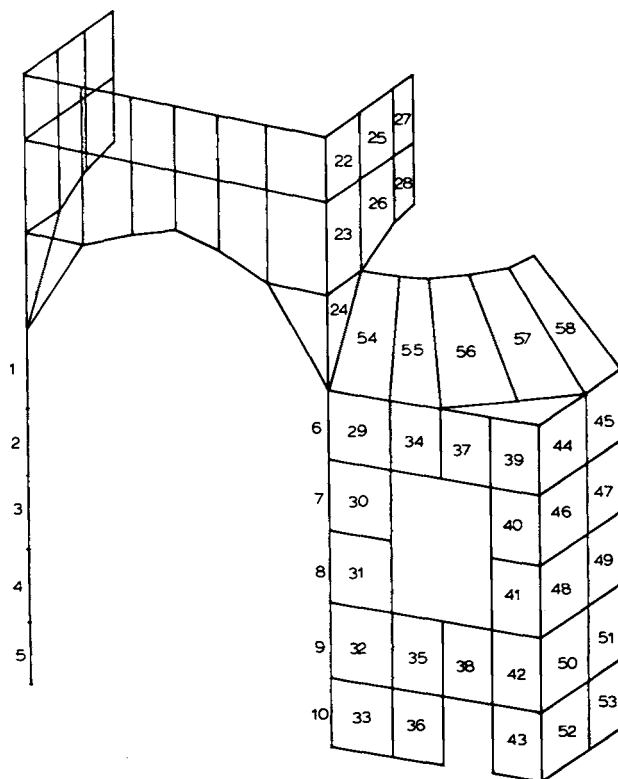


Figura 4. Malla del conjunto tras la desconexión entre arco y ábside

**Arco en contacto con la bóveda de cañón****Elem. 2**

$$T_m = - 5'4 \quad T_f = 127'5 \quad T_r = 122'1$$

**Elem. 4**

$$T_m = - 12'2 \quad T_f = 134'1 \quad T_r = 121'9$$

**Arco lateral****Elem. 14**

$$T_m = - 26'6 \quad T_f = 78 \quad T_r = 51'4$$

**Elem. 15**

$$T_m = 4'7 \quad T_f = 47'7 \quad T_r = 52'4$$

**Elem. 16**

$$T_m = 38'4 \quad T_f = 35 \quad T_r = 6'4$$

**Elem. 17**

$$T_m = 16.6 \quad T_f = 19.2 \quad T_r = 35'8$$

**Arco contiguo al ábside****Elem. 23**

$$T_m = 3'3 \quad T_f = 34'35 \quad T_r = 37'65$$

**Elem. 26**

$$T_m = 2'95 \quad T_f = 17'2 \quad T_r = 20'15$$

**Elem. 28**

$$T_m = 8'8 \quad T_f = 17'85 \quad T_r = 26'65$$

En estos datos se constata que la porción central de los arcos está sometida a tensiones de tracción siendo más extensa la zona afectada en el arco que corresponde al ábside. Este tipo de sollicitación, como ya se ha indicado antes, es el que ha originado el colapso del material y la aparición de las grietas existentes.

**Comentarios a los resultados**

Las cifras que aparecen en el apartado anterior son las más representativas del conjunto de las 18 mallas estudiadas, y se han elegido en base a las consideraciones anteriormente expuestas. Por ello pensamos que aunque de modo resumido, reflejan adecuadamente el proceso mecánico que ha acontecido a la estructura.

Cabría apuntar aquí que al suponerle al terreno otro módulo de balasto diferente a  $13.000 \text{ T/m}^3$ , el descenso diferencial entre pilares varía. Si se consideran los dos extremos de  $K$ , se obtiene:

$$K = 10.000 \text{ T/m}^3 \quad \text{descenso diferencial: } 3'1 \text{ cm.}$$

$$K = 20.000 \text{ T/m}^3 \quad \text{descenso diferencial: } 1'8 \text{ cm.}$$

De igual manera, si se supone nula la acción de los nudos laterales contiguos a los pilares, es decir, suponiendo libre el movimiento en el eje Y-Y, disminuye la rigidez transversal de los arcos y aumentan las tracciones en la clave. Aunque esta hipótesis se corresponde poco con la situación real, su cálculo permite obtener el campo de variación de las magnitudes estáticas y cinemáticas de la estructura. Los resultados numéricos son los correspondientes a la malla MFELHR.

El refinado de la malla (Figura 5), considerando elementos triangulares en las zonas con material colapsado sólo ha modificado en pequeña proporción los valores anteriores.

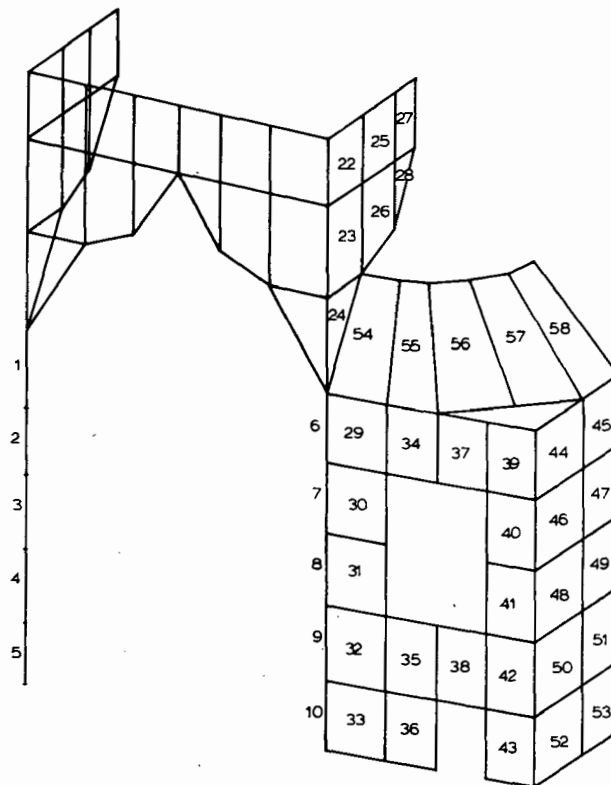


Figura 5. Malla del conjunto con grietas en las claves de los arcos

## CONCLUSIONES

El estudio que se ha realizado a la Iglesia del Antiguo Hogar Pignatelli para identificar las causas de las patologías que padece, ha pretendido reflejar el propio acontecer de la existencia de esta edificación. Una construcción que se termina en el año 1866 sin ningún problema grave citado por las crónicas, y en el que muy posteriormente aparecen graves deficiencias no puede considerarse que contenga errores de diseño, pues en ese caso se hubieran detectado a su terminación, o antes quizá; por ello las alteraciones posteriores ha habido que buscarlas en variables ajenas a la estructura. Esto ha originado un proceso doblemente secuencial, creando etapas tanto en el estudio del entorno de ella como en su propia constitución interna. Ampliando este enunciado diremos:

- El análisis se ha iniciado considerando que el diseño es correcto, en base a lo anterior, y observando el estado de tensiones y deformaciones que resulta suponiendo en los enlaces valores prefijados de los movimientos (empotramiento o articulación). Al observar los resultados se ha visto que el material podría responder adecuadamente pero no así el terreno. Al considerar la deformabilidad de éste, se han descubierto descensos diferenciales entre pilares, que crean nuevos e importantes estados de tensión que ocasionan la ruptura de la unión entre arco y ábside debido a la aparición de tracciones.
- El hecho anterior ha obligado a redefinir la malla y calcular nuevamente la estructura, los resultados numéricos han justificado adecuadamente la aparición de las grietas en la clave de los arcos.

En consecuencia, ha podido concluirse que la causa fundamental del estado actual de la edificación es la variación a la baja de la capacidad portante del terreno sobre el que se asienta la Iglesia, este hecho unido a la asimetría longitudinal de esfuerzos en los pilares del crucero ha desencadenado la secuencia de procesos anteriores que ha dado por resultado el proceso actual. Cabe recordar que las propiedades mecánicas de un terreno no son permanentes, ello avala la conveniencia de considerar la interacción suelo-estructura en el cálculo del sistema resistente de gran responsabilidad, frente a los planteamientos de suponer fijas las condiciones de movimientos de los enlaces en el terreno.

## REFERENCIAS

1. W.G. Curtin, "*Structural Masonery Designer's Manual*", Granada Publishing Limited, (1982).
2. W.E. Schulze, "*Cimentaciones*", Ed. Blume, (1970).
3. K.J. Bathe y E. Wilson, "*SAP IV (A Structural Analysis Program for Static and Dynamic Response of linear Systems)*", Universidad de California, (1974).