

# **TESIS DE MASTER**

**MASTER EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL Y DE LA CONSTRUCCIÓN**

TÍTULO:

**ESTUDIO ESTRUCTURAL DEL PABELLÓN DE  
SANT MANEL DEL HOSPITAL DE SANT PAU DE  
BARCELONA.**

AUTOR:

**MIGUEL ÁNGEL GARCÍA SÁNCHEZ**

TUTOR:

**PERE ROCA FABREGAT**

**BARCELONA**

**JULIO DE 2012**

# **TESIS DE MASTER**

**MASTER EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL Y DE LA CONSTRUCCIÓN**

TÍTULO:

**ESTUDIO ESTRUCTURAL DEL PABELLÓN DE  
SANT MANEL DEL HOSPITAL DE SANT PAU DE  
BARCELONA.**

AUTOR:

**MIGUEL ÁNGEL GARCÍA SÁNCHEZ**

TUTOR:

**PERE ROCA FABREGAT**

**BARCELONA**

**JULIO DE 2012**

Capítulo 1

---

**Introducción**

## Capítulo 2

---

# **Estado actual del edificio**

Capítulo 3

---

**Análisis y comprobaciones  
estructurales**

Capítulo 4

---

**Conclusiones**

---

## **Referencias**

---

## **Bibliografía consultada**

Anejo 1

---

**Comprobación de estructura metálica**

Anejo 2

---

**Comprobación de elementos de  
fábrica de ladrillo**

Nombre de archivo: PORTADA Y SUBPORTADAS  
Directorio: C:\Users\micky0069\Documents  
Plantilla: C:\Users\micky0069\AppData\Roaming\Microsoft\Plantillas\Normal.dotm  
Título:  
Asunto:  
Autor: Miguel A García  
Palabras clave:  
Comentarios:  
Fecha de creación: 19/06/2012 8:39:00  
Cambio número: 8  
Guardado el: 27/06/2012 9:53:00  
Guardado por: Miguel A García  
Tiempo de edición: 50 minutos  
Impreso el: 27/06/2012 10:15:00  
Última impresión completa  
Número de páginas: 10  
Número de palabras: 151 (aprox.)  
Número de caracteres: 836 (aprox.)

---

## Resumen

Durante el ejercicio profesional los técnicos que trabajan en proyectos y obras de rehabilitación se encuentran con las dificultades que plantea proyectar o dirigir la intervención sobre un edificio existente. A nivel mundial existe una carencia casi completa de normativa de referencia para este tipo de obras. De forma muy aislada se han desarrollado algunas normas y recomendaciones que son poco difundidas. En el ámbito concreto de la ingeniería estructural esta necesidad de normativas de referencia es si cabe mayor, ya que el técnico habitualmente tiene una formación y experiencia muy centrada en los códigos normativos.

El presente trabajo se centra en el pabellón de Sant Manel, cuya configuración arquitectónica puede considerarse típica de la mayoría de edificios del Hospital de la Santa Creu i Sant Pau de Barcelona, ya que es uno de los ocho que comparten una composición, soluciones y programa funcional muy similares. El uso previsto para este edificio es albergar una Escuela que formará parte de la Universidad de las Naciones Unidas. El recinto del Hospital de la Santa Creu i Sant Pau de Barcelona es un conjunto modernista construido a principios del siglo XX bajo la dirección del arquitecto Lluís Domènech i Montaner.

El presente trabajo se basa en la aplicación de unos métodos, no creados específicamente para afrontar este tipo de proyectos, con la intención de valerse de ellos como medio para valorar la aptitud de la estructura objeto del trabajo. No se pretende por lo tanto hacer un juicio sobre la estructura del edificio, abstrayéndose de la realidad de este, sino que se ha planteado como el eje central de un estudio completo que debe incluir las verificaciones pertinentes sobre los resultados obtenidos.

Partiendo de la información contenida en el proyecto ejecutivo, publicado por la Fundación Hospital de Sant Pau y redactado por el equipo de Argentí Arquitectes, se estudia en primer lugar la arquitectura del edificio. Se analizan los mecanismos resistentes implicados y la forma de trabajar de los diferentes elementos estructurales. Asimismo se analizan las conclusiones de las inspecciones del edificio llevadas a cabo por el equipo redactor del proyecto.

Para poder analizar los elementos estructurales de forma más realista se realiza un modelo completo de la estructura, utilizando el software Sap2000, que permite la utilización de objetos para formar un modelo de elementos finitos. Se trata de una herramienta de análisis avanzado, con la que pueden reproducirse elementos estructurales complejos mediante su discretización en elementos de barras y placas. El motivo principal de la creación de este modelo es el estudio de la acción sísmica sobre el edificio. Para ello se recurre a un análisis estático basado en el método de referencia del Eurocódigo EC-8, que puede realizarse de una forma ágil gracias a las funciones implementadas en el programa utilizado.

Una vez analizados los resultados obtenidos, se hace una valoración de seguridad estructural, en base a la cual se validan los elementos estudiados o se propone una intervención para mejorarla o un estudio más profundo que permita una valoración más precisa.

---

## Abstract

A professional who is involved in rehabilitation works or projects has to face in his work major difficulties to develop an intervention in an existing building. There is a worldwide lack of standard reference for this type of construction works. Very scarce standards have been made about this issue, and very poorly diffused also. In the structural engineering field is strongly needed to have reference standards, due to the engineer ability and knowledge based in them.

This master thesis is about Sant Manel pavilion, which is a typical one in the Santa Creu i Sant Pau Hospital in Barcelona, since there are a total of 8 using this type of constructive forms. The current project intends the building to be used as a United Nations University Center. Sant Pau Hospital in Barcelona is a modernist architecture complex built up in the beginning of the twentieth century by a well-known architect called Lluís Domènech i Montaner.

This work is intended to use modern methods, not actually created for this purpose, as a mean to evaluate the structural safety of this building. The aim of this work is not to make an abstract judge out of exacts methods, neglecting the actual reality of the structure but it's intended to be a base for a whole study of it.

The information included in the architectural project by Argenti Architects was the base of this work. From this knowledge it was possible to study the architecture and structural behavior. It was also possible to know about the inspections that have been made to check the preservation of the structure.

A tridimensional model of the whole structure was made as to analyze in a more realistic way the structural behavior. The computer software Sap2000 was applied to perform an analysis based in a finite elements model, formed out of an objet based model of frames and shells. The main reason to create this model was to simulate the seismic action in this structure. This was possible by performing a static analysis based in the reference method of the Eurocode EC-8, which is a method implemented as a function in the software used.

The final study of the results obtained from these analyses allowed to establish a structural safety evaluation for all the members involved. Moreover an intervention or further studies were proposed based on these results.

---

# Agradecimientos

A mi familia, a ellos les debo y les dedico este trabajo.

A mi tutor, Pere Roca, por haberme guiado en la realización de este trabajo.

A mi amiga Susana Pavón, profesora de Estructuras I en la Escola Politecnica Superior d'Edificació de Barcelona UPC, por su apoyo durante todos mis años de práctica profesional y que me propuso el tema de este trabajo.

Al profesor Lluís Agulló, al que todos recordaremos siempre, por habernos transmitido tantos conocimientos y valores.

A la "Fundació Hospital de la Santa Creu i de Sant Pau" por toda la información facilitada para la realización de este trabajo.

A todos mis amigos, por su amistad que tanto valoro.

A todos aquellos que contribuyeron directa o indirectamente para la realización de este trabajo.

---

# Lista de abreviaturas

A - *área de un muro,*  
A<sub>b</sub> - *área de un apoyo,*  
A<sub>ef</sub> - *área eficaz de un muro,*  
A<sub>m</sub> - *área de una fábrica,*  
A<sub>s</sub> - *área de una armadura de tracción,*  
A<sub>sw</sub> - *área de una armadura transversal,*  
a - *remetido de tabica, distancia desde el borde de entrega hasta el borde del muro,*  
CTE – *Código Técnico de la Edificación*  
CTE DB- SE-F – *Código Técnico de la Edificación, Documento Básico de Seguridad Estructural:*  
*Fábrica*  
e - *excentricidad,*  
e<sub>a</sub> - *excentricidad accidental,*  
e<sub>m</sub> - *excentricidad debida a las cargas,*  
E – *Módulo de elasticidad*  
E<sub>b</sub> - *Módulo de elasticidad de la unidad de fábrica*  
E<sub>c</sub> - *Módulo de elasticidad del hormigón*  
EAE – *Instrucción de acero estructural.*  
EC-3 – *Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero.*  
EC-6 – *Eurocódigo 6: Proyecto de estructuras de obra de fábrica*  
EC-8 – *Eurocódigo 8: Proyecto de estructuras frente a sismo*  
E<sub>m</sub> - *Módulo de elasticidad del mortero de fábrica de la obra de fábrica*  
F<sub>c</sub> - *esfuerzo de compresión de cálculo por la flexión de un elemento,*  
F<sub>s</sub> - *esfuerzo de tracción de cálculo en el acero,*  
f<sub>b</sub> – *Resistencia a compresión de la unidad de obra de fábrica*  
f<sub>k</sub> – *Resistencia a compresión característica*  
f<sub>m</sub> – *Resistencia a compresión característica del mortero de la obra de fábrica.*  
f<sub>m0</sub> – *Resistencia a compresión característica inicial del mortero de la obra de fábrica*  
f<sub>tb</sub> – *Resistencia a tracción uniaxial de la unidad de la obra de fábrica*  
f<sub>tm</sub> – *Resistencia a tracción uniaxial del mortero de la obra de fábrica*  
f<sub>xtb</sub> – *Resistencia característica a flexotracción de la unidad de obra de fábrica*  
G – *Módulo de distorsión*  
I – *Momento de inercia*  
L<sub>d</sub> - *longitud de cálculo de un muro u otro elemento,*  
M<sub>Rd</sub> - *momento flector resistente de cálculo de un muro*  
M<sub>Sd</sub> - *momento flector de cálculo,*  
N<sub>Rd</sub> - *esfuerzo vertical resistente de cálculo de un muro,*  
N<sub>Sd</sub> - *esfuerzo vertical de cálculo en un muro,*  
Q<sub>Rd</sub> - *resistencia lateral de cálculo por unidad de longitud de muro,*  
s - *separación entre armaduras transversales,*  
t - *espesor de un muro o de una hoja,*  
t<sub>d</sub> - *espesor de cálculo de un muro,*  
t<sub>f</sub> - *espesor de un ala,*  
V<sub>Rd</sub> - *esfuerzo cortante resistente de cálculo de la fábrica*  
V<sub>Sd</sub> - *esfuerzo cortante de cálculo,*  
γ – *Peso específico*  
ν<sub>b</sub> – *Coefficiente de Poisson de la unidad de obra de fábrica*  
σ<sub>b</sub> – *Tensión aplicada en la unidad de obra de fábrica*  
σ<sub>m</sub> – *Tensión aplicada en el mortero de la obra de fábrica*  
σ<sub>xb</sub> – *Tracción de la pieza de la obra de fábrica*  
σ<sub>xb,u</sub> – *Tracción de la pieza en el punto de rotura*  
σ<sub>xm</sub> – *Tracción del mortero de la obra de fábrica*

Nombre de archivo: HOJAS PREVIAS AL INDICE  
Directorio: C:\Users\micky0069\Documents  
Plantilla: C:\Users\micky0069\AppData\Roaming\Microsoft\Plantillas\Normal.dotm  
Título:  
Asunto:  
Autor: Miguel A García  
Palabras clave:  
Comentarios:  
Fecha de creación: 27/06/2012 0:39:00  
Cambio número: 5  
Guardado el: 27/06/2012 9:34:00  
Guardado por: Miguel A García  
Tiempo de edición: 10 minutos  
Impreso el: 27/06/2012 9:49:00  
Última impresión completa  
Número de páginas: 4  
Número de palabras: 1.353 (aprox.)  
Número de caracteres: 7.444 (aprox.)

|                       |     |
|-----------------------|-----|
| Resumen               | I   |
| Abstract              | II  |
| Agradecimientos       | III |
| Lista de abreviaturas | IV  |

## **CAPÍTULO I INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS**

|   |   |
|---|---|
| 1.1. ANTECEDENTES                       | 1 |
| 1.2. OBJETIVOS DEL ESTUDIO              | 1 |
| 1.3. RELACIÓN DE INFORMACIÓN OBTENIDA.  | 2 |
| 1.4. METODOLOGÍA APLICADA.              | 2 |
| 1.5. LIMITACIONES DEL MÉTODO UTILIZADO. | 3 |

## **CAPÍTULO 2 ESTADO ACTUAL DEL EDIFICIO**

|   |    |
|---|----|
| 2.1. EL RECINTO DEL HOSPITAL DE SANT PAU.         | 5  |
| 2.2. DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO Y SU ESTRUCTURA.    | 6  |
| 2.3. LOCALIZACIÓN Y ANÁLISIS DE LESIONES Y DAÑOS. | 11 |
| 2.4. PROYECTO E INTERVENCIÓN ACTUAL.              | 14 |
| 2.5. CONCLUSIONES SOBRE EL ESTADO ACTUAL.         | 15 |

## **CAPÍTULO 3 ANÁLISIS Y COMPROBACIONES ESTRUCTURALES**

|  |    |
|--|----|
| 3.1. MÉTODO DE ANÁLISIS.                               | 16 |
| 3.2. DESCRIPCIÓN DEL MODELO UTILIZADO.                 | 18 |
| 3.3. MATERIALES.                                       | 20 |
| 3.4. NECESIDADES ESTRUCTURALES CONSIDERADAS.           | 24 |
| 3.5. ANÁLISIS DE ARCOS Y BÓVEDAS.                      | 38 |
| 3.6. ANÁLISIS Y COMPROBACIÓN DE ESTRUCTURA METALICA.   | 62 |
| 3.7. ANÁLISIS Y COMPROBACIÓN DE MUROS DE FÁBRICA.      | 66 |
| 3.8. ANÁLISIS Y COMPROBACIONES ANTE ACCIONES SÍSMICAS. | 71 |

## **CAPÍTULO 4 CONCLUSIONES**

|   |    |
|---|----|
| 4.1. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS.CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES. | 81 |
| 4.2. VALORACIÓN DEL TRABAJO FINAL DE MÁSTER.                    | 82 |

### **REFERENCIAS.**

### **BIBLIOGRAFÍA CONSULTADA.**

### **ANEJO 1: COMPROBACIONES DE ESTRUCTURA METÁLICA.**

### **ANEJO 2: COMPROBACIONES DE ELEMENTOS DE FÁBRICA DE LADRILLO.**

Nombre de archivo: INDICE TESIS  
Directorio: C:\Users\micky0069\Documents  
Plantilla: C:\Users\micky0069\AppData\Roaming\Microsoft\Plantillas\Normal.dotm  
Título:  
Asunto:  
Autor: Miguel A García  
Palabras clave:  
Comentarios:  
Fecha de creación: 16/06/2012 13:31:00  
Cambio número: 18  
Guardado el: 27/06/2012 4:00:00  
Guardado por: Miguel A García  
Tiempo de edición: 666 minutos  
Impreso el: 27/06/2012 9:48:00  
Última impresión completa  
Número de páginas: 2  
Número de palabras: 193 (aprox.)  
Número de caracteres: 1.067 (aprox.)

# Capítulo 1:

## Introducción y objetivos

### 1.1. Antecedentes

El recinto del Hospital de la Santa Creu i Sant Pau de Barcelona es un conjunto modernista construido a principios del siglo XX bajo la dirección del arquitecto modernista Lluís Domènech i Montaner. El hospital fue concebido como una ciudad jardín, en la que se sitúan pabellones de uso hospitalario, separados por una urbanización ajardinada y conectados mediante una red de túneles. El conjunto está catalogado como patrimonio de la humanidad por lo que cualquier actuación sobre cualquiera de los edificios que lo forman debe seguir unas directrices muy estrictas establecidas en su plan director.

Como consecuencia del traslado de la actividad hospitalaria al nuevo edificio se prevé un cambio de uso en el llamado recinto histórico, que pasará a destinarse tras la progresiva rehabilitación de sus pabellones a usos de tipo cultural. Las nuevas instalaciones deberán cumplir con los requisitos que establece la normativa actual para su nuevo uso. Para las diferentes intervenciones sobre cada uno de los pabellones la Fundació Hospital de la Santa Creu i Sant Pau encargó la redacción de proyectos de rehabilitación.

El presente trabajo se centra en el pabellón de Sant Manel, cuya configuración arquitectónica puede considerarse típica de la mayoría de edificios del recinto, ya que es uno de los ocho que comparten una composición, soluciones y programa funcional muy similares. El uso previsto para este edificio es albergar una Escuela que formará parte de la Universidad de las Naciones Unidas.

### 1.2. Objetivos del estudio

El presente trabajo se centra en la utilización de medios actuales para el análisis y comprobación de estructuras y su aplicación a edificaciones existentes. Se pretende una aproximación al comportamiento resistente de la estructura del edificio mediante el estudio de modelos analizados dentro de la teoría de la elasticidad. Se valora la seguridad mediante la aplicación de verificaciones recogidas en normativas de diseño actuales, basadas en principios de cálculo plástico. La finalidad del trabajo es la aplicación de una metodología de estudio

estructural moderna, que habitualmente se utiliza para edificios de nueva construcción, para la verificación de la seguridad estructural de un edificio existente.

Concretamente se pretende el estudio de la respuesta estructural ante acciones gravitatorias y sísmicas, aplicando el método de fuerzas estáticas equivalentes, obtenidas a partir de espectros de respuesta elástica establecidos en la normativa de construcción Sismorresistente.

Asimismo se propone la aplicación del método de los estados límite para el estudio de la seguridad de los elementos estructurales y su aptitud en servicio, siguiendo las comprobaciones establecidas en las normativas de referencia de los materiales.

Con todo ello se pretende realizar un estudio que permita evaluar de forma cuantitativa la adecuación de una estructura original, proyectada bajo otros criterios de exigencia, para cumplir las exigencias derivadas del uso previsto para el edificio.

### **1.3. Relación de información obtenida**

Ha sido posible disponer para la realización del presente trabajo de la información relacionada a continuación:

- Proyecto ejecutivo de rehabilitación y adaptación como sede de la Universidad de las Naciones Unidas del Pabellón de Sant Manel del Hospital de Sant Pau de Barcelona. Argentí Arquitectes.
- Archivos en formato dwg con las diferentes plantas, alzados y secciones de la documentación gráfica del proyecto de rehabilitación.
- Anejos completos del proyecto ejecutivo de rehabilitación.
- Dictamen sobre la estructura del Pabellón de Sant Manel del Hospital de Sant Pau de Barcelona. BOMA S.L.

### **1.4. Metodología aplicada**

El método de trabajo ha sido el siguiente:

1. Para la definición de la geometría de la estructura y su estado de conservación actual:
  - Consulta de la documentación gráfica disponible.
  - Información sobre las inspecciones realizadas para determinar los elementos estructurales.
  - Información sobre las calas realizadas para caracterizar los elementos estructurales.

2. Para la determinación de la capacidad estructural:
  - Elaboración de un modelo tridimensional de la estructura completa que considere las características resistentes y condiciones de contorno de todos los elementos resistentes.
  - Aplicación de las acciones a considerar según el uso previsto para el edificio, tanto para acciones gravitatorias como sísmicas.
  - Análisis estructural mediante el software Sap2000 para el cálculo de sollicitaciones en los diversos elementos estructurales.
  - Comprobación resistente de la estructura en base a las diversas normativas de aplicación. [1,2,3,4,5,6,7,8]
  - Evaluación de la capacidad resistente de elementos no recogidos en normativas de referencia mediante criterios de aplicación a edificación existente. [8]

Se analiza el comportamiento del edificio ante la acción del sismo, la cual cosa se ha considerado de interés debido a la posible influencia de esta sobre la seguridad estructural, especialmente considerando que se trata de un espacio de carácter público cuyo uso previsto es el docente. No se considera la acción horizontal del viento sobre el edificio, si bien resultaría necesario en cumplimiento de la normativa de edificación, ya que su aportación al contenido del trabajo se ha valorado como poco relevante considerando las características del edificio.

## **1.5. Limitaciones del método utilizado.**

El presente trabajo se realiza a partir de la información recopilada, descrita anteriormente, a partir de las inspecciones y campañas de calas realizadas por el equipo redactor del proyecto ejecutivo que actualmente se está aplicando en las obras en curso. Las campañas de inspección y levantamientos topográficos han sido realizados sobre una parte que se consideró representativa de la estructura en su conjunto, en previsión de un estudio más amplio, previo a la intervención o posiblemente simultaneo a la misma. No se han realizado ensayos de materiales que impliquen procedimientos destructivos, por lo que el conocimiento de las características resistentes de los materiales es únicamente orientativo y basado en experiencias previas de edificios relativamente similares a nivel constructivo y cronológico. La definición geométrica de la estructura se basa en la documentación gráfica disponible, recogida en el proyecto de intervención [9] y en las calas realizadas por el equipo redactor, incluidas en el anejo a este documento.

El análisis estructural realizado se limita al comportamiento del material en régimen elástico, asumiendo su correspondencia con el estado del material en situación de servicio. Para el estudio de la seguridad estructural se hace uso de las comprobaciones establecidas en normativa de referencia para cada material, que tienen en cuenta el comportamiento en rotura del material, basadas en la teoría de la plasticidad y la no linealidad geométrica y

mecánica. No se hace uso de medios de mayor potencia y complejidad como teoría de elementos finitos con modelo de daño y la mecánica del medio continuo con ecuaciones constitutivas no lineales, más apropiadas para describir el comportamiento de materiales de tipo frágil. El conocimiento y aplicación de estos métodos están fuera del alcance del presente trabajo.

La discretización de los elementos resistentes se hace mediante un modelo de barras y placas, sobre los que se aplica la teoría de elementos finitos y formulación matricial para analizar las sollicitaciones y esfuerzos producidos. Esto conlleva una aproximación al comportamiento estructural mediante una simplificación de la geometría real que no se encuentra normalizada. Sin embargo es habitual el uso de estas estrategias de análisis para evaluar edificios existentes y son múltiples las referencias que podrían hacerse del mismo.

A pesar de las inspecciones y calas realizadas el conocimiento detallado de las soluciones constructivas de la estructura no es el deseado. No se dispone como se ha dicho de información sobre las características de los materiales. En caso de disponer de esta en el futuro, seguiría existiendo un grado no despreciable de incertidumbre sobre su representatividad. Se desconoce asimismo la cronología constructiva del edificio y no se ha estudiado su posible implicación a nivel resistente. Tal y como se explicará posteriormente en diversos puntos del presente documento se considera este estudio estructural como una parte básica que debería complementarse con un estudio más amplio probablemente con el uso de técnicas como la inspección no destructiva o la instrumentación que permitan una mejor aproximación al problema y una confirmación posterior de las hipótesis establecidas.

Nombre de archivo: CAPITULO 1  
Directorio: C:\Users\micky0069\Documents  
Plantilla: C:\Users\micky0069\AppData\Roaming\Microsoft\Plantillas\Normal.dotm  
Título:  
Asunto:  
Autor: Miguel A García  
Palabras clave:  
Comentarios:  
Fecha de creación: 19/06/2012 10:28:00  
Cambio número: 10  
Guardado el: 26/06/2012 22:18:00  
Guardado por: Miguel A García  
Tiempo de edición: 242 minutos  
Impreso el: 27/06/2012 9:47:00  
Última impresión completa  
Número de páginas: 4  
Número de palabras: 1.339 (aprox.)  
Número de caracteres: 7.368 (aprox.)

## Capítulo 2:

# Estado actual del edificio

### 2.1. El recinto del Hospital de Sant Pau.

El conjunto del Hospital de la Santa Creu i de Sant Pau fue proyectado por el arquitecto modernista Lluís Domènech i Montaner el año 1901. El proyecto se emplazaba en un solar equivalente a nueve manzanas del Ensanche, en el que se disponían un conjunto de pabellones aislados, rodeados de jardines y unidos por sótanos; esta ordenación seguía los nuevos criterios hospitalarios de la época, que tenían como finalidad minimizar el riesgo de infección y contagio y mejorar la salubridad gracias a los sistemas de asoleo, ventilación e iluminación.



Imágenes históricas del complejo del Hospital de la Santa Creu i de Sant Pau. Archivo histórico de la Fundación Hospital de Sant Pau.

El esquema se basa en pabellones aislados de manera radical, separados por un espacio equivalente a vez y media su altura y en el que se sitúan jardines. Este planteamiento de proyecto tenía detrás otro muy en auge en el ámbito de la ciencia de la época, el higienismo y los nuevos conocimientos que la microbiología habían aportado a la medicina a finales del siglo XIX. Obviamente, una de las dificultades que planteaba el sistema de pabellones era la conexión entre ellos que Domènech i Montaner resolvió mediante una red subterránea de túneles, similar a la que se había desarrollado anteriormente en el hospital de Boucicaut de París de. Su posible mayor defecto, la falta de ventilación, se supera mediante un sistema de acceso con grandes superficies en planta y también por conexiones con el exterior a través de lucernarios que en el exterior tienen la función de bancos.

La construcción del hospital llevó 25 años y las obras pasaron por periodos de dificultades económicas, finalizándose con aportaciones económicas y donaciones privadas. El mismo Domènech tuvo que delegar la dirección en su hijo por enfermedad y falleció antes de la finalización de las obras.

## 2.2. Descripción del edificio y de su estructura.

El pabellón de Sant Manel forma parte de un conjunto de 8 pabellones que son prácticamente idénticos y se sitúan alrededor de la plaza central del recinto. Consta de planta baja, primera, segunda y sótano. El edificio consta de tres cuerpos claramente delimitados y diferenciados, con una función independiente. El acceso general se sitúa a través de la fachada oeste de la cual se precisa distinguir, a su derecha, el potente volumen cilíndrico de las salas de día, rematado con una emblemática cúpula y, a la izquierda, el cuerpo cilíndrico del depósito de agua. El cuerpo se divide en planta sótano, baja y planta alta. El cuerpo central se subdivide en dos grandes espacios superpuestos de doble altura cada uno de ellos, en los cuales se situaban las camas de los enfermos. El cuerpo este es de servicios del pabellón y se subdivide en cuatro plantas. La estructura se basa en muros y pilares de obra de fábrica como soportes estructurales. Los forjados son bóvedas a la catalana, cúpulas y en el caso de la cubierta y los núcleos laterales, forjados de vigueta metálica. Se usa de forma recurrente la perfilera metálica embebida dentro de los muros, como soportes, refuerzos y zunchos, y en el caso de arcos y bóvedas como guías de replanteo y como tirantes que compensan los empujes. El espesor tipo de los muros de carga es de 30cm, en toda la altura del mismo, si que se aprecien retranqueos en las diferentes plantas. Las piezas cerámicas son macizas, de medidas 29 x 14 x 5cm, típicas del formato catalán. El aparejo utilizado es de tipo inglés, alternando sogas y tizones en la fábrica. El mortero utiliza cal como conglomerante.

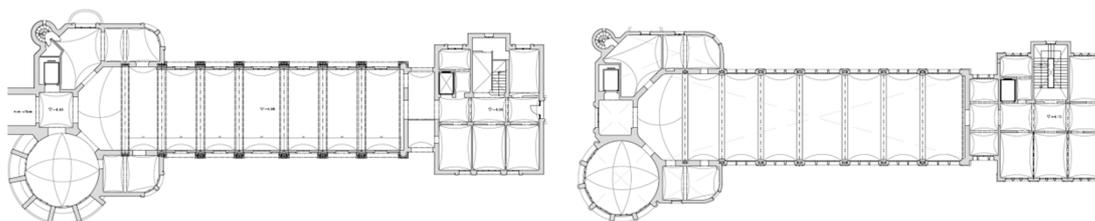
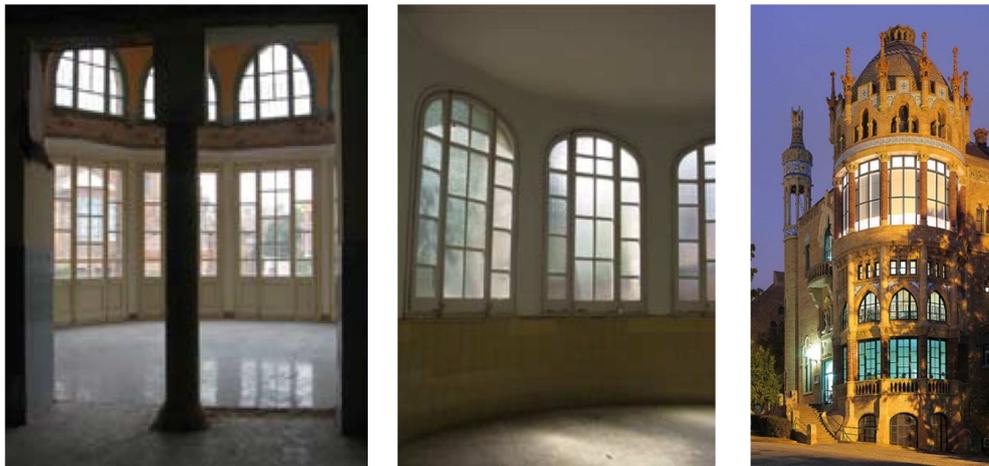


Figura 1: Esquema estructural de plantas sótano y primera.

### Cuerpo oeste

En el bloque cilíndrico que constituye la sala de día, la estructura vertical consiste en pilares de obra de fábrica de forma cilíndrica. El resto de la estructura consiste en muros de carga de obra de fábrica. La estructura horizontal del cuerpo oeste se conforma con bóvedas tabicadas apoyadas en el muro, contrarrestados sus empujes por un zuncho metálico a nivel de la base. En el techo de la planta primera la bóveda es más compleja, con lunetas que se abren hacia los arcos de fachada. Finalmente en la cubierta se sitúa una cúpula de cubierta formada por dos hojas, una interior de curvatura radial y una exterior apuntada, que arrancan ambas sobre un perfil metálico embebido en la base. La hoja exterior también tiene embebidos perfiles metálicos en T, que forman meridianos que arrancan sobre el perfil de la base.



Imágenes 1: Vista exterior y vistas interiores del bloque cilíndrico de la zona de día.

Las bóvedas de la zona de proyección del vestíbulo de planta baja presentan variantes en cada planta. En techo de planta baja y sótano son bóvedas rebajadas apoyadas en los extremos. En planta primera la bóveda es de geometría compleja, ya que se integran 3 lunetas que comunican con aberturas de paso y de fachada. El techo de la planta segunda es también una semicúpula, pero de proporciones más pronunciadas. Es una superficie con generatriz de arco carpanel, con intersección de la superficie generada por los arcos de fachada. Sobre esta superficie se sitúa otra de curvatura cónica sobre la que se dispone la cubierta.

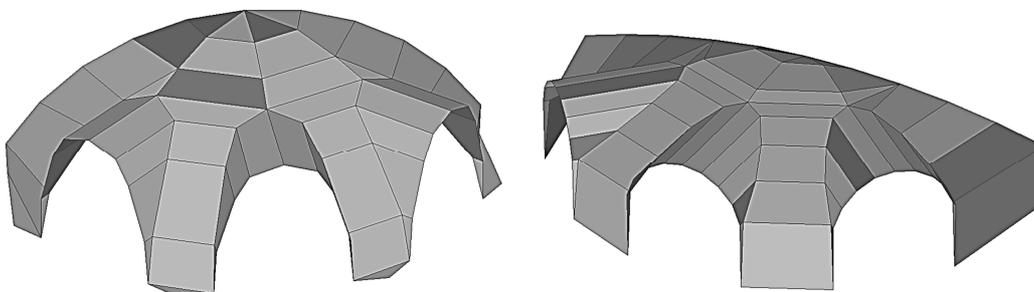


Figura 2: Esquemas de las semicúpulas de planta segunda (izquierda) y de la planta primera (derecha).

### Cuerpo central

La nave central se configura mediante 7 módulos de 4 x 9m en los que se repite un pórtico tipo en sentido transversal, que descarga las bóvedas y transmite las cargas hacia los muros de fachada.

En la zona de sótano la estructura está formada por grandes jácenas que descansan sobre los robustos pilares semicilíndricos. Sobre estas jácenas se apoyan bóvedas de cañón rebajadas. Por las calas realizadas y las endoscopias complementarias, se puede decir que el pilar cilíndrico es macizo, formado en la cara exterior por una corona de ladrillo vidriado y el interior de ladrillo macizo.

La estructura vertical de las plantas superiores de este cuerpo central consiste en la combinación de los muros de carga de obra de fábrica de ladrillo macizo de las fachadas con un conjunto de dobles pilares de acero, unidos por presillas metálicas. Éstos se empotran en las hojas interior y exterior de la fábrica, arriostrándolos entre ellos. La manera de trabajar y relacionarse entre sí la fábrica de ladrillo y los elementos metálicos ha sido estudiada mediante ensayos con gatos planos [9]. La fábrica está sometida a tensiones bajas, mientras que la estructura metálica parece soportar la mayor parte de las cargas gravitatorias.

El techo de planta baja está formado por bóvedas de doble curvatura, apoyadas sobre arcos diafragmáticos, que alojan en su interior dos tirantes metálicos conectados a los pilares de fachada, cuya función es absorber los empujes producidos por el arco.

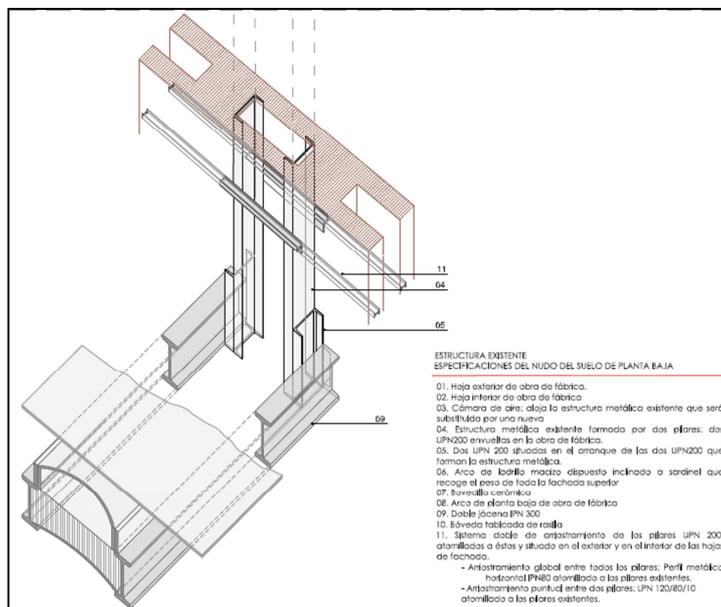


Figura 3: Detalle de unión entre jácenas de techo de planta sótano y pilares de fachada en la nave central. [9]

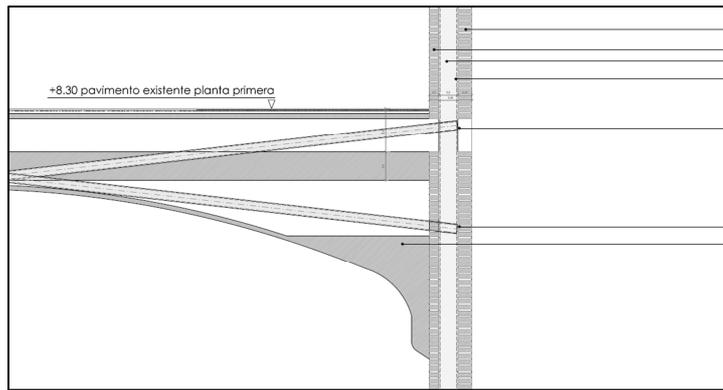


Figura 4: Detalle de unión entre tirantes del arco de techo de planta baja de la nave central y pilares de fachada. [9]

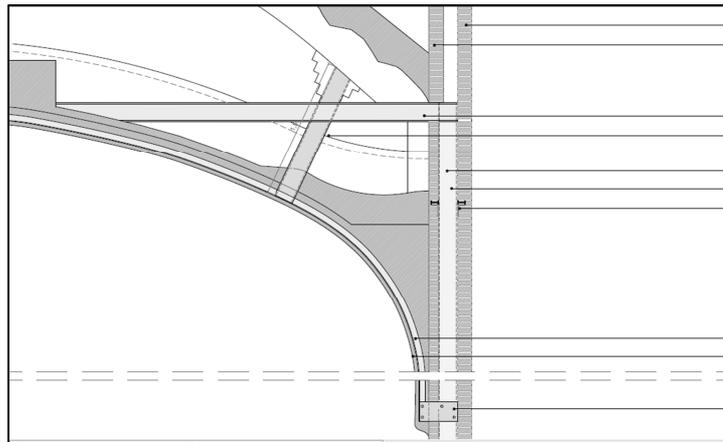


Figura 5: Detalle de unión entre tirantes del arco de techo de planta primera de la nave central y pilares de fachada. [9]



Imágenes 3: Nave central, vista de la sala de enfermos de la planta baja.

En la planta primera las bóvedas son también de doble curvatura, con un radio mucho mayor y también se apoyan en arcos, que cuentan con un solo tirante situado por encima del arco, debido a que equilibran el empuje de estos arcos y los de la planta bajo cubierta. El forjado de cubierta, a dos aguas, se resuelve mediante viguetas metálicas que soportan un tablero cerámico plano.



Imágenes 4: Nave central, vista de la sala de enfermos de la planta primera.



Imágenes 5: Nave central, vista del espacio bajo cubierta.

### **Cuerpo este**

La estructura vertical esta formada por muros de carga de fábrica de ladrillo de 30cm de espesor. En el caso de las fachadas puede verse el aparejo utilizado, de tipo flamenco, con alternancia de sogas y tizones. Las plantas están resueltas mediante bóvedas tabicadas apoyadas en el perímetro de los muros.

### 2.3. Localización y análisis de lesiones y daños.

Durante las inspecciones realizadas por parte del equipo redactor del proyecto ejecutivo se detectaron fisuras, humedades y elementos afectados por corrosión [9]. Se realizaron diversas calas para relacionar la fisuración observada con la expansión debida a la corrosión de perfiles embebidos en la fábrica de ladrillo. Pueden observarse principalmente en los pilares de la fachada de la nave central y el forjado de bajo cubierta. Se considera que la oxidación de los perfiles incluidos en los elementos de ladrillo con exposición exterior es una patología generalizada en el edificio.

En las bóvedas y cúpulas se han observado algunas fisuras, principalmente en el techo de planta primera. En general se atribuyen, como se expondrá más adelante, a tracciones superiores a las admisibles que han producido una fisuración que se encuentra estabilizada en un estado final de equilibrio.

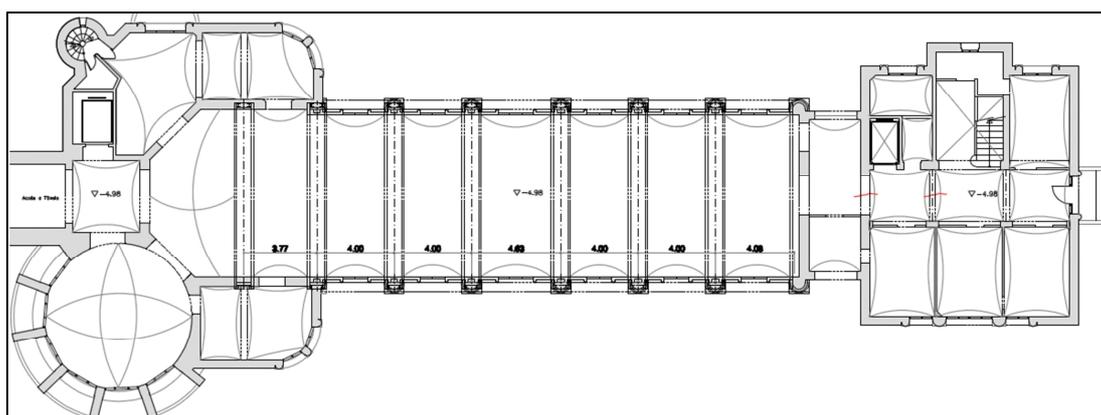


Figura 6: Techo de planta semi sotano. Localización de lesiones.

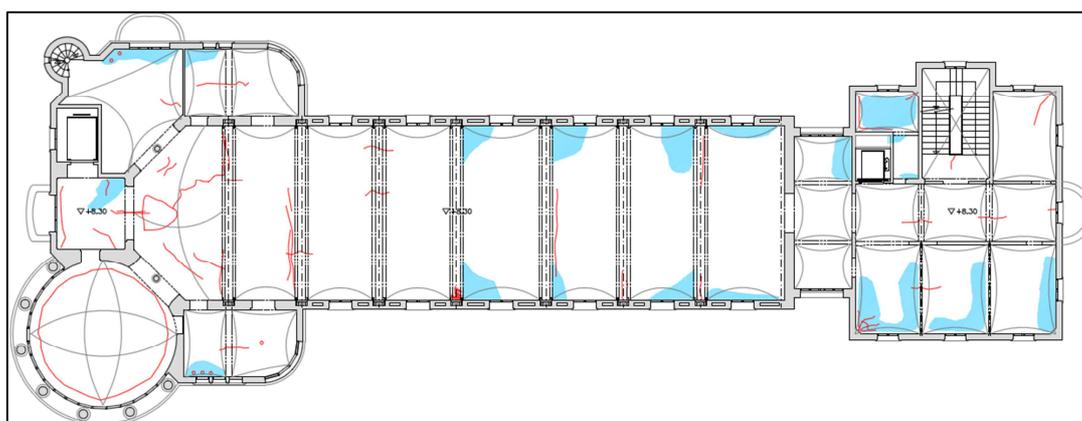


Figura 7: Techo de planta primera. Localización de lesiones.

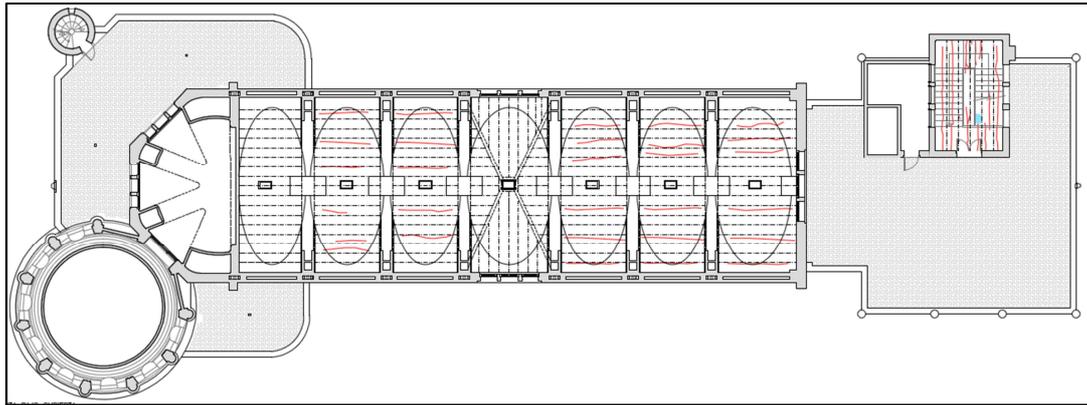


Figura 8: Techo de planta segunda. Localización de lesiones.

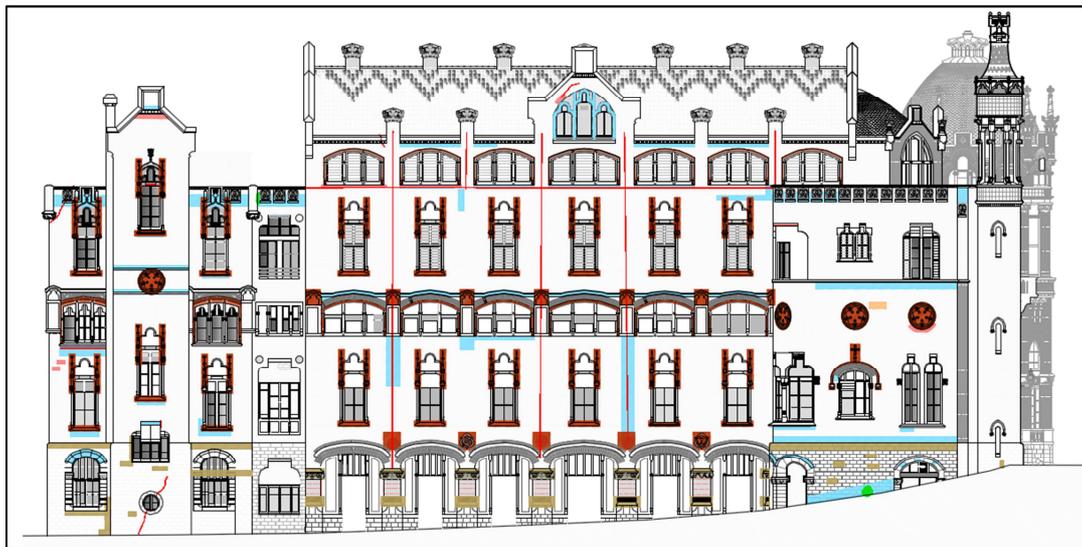


Figura 9: Fachada norte. Localización de lesiones.

La cúpula de cubierta de la zona de día tuvo que ser apuntalada debido a la gravedad de las fisuras observadas, producidas por la corrosión del perfil embebido en el muro de soporte, en el arranque de la misma. En el caso de la semicúpula de techo de planta primera también se ha relacionado la fisuración con la existencia de perfiles embebidos, afectados por corrosión debido a las filtraciones. Las fisuras observadas en los muros también se relacionan con las producidas por elementos horizontales que apoyan sobre estos y que están afectados por corrosión, y a la expansión de los pilares en el caso de la nave central.



Imagen 6: Calas efectuada en pilares embebidos en fachada en la nave central.



Imagen 7: Calas efectuada en pilares techo de planta primera. A la izquierda nudo entre tirantes y pilar. A la derecha perfiles embebidos en el arco.



Imagen 8: Cúpula de la zona de día. Izquierda estructura de apuntalamiento. Derecha perfilería original embebida.

## 2.4. Proyecto e intervención actual.

Las lesiones expuestas en el apartado anterior corresponden a la diagnosis realizada por el equipo de proyecto de Argentí Arquitectes, encargado de dirigir la intervención del pabellón de Sant Manel por encargo de la Fundació Hospital de Sant Pau [9]. Dentro del proyecto de intervención, las actuaciones relativas a la estructura son las siguientes:

- En aquellos casos en que el estado de oxidación no haya producido una pérdida importante de sección: Acceder a la perfiles metálica oculta en los elementos cerámicos para proteger al saneado superficial y pasivación.
- Si se ha producido una pérdida de sección que comprometa la seguridad del elemento: Apuntalamiento para su posterior extracción y reposición del elemento.
- En general se ha previsto un sistema de protección anticorrosiva del acero, tanto para nuevos elementos como para los existentes.
- Deconstrucción con recuperación de las piezas a conservar de la cubierta y las cúpulas del cuerpo cilíndrico de la zona de día, para rehacer el elemento reproduciendo su estado original.

En el caso de los pilares dispuestos en las fachadas de la nave central, la intervención para su sustitución hace necesaria la construcción de estructuras auxiliares que descarguen los arcos y soportes provisionales en el interior y exterior del edificio que trasladen las cargas a la cimentación durante el proceso de las obras. El grado de intensidad de la intervención prevista ha motivado la reticencia a la sustitución total en la actualidad.

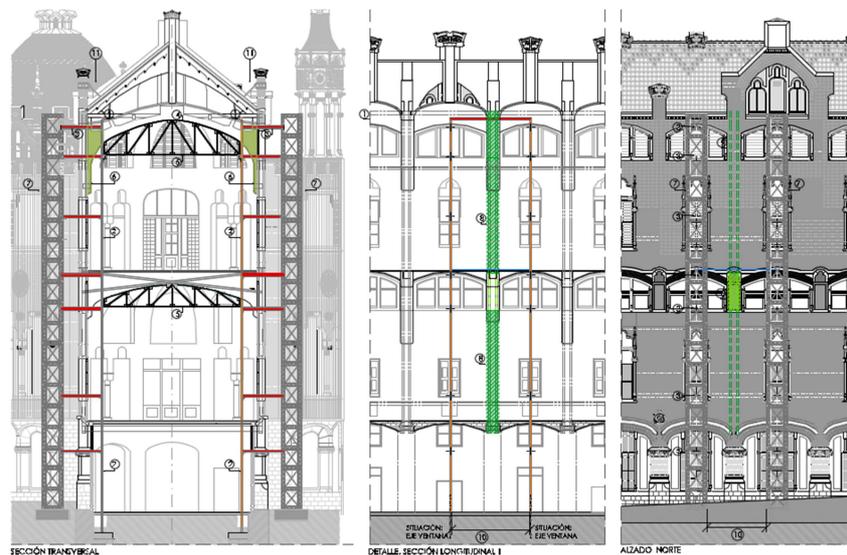


Figura 10: Intervención prevista para la sustitución de los pilares metálicos de la nave central. Sección transversal, longitudinal y alzado norte de la nave central. [9]

En el ámbito de intervención sobre los cerramientos el proyecto prevé la rehabilitación completa de las cubiertas y de las lesiones de la fachada, lo que supone una actuación sobre una de las causas directas de degradación de la estructura.

## **2.5. Conclusiones sobre el estado actual.**

La situación preexistente del edificio hace evidente la necesidad de una intervención para evitar un deterioro mayor. El futuro uso previsto para este supone una oportunidad para plantear una intervención completa, planteando cumplir estas nuevas necesidades y preservar el estado original de un edificio que es patrimonio.

El objetivo de este trabajo es estudiar la aptitud de la estructura ante las necesidades previstas debido a su uso, así como evaluar su necesidad de intervención dentro del ámbito estrictamente estructural. En relación a la evaluación de la respuesta estructural y de las necesidades planteadas, se trata su estudio en el capítulo 3 y en el capítulo 4 las conclusiones extraídas.

Las conclusiones relativas a las lesiones observadas en la estructura son por una parte la necesidad de una diagnosis completa que estudie con detalle todos los elementos y la intervención necesaria si así procede. Se desprende del contenido del proyecto que se han hecho inspecciones para ello pero durante la ejecución se completarán para definir con detalle la extensión de la misma. Asimismo se considera necesario estudiar soluciones constructivas y técnicas de intervención que resulten respetuosos con el patrimonio. Los materiales y procedimientos utilizados no deben interferir en la medida de lo posible en futuras restauraciones. Debe evitarse el uso de materiales de restauración que presenten incompatibilidad de cualquier tipo con los existentes y con el aspecto de los acabados originales y, en el grado que sea posible, se buscará siempre la máxima reversibilidad de los mismos. Por esta razón se deben utilizar materiales de intervención con una amplia experiencia de uso en la construcción, preferiblemente similares o idénticos a los originales, de durabilidad contrastada.

Nombre de archivo: CAPITULO 2 01  
Directorio: C:\Users\micky0069\Documents  
Plantilla: C:\Users\micky0069\AppData\Roaming\Microsoft\Plantillas\Normal.dotm  
Título:  
Asunto:  
Autor: Miguel A García  
Palabras clave:  
Comentarios:  
Fecha de creación: 27/06/2012 3:25:00  
Cambio número: 3  
Guardado el: 27/06/2012 3:26:00  
Guardado por: Miguel A García  
Tiempo de edición: 2 minutos  
Impreso el: 27/06/2012 9:38:00  
Última impresión completa  
Número de páginas: 11  
Número de palabras: 2.175 (aprox.)  
Número de caracteres: 11.963 (aprox.)

## Capítulo 3:

# Análisis y comprobaciones estructurales

### 3.1. Método de análisis.

El programa utilizado para modelar la estructura es Sap2000, un software para estructuras de uso general no limitado a ninguna tipología, que permite análisis lineal y no lineal, estático o dinámico, lineal o no lineal, así como diversas variables que no son objeto del presente trabajo.

La creación de modelos de cálculo se realiza mediante definición de objetos, de tipo nodo, barras, áreas o sólidos principalmente. El programa convierte el modelo basado en objetos en un modelo basado en elementos, que calcula aplicando el método de diferencias finitas.

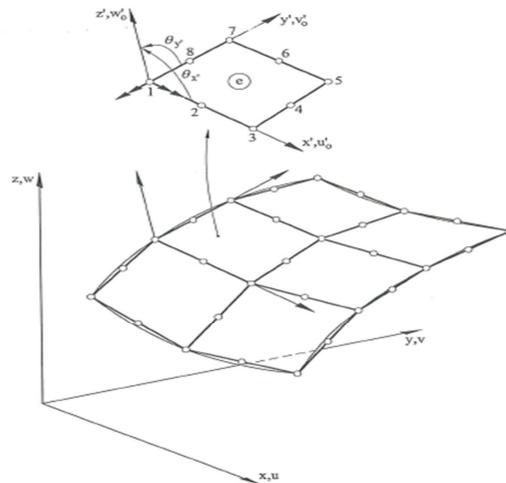


Figura 11: Esquema de elementos en el análisis de láminas. [13]

En el método de elementos finitos (MEF) equilibrio estático de un sólido puede expresarse mediante el Principio de los Trabajos Virtuales (PTV) [13] como:

$$\int_V \delta \epsilon^T \sigma dV = \int_V \delta u^T b dV + \int_A \delta u^T t dA + \sum_i \delta a_i^T q_i$$

El primer miembro de esta ecuación representa el trabajo virtual interno del sólido, expresado como el producto de los esfuerzos y deformaciones que aparecen en el sólido por la aplicación

de fuerzas externas. El segundo miembro es el trabajo virtual externo, que es el trabajo realizado por las fuerzas externas. La primera integral se refiere a fuerzas másicas y la segunda a fuerzas de superficie. La sumatoria que aparece al final se refiere a la acción de fuerzas concentradas sobre puntos del sólido. [13]

Para poder pasar del medio continuo al medio discreto, se utilizan unas funciones de interpolación (llamadas también funciones de forma), de modo que nos permitan conocer el valor de cualquier parámetro en el interior del elemento a partir de los valores en los nodos. Considérese el elemento triangular de la figura 12. Por ejemplo, se puede expresar el campo de desplazamientos en el interior del elemento como:

$$u = N_1 u_1 + N_2 u_2 + N_3 u_3$$

$$v = N_1 v_1 + N_2 v_2 + N_3 v_3$$

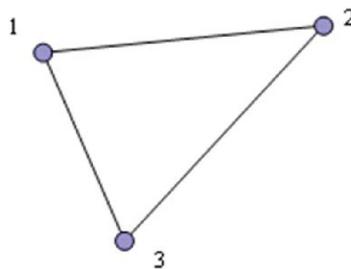


Figura 12: Elemento finito triangular de 3 nodos. [13]

Donde  $N_i$  es la función de forma del nodo  $i$ , y las  $u_i$  y  $v_i$  son los valores de los desplazamientos en el nodo  $i$ . Resulta de esto que las funciones de forma deben valer 1 en su nodo y 0 en los demás. Además, en cualquier punto en el interior del elemento, los valores de las funciones de forma deben sumar 1.

En problemas de deformación y esfuerzo plano, característico del tipo de elementos definidos en el modelo utilizado, los vectores de esfuerzo y deformación se relacionan entre sí por medio de la ecuación:

$$\sigma = D\epsilon$$

En la expresión anterior,  $D$  es la matriz constitutiva, dependiente del tipo de problema a resolver y de la ecuación constitutiva del material, la cual gobierna las relaciones entre los esfuerzos y deformaciones unitarias en un material. Partiendo de la aplicación del método matricial se plantea un sistema de ecuaciones resultado de aplicar las ecuaciones de equilibrio a los nodos de la estructura. Este sistema de ecuaciones se esquematiza de la siguiente manera:

$$f = K \cdot u$$

Se utilizan elementos de 4 nodos, más precisos que los de 3, pero que exigen una formulación más compleja que obliga al uso de integración numérica para poder evaluar las integrales que aparecen en la expresión del PTV.

## 3.2. Descripción del modelo utilizado.

Para discretizar la estructura se recurre a un modelo tridimensional que se considera adecuado para el análisis elástico tanto ante acciones gravitatorias como horizontales, que intenta reproducir los mecanismos resistentes de esta y la rigidez de cada uno de sus elementos resistentes para obtener las solicitaciones y esfuerzos sobre estos.

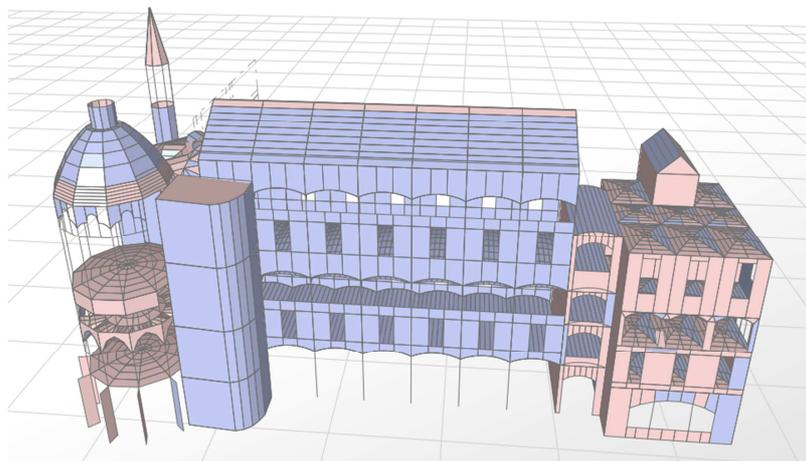


Figura 13: Vista del modelo tridimensional utilizado, basado en objetos, antes de su transformación en elementos.

El modelo basado en objetos es transformado por el programa en un modelo basado en elementos finitos sobre los que se aplica el método expuesto para la integración de esfuerzos y deformaciones. Se trata de un modelo complejo, con un tamaño considerable y gran cantidad de elementos, cuya formación ha resultado complicada. En general se han utilizado elementos cuadriláteros de 4 nodos, debido a su mayor precisión, así como a la mayor practicidad, dentro de la configuración de la malla que permite el programa. Esta configuración permitida por Sap2000 ha hecho necesario recurrir a mallas no regulares en algunos objetos, debido a su número de nodos de conexión, así como al empleo de la opción de conexión de aristas, a causa de la inconexión de los elementos en algunos puntos por la complejidad del modelo.

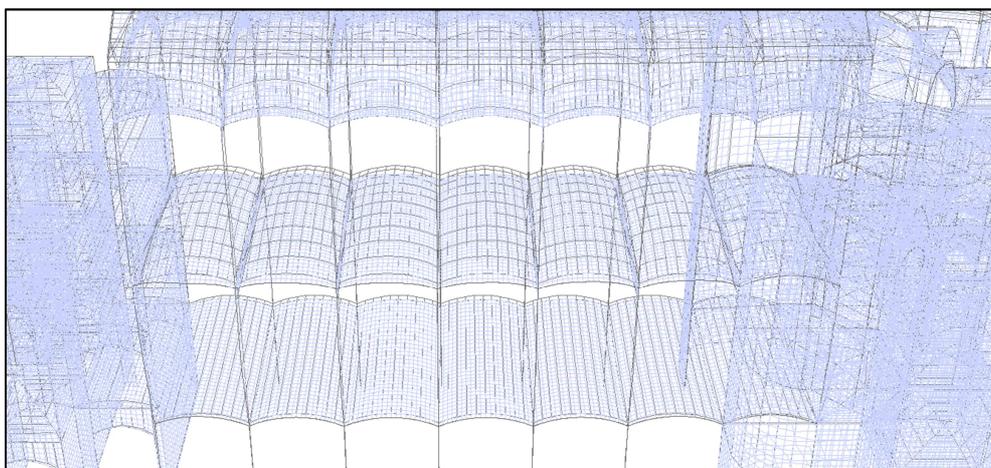


Figura 14: Vista del modelo tridimensional utilizado, basado en elementos finitos.

Debido a la extensión del modelo se acabó descartando la optimización de la malla mediante afinamiento y convergencia de los resultados, pese a la conveniencia de realizar este tratamiento en el preproceso. Finalmente se han utilizado elementos cuadriláteros de 4 nodos, con un tamaño máximo de 30cm para crear mallas regulares. En aquellos objetos con más de 4 nodos de conexión el programa no permite elegir la malla y realiza el mallado de forma autónoma sin permitir la configuración del usuario.

Todos los elementos lineales, como pilares y vigas, tirantes, zunchos, etc han sido discretizados como elementos tipo barra. Estos objetos son transformados por el programa en un número de elementos lineales de dos nodos definido por el usuario. Los muros, bóvedas y cúpulas han sido formados mediante objetos planos tipo área, definidos como “Shell” o placas, que utilizan la teoría de láminas de Reissner-Mindlin, combinando formulación de membrana y de placa a flexión [12]. Las acciones son asignadas directamente sobre los elementos definidos en el modelo, utilizando ejes globales del mismo. Se definen los ejes locales de cada uno de los elementos, según los cuales se obtienen los esfuerzos y que deben ser consistentes para que la superposición de varios elementos de placa reproduzca la geometría y comportamiento de un elemento complejo, como es el caso de una bóveda o una cúpula.

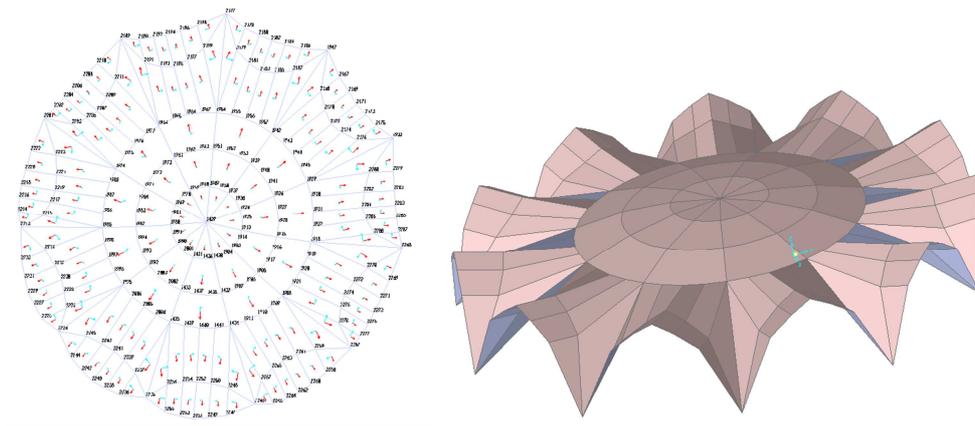


Figura 15: Vista del modelo basado en objetos de una cúpula (derecha) y su asignación de ejes locales de todos ellos (izquierda).

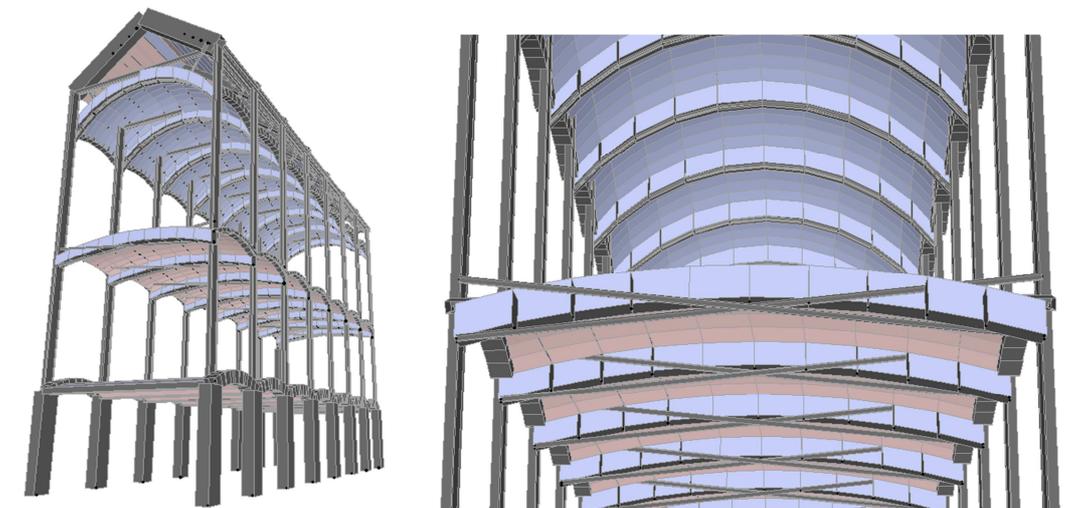


Figura 16: Vista del modelo basado en objetos de la nave central.

### 3.3. Materiales.

La estructura estudiada se compone como se ha expuesto en apartados anteriores de elementos estructurales principalmente de fábrica de ladrillo, con diferentes formatos y configuraciones en arcos, bóvedas y muros, así como de perfilería de acero embebida en los elementos de ladrillo. No se dispone en el momento de realización del presente trabajo de datos relativos a sus características físicas y resistentes, por lo que se realizan estimaciones previas a confirmar a posteriori.

#### Características mecánicas de la fábrica de ladrillo:

##### Resistencia a compresión

Se estima la resistencia de la fábrica de ladrillo en base a las características observadas de la misma, si bien en rigor la determinación de esta mediante este procedimiento sólo es aplicable a edificios de nueva planta, con materiales de tipo industrializado y características resistentes normalizadas.

La resistencia característica a la compresión de la fábrica,  $f_k$ , correspondiente a un esfuerzo normal a los tendeles, se toma por referencia a los valores de la tabla 1 [5]

| Resistencia normalizada de las piezas, $f_b$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 5   |     | 10 |     | 15  |    | 20 |    | 25 |
|---|-----|-----|----|-----|-----|----|----|----|----|
| Resistencia del mortero, $f_m$ (N/mm <sup>2</sup> )               | 2,5 | 3,5 | 5  | 7,5 | 7,5 | 10 | 10 | 15 | 15 |
| Ladrillo macizo con junta delgada                                 | -   | -   | 3  | 3   | 3   | 3  | 3  | 3  | 3  |
| Ladrillo macizo   | 2   | 2   | 4  | 4   | 6   | 6  | 8  | 8  | 10 |
| Ladrillo perforado  | 2   | 2   | 4  | 4   | 5   | 6  | 7  | 8  | 9  |
| Bloques aligerados  | 2   | 2   | 3  | 4   | 5   | 5  | 6  | 7  | 8  |
| Bloques huecos  | 1   | 1   | 2  | 3   | 4   | 4  | 5  | 6  | 6  |

Tabla 1: Resistencia a compresión de las fábricas usuales. Referencia CTE-DB-SE-F. Tabla 4.4. [5]

Se ha supuesto una resistencia de la fábrica de  $f_k=4$  N/mm<sup>2</sup> en ausencia de datos reales procedentes de ensayos de materiales, en base a los materiales definidos mediante las catas realizadas. Se considera esperable una resistencia media de las piezas cerámicas, del orden de 10 MPa y un valor bajo de la resistencia a compresión del mortero de cal, no superior a 5.

##### Resistencia de cálculo de la fábrica:

Se aplica un coeficiente de seguridad del material que en la normativa depende de la clase de ejecución, determinada por el tipo de control. En el caso de estudio se toma en consideración de la información sobre las características resistentes de la fábrica.

$$f_d = f_k / \gamma_M = 4 / 2.5 = 1,60 \text{ N/mm}^2$$

$$f_d = f_k / \gamma_M$$

donde:

$f_d$  es la resistencia de cálculo, a utilizar en fase de comprobación

$f_k$  es la resistencia característica de la fábrica (valor adoptado 6 N/mm<sup>2</sup>)

$\gamma_M$  es el coeficiente parcial de seguridad, función de las condiciones de control (se adopta 2,5)

Se establece una tracción admisible de la fábrica de 0,1 N/mm<sup>2</sup> considerando que por encima de este valor se producirá fisuración, si bien no existe referencia a las tracciones en la normativa.

### Módulo de elasticidad de la fábrica:

Según CTE el módulo secante instantáneo,  $E$ , de una fábrica puede tomarse igual a  $1000 f_k$ . El módulo de elasticidad de la fábrica, se obtiene en función de la resistencia característica y dado que no se dispone de ensayos de referencia de la fábrica en estudio se propone un módulo inferior a esta referencia dada por CTE.

$$E_{\text{fábrica}} = 0,4 \cdot 1.000 f_k$$

donde:

$E_{\text{fábrica}}$  es el módulo de elasticidad de la fábrica.

$f_k$  es la resistencia característica a compresión de la fábrica.

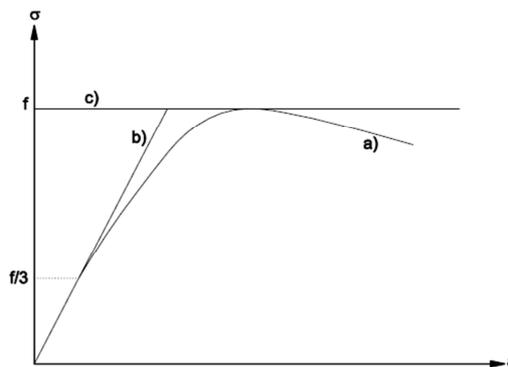


Figura 17: Diagramas de tensión a deformación o de las fábricas. Fuente CTE-DB-SE-F. Figura 4.2.

Por lo tanto se emplea como módulo de elasticidad de la fábrica el siguiente valor:

$$E_{\text{fábrica}} = 0,4 \cdot 1.000 \cdot 4 \text{ N/mm}^2 = 1600 \text{ N/mm}^2$$

### Módulo de elasticidad transversal de la fábrica:

Se toma el valor aproximado según CTE; el 40% del módulo de elasticidad  $E$ . Por lo que siendo  $E=1600 \text{ N/mm}^2$  tendríamos un módulo  $G= 640$

### Coefficiente de Poisson de la fábrica:

A partir de los valores definidos para  $E$  y para  $G$ , el coeficiente de Poisson para la fábrica quedaría definido por la teoría de la elasticidad:

$$G = E/2(1 + \nu) \quad \text{luego} \quad \nu = 0,25$$

### Resistencia a cortante

Como resistencia característica a cortante,  $f_{vk}$ , de una fábrica con mortero ordinario y juntas llenas se puede tomar:

$$f_{vk} = f_{vko} + 0,36 \cdot \sigma_k \leq 0,065 f_b$$

Siendo:

$f_{vko}$ : resistencia a corte puro, con tensión de compresión nula, que puede determinarse de la tabla 2 [5] para morteros ordinarios.

$\sigma_k$ : a tensión característica normal media perpendicular a la tabla, debida a la compresión debida a las cargas permanentes sobre el nivel considerado

$f_b$ : resistencia normalizada a compresión de las piezas de fábrica, con el esfuerzo actuando perpendicular a la tabla.

| Tipo de piezas | Mortero <sup>(2)</sup> | $f_{vko}$ (N/mm <sup>2</sup> ) |      |     | Límite de $f_{vk}$ (N/mm <sup>2</sup> ) <sup>(1)</sup> |      |      |
|----------------|------------------------|--------------------------------|------|-----|--|------|------|
|                |                        | M1                             | M2,5 | M10 | M1   | M2,5 | M10  |
| macizas        | Ladrillo cerámico      | 0,1                            | 0,2  | 0,3 | 1,2  | 1,5  | 1,7  |
|                | Piedra natura          | 0,1                            | 0,15 | -   | 1,0  | 1,0  | -    |
|                | Otras                  | 0,1                            | 0,15 | 0,2 | 1,2  | 1,5  | 1,7  |
| perforadas     | Ladrillo cerámico      | 0,1                            | 0,2  | 0,3 | 1,4*   | 1,2* | 1,0* |
|                | Otras                  | 0,1                            | 0,15 | 0,2 | 1,4*   | 1,2* | 1,0* |
| aligeradas     |                        | 0,1                            | 0,15 | 0,2 | 1,4*   | 1,2* | 1,0* |
| huecas         |                        | 0,1                            | 0,2  | 0,3 | **   | **   | **   |

Tabla 2: Resistencia característica a cortante para fábricas de mortero ordinario [5]

En el caso límite de que la tensión de compresión llegue a ser  $f_b$ , la tensión cortante admisible sería:

$$f_{vd} = 0,1 + 0,36 \cdot 1,6 = 0,676 \text{ N/mm}^2 > 0,065 f_b$$

$$f_{vd} = 0,065 f_b = 0,104 \text{ N/mm}^2$$

Pudiendo darse el fallo debido a tensiones normales o tangenciales, según la formulación de la normativa y la expuesta por varios autores.

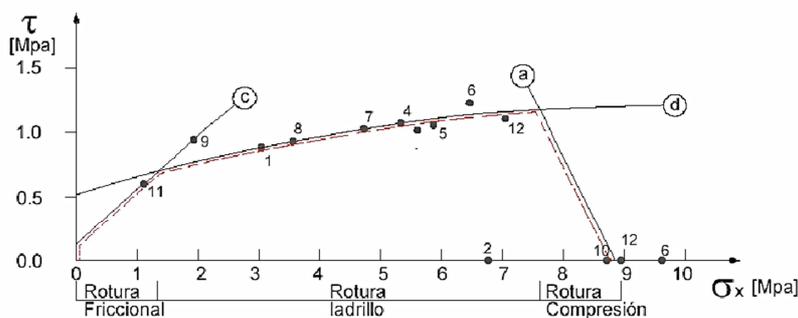


Figura 18: Curva experimental de Mann i Müller [11]

**Características mecánicas del acero:**

El acero embebido en la fábrica ha sido observado visualmente mediante las calas realizadas. Asimismo se dispone de los resultados de un estudio sobre la velocidad de corrosión para valorar la durabilidad de la estructura ante su principal patología detectada [9]. No se dispone sin embargo de ensayos para caracterizar el material y en concreto su límite elástico y sus características mecánicas. Con todo se estima que sus características serán similares a otros casos de los que se tiene conocimiento, en los que el acero estructural utilizado era de unas características a los aceros laminados comunes más habituales de edificación. Por lo tanto se equipara para este estudio su resistencia, de forma hipotética a confirmar, a la que tendría un S235 actual o un A-42 anterior, con límite elástico  $f_y = 235$  MPa.

Por lo tanto, a expensas de tener más información sobre el material se considera que sus características mecánicas serán las siguientes:

Límite elástico:  $f_y = 2,48 \cdot 10^5$  kN/m<sup>2</sup>  
 Módulo de elasticidad:  $E = 1,99 \cdot 10^8$  kN/m<sup>2</sup>  
 Coeficiente de poisson:  $\nu = 0,2$

Para establecer la resistencia de cálculo del acero se utilizan los coeficientes dados por la instrucción EAE:

|   |  |
|---|--|
| Resistencia de las secciones transversales.   | $\gamma_{M0} = 1,05^{(1)}$                       |
| Resistencia de elementos estructurales frente a inestabilidad.  | $\gamma_{M1} = 1,05^{(1), (2)}$                  |
| Resistencia a rotura de las secciones transversales en tracción.  | $\gamma_{M2} = 1,25$                             |
| Resistencia de las uniones.   | $\gamma_{M2} = 1,25$                             |
| Resistencia al deslizamiento de uniones con tornillos pretensados:<br>- En estado límite último (uniones categoría C) (ver apartados 58.2 y 58.8).<br>- En estado límite de servicio (uniones categoría B) (ver apartados 58.2 y 58.8). | $\gamma_{M3} = 1,25$<br><br>$\gamma_{M3} = 1,10$ |

Tabla 3. Coeficientes parciales para la resistencia, para estados límite últimos [00]

### **3.4. Necesidades estructurales consideradas.**

El objetivo del presente trabajo es evaluar la aptitud estructural del edificio, para lo que se pretende comparar la respuesta estructural evaluada de forma analítica con las prestaciones que se exigen a una estructura de nueva creación. Para ello se utilizará como referencia la normativa existente para obra nueva, tanto para evaluar necesidades como la respuesta estructural, haciendo ciertas consideraciones para su aplicación a obra existente [8].

#### **3.4.1. Acciones gravitatorias.**

Las acciones gravitatorias consideradas sobre el modelo son las previstas en la normativa de edificación, CTE-DB-SE-AE.

##### **Cargas permanentes**

Se evalúan los pesos propios de los diferentes materiales estructurales y de los pavimentos, rellenos, divisorias y resto de elementos permanentes.

Techo planta sótano, baja y cubierta: 1,85 KN/m<sup>2</sup>

Techo planta primera: 1,75 KN/m<sup>2</sup>

##### **Sobrecarga (CTE p.5 SE-AES)**

Las sobrecargas adoptadas son las correspondientes a un uso administrativo, tal y como se establece en el proyecto ejecutivo para el nuevo uso previsto.

Zonas administrativas = 2 KN/m<sup>2</sup>

##### **Sobrecarga de nieve**

CTE Cota de nieve: Altitud inferior o igual a 1000 m. Es suficiente considerar una carga de nieve de 1,0 kN/m<sup>2</sup>

### 3.4.2. Acciones sísmicas.

Para establecer las acciones de tipo sísmico se ha utilizado como referencia el Eurocódigo EC-8, debido a que su espectro de respuesta se encuentra implementado en el programa de cálculo utilizado.

La acción sísmica se genera a partir de los periodos de vibración del edificio, que el programa determina realizando un análisis modal, de forma que para cada modo de vibración establece un periodo y cuantifica su contribución en la movilización de masas en cada dirección. Posteriormente se correlacionan estos periodos con aceleraciones sobre las masas, a través de los dos espectros normalizados de respuesta del Eurocódigo EC-8. A continuación el programa convierte las aceleraciones espectrales en fuerzas estáticas equivalentes, siguiendo la formulación del EC-8. Estas fuerzas se obtienen para cada uno de los modos, por lo que Sap2000 procede a combinarlas antes de su aplicación sobre cada uno de los objetos del modelo en las direcciones x, y del mismo. Finalmente para las comprobaciones de resistencia se establecen combinaciones de acciones en las direcciones x e y, utilizando un 30% de la dirección secundaria combinada.

### Modelo de cálculo

Se plantea la necesidad de analizar un modelo tridimensional de la estructura dada la asimetría en planta de la misma, así como la existencia de diferentes mecanismos de resistencia a acciones horizontales que pudieran plantear las diferentes partes del edificio. Asimismo el Eurocódigo EC-8 prescribe esta necesidad en el artículo 4.2.3.1

| Regularidad   | Simplificación permitida |          |                          | Factor de comportamiento q |
|---------------|--------------------------|----------|--------------------------|----------------------------|
| <b>Planta</b> | Alzado                   | Modelo   | Análisis lineal elástico | (para el análisis lineal)  |
| Si            | Si                       | Plano    | Fuerzas laterales        | Valor de referencia        |
| Si            | No                       | Plano    | Modal                    | Valor ponderado            |
| No            | Si                       | Espacial | Fuerzas laterales        | Valor de referencia        |
| No            | No                       | Espacial | Modal                    | Valor ponderado            |

Tabla 4: Consecuencias de la regularidad estructural en el análisis sísmico. EC-8 art. 4.2.3.1 tabla 4.

En planta el edificio se considera irregular, según 4.2.3.2 de EC-8, ya que la esbeltez en planta supera el valor límite de 4, siendo:

$$\lambda = L_{max}/L_{min} = \frac{52}{10} = 5,2$$

El edificio puede considerarse regular en altura, ya que cumple todos los requisitos expuestos en 4.2.3.3, que hacen referencia principalmente a diferencias de altura, que en este caso son poco significativas y a la existencia de retranqueos, que no se dan en este edificio.

Por lo tanto resultaría admisible, considerando los requisitos del Eurocódigo, la utilización de un modelo tridimensional, modelizando la acción sísmica mediante fuerzas laterales.

No se ha analizado la seguridad de los elementos no estructurales que en caso de sismo pudieran suponer un riesgo para las personas, ya que no es relevante para el propósito del trabajo.

Se reduce la rigidez de los elementos de fábrica de ladrillo a la mitad, para considerar de forma aproximada la pérdida de rigidez por fisuración, según lo indicado en los puntos 4.3.1 y 9.4 del EC-8.

### **Método de análisis**

Se estudia la estructura asumiendo un comportamiento lineal elástico. Se aplica el método de referencia para análisis sísmico según el Eurocódigo, basado en espectro de respuesta definido por el mismo.

Se asume una rigidez suficiente en su plano de todos los elementos resistentes horizontales, bóvedas y cúpulas, en comparación con la rigidez ante esfuerzos laterales de los soportes, que asegura un comportamiento diafragmático de las plantas.

Se aplica el método de fuerzas estáticas laterales equivalentes para la representación de la acción sísmica, que es una acción dinámica que será estudiada de forma estática debido a la extensión del modelo y a las limitaciones del presente estudio. Este método resulta admisible para el análisis sísmico en aquellos casos en que la respuesta estructural no pueda verse previsiblemente afectada significativamente por la acción producida en modos de vibración superiores al periodo fundamental en cada una de las direcciones estudiadas.

Los requerimientos para considerar aplicable el método son:

- a) Regularidad en altura según lo establecido en 4.2.3.3. del EC-8.
- b) Periodos fundamentales de vibración  $T_1$  en las dos direcciones principales inferiores a:
  - $T_1 \leq 2,0$  s
  - $T_1 \leq 4 T_c$  (definido en 3.2.2.2 del EC-8)

Anteriormente se ha justificado la regularidad en altura. En el caso de los periodos fundamentales, como se expone a continuación, estos no superan los valores fijados, por lo que se considera aplicable el método expuesto.

**Aceleración sísmica  $a_g$ :**

No se define en EC-8 este parámetro, remitiendo a la normativa de cada región. Por lo tanto será la definida en base a la NCSE-02.

$a_b$ : Aceleración básica (NCSE-02, 2.1 y Anejo 1)

$a_b$ : 0.040g correspondiente a Barcelona

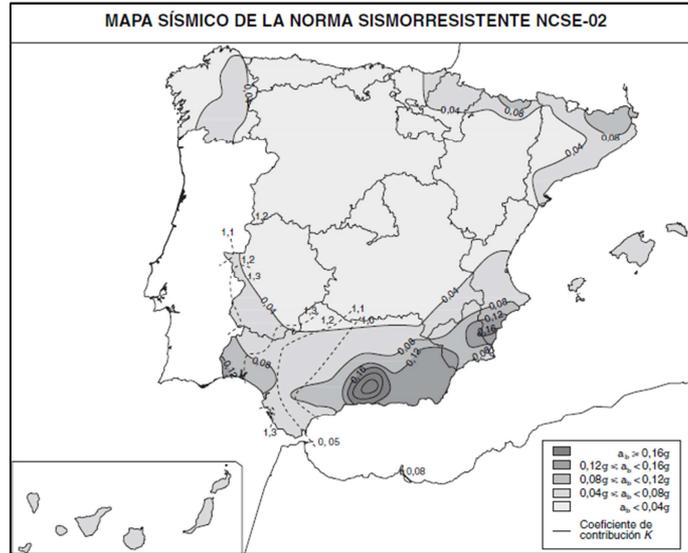


Figura 19: Mapa sísmico de la norma Sismorresistente NCSE-02

**Tipo de terreno:**

Según las características geotécnicas expuestas anteriormente el tipo de terreno según EC-8 en su artículo 3.1.2 tabla 3.1 corresponde a un suelo tipo C de acuerdo con las velocidades de ondas sísmicas obtenidas en estudios de entre 312 y 198 m/s [10], en ausencia de estudios geotécnicos que deberían realizarse.

En base al tipo de terreno definido, los parámetros que describirán el espectro de respuesta son los expresados en la tabla 5 para el suelo tipo C.

| Ground type | $S$  | $T_B$ (s) | $T_C$ (s) | $T_D$ (s) |
|-------------|------|-----------|-----------|-----------|
| A           | 1.0  | 0.15      | 0.4       | 2.0       |
| B           | 1.2  | 0.15      | 0.5       | 2.0       |
| C           | 1.15 | 0.20      | 0.6       | 2.0       |
| D           | 1.35 | 0.20      | 0.8       | 2.0       |
| E           | 1.4  | 0.15      | 0.5       | 2.0       |

Tabla 5: Valores de los parámetros del espectro tipo 1. Fuente EC-8 3.2.2.2 tabla 3.2.

| Ground type | $S$  | $T_B$ (s) | $T_C$ (s) | $T_D$ (s) |
|-------------|------|-----------|-----------|-----------|
| A           | 1.0  | 0.05      | 0.25      | 1.2       |
| B           | 1.35 | 0.05      | 0.25      | 1.2       |
| C           | 1.5  | 0.10      | 0.25      | 1.2       |
| D           | 1.8  | 0.10      | 0.30      | 1.2       |
| E           | 1.6  | 0.05      | 0.25      | 1.2       |

Tabla 6: Valores de los parámetros del espectro tipo 2. Fuente EC-8 3.2.2.2 tabla 3.3.

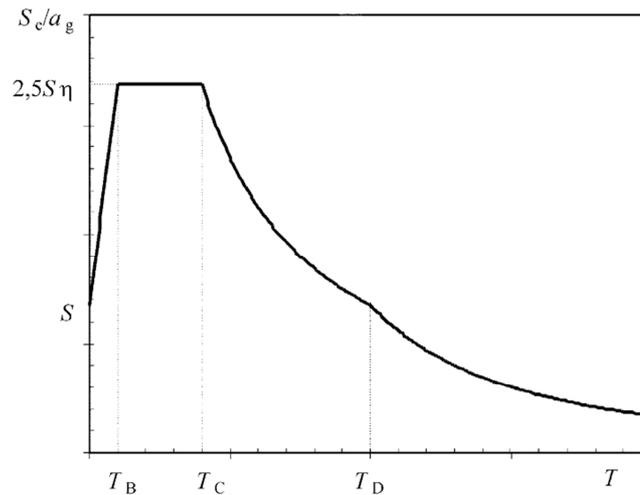


Figura 20: Forma del espectro elástico de respuesta. Fuente EC-8 3.2.2.2 figura 3.1.

En la normativa se indica el uso de los dos tipos de espectro de respuesta definidos en la misma, por lo que se utilizan ambos y se obtiene su aceleración.

**Análisis modal. Periodos de vibración:**

Se ha realizado un análisis modal para establecer los diferentes modos de vibración y conocer sus frecuencias y representatividad para el análisis sísmico. La suma de las masas efectivas modales, para los modos considerados, debe alcanzar un mínimo del 90% de la masa total del edificio. Se establece este límite como objetivo del análisis modal. En la tabla 7 se muestran los resultados de los diferentes modos que se han debido considerar para alcanzar dicha participación de masas.

| Modo | Periodo  | UX     | UY     | UZ     | SumUX  | SumUY  | SumUZ  |
|------|----------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| 1    | 1,234112 | 39,51% | 3,69%  | 0,00%  | 39,51% | 3,69%  | 0,00%  |
| 2    | 1,004402 | 6,91%  | 55,99% | 0,01%  | 46,41% | 59,68% | 0,01%  |
| 3    | 0,720694 | 4,33%  | 11,73% | 0,00%  | 50,74% | 71,41% | 0,02%  |
| 4    | 0,614383 | 14,61% | 0,05%  | 0,02%  | 65,35% | 71,46% | 0,03%  |
| 5    | 0,466204 | 0,00%  | 3,46%  | 0,00%  | 65,35% | 74,91% | 0,04%  |
| 6    | 0,436476 | 0,00%  | 0,03%  | 0,11%  | 65,35% | 74,94% | 0,15%  |
| 7    | 0,434031 | 0,00%  | 0,08%  | 0,11%  | 65,36% | 75,03% | 0,25%  |
| 8    | 0,423561 | 0,00%  | 0,09%  | 0,10%  | 65,36% | 75,12% | 0,36%  |
| 9    | 0,400878 | 3,84%  | 0,11%  | 0,02%  | 69,19% | 75,23% | 0,37%  |
| 10   | 0,395198 | 0,07%  | 0,00%  | 0,82%  | 69,26% | 75,23% | 1,19%  |
| 11   | 0,386905 | 0,66%  | 1,04%  | 0,01%  | 69,93% | 76,27% | 1,20%  |
| 12   | 0,376482 | 0,00%  | 0,01%  | 0,66%  | 69,93% | 76,28% | 1,86%  |
| 13   | 0,370773 | 0,00%  | 0,00%  | 0,00%  | 69,93% | 76,28% | 1,86%  |
| 14   | 0,368578 | 0,00%  | 0,00%  | 0,00%  | 69,93% | 76,28% | 1,86%  |
| 15   | 0,360488 | 0,27%  | 0,26%  | 0,00%  | 70,20% | 76,54% | 1,86%  |
| 16   | 0,350285 | 0,18%  | 0,17%  | 0,00%  | 70,39% | 76,70% | 1,86%  |
| 17   | 0,343137 | 0,01%  | 0,26%  | 0,01%  | 70,40% | 76,96% | 1,88%  |
| 18   | 0,339608 | 0,00%  | 0,03%  | 0,00%  | 70,40% | 76,99% | 1,88%  |
| 19   | 0,337029 | 0,01%  | 0,00%  | 0,00%  | 70,41% | 76,99% | 1,88%  |
| 20   | 0,335885 | 0,00%  | 0,01%  | 0,72%  | 70,41% | 77,00% | 2,60%  |
| 21   | 0,333001 | 0,23%  | 0,00%  | 0,04%  | 70,64% | 77,00% | 2,64%  |
| 22   | 0,332743 | 0,00%  | 0,00%  | 0,82%  | 70,64% | 77,00% | 3,45%  |
| 23   | 0,332425 | 0,19%  | 0,03%  | 0,05%  | 70,83% | 77,03% | 3,50%  |
| 24   | 0,332314 | 0,11%  | 0,01%  | 0,11%  | 70,94% | 77,04% | 3,62%  |
| 25   | 0,33161  | 0,00%  | 0,00%  | 0,01%  | 70,94% | 77,04% | 3,63%  |
| 26   | 0,325492 | 0,01%  | 0,94%  | 0,00%  | 70,95% | 77,98% | 3,63%  |
| 27   | 0,323126 | 0,09%  | 0,11%  | 0,00%  | 71,04% | 78,09% | 3,63%  |
| 28   | 0,315363 | 0,00%  | 1,42%  | 0,00%  | 71,04% | 79,51% | 3,63%  |
| 29   | 0,310774 | 0,01%  | 0,48%  | 0,00%  | 71,05% | 79,99% | 3,64%  |
| 30   | 0,309635 | 0,02%  | 0,02%  | 1,89%  | 71,08% | 80,00% | 5,52%  |
| 31   | 0,307977 | 0,12%  | 0,23%  | 0,02%  | 71,19% | 80,23% | 5,55%  |
| 32   | 0,306955 | 0,00%  | 0,08%  | 1,12%  | 71,20% | 80,31% | 6,67%  |
| 33   | 0,305948 | 0,01%  | 0,01%  | 0,01%  | 71,21% | 80,32% | 6,67%  |
| 34   | 0,304557 | 0,08%  | 0,15%  | 0,03%  | 71,29% | 80,47% | 6,70%  |
| 35   | 0,3037   | 0,16%  | 0,03%  | 0,01%  | 71,45% | 80,50% | 6,71%  |
| 36   | 0,303355 | 0,00%  | 0,00%  | 0,00%  | 71,45% | 80,50% | 6,71%  |
| 37   | 0,303291 | 0,18%  | 0,00%  | 0,00%  | 71,63% | 80,50% | 6,71%  |
| 38   | 0,227229 | 18,57% | 0,07%  | 0,12%  | 90,19% | 80,57% | 6,82%  |
| 39   | 0,289582 | 0,00%  | 12,99% | 0,11%  | 90,19% | 93,56% | 6,93%  |
| 40   | 0,252203 | 0,00%  | 0,00%  | 71,05% | 90,19% | 93,56% | 77,98% |

Tabla 7: Ratios de participación modal de masas. UX, UY, UZ son ratios de masas en cada dirección y los SumUX, SumUY, SumUZ el total de masas acumuladas en cada dirección.

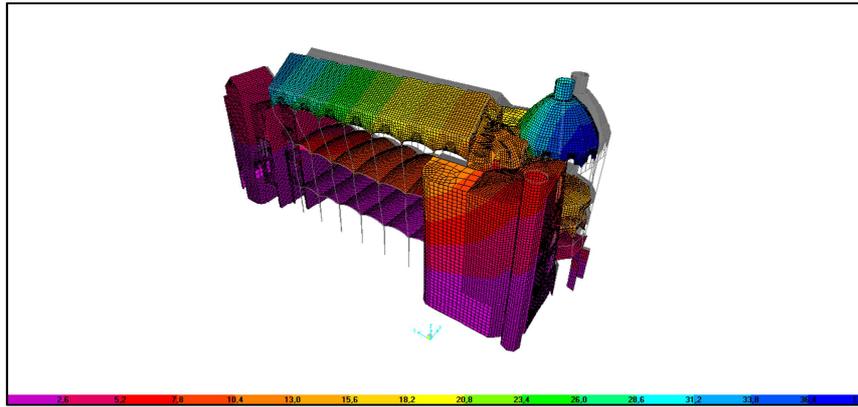


Figura 21: Deformada de la estructura. Modo 1:  $T= 1.234$   
Movimiento traslacional en el eje x

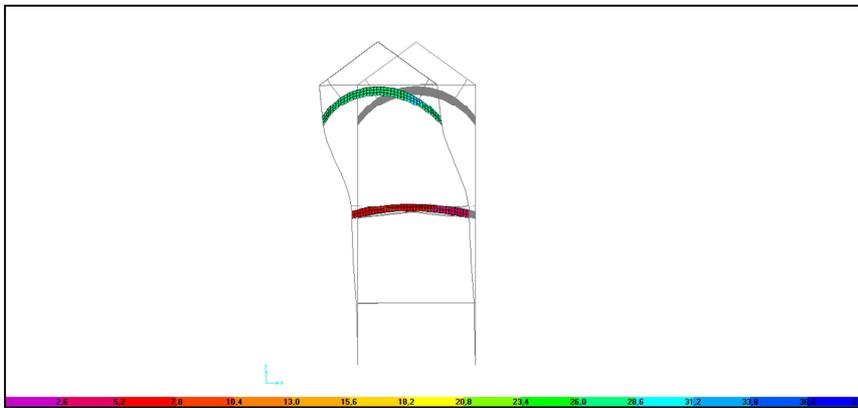


Figura 22: Deformada de la estructura. Modo 1:  $T= 1.234$   
Movimiento traslacional en el eje x

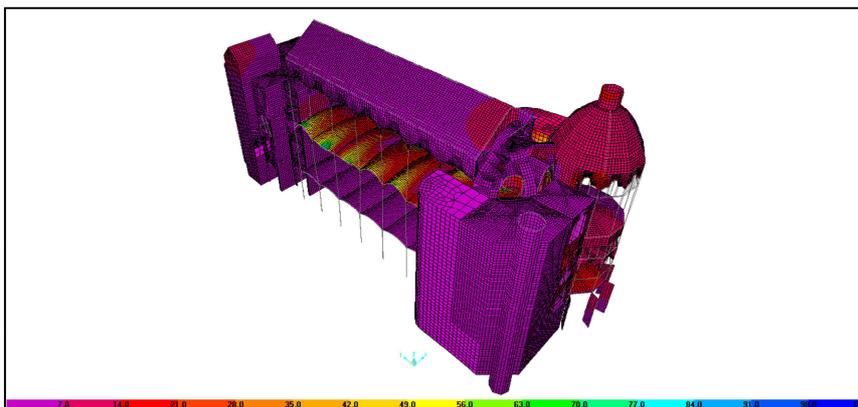


Figura 23: Deformada de la estructura. Modo 19  $T= 0.337$

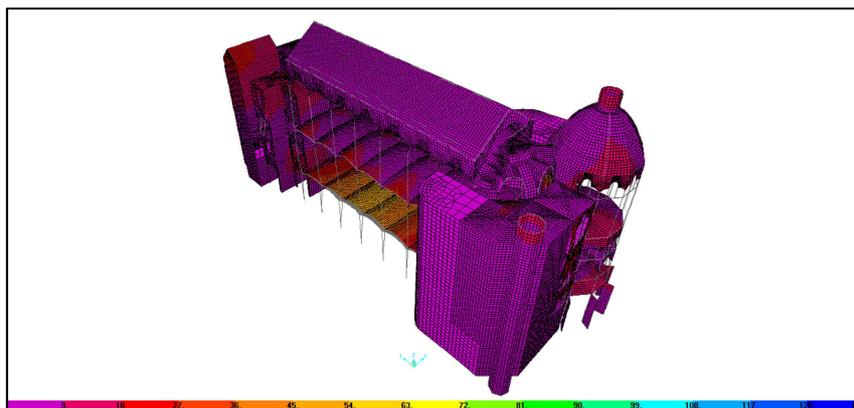


Figura 24: Deformada de la estructura. Modo 20 T= 0.335

### Espectro de diseño $S_d(T_1)$ :

Es calculado por el programa según EC-8 3.2.2.5(4) y tablas 3.2 y 3.3:

El espectro elástico queda definido en el caso de esta estructura por la expresión:

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q}$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \left[ \frac{T_C}{T} \right]$$

Siendo:

$S_d(T)$ : Espectro elástico de respuesta de diseño

T: Periodo de vibración del sistema de un solo grado de libertad.

$a_g$ : Aceleración sísmica de diseño para terrenos de tipo A.

$T_B$ : Límite inferior de la rama de aceleración constante del espectro.

$T_C$ : Límite superior de la rama de aceleración constante del espectro.

$T_D$ : Valor de inicio del rango de desplazamiento constante del espectro.

S: Coeficiente de terreno.

n: Coeficiente de corrección de amortiguamiento.

q: Factor de comportamiento

### Factor de comportamiento q:

Es una aproximación de la relación de las fuerzas sísmicas que la estructura experimentaría si su respuesta fuera completamente elástica con un 5% de amortiguamiento. Caracteriza la relación entre resistencia última y capacidad de disipación de energía de la estructura relacionada con su nivel de ductilidad y comportamiento no lineal. Este coeficiente pondera la

respuesta sísmica para poder asimilar la respuesta del modelo, analizado de forma elástica lineal, a la menor respuesta no lineal de la estructura real.

La norma recoge diferentes valores del factor de comportamiento  $q$  para varios materiales y sistemas estructurales según las clases de ductilidad. En este caso no se suponen mecanismos de disipación mediante histéresis en la estructura de fábrica de ladrillo. Sí podrían considerarse en el caso de los elementos metálicos pero como consideración global la estructura responde a las características de lo que el EC-8 define como estructuras de baja capacidad de disipación de energía, tal y como se expresa en el punto 9.3. del mismo, para las estructuras de fábrica no reforzada.

| Design concept                                     | Structural ductility class | Range of the reference values of the behaviour factor $q$ |
|--|----------------------------|---|
| Concept a)<br>Low dissipative structural behaviour | DCL (Low)                  | $\leq 1,5 - 2$  |
| Concept b)<br>Dissipative structural behaviour     | DCM (Medium)               | $\leq 4$<br>also limited by the values of Table 6.2       |
|  | DCH (High)                 | only limited by the values of Table 6.2                   |

Tabla 8: Límite superior de referencia para valores de comportamiento en estructura metálica [7].  
Fuente Eurocódigo EC-8, art. 6.1.2. Tabla 6.1.

| Type of construction   | Behaviour factor $q$ |
|--|----------------------|
| Unreinforced masonry in accordance with EN 1996 alone (recommended only for low seismicity cases). | 1,5                  |
| Unreinforced masonry in accordance with EN 1998-1  | 1,5 - 2,5            |
| Confined masonry   | 2,0 – 3,0            |
| Reinforced masonry   | 2,5 - 3,0            |

Tabla 9: Límite superior de referencia para valores de comportamiento en estructura de fábrica de ladrillo. [7].  
Fuente Eurocódigo EC-8, art. 9.3. Tabla 9.1.

El coeficiente de comportamiento debe ser único para el análisis global de la estructura, a pesar de que la estudiada consta de partes con elementos metálicos y elementos estructurales de fábrica de ladrillo como mecanismo ante acciones horizontales. En el primer caso, en la nave central, se asimila a la tipología descrita como pórtico resistente mediante flexión. Por lo tanto es una estructura identificada como de bajo comportamiento disipativo, a lo que corresponde un valor de 1,5 según la tabla 9. Este mismo valor puede tomarse para el caso de la fábrica de ladrillo, ya que se trata de fábrica no reforzada ni confinada.

### Masas que intervienen en el cálculo

A los efectos de los cálculos de las solicitaciones debidas al sismo se considerarán las masas correspondientes a la propia estructura, las masas permanentes, y una fracción de las restantes masas

Fracción de sobrecarga de uso: 0,6

Fracción de sobrecarga de nieve: 0,5

Fracción de sobrecarga de tabiquería: 1,0

### Análisis mediante fuerzas estáticas equivalentes

Se obtienen mediante el uso del programa Sap2000 los cortantes basales y las fuerzas horizontales equivalentes en cada una de las masas definidas por los elementos del modelo de cálculo, siguiendo la formulación del Eurocódigo EC-08.

Se analiza un modelo bidimensional de la estructura completa al que se aplican las acciones horizontales de origen sísmico en cada una de las direcciones en planta. Las acciones en cada una de las direcciones se analizan de forma independiente y de forma combinada con una fracción del 30% de la carga en la dirección ortogonal.

No se consideran acciones sísmicas verticales, siguiendo lo indicado en el punto 4.3.3.5.2 del EC-8, debido a que la aceleración es inferior a 0,25g.

### Cortante basal

El cortante en la base de los soportes, para cada una de las direcciones analizadas se obtiene tal y como se define en el punto 4.3.3.2.2 del EC-08:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda$$

Siendo:

$S_d(T_1)$ : La ordenada del espectro de diseño, según 3.2.2.5 de EC-8, para el período  $T_1$  considerado.

m: Masa total sobre la cimentación en la que se calcula el cortante.

$\lambda$ : Factor de corrección de valor:

- $\lambda = 0,85$  si  $T_1 < 2 T_c$
- $\lambda = 1$  en resto de casos.

Los valores de los diferentes periodos utilizados son los expresados en la tabla 7 : Valores de frecuencia y periodo obtenidos para los diferentes modos de vibración.

Como orden de magnitud se comparan los periodos obtenidos en el análisis modal con el periodo aproximado definido en EC-8 mediante la expresión:

$$T_1 = C_t \cdot H^{3/4}$$

Siendo:

$C_t$ : Coeficiente asociado al tipo de estructura, de valor 0,05 para el caso estudiado.

H: Altura total de la estructura desde la base.

$$T_1 = 0,05 \cdot 21,85^{3/4} = 0,5053 \text{ seg.}$$

Se han dado valores en el análisis modal entre 0,23 y 1,25 seg, que comparados con este valor aproximado lo situarían en una zona de bajas frecuencias, siendo muy similar al periodo del modo 5.

### Distribución de las acciones horizontales

En cada uno de los elementos se aplica una acción horizontal que es proporcional al cortante basal esperado en función de la masa total del edificio, la masa del elemento y su desplazamiento calculado en el modo de vibración estudiado.

$$F_i = F_b \cdot \frac{h_i \cdot m_i}{\sum h_n \cdot m_n}$$

Siendo:

$F_i$ : Fuerza horizontal sobre el elemento i

$F_b$ : Cortante sísmico en la base según 4.3.3.2.2 del EC-08.

$h_i, h_n$ : Alturas de las masas  $m_i$  y  $m_n$

### Combinación modal

Para cada dirección en la que puede producirse una aceleración (x, y, z) el programa calcula para cada modo de vibración los valores de fuerzas según se ha expuesto anteriormente. Estos valores modales se combinan para establecer un único valor de la acción aplicada para cada una de las direcciones. El método de combinación utilizado por Sap2000 es el conocido como CQC "Complete Quadratic Combination Method" según el cual el valor máximo estimado de la fuerza puede obtenerse a partir de la siguiente expresión [14]:

$$F = \sqrt{\sum_n \sum_m f_n \rho_{nm} f_m}$$

Donde:

El doble sumatorio es extendido a todos los modos.

$f_n$ : Fuerza asociada al modo n

$f_m$ : Fuerza asociada al modo m

$\rho_{nm}$ : Coeficiente modal de combinación de valor:

$$\rho_{nm} = \frac{8\zeta^2(1+r)r^{3/2}}{(1-r^2)^2 + 4\zeta^2r(1+r)^2}$$

Siendo:

$\zeta$  : Coeficiente de amortiguación considerado, usualmente 5%.

r: Cociente entre frecuencias de los modos n y m combinados.

$$r = \frac{\omega_n}{\omega_m}$$

El programa combina para calcular, cada acción en cada dirección, todos los modos analizados que tienen un ratio de contribución de masas superior al 5%.

El valor de combinación modal para cada dirección se aplica sobre cada uno de los elementos del modelo, como se ha expuesto anteriormente.

### 3.4.3. Situaciones de proyecto.

Para las distintas situaciones de proyecto, las combinaciones de acciones se definen de acuerdo con los siguientes criterios:

**- Situaciones persistentes o transitorias**

- Con coeficientes de combinación

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_{Q1} \Psi_{p1} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \Psi_{ai} Q_{ki}$$

- Sin coeficientes de combinación

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Qi} Q_{ki}$$

**- Situaciones sísmicas**

- Con coeficientes de combinación

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_{AE} A_E + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Qi} \Psi_{ai} Q_{ki}$$

- Sin coeficientes de combinación

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_{AE} A_E + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Qi} Q_{ki}$$

-Donde:

$G_k$  Acción permanente

$Q_k$  Acción variable

$A_E$  Acción sísmica

$\gamma_G$  Coeficiente parcial de seguridad de las acciones permanentes

$\gamma_{Q,1}$  Coeficiente parcial de seguridad de la acción variable principal

$\gamma_{Q,i}$  Coeficiente parcial de seguridad de las acciones variables de acompañamiento

$\gamma_{AE}$  Coeficiente parcial de seguridad de la acción sísmica

$\Psi_{p,1}$  Coeficiente de combinación de la acción variable principal

$\Psi_{a,i}$  Coeficiente de combinación de las acciones variables de acompañamiento

#### Coefficientes parciales de seguridad (g) y coeficientes de combinación (y)

Para cada situación de proyecto y estado límite los coeficientes a utilizar serán:

| Persistente o transitoria |   |              |                                 |                               |
|---------------------------|---|--------------|---------------------------------|-------------------------------|
|                           | Coeficientes parciales de seguridad (g) |              | Coeficientes de combinación (y) |                               |
|                           | Favorable                               | Desfavorable | Principal ( $\gamma_p$ )        | Acompañamiento ( $\gamma_a$ ) |
| Carga permanente (G)      | 1.000                                   | 1.350        | -                               | -                             |
| Sobrecarga (Q)            | 0.000                                   | 1.500        | 1.000                           | 0.700                         |
| Nieve (Q)                 | 0.000                                   | 1.500        | 1.000                           | 0.600                         |

Tabla 10: Coeficientes parciales para acciones persistentes o transitorias.

| <b>Sísmica</b>       |   |              |                                 |                                  |
|----------------------|---|--------------|---------------------------------|----------------------------------|
|                      | Coeficientes parciales de seguridad (g) |              | Coeficientes de combinación (γ) |                                  |
|                      | Favorable                               | Desfavorable | Principal (γ <sub>p</sub> )     | Acompañamiento (γ <sub>a</sub> ) |
| Carga permanente (G) | 1.000                                   | 1.000        | -                               | -                                |
| Sobrecarga (Q)       | 0.000                                   | 1.000        | 0.300                           | 0.300                            |
| Nieve (Q)            | 0.000                                   | 1.000        | 0.300                           | 0.300                            |
| Sismo (E)            | -1.000                                  | 1.000        | 1.000                           | 0.300 <sup>(1)</sup>             |

**Notas:**  
<sup>(1)</sup> *Fracción de las solicitaciones sísmicas a considerar en la dirección ortogonal: Las solicitaciones obtenidas de los resultados del análisis en cada una de las direcciones ortogonales se combinarán con el 30 % de los de la otra.*

Tabla 11: Coeficientes parciales para acciones accidentales

### 3.5. Análisis de arcos y bóvedas

Se analizan los resultados obtenidos con Sap2000 para la comprobación de los ELU y ELS de cada uno de las bóvedas y los arcos. Para las comprobaciones de resistencia se han establecido anteriormente, en el apartado 3.3, las tensiones admisibles del material, que son 1,6 MPa para compresión y 0,1 MPa para las tracciones. Se establecen los mismos límites que para la fábrica de ladrillo de los muros, en ausencia de otras referencias más específicas. Asimismo se analizan los momentos laminares en las bóvedas y cúpulas, que son indicativos de la excentricidad de la resultante de compresiones. Considerando los límites expuestos para la resistencia del material, el valor límite de flexiones sería de 6,5 kNm/m en el caso de las bóvedas. Por encima de esta flexión la sección estaría sobretensionada por excentricidad o compresión excesivas

#### Techo de planta sótano. Bóveda de la nave principal

Resulta diferente el comportamiento de las bóvedas centrales de las laterales, debido a la mayor flexibilidad de las jácenas sobre las que se apoyan las centrales, respecto a la rigidez de los muros sobre las que se apoyan las extremas. Se aprecia una deformación máxima en el centro de vano de las jácenas sobre las que se apoyan las bóvedas de 19mm (L/473).

Se aprecian tracciones en los extremos cercanos a las fachadas de la nave central y longitudinalmente sobre las jácenas de apoyo, debido a la deformación de las jácenas sobre las que se sustentan, lo que produce que en su conjunto se deformen como una viga compuesta en sentido transversal. Esto explica las fisuras observadas en el sentido transversal a la bóveda y que se corresponden con una situación final de equilibrio post fisuración, en la que la bóveda trabaja en el sentido de la luz menor, tal y como fue diseñada, como puede apreciarse en la figura 28. Las tensiones de compresión no superan las previstas como admisibles para la fábrica y los momentos de membrana son poco importantes, por lo que ante ELU las bóvedas tienen un buen comportamiento.

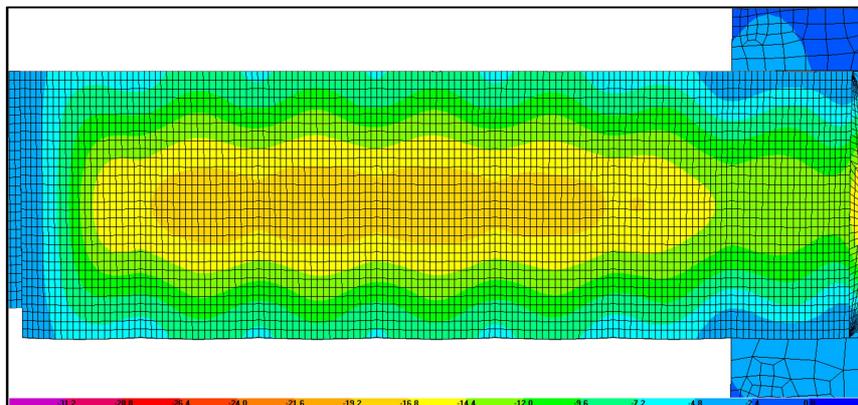


Figura 25: Bóveda de nave central. Techo de planta sótano. Deformaciones bajo acciones gravitatorias en mm.

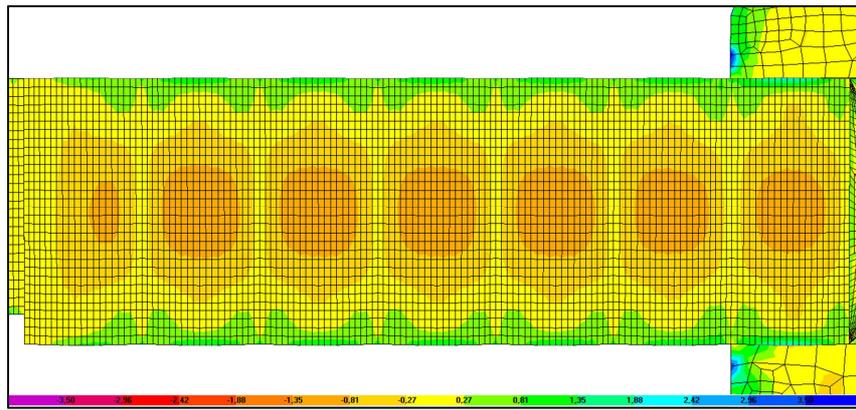


Figura 26: Bóveda de nave central. Techo de planta sótano. Tensiones S11 bajo acciones gravitatorias en MPa.

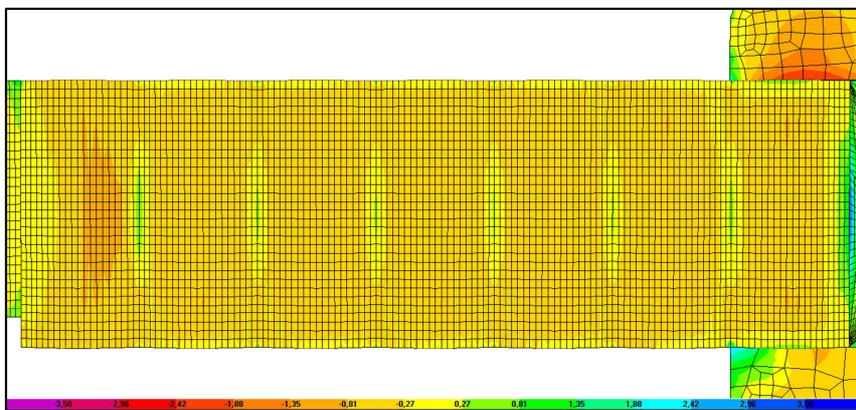


Figura 27: Bóveda de nave central. Techo de planta sótano. Tensiones S22 bajo acciones gravitatorias en MPa.

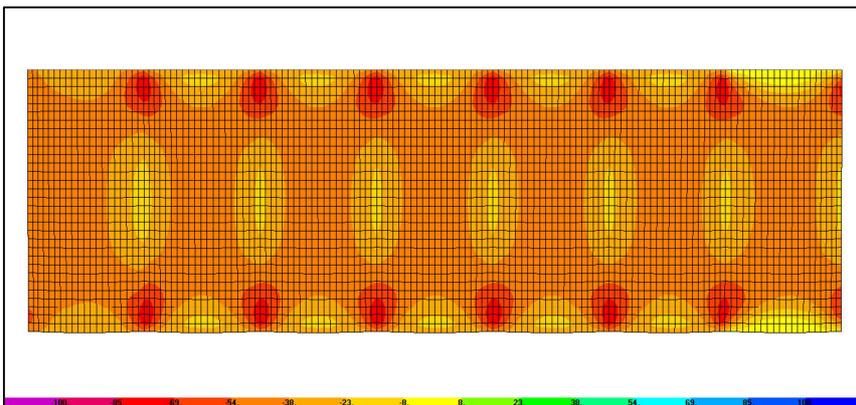


Figura 28: Bóveda de nave central. Techo de planta sótano. Fuerzas F22, en sentido longitudinal de la nave, bajo acciones gravitatorias en MPa.

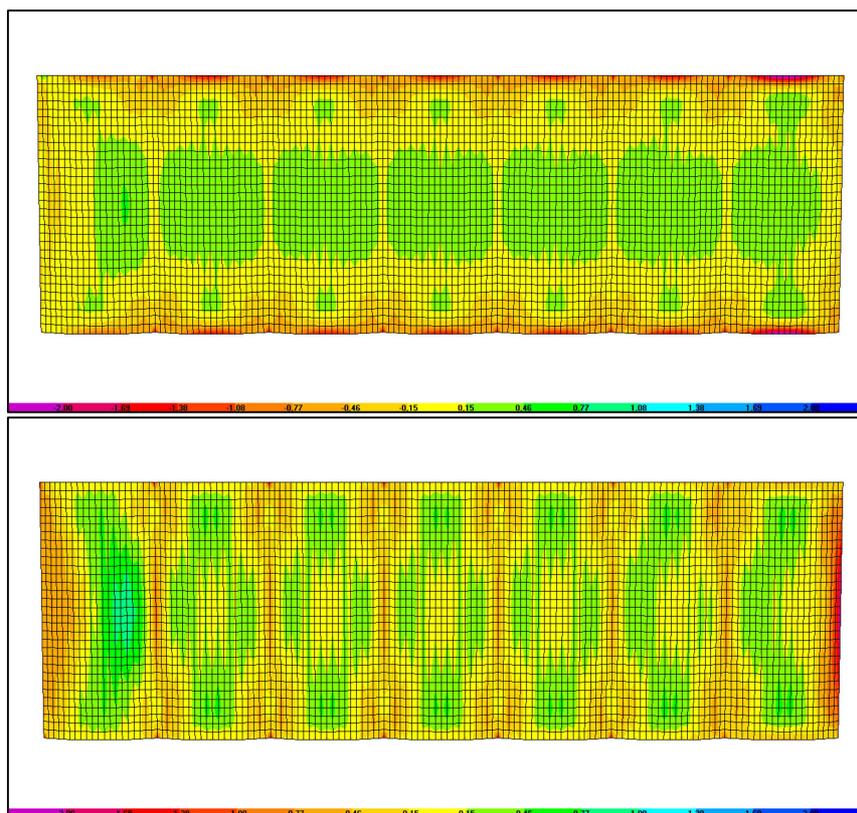


Figura 29: Bóveda de nave central. Techo de planta sótano. Momentos laminares M11 y M22 bajo acciones gravitatorias en kNm/m.

### Techo de planta sótano.

#### Bóveda de acceso a la nave principal

La deformación máxima de la bóveda se produce en la zona central, desplazada hacia la jácena sobre la que se apoya en su lado mayor, por influencia de la flexibilidad de este elemento. El valor máximo, 8,8mm (L/454) se considera adecuado para la comprobación del ELS.

No se aprecia diferencia sustancial entre tensiones en ambas direcciones, debido al comportamiento aproximadamente bidimensional de la bóveda, descargando sobre dos arcos generatrices cruzados. Se producen tracciones en el perímetro, a excepción de los cuatro puntos donde se descarga sobre los muros y las esquinas en el apoyo de la jácena transversal. Las compresiones en el centro de la bóveda, de hasta 3,2 N/mm<sup>2</sup> resultan superiores a las admisibles de 1,6 N/mm<sup>2</sup>. Se propone la reducción de la sobrecarga admisible de esta bóveda a 0,1 kN/m<sup>2</sup> o si no resulta posible, realizar una prueba de carga para verificar si su capacidad puede ser mayor. En general no se producen momentos excesivos en este elemento, si bien en puntualmente se supera el valor límite en sentido de la dimensión menor M22.

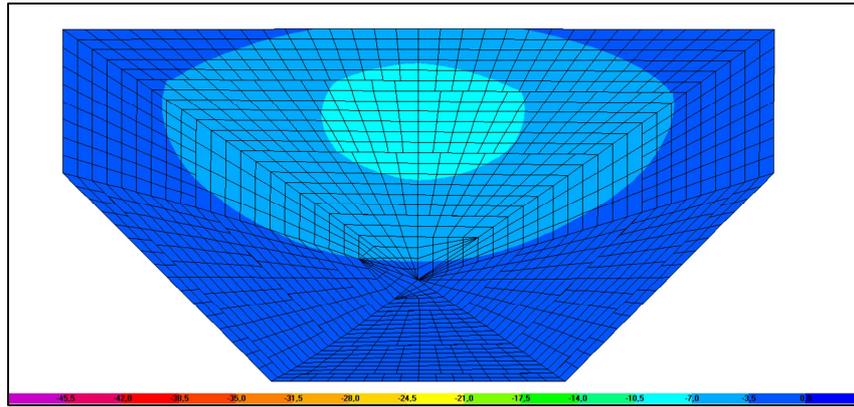


Figura 30: Bóveda acceso de nave central. Techo de planta sótano. Deformaciones bajo acciones gravitatorias en mm.

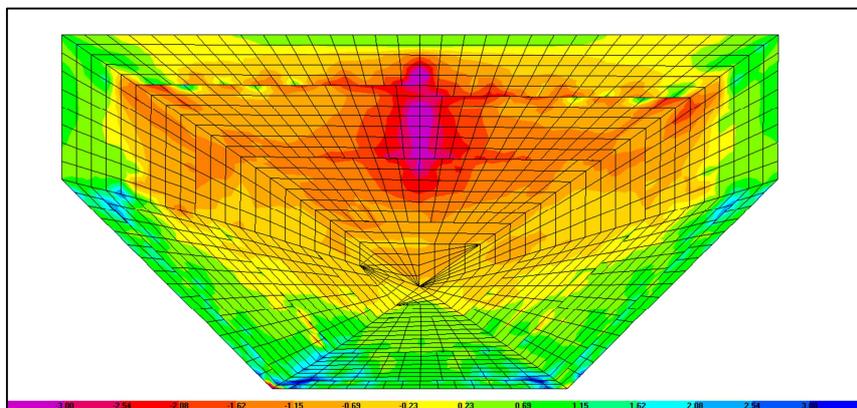


Figura 31: Bóveda de acceso a nave central. Techo de planta sótano. Tensiones S11 bajo acciones gravitatorias en MPa.

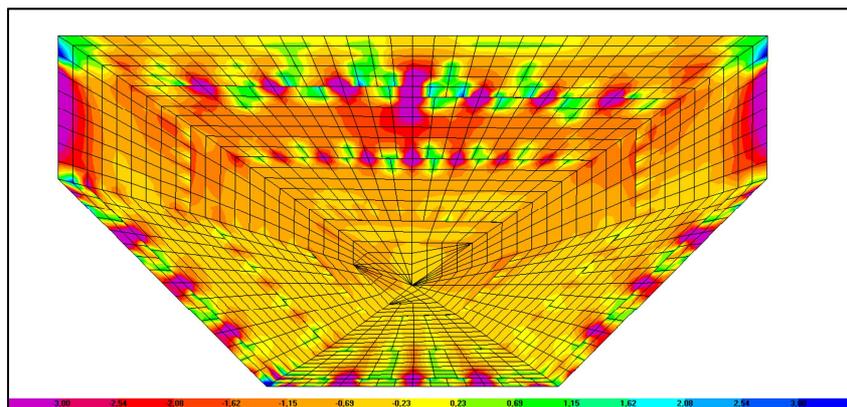


Figura 32: Bóveda de acceso nave central. Techo de planta sótano. Tensiones S22 bajo acciones gravitatorias en MPa.

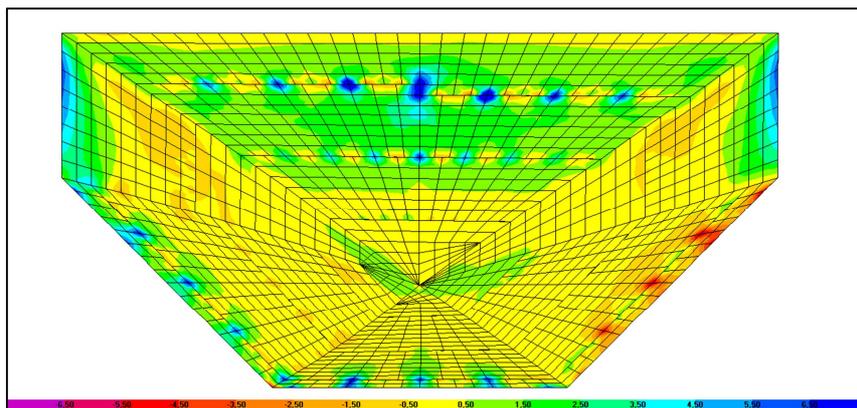


Figura 33: Bóveda de acceso nave central. Techo de planta sótano. Momentos laminares M22 bajo acciones gravitatorias en kNm/m.

**Techo de planta sótano y techo de planta primera.  
Bóvedas del módulo posterior.**

Las deformaciones no son acusadas, salvo en los apoyos sobre las jácenas, donde llegan a alcanzar su máximo, 13 mm (L/242) relativamente importante debido a la flexibilidad de estas. Debido a que no se dispone de información deberían realizarse calas para caracterizar el perfil y valorar la necesidad de refuerzo.

Las imágenes muestran mapas de esfuerzos normales de membrana según los ejes principales de las bóvedas. No se aprecian puntos con tracciones importantes, salvo el borde apoyado sobre la fachada superior, debido a la mayor flexibilidad del arco sobre el que descargan respecto a los muros del resto. Asimismo se producen también en sentido ortogonal sobre los apoyos en las jácenas. Las tensiones y momentos de membrana no están cercanos al máximo establecido como límite, por lo que se valora su capacidad como muy favorable, debido a la suficiente inercia por su curvatura y la poca luz entre soportes.

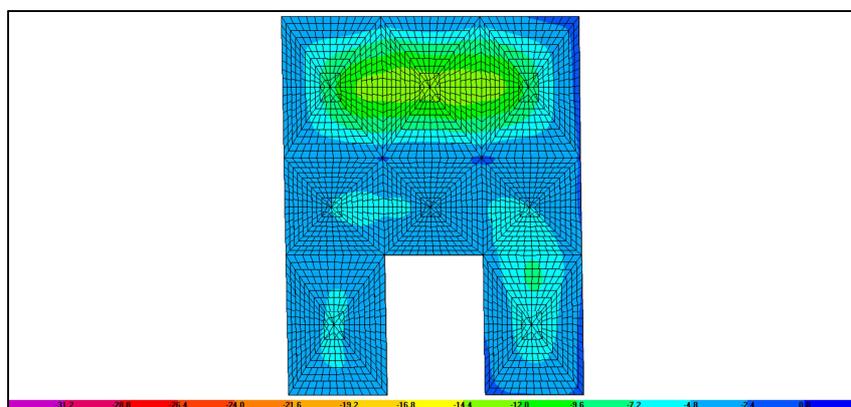


Figura 34: Bóvedas del módulo posterior. Techo de planta sótano y planta primera. Deformaciones bajo acciones gravitatorias en mm.

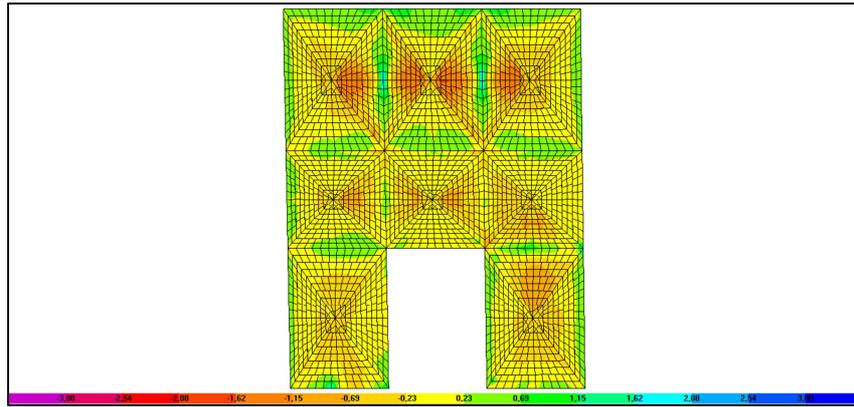


Figura 35: Bóvedas del módulo posterior. Techo de planta sótano y planta primera. Tensiones S11 bajo acciones gravitatorias en MPa.

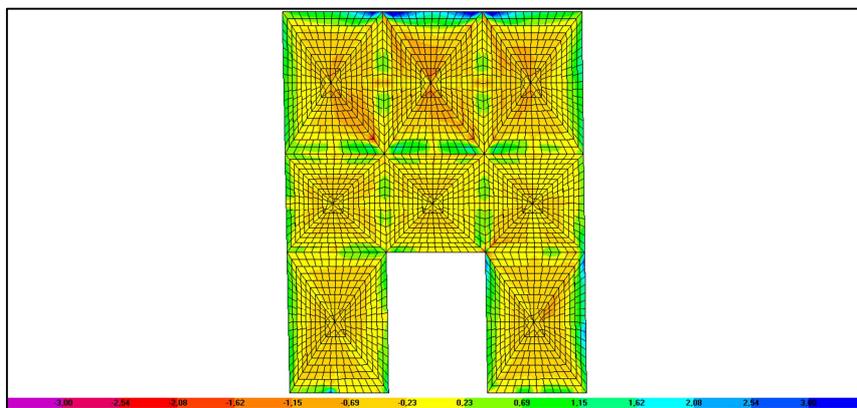


Figura 36: Bóvedas del módulo posterior. Techo de planta sótano y planta primera. Tensiones S22 bajo acciones gravitatorias en MPa.

**Techo de planta baja.  
Bóvedas de nave central.**

Las deformaciones que se producen son importantes, debido a la gran luz de 9m que cubren las bóvedas en el sentido transversal de la nave central. La deformación se produce en sentido de la luz mayor de la bóveda, con una flecha máxima en el centro 25 mm (L/360), considerándolas admisibles por su magnitud y su improbable influencia en el daño de otros elementos no estructurales.

En cuanto al cumplimiento de ELU se observa que las bóvedas pueden llegar a alcanzar tracciones que produzcan fisuración, que se relacionan como en el caso de las del nivel inferior, con un comportamiento en estado tensional previo a esta durante el cual el elemento contribuiría en el sentido del arco a resistir tensión hasta su fisuración y formación de una nueva situación de equilibrio, que se intuye en la figura 41. Asimismo las compresiones son superiores a las establecidas como admisibles en el sentido normal al lado mayor de las bóvedas, pero por el motivo expuesto se interpreta que no llegarán a alcanzarse en situación de rotura debido a la fisuración previa del material a tracción. En situación de servicio las compresiones máximas estarían por debajo de las admisibles, por lo que se considera adecuada la seguridad de estos elementos.

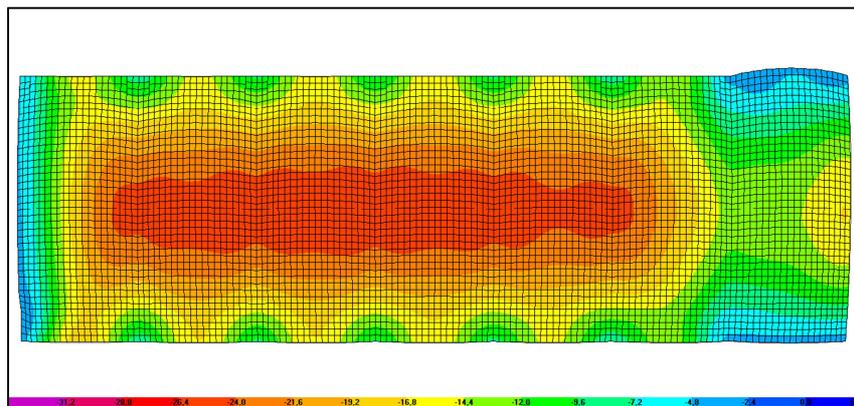


Figura 37: Bóvedas de la nave central. Techo de planta baja. Deformaciones bajo acciones gravitatorias en mm.

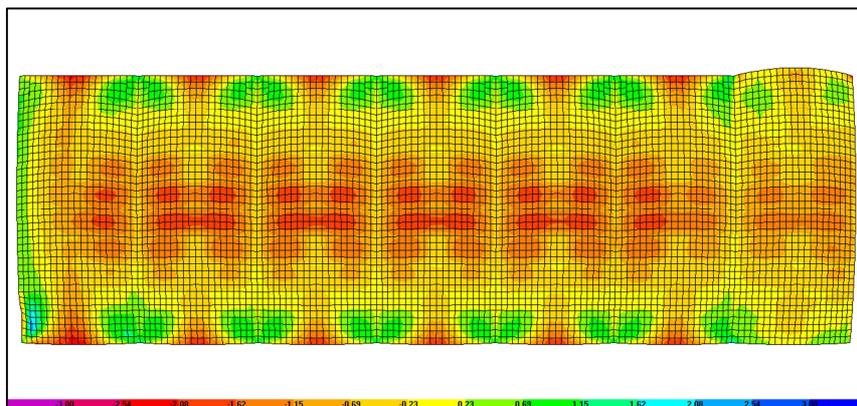


Figura 38: Bóvedas de la nave central. Techo de planta baja. Tensiones S11 bajo acciones gravitatorias en MPa.

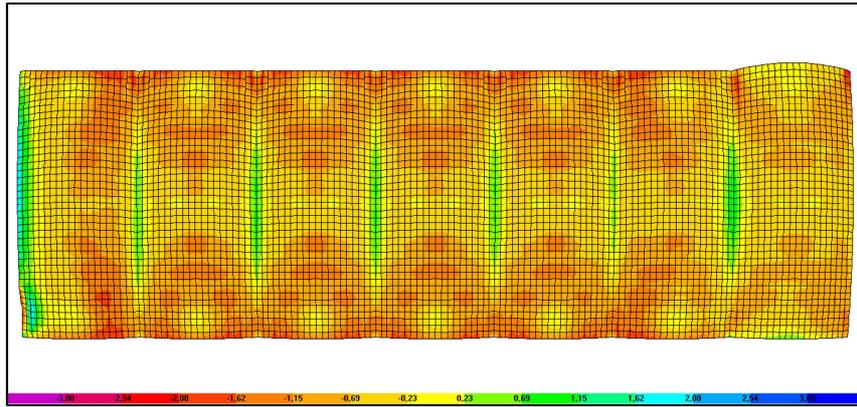


Figura 39: Bóvedas de la nave central. Techo de planta baja. Tensiones S22 bajo acciones gravitatorias en MPa.

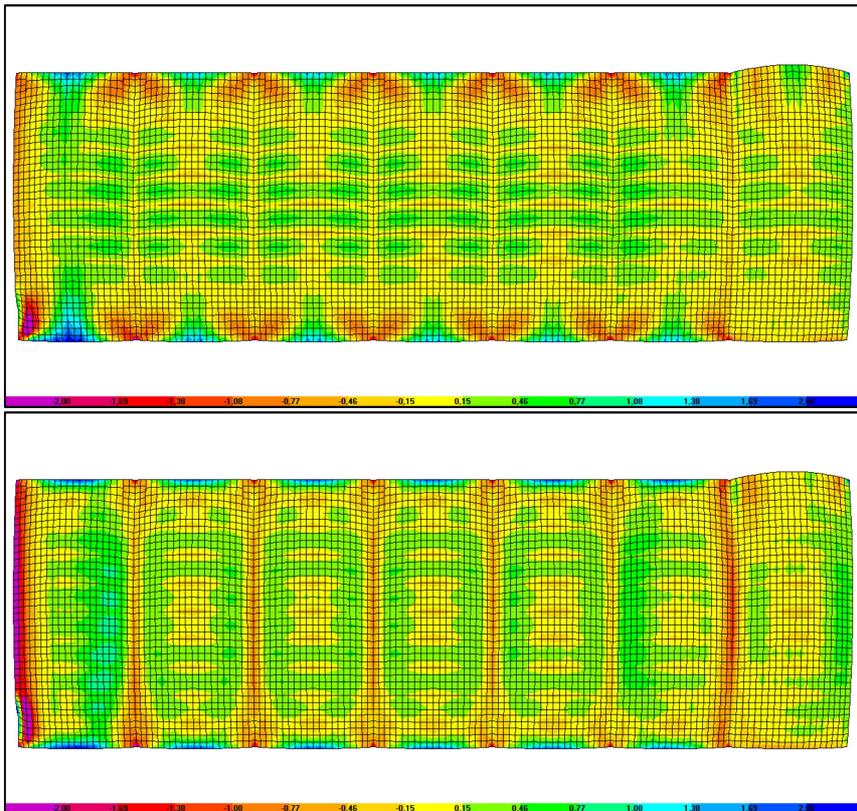


Figura 40: Bóvedas de la nave central. Techo de planta baja. Momentos laminares M11 y M22 bajo acciones gravitatorias en kNm/m.

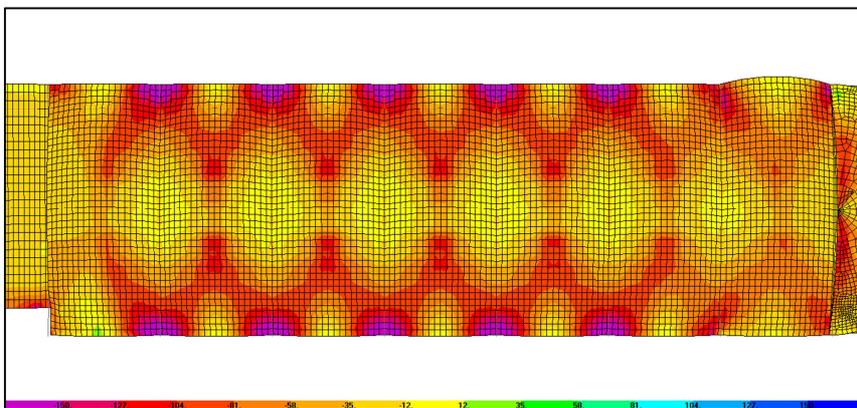


Figura 41: Fuerzas F22, en sentido longitudinal de la nave central, bajo acciones gravitatorias en kNm/m.

**Techo de planta primera.  
Bóvedas de nave central.**

Se obtienen deformaciones muy inferiores a las de las bóvedas de plantas baja y sótano, debido a la mayor curvatura de las de planta primera, que se traduce en un mejor comportamiento deformacional, 21 mm (L/428).

Las bóvedas se encuentran comprimidas en ambos sentidos, mostrando un comportamiento bidimensional sin apenas tracciones, tal y como se aprecia en la imagen 43. Las tensiones en ambos sentidos son bastante inferiores a las admisibles, por lo que se deduce un nivel de seguridad en ELU superior a las bóvedas de los niveles inferiores de esta nave central.

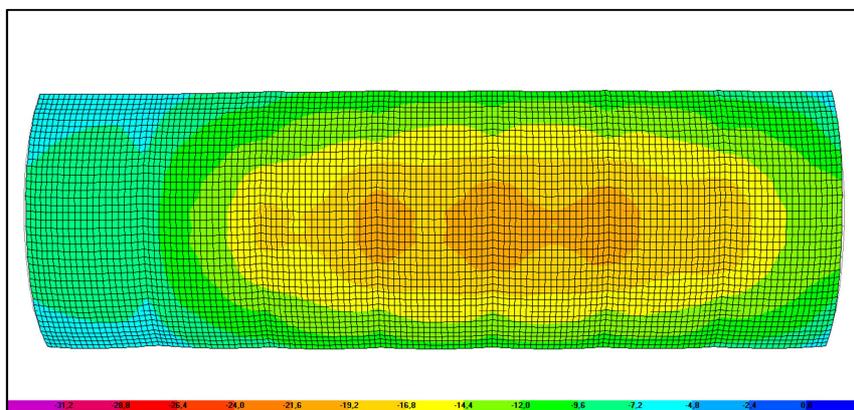


Figura 42: Bóvedas de la nave central. Techo de planta primera. Deformaciones bajo acciones gravitatorias en mm.

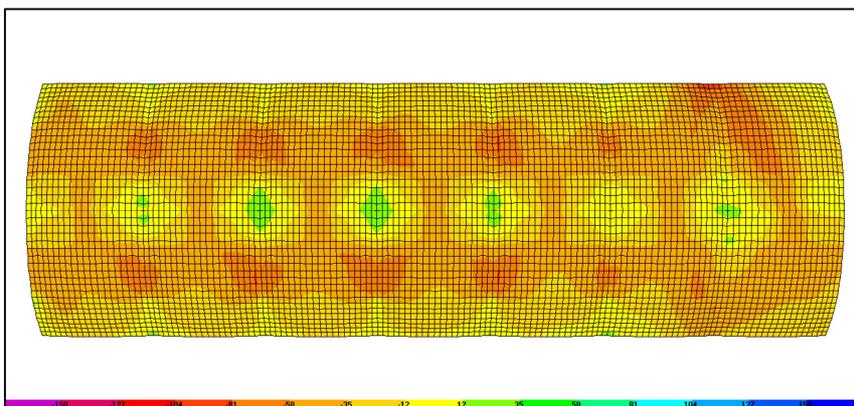


Figura 43: Bóvedas de la nave central. Techo de planta primera.  
Fuerzas F22, en sentido longitudinal de la nave central, bajo acciones gravitatorias en kNm/m.

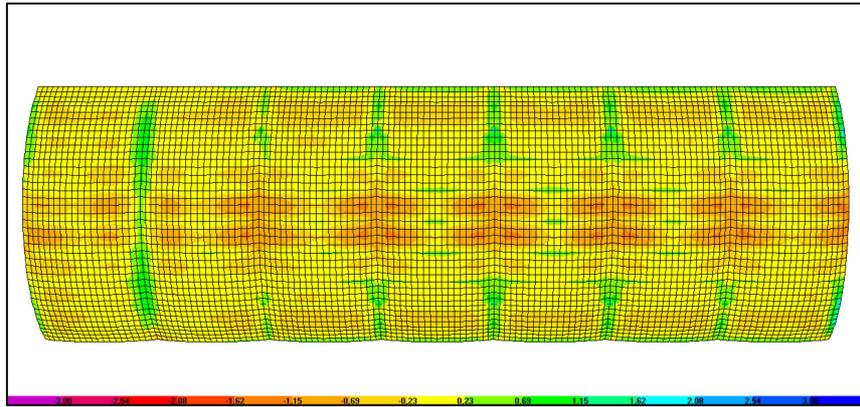


Figura 44: Bóvedas de la nave central. Techo de planta primera. Tensiones S11 bajo acciones gravitatorias en MPa.

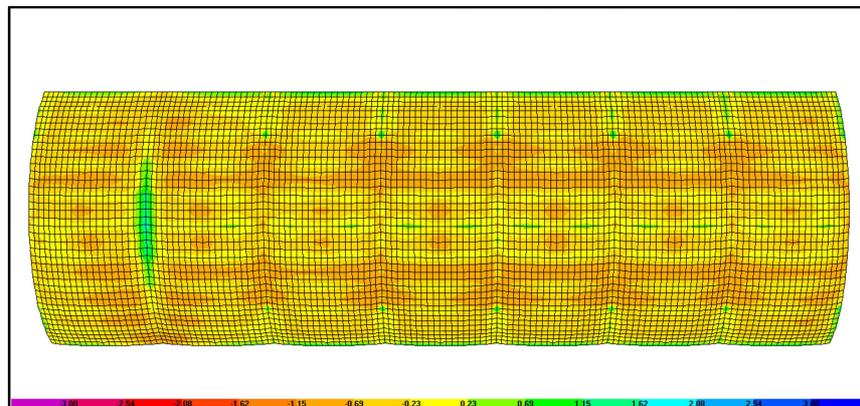


Figura 45: Bóvedas de la nave central. Techo de planta primera. Tensiones S22 bajo acciones gravitatorias en MPa.

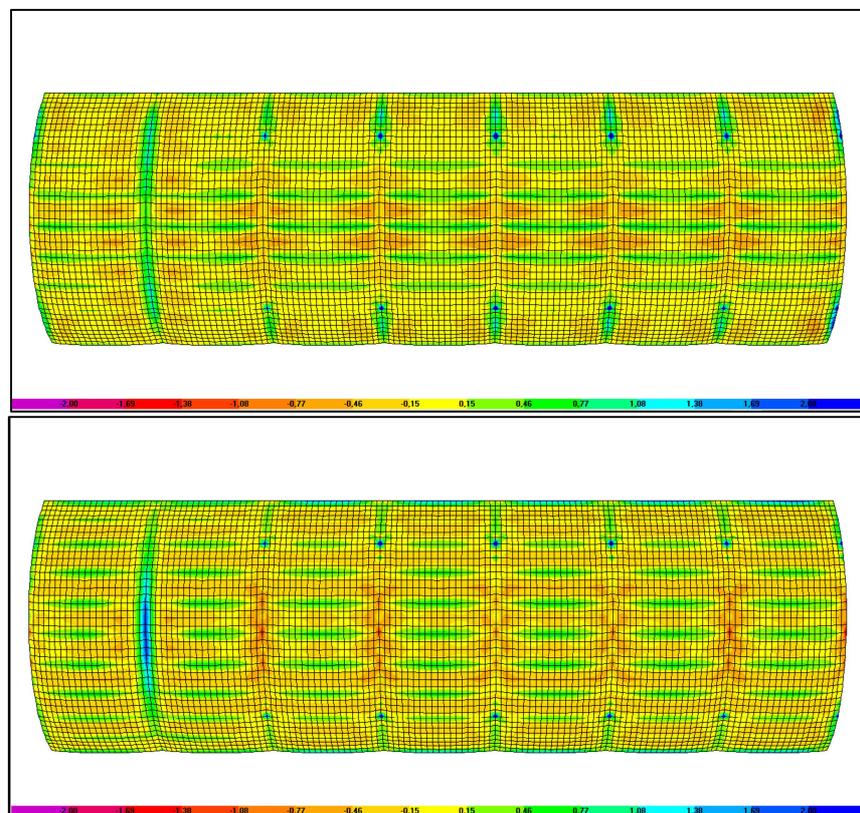


Figura 46: Bóvedas de la nave central. Techo de planta primera. Momentos laminares M11 y M22 bajo acciones gravitatorias en kNm/m.

## Techo de planta baja

### Semicúpula con lunetas

La semicúpula de esta planta deforma de una forma más acusada sobre el apoyo en el arco de acceso a la nave central, alcanzando una flecha máxima en este punto de 15mm (L/600) que se considera muy reducida.

Este elemento tiene un comportamiento aproximadamente bidimensional, con irregularidades debido a su geometría compleja, pese a lo cual se encuentra comprimido salvo en zonas puntuales, mostradas en la figura 48. En la zona central se producen compresiones superiores a las admisibles para el material, incluso en la hipótesis de carga permanente. Se considera necesario un estudio más amplio de las características del elemento para valorar su seguridad que a priori no se considera adecuada.

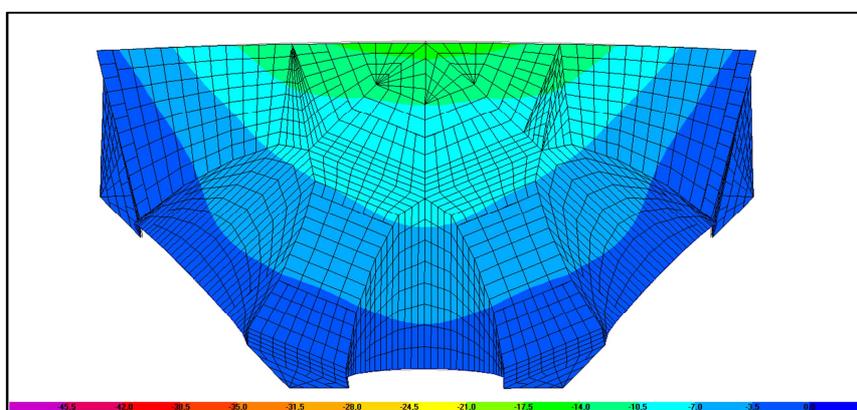


Figura 47: Semicúpula con lunetas. Techo de planta primera. Deformaciones bajo acciones gravitatorias en mm.

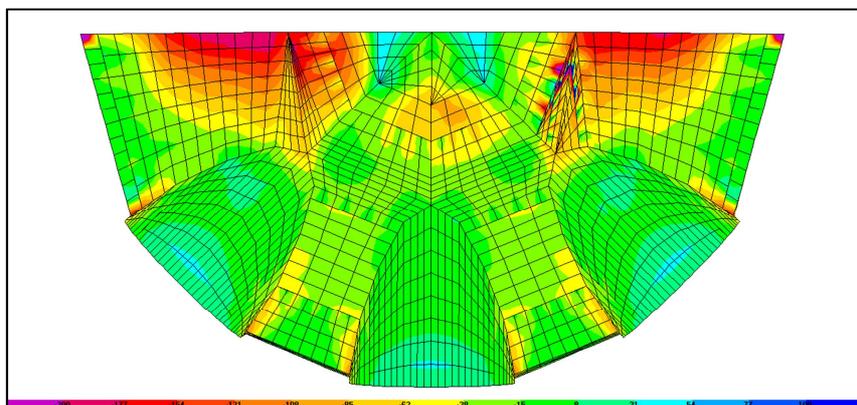


Figura 48: Semicúpula con lunetas. Techo de planta primera. Fuerzas F22, en el sentido de la luz menor, bajo acciones gravitatorias en kN/m.

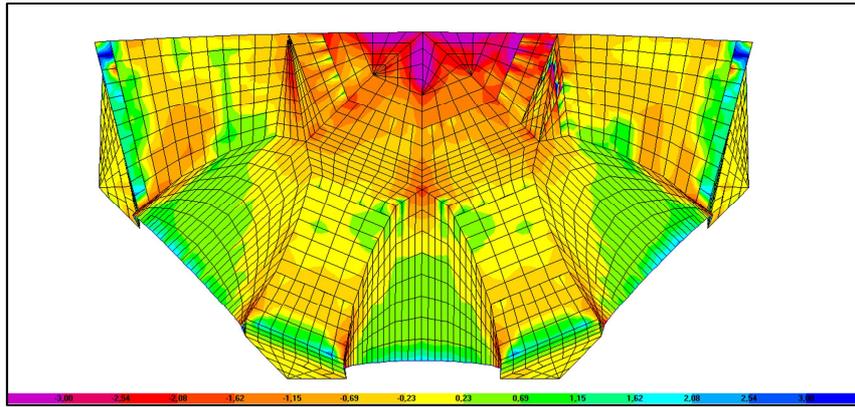


Figura 49: Semicúpula con lunetas. Techo de planta primera. Tensiones S11 bajo acciones gravitatorias en MPa.

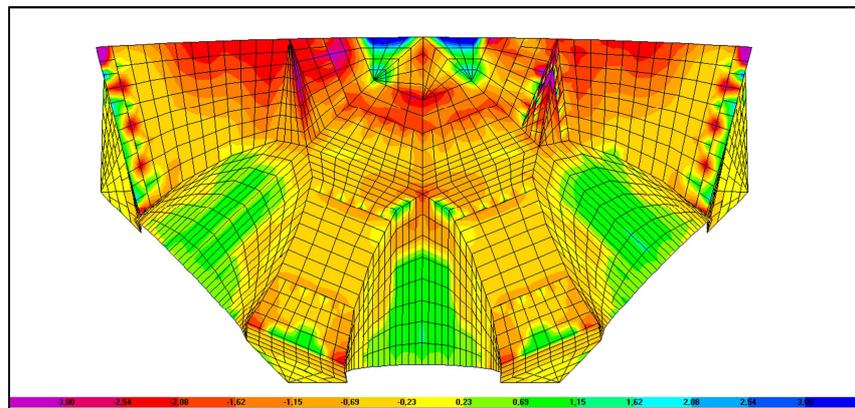


Figura 50: Semicúpula con lunetas. Techo de planta primera. Tensiones S22 bajo acciones gravitatorias en MPa.

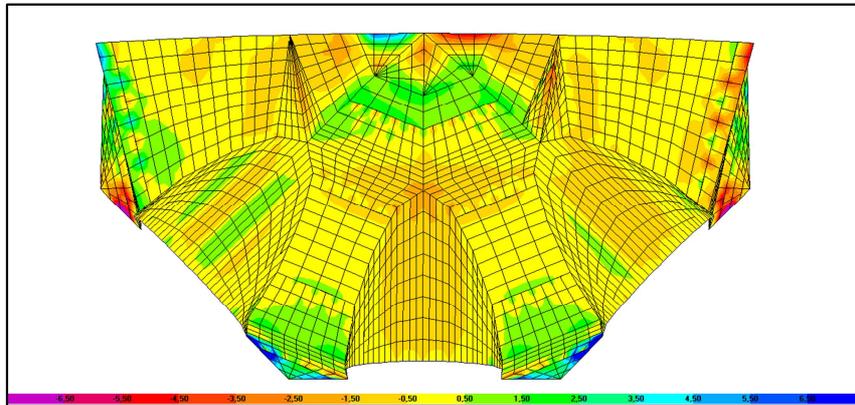
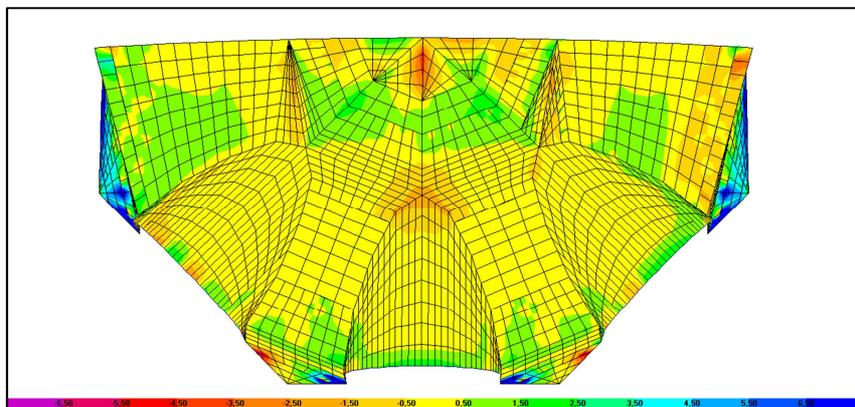


Figura 51: Semicúpula con lunetas. Techo de planta primera. Momentos laminares M11 y M22 bajo acciones gravitatorias en kNm/m.

### Techo de planta primera. Semicúpula con lunetas

El elemento tiene un comportamiento aproximadamente bidimensional con algunas irregularidades debidas a la geometría y las condiciones de contorno, al igual que la inferior en planta primera. El valor máximo se produce cercano al centro de 10mm (L/400), que se considera adecuado para cumplimiento del ELS.

La semicúpula se encuentra comprimida en casi toda su superficie, dándose tensiones superiores a la admisible sólo de forma puntual, por lo que se considera de importancia. Asimismo estas sobretensiones se encontrarían condicionadas a la mayor sobrecarga de nieve prevista, ya que no se alcanzan bajo carga permanente. Asimismo los momentos en los apoyos sobre los muros superan el límite para que la resultante de compresiones pase por dentro de la sección (6,5kNm/m), por lo que se considera necesario limitar las sobrecargas de este elemento o realizar un estudio más completo de sus características para poder valorar mejor su seguridad.

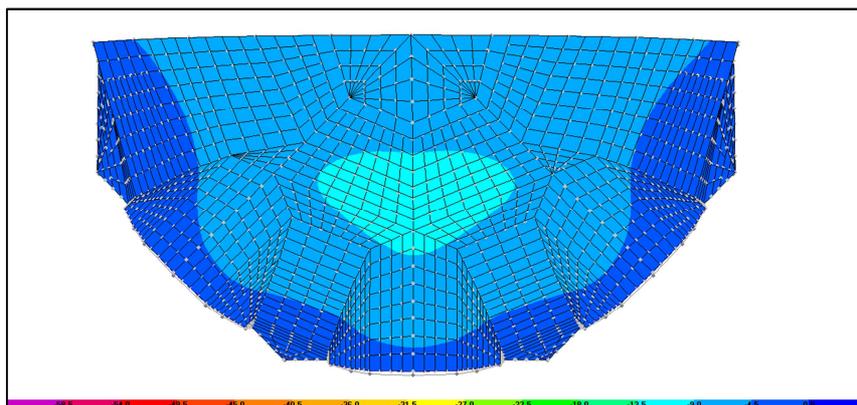


Figura 52: Semicúpula con lunetas. Techo de planta primera. Deformaciones bajo acciones gravitatorias en mm.

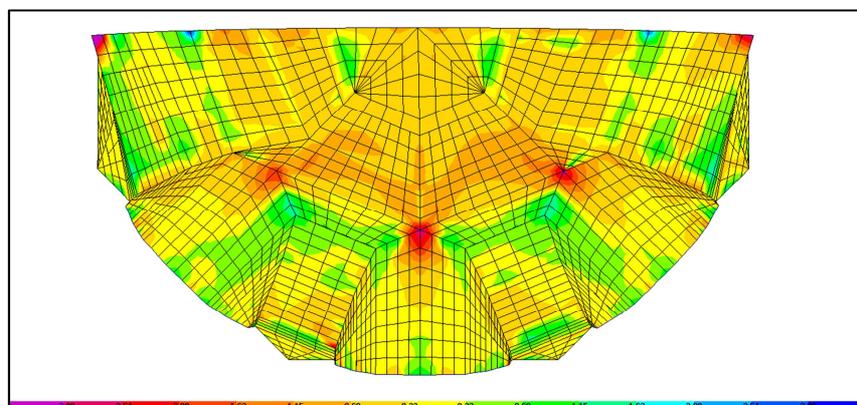


Figura 53: Semicúpula con lunetas. Techo de planta primera. Tensiones S11 bajo acciones gravitatorias en MPa.

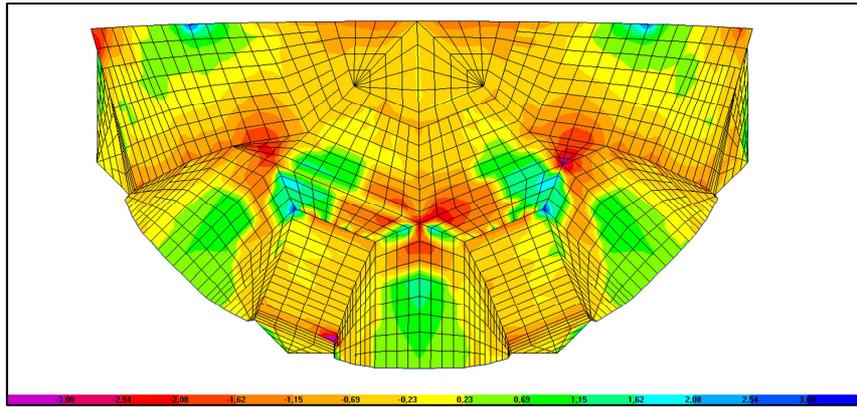


Figura 54: Semicúpula con lunetas. Techo de planta primera. Tensiones S22 bajo acciones gravitatorias en MPa.

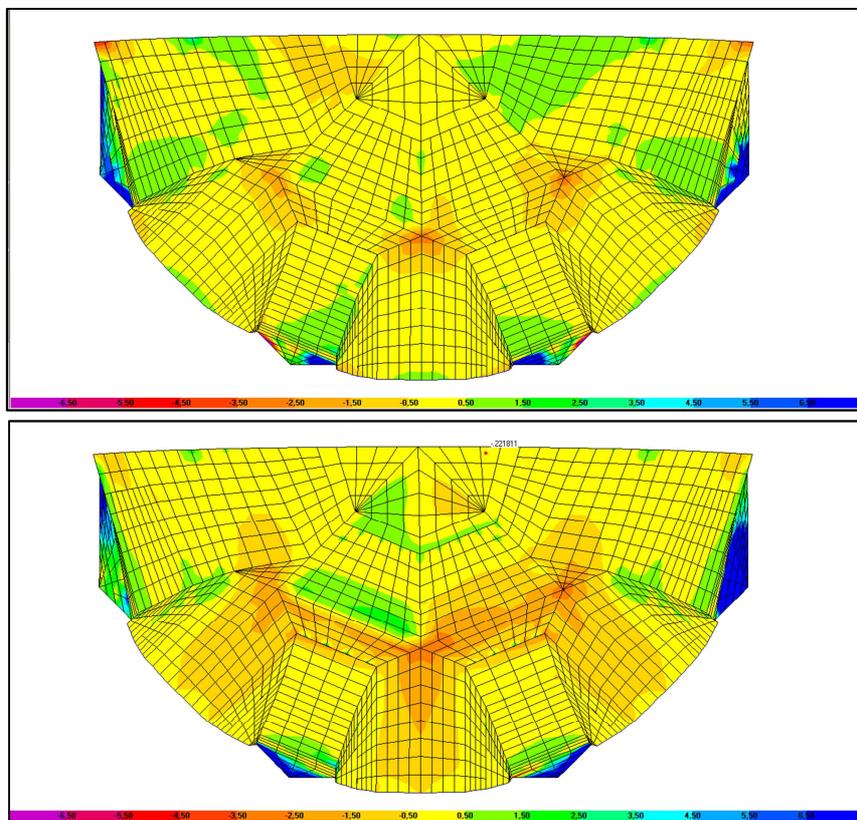


Figura 55: Semicúpula con lunetas. Techo de planta primera. Momentos laminares M11 y M22 bajo acciones gravitatorias en kNm/m.

### Cúpula zona de día. Techo de planta baja.

La cúpula se deforma de forma ligeramente excéntrica debido a la diferente rigidez de los soportes interiores y exteriores, llegando a una flecha máxima de 21mm (L/388) que se considera aceptable.

La cúpula descarga de forma radial sobre los soportes, marcando zonas de compresiones y de tracciones en las intermedias cercanas al borde. Las compresiones máximas llegan al valor límite de 1,6 MPa considerado como aceptable, superándolo sólo de forma puntual. No se producen momentos laminares excesivos, aunque si importantes en sentido tangencial al radial en el perímetro. Su seguridad se considera por lo tanto adecuada dentro de los parámetros conservadores establecidos.

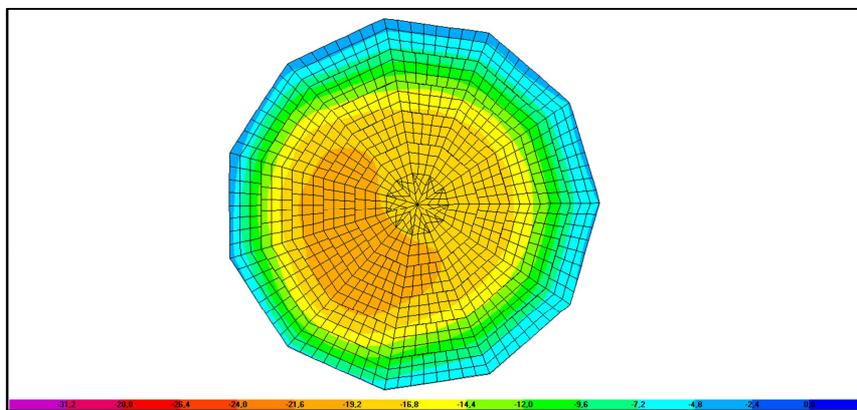


Figura 56: Cúpula en techo de planta baja. Deformaciones bajo acciones gravitatorias en mm.

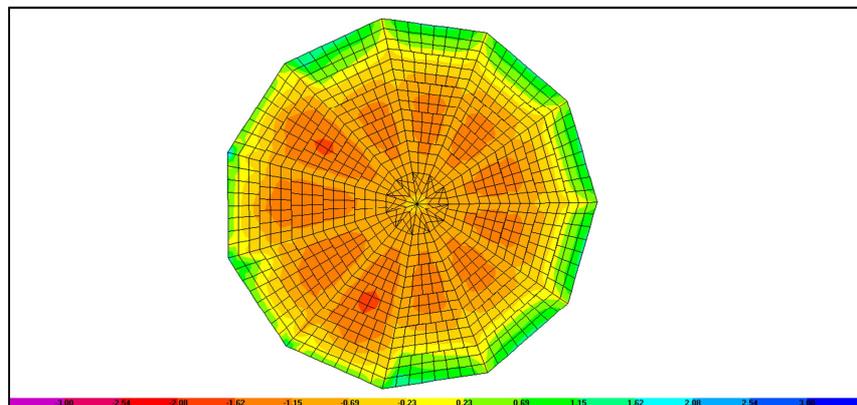


Figura 57: Cúpula en techo de planta baja. Tensiones S11 bajo acciones gravitatorias en MPa.

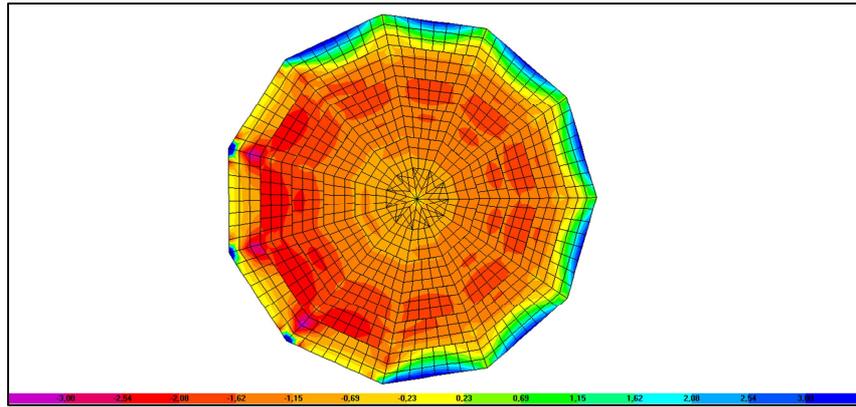


Figura 58: Cúpula en techo de planta baja. Tensiones S22 bajo acciones gravitatorias en MPa.

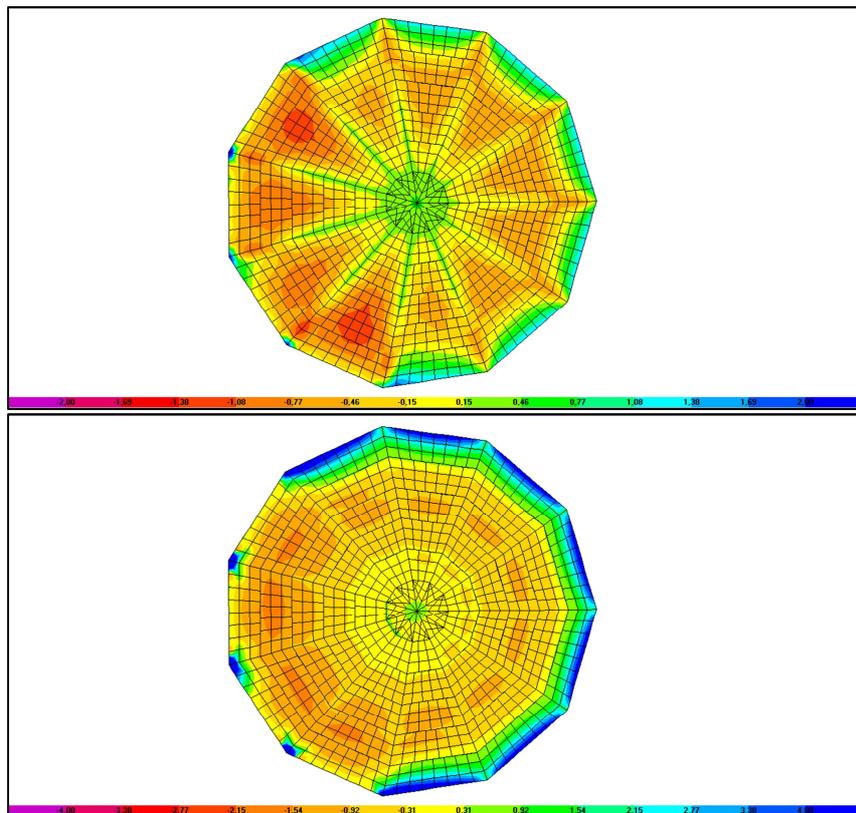


Figura 59: Cúpula en techo de planta baja. Momentos laminares M11 y M22 bajo acciones gravitatorias en kNm/m.

### Cúpula zona de día. Techo de planta sótano.

La cúpula se deforma de forma ligeramente excéntrica debido a la diferente rigidez de los soportes interiores y exteriores, llegando a una flecha máxima de 22mm (L/370) que se considera aceptable. La bóveda descarga de forma radial hacia los soportes en el perímetro, manteniendo todas las secciones comprimidas salvo las zonas entre apoyos, mostrado en la figura 61. Las tensiones obtenidas no superan las admisibles, si bien llega a alcanzar la compresión máxima puntualmente, por lo que se considera que el elemento cumple ante ELU.

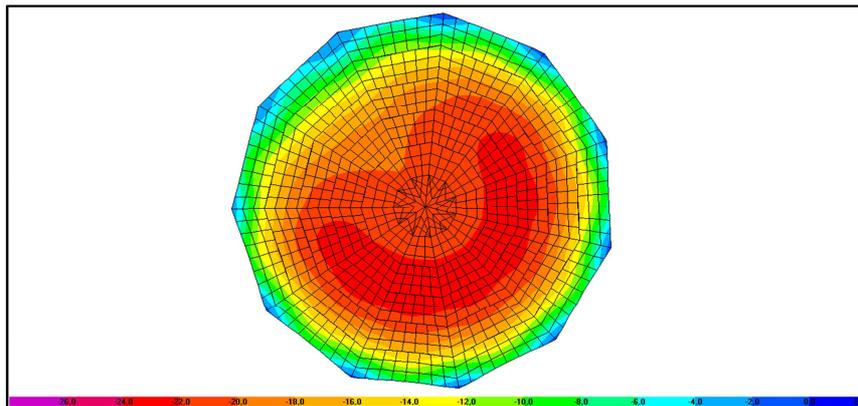


Figura 60: Cúpula en techo de planta sótano. Deformaciones bajo acciones gravitatorias en mm.

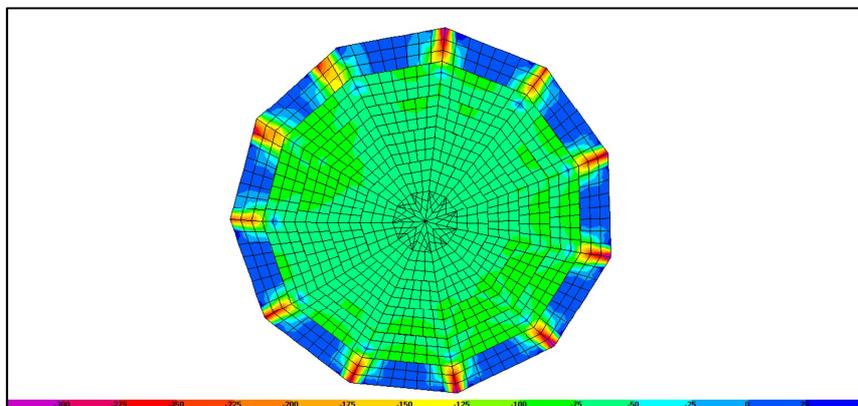


Figura 61: Cúpula en techo de planta sótano. Fuerzas radiales F22 bajo acciones gravitatorias en kN/m.

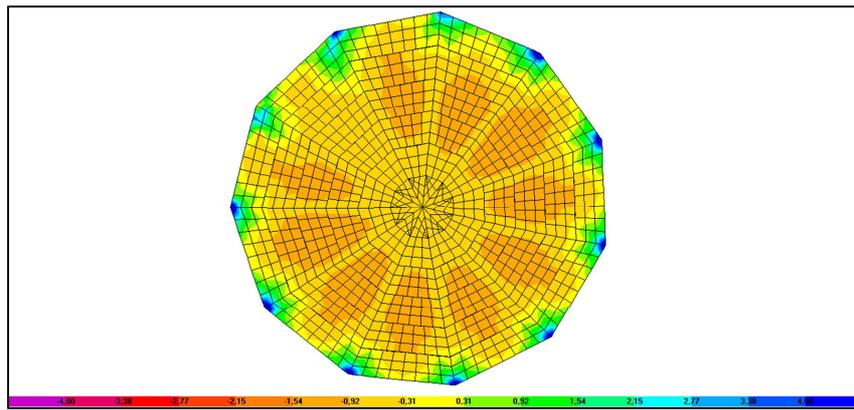


Figura 62: Cúpula en techo de planta sótano. Tensiones S11, dirección tangencial, bajo acciones gravitatorias en MPa.

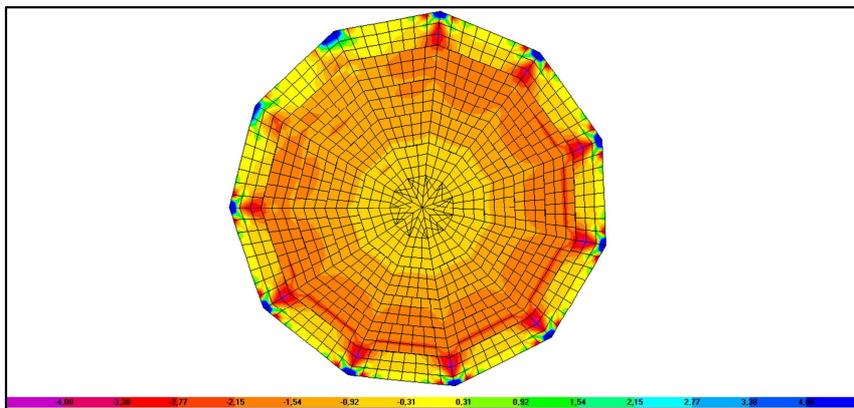


Figura 63: Cúpula en techo de planta sótano. Tensiones S22, dirección radial, bajo acciones gravitatorias en MPa.

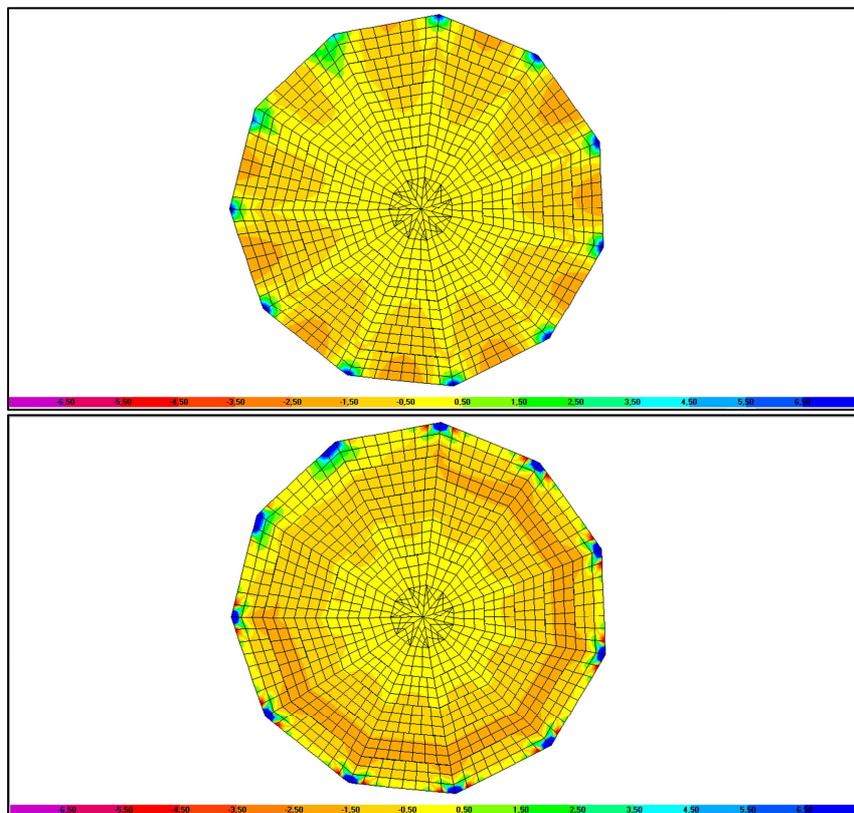


Figura 64: Cúpula en techo de planta sótano. Momentos laminares M11 y M22 bajo acciones gravitatorias en kNm/m.

### Cúpula zona de día. Techo de planta intermedia.

La cúpula tiene una deformación aproximadamente regular, con una flecha máxima cercana al centro de la circunferencia en planta de 11,6mm (L/703) que en situación de servicio es muy inferior al límite para el cumplimiento del ELS.

Toda la superficie se encuentra en compresión salvo la parte superior de las lunetas, como puede verse en la figura 66, donde se producen tracciones debido a la descarga hacia los apoyos inferiores donde se concentran las compresiones. Las compresiones alcanzan 1,14 MPa en la parte superior y en los apoyos, lo que supone un buen comportamiento resistente ante ELU.

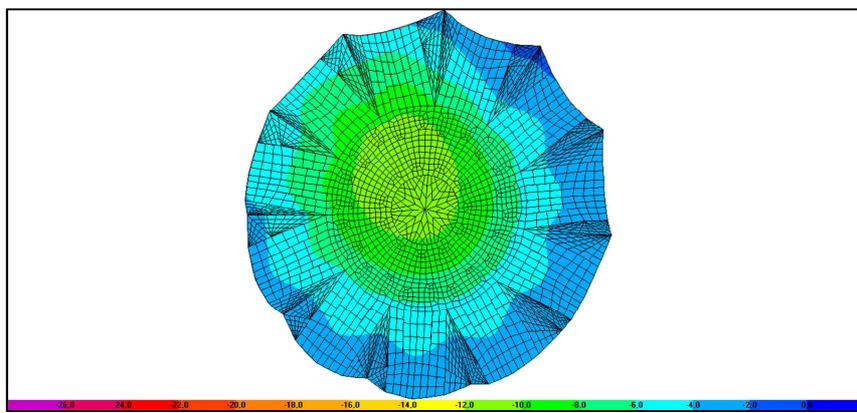


Figura 65: Cúpula en techo de planta intermedia. Deformaciones bajo acciones gravitatorias en mm.

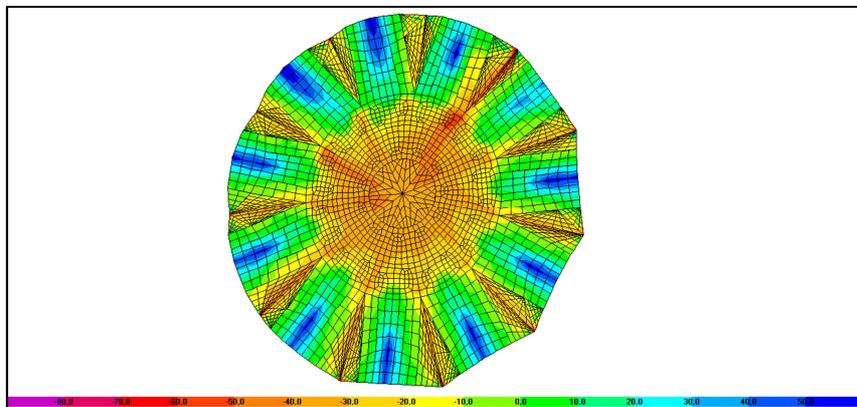


Figura 66: Cúpula en techo de planta sótano. Fuerzas radiales F11 bajo acciones gravitatorias en kN/m.

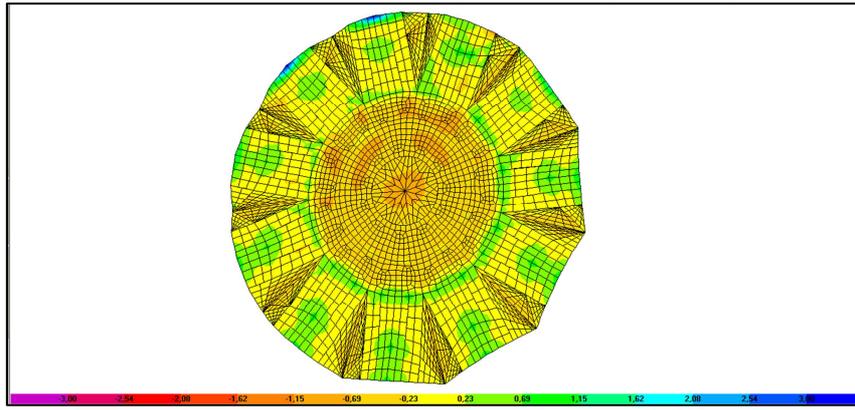


Figura 67: Cúpula en techo de planta intermedia. Tensiones S11, dirección radial, bajo acciones gravitatorias en MPa.

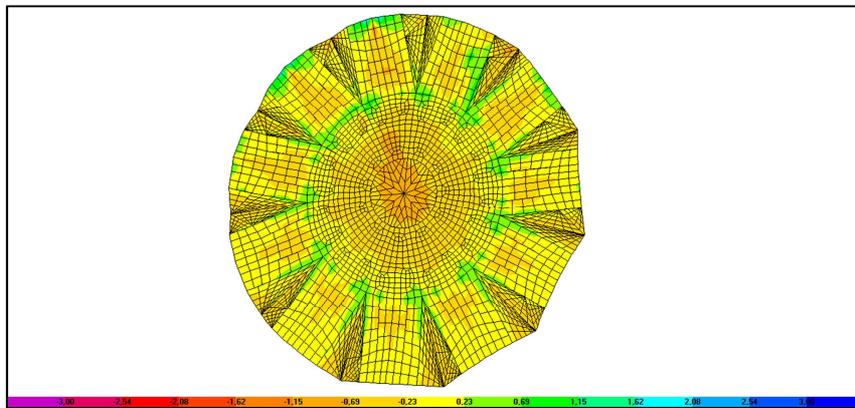


Figura 68: Cúpula en techo de planta intermedia. Tensiones S22, dirección tangencial, bajo acciones gravitatorias en MPa.

### Cúpula zona de día. Techo de planta primera.

La cúpula se desplaza horizontalmente hacia el exterior al deformarse verticalmente bajo cargas gravitatorias, debido a la diferencia de rigidez entre los soportes interiores y exteriores. La deformación máxima no se produce de forma regular, pero en cambio es muy pequeña, 8mm (L/1020).

Tanto en la hoja interior como en la exterior, la cúpula descarga en sentido radial, resultando totalmente comprimida en toda su superficie, lo que se considera un comportamiento muy adecuado del elemento, como se aprecia en la figura 70. Las tensiones resultantes son bajas en relación a la resistencia del material y no se producen tracciones importantes que fisuren la cúpula. En el caso de la hoja interior aparecen tracciones tanto en sentido radial (figura 74) como tangencial que pueden justificar la aparición de fisuras, ya que en esta hoja no existe perfilería que pueda producirlas por expansión asociada a la corrosión.

La contribución de la perfilería metálica embebida es secundaria, si bien contribuye a descargar y a equilibrar el empuje horizontal. Se considera que su función originaria debió ser más constructiva que resistente.

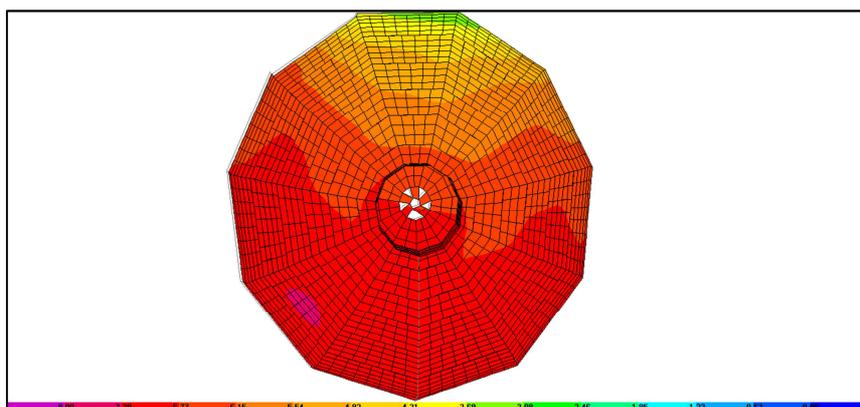


Figura 69: Cúpula en techo de planta primera. Hoja exterior. Deformaciones bajo acciones gravitatorias en mm.

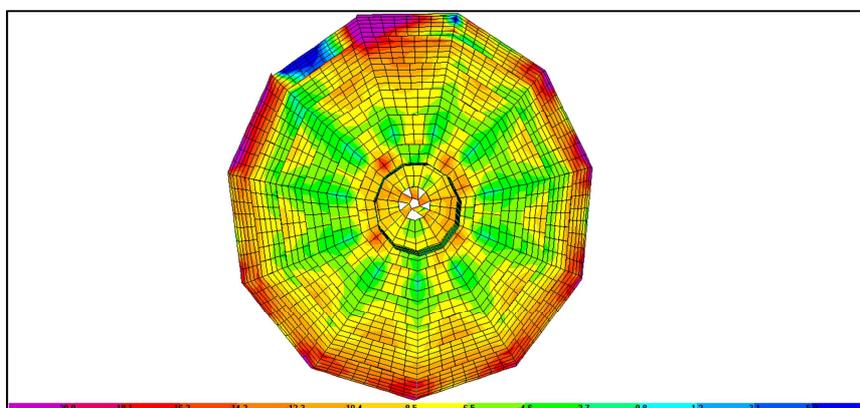


Figura 70: Cúpula en techo de planta sótano. Hoja exterior. Fuerzas radiales F22 bajo acciones gravitatorias en kN/m.

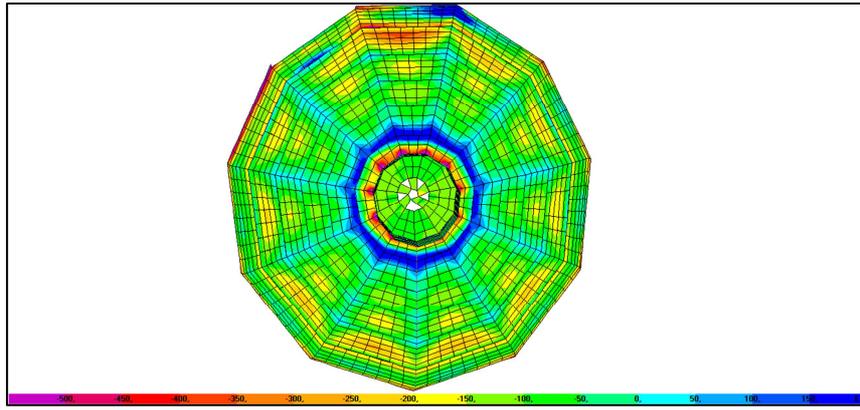


Figura 71: Cúpula en techo de planta intermedia. Hoja exterior. Tensiones S22, dirección radial, bajo acciones gravitatorias en MPa.

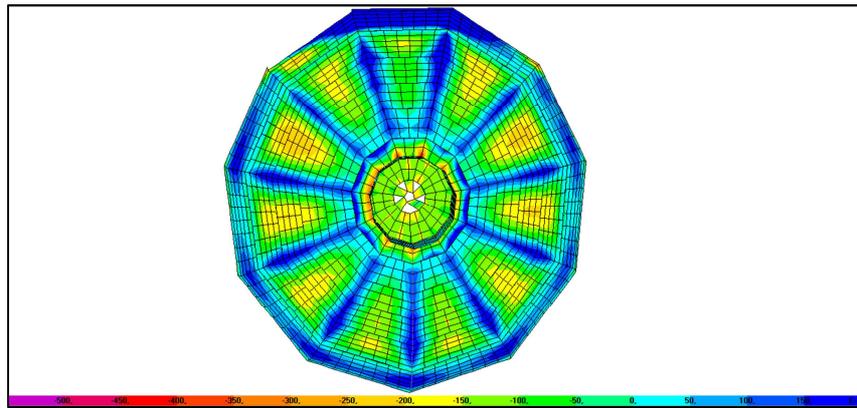


Figura 72: Cúpula en techo de planta intermedia. Hoja exterior. Tensiones S11, dirección tangencial, bajo acciones gravitatorias en MPa.

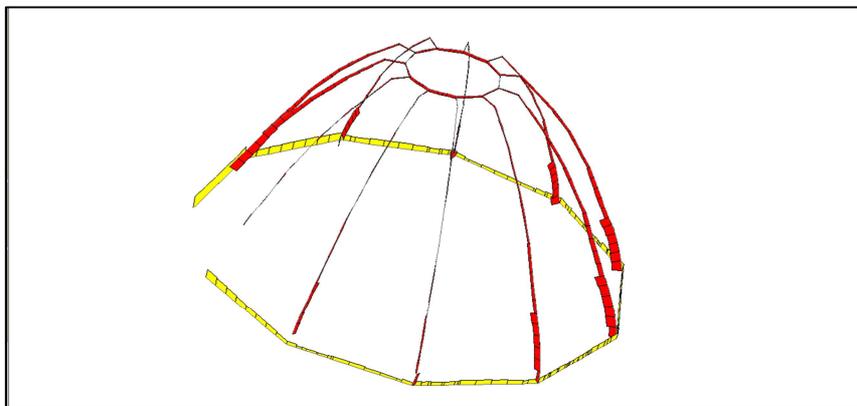


Figura 73: Esfuerzos axiales en perfiles metálicos, bajo acciones gravitatorias en kN.

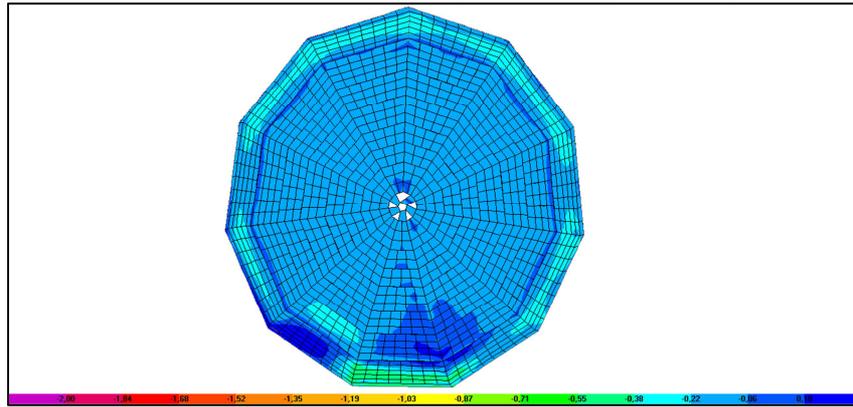


Figura 74: Cúpula en techo de planta intermedia. Hoja interior. Tensiones S22, dirección radial, bajo acciones gravitatorias en MPa.

### Arcos de la nave central

Las deformaciones obtenidas son superiores en los arcos de techo de planta baja, debido a su menor radio de curvatura, siendo de 24mm ( $L/375$ ) que se valoran como aceptables, al igual que en el caso de las bóvedas de esta planta. En el caso de los de techo de planta primera la flecha en servicio alcanza 17mm en el centro ( $L/529$ ).

Las tensiones de membrana en sentido longitudinal de los arcos son admisibles en el caso de las compresiones, dándose una concentración excesiva localizada en un punto inferior del arco de techo de planta baja. En sentido transversal S22, las tensiones son muy inferiores. En la clave se producen tracciones que fisuran el material en la cara inferior del arco. La acción horizontal del sismo no produce una compresión excesiva de los arcos. Los momentos calculados en el arco indican que la resultante pasa con una excentricidad moderada dentro de la sección del arco, dando lugar a una situación de equilibrio adecuada.

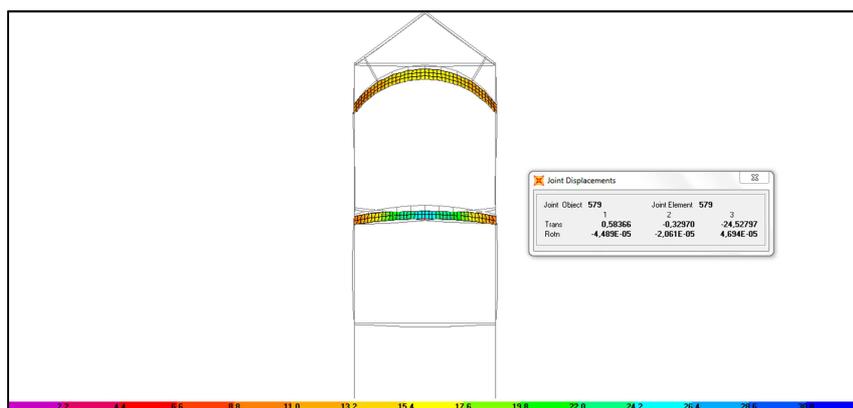


Figura 75: Pórtico tipo de nave central. Deformaciones bajo acciones gravitatorias en mm.

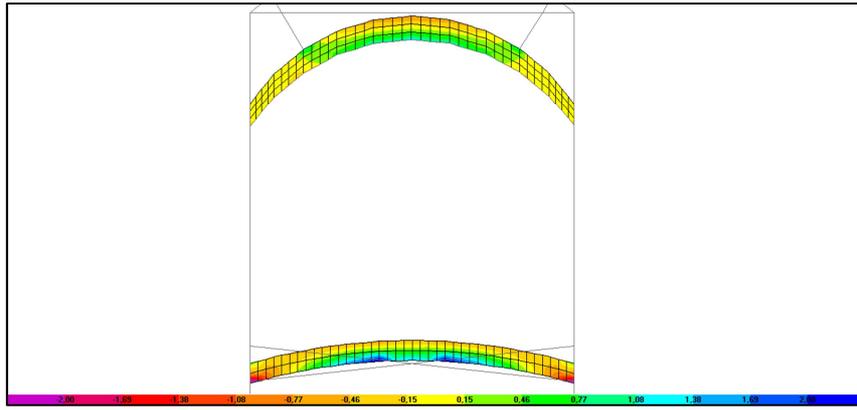


Figura 76: Pórtico tipo de nave central. Tensiones S11 bajo acciones gravitatorias en MPa.

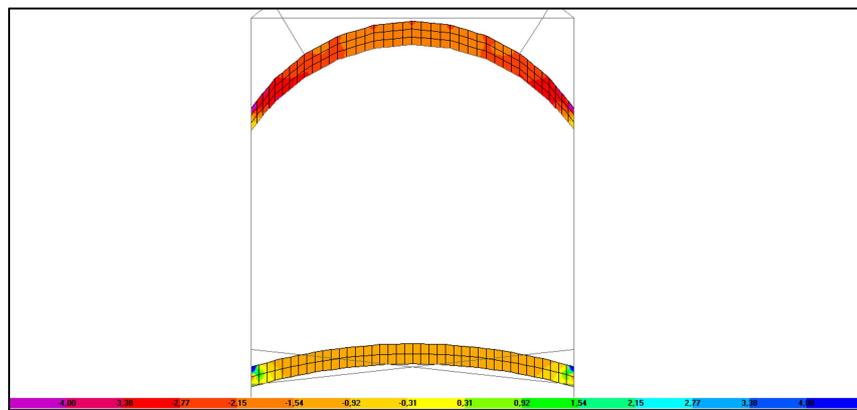


Figura 77: Pórtico tipo de nave central. Momentos laminares M11 bajo acciones gravitatorias en kNm/m.

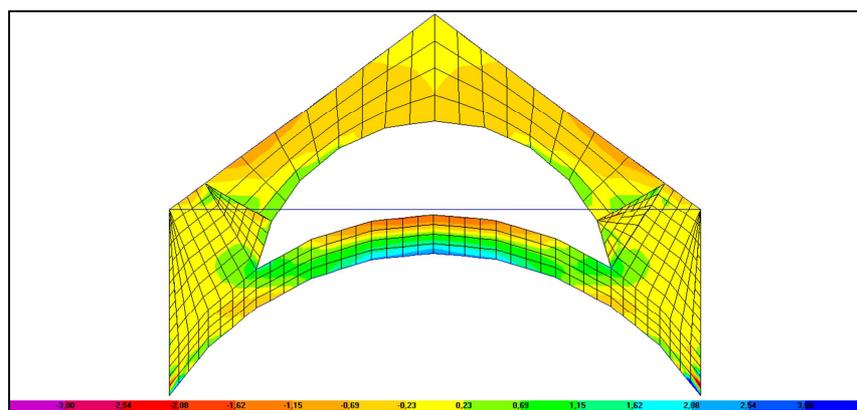


Figura 78: Arco de techo de planta primera. Tensiones S11 bajo acciones gravitatorias en MPa.

### 3.6. Análisis y comprobación de estructura metálica.

Para la evaluación de la seguridad de los elementos estructurales de acero se realizan comprobaciones basadas en la normativa actual, como referencia de las prestaciones que debe tener el edificio. Sin embargo no se consideran los resultados de estas comprobaciones como parámetros definitivos, sino como una valoración orientativa de las prestaciones resistentes de los elementos estructurales.

Se utiliza la formulación del Eurocódigo EC-3 y de la instrucción EAE para realizar comprobaciones basadas en el método de los Estados Límite, utilizando cálculo elástico y plástico con las limitaciones establecidas en las mismas.

#### Análisis de elementos metálicos

Ante cargas gravitatorias los arcos transversales y las jácenas de techo de planta baja soportan las bóvedas que forman el piso de planta baja, trasladando acciones de compresión a los soportes, con un empuje considerable en el caso de los arcos. Estos empujes son absorbidos por los tirantes previstos en ambos niveles, con diferentes posiciones por motivos arquitectónicos pero con idéntica efectividad para trabajar a tracción como se aprecia en la figura 79.

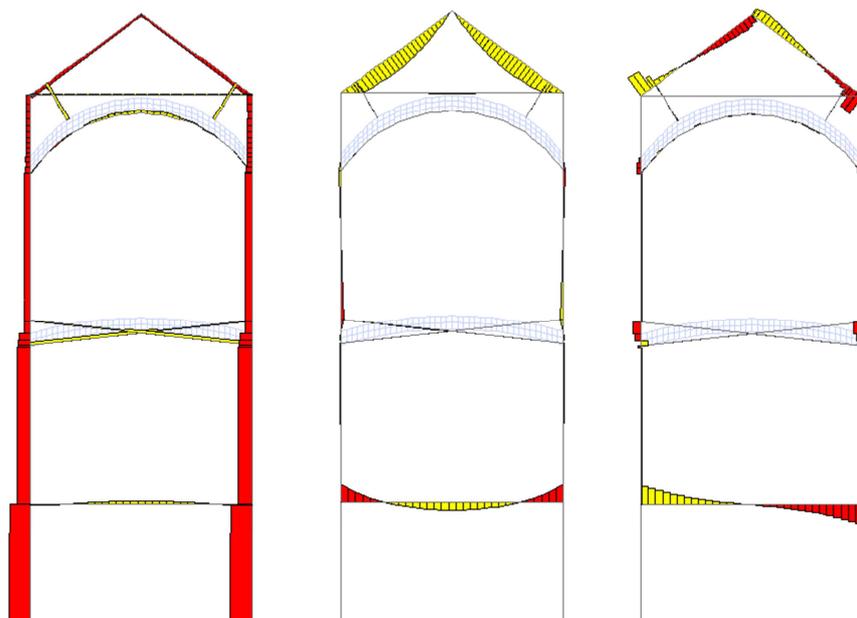


Figura 79: Pórtico tipo de nave central. Diagramas de esfuerzos axiales N, momentos M33 y cortantes V22

### Análisis de resultados

Mediante el programa indicado se comprueba la resistencia de las barras de acero que forman parte de la estructura de la forma indicada anteriormente.

Se muestran en la imagen 80 las barras comprobadas y su coeficiente de aprovechamiento, marcando en colores este ratio que en el caso de las marcadas en rojo supone un coeficiente de seguridad no admisible debido al incumplimiento de alguna de las comprobaciones resistentes.

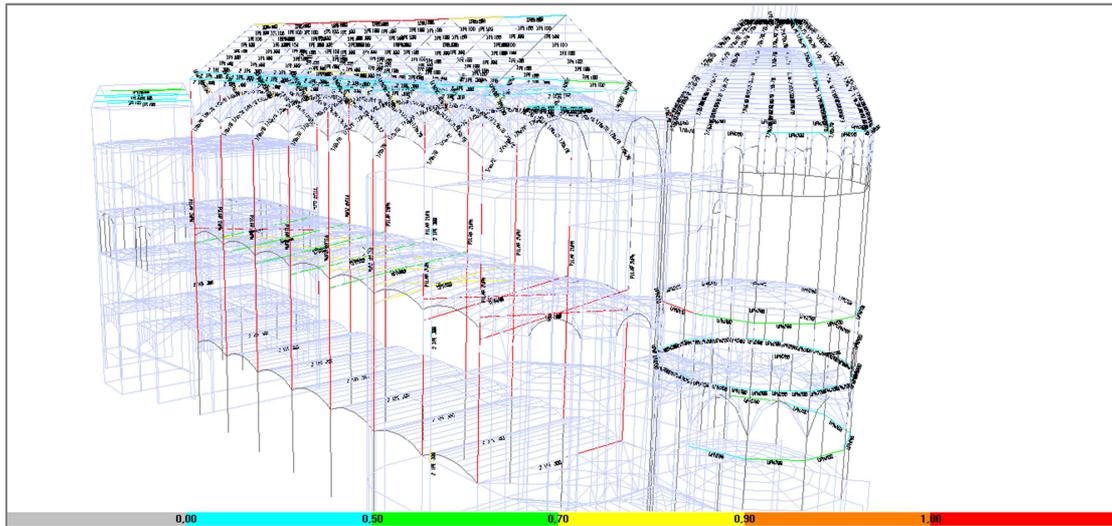


Imagen 80: Elementos de acero comprobados y coeficiente de aprovechamiento. Vista general del edificio.

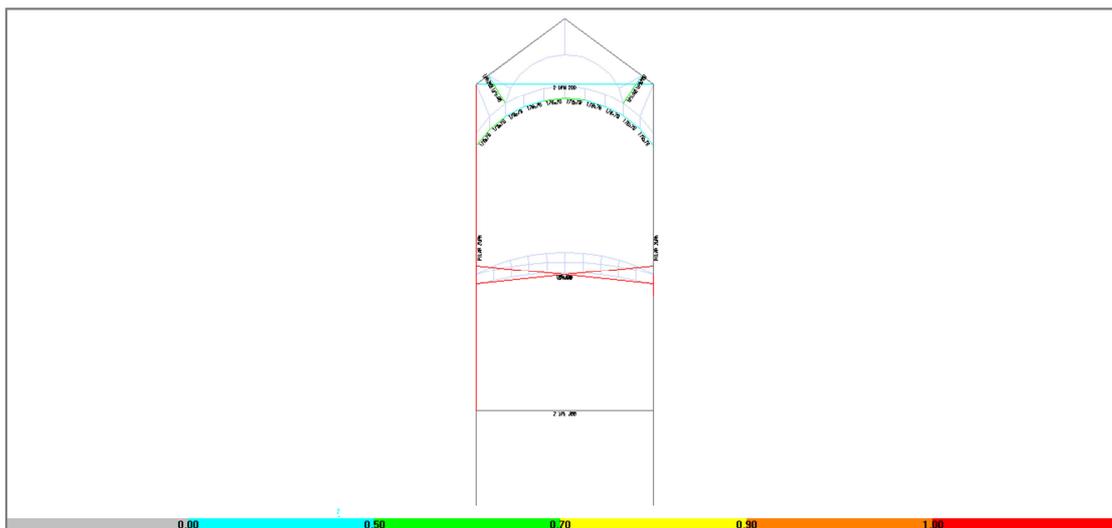


Imagen 80: Elementos de acero comprobados y coeficiente de aprovechamiento. Pórtico extremo posterior

Como resultado de las comprobaciones realizadas por el programa se obtienen los coeficientes de aprovechamiento de todos los elementos estructurales metálicos, obtenidos mediante la expresión:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} = \text{ratio c.a}$$

Los elementos que no cumplen alguna de las comprobaciones de seguridad son principalmente los pilares de la nave central y los tirantes situados en el arco situado en techo de planta baja de los pórticos extremos.

Se constata que las comprobaciones resultan desfavorables tanto para combinaciones sísmicas como gravitatorias.

Puede verse como los tirantes no cumplen las comprobaciones de resistencia en alguna de las combinaciones. Estos resultados desfavorables se obtienen únicamente en las combinaciones en las que se produce compresión, la cual supera la capacidad del perfil considerando el pandeo de este. Sin embargo la situación del tirante, embebido dentro del arco hace poco sensible el perfil a este modo de fallo, por lo que se atribuye esta disconformidad a una deficiencia del modelo utilizado, que no contempla la contribución estabilizadora del arco ni tampoco prevé un comportamiento de no contribución del tirante en compresión.

En relación a la comprobación de resistencia de los pilares se considera oportuno repetir el cálculo, sin contemplar la esbeltez del pilar en el sentido longitudinal del edificio, es decir, en su eje y de la sección. Sin embargo el coeficiente de seguridad de los pilares sin considerar el pandeo en el eje y no es superior, ya que este es precisamente su eje fuerte.

A continuación se relacionan las comprobaciones realizadas:

PESIMO PL 1ª Comprobación de la sección en arranque de planta 1ª (x= 9,43m)

Solicitaciones:

Combinación 1:  $N_{Ed} = -749,61 \text{ kN}$  ;  $M_{y,Ed} = 40,8 \text{ kNm}$  ;  $V_{y,Ed} = 87,16 \text{ kN}$

$\lambda_y = \lambda / \lambda_E = 1,96$  prácticamente 2, considerado como esbeltez intolerable

Curva C de pandeo:  $\chi = 0,2$

Comprobación a flexocompresión:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi \cdot A} + \alpha_y \cdot k_y \cdot \frac{C_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{W_{y,El}} \leq f_{yd}$$

$$\frac{749,61 \text{ kN}}{0,2 \cdot 0,0124 \text{ m}^2} + 0,8 \cdot 1,153 \cdot \frac{0,9 \cdot 40,8 \text{ kNm}}{2,92 \cdot 10^3 \text{ m}^3} = 3,13 \cdot 10^5 \geq f_{yd}$$

No cumple la comprobación de resistencia a flexocompresión:

Coefficiente de aprovechamiento del perfil 1,33

Coefficiente de seguridad 0,75

Interacción flexión – cortante: Debido a que la sección es clase 3 se realiza con criterio elástico.

$$\sigma_{x,Ed}^2 + 3\tau_{Ed}^2 \leq f_{yd}$$

$$\sigma_{x,Ed} = \frac{N_{Ed}}{A} + \frac{M_{y,Ed}}{W_{y,Ed}} = \frac{749,61 \text{ kN}}{0,0124 \text{ m}^2} + \frac{40,8 \text{ m kN}}{2,92 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4} = 74425,02 \text{ kN/m}^2$$

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed} \cdot S_y}{I_y} = \frac{87,16 \text{ kN} \cdot 5,87 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2}{8,79 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4} = 582,05 \text{ kN/m}^2$$

$$\left(\frac{74425,02}{2,36 \cdot 10^5}\right)^2 + 3\left(\frac{582,05}{2,36 \cdot 10^5}\right)^2 = 0,099 \leq 1$$

Por lo tanto cumple la comprobación ante interacción de tensiones pese a no cumplir la de pandeo en flexocompresión.

Esta misma comprobación tiene un resultado 0,32 para la combinación sísmica, con un cortante  $V_{Ed} = 90,8 \text{ kN}$ , con lo que se concluye que la acción horizontal no es determinante en el fallo en la comprobación ante ELU de flexocompresión, sino que la esbeltez en el eje débil del pilar resulta excesiva.

PESIMO PL BAJA: Comprobación de la sección en arranque de planta baja ( $x = 16,97 \text{ m}$ )

Solicitaciones:

Combinación 1:  $N_{Ed} = -1247,53 \text{ kN}$  ;  $M_{y,Ed} = 0 \text{ kNm}$  ;  $V_{y,Ed} = 3,29 \text{ kN}$

$\lambda_y = \lambda / \lambda_E = 2,00$  considerado como esbeltez intolerable

Curva C de pandeo:  $\chi = 0,2$

Comprobación a compresión y pandeo:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{B,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi \cdot A \cdot f_{yd}} = \frac{1247,53 \text{ kN}}{0,2 \cdot 2,36e5 \cdot 0,0124} = 2,13$$

No cumple la comprobación de resistencia a flexocompresión:

Coefficiente de aprovechamiento del perfil 2,13

Coefficiente de seguridad 0,47

### 3.7. Análisis y comprobación de muros de fábrica.

#### Consideraciones previas

Para la evaluación de la seguridad de los elementos estructurales de fábrica de ladrillo se realizan comprobaciones basadas en la normativa actual, como referencia de las prestaciones que debe tener el edificio. Sin embargo no se consideran los resultados de estas comprobaciones como parámetros definitivos, sino como una valoración orientativa de las prestaciones resistentes de los elementos estructurales.

Se utiliza la formulación del CTE-DB-SE-F, que tiene como referencia el Eurocódigo de fábrica de ladrillo. En los análisis de comportamiento de muros en estado límite de rotura se adopta un diagrama del tipo rígido-plástico.

#### Comportamiento estructural

Se analiza el comportamiento global de la estructura mediante un modelo tridimensional que reproduce las rigideces y acciones actuantes sobre de los diferentes muros de carga y se obtienen aplicando cálculo elástico las sollicitaciones sobre cada uno de los elementos. A partir de las sollicitaciones obtenidas se realiza de forma aislada la comprobación de resistencia de cada uno de los elementos para determinar su seguridad estructural, aplicando las comprobaciones de resistencia de la norma basadas en cálculo plástico.

Se considera que la carga que los forjados acometen a los muros con se produce con una excentricidad igual a:

- en el caso de muros extremos  $e = 0,25 \cdot t + 0,25 \cdot a$  (5.3)
- en el caso de muros interiores  $e = 0,25 \cdot t \cdot (N_i - N_j) / (N_i + N_j)$

siendo:

t: el grueso del muro en los que acometen forjados por los dos lados

a: la profundidad con que se remete la tabica del forjado respecto a la cara exterior

$N_i, N_j$  la carga que acomete por cada lado

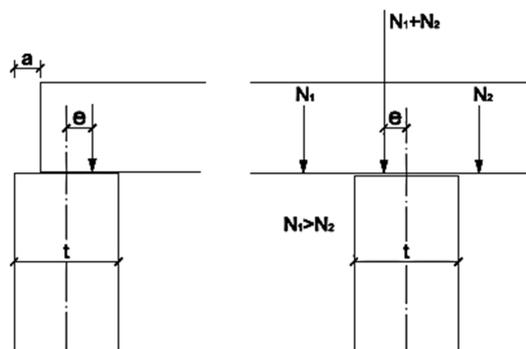


Figura 81: Excentricidad del apoyo en cabeza de muro superior [05]

A los efectos del cálculo, el arranque inferior del muro se ha considerado como empotramiento perfecto.

## Capacidad portante ante acciones gravitatorias

### Comprobación de resistencia

Se comprueba que en todo paño de cada muro de fábrica, la compresión vertical de cálculo,  $N_{sd}$ , sea menor o igual que su resistencia vertical de cálculo,  $N_{Rd}$ , es decir:

$$N_{sd} \leq N_{Rd}$$

En todos los muros se valora la capacidad resistente vertical de cálculo a compresión vertical,  $N_{Rd}$ , por unidad de longitud, como:

$$N_{Rd} = \Phi \cdot t \cdot f_d$$

Siendo:

$\Phi$ : es el factor de reducción del grueso del muro por efecto de la esbeltez y/o de la excentricidad de la carga que se calcula según el apartado 5.2.3. de DB-SE-F

t: es el espesor del muro

$f_d$ : es la resistencia de cálculo a compresión de la fábrica

### Comportamiento en segundo orden

En los tramos superior inferior y central de los muros se reduce su capacidad resistente con un factor de reducción  $\Phi$  que tiene en cuenta la esbeltez y el arriostamiento de la pared, que definen su comportamiento en segundo orden

en cabeza:

$$\Phi = 1 - 2 \frac{e}{t}$$

en base:

$$\Phi = 1 - 2 \frac{e}{t} - 2 \frac{a}{t}$$

en cabeza:

$$\Phi = 1 - 2 \frac{e_m}{t}$$

Siendo:

t: el grueso del muro en los que acometen forjados por los dos lados

a: la profundidad con que se remete la tabica del forjado respecto a la cara exterior

e: la excentricidad total de la sección que se comprueba  $e = M_{sd}/N_{sd} + e_a$

$e_p$ : la excentricidad debida a pandeo, de valor  $e_p = 0,00035 \cdot t \cdot (h_d / t_d)^2$

Se considera la influencia de los muros transversales de arriostramiento mediante la ponderación de la altura, obteniendo una altura de cálculo función de la estabilización estimada de los muros que confluyentes y la dimensión longitudinal del muro analizado. Este coeficiente de ponderación es el indicado en la tabla 12 [05], correspondiendo los coeficientes en el edificio estudiado al caso 2, que considera menor rigidez del nudo muro-forjado.

|                             | h/L    | 0    | 1    | 2    | 3    | 5    |
|-----------------------------|--------|------|------|------|------|------|
| y un borde vertical         | caso 1 | 1,00 | 0,90 | 0,70 | 0,50 | 0,30 |
|                             | caso 2 | 0,75 | 0,75 | 0,70 | 0,60 | 0,50 |
| y los dos bordes verticales | caso 1 | 1,00 | 0,50 | 0,25 | 0,18 | 0,10 |
|                             | caso 2 | 0,75 | 0,50 | 0,25 | 0,18 | 0,10 |

Tabla 12: Valores de  $h_d/h$  para paños arriostrados en al menos los dos bordes horizontales. [00]

### Resultados de las comprobaciones realizadas

Comprobados los muros con la metodología expuesta anteriormente se obtienen los resultados expuestos a continuación para los elementos más solicitados y que se han considerado más representativos de la seguridad estructural del edificio.

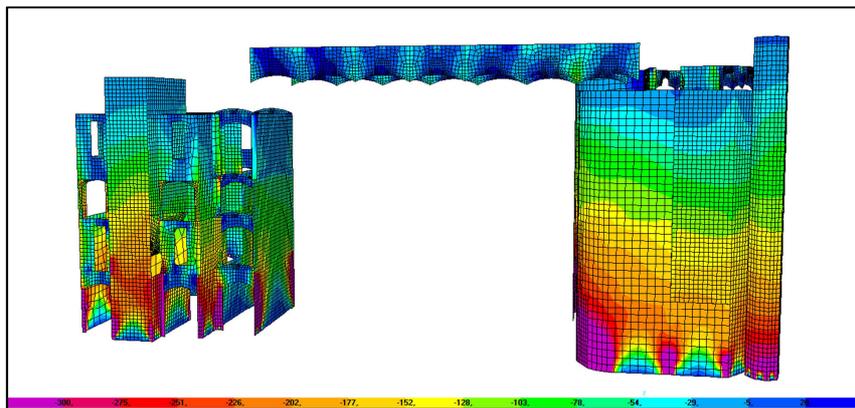


Figura 82: Axiles en muros en combinación gravitatoria kN/m

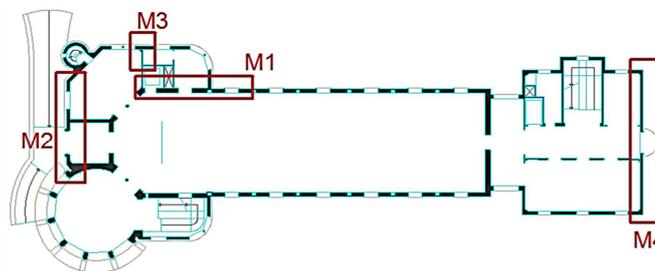


Figura 83: Referencias de muros comprobados en base a CTE-DB-SE-F

Para las comprobaciones realizadas sobre combinaciones de acciones gravitatorias, los resultados corresponden a las solicitaciones por metro de muro de cada elemento analizado y se expresan en coeficientes de seguridad de capacidad resistente respecto a estas.

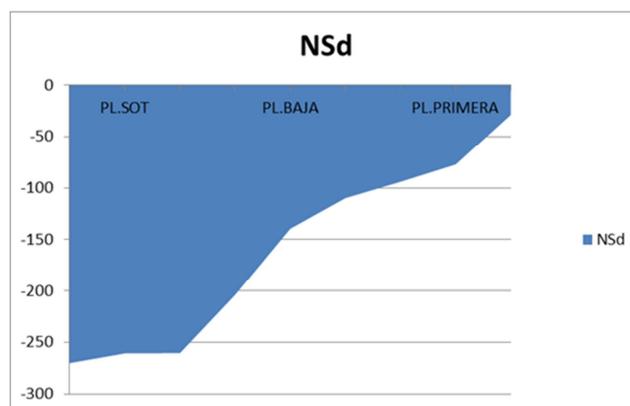
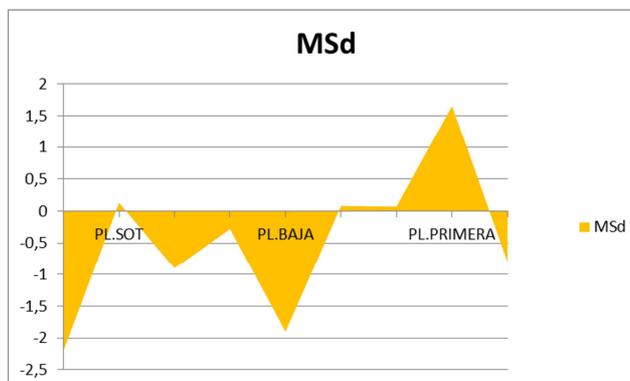
**MURO M1**

**CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS**

|                |         |      |
|----------------|---------|------|
| $E_{fabrica}$  | 1,6E+06 | kNm  |
| $E_{fisurada}$ | 8,0E+05 | kNm  |
| $f_d$          | 1600    | kN/m |

**CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS**

|   |                    |                   |      |
|---|--------------------|-------------------|------|
| t | 0,3 m              | L                 | 6,15 |
| S | 0,3 m <sup>2</sup> | h/l               | 0,80 |
| e | 0,15 m             | h <sub>d</sub> /h | 0,5  |
| a | 0,15 m             |                   |      |



**COMPROBACIÓN ELU: COMBINACIONES GRAVITATORIAS**

**PLANTA SÓTANO**

|   |       |                |        |
|---|-------|----------------|--------|
| h | 4,9 m | h <sub>d</sub> | 2,45 m |
|---|-------|----------------|--------|

**SOLICITACIONES DE CÁLCULO**

|          |            |               |          |          |               |
|----------|------------|---------------|----------|----------|---------------|
| $N_{Sd}$ | -260,48 kN | en cabeza     | $M_{Sd}$ | -0,9 kNm | en cabeza     |
| $N_{Sd}$ | -270,24 kN | en base       | $M_{Sd}$ | -2,2 kNm | en base       |
| $N_{Sd}$ | -260,8 kN  | tramo central | $M_{Sd}$ | 0,1 kNm  | tramo central |

**CAPACIDAD PORTANTE**

**factor de reducción**

|          |      |               |
|----------|------|---------------|
| $\Phi_c$ | 0,64 | en cabeza     |
| $\Phi_b$ | 0,61 | en base       |
| $\Phi_m$ | 0,62 | tramo central |

**excentricidades**

|   |        |               |
|---|--------|---------------|
| e | 0,05 m | en cabeza     |
| e | 0,06 m | en base       |
| e | 0,06 m | tramo central |

**comprobación de seguridad**

|          |            |               |                 |     |               |
|----------|------------|---------------|-----------------|-----|---------------|
| $N_{Rd}$ | -308,94 kN | en cabeza     | $N_{Rd}/N_{Sd}$ | 1,2 | en cabeza     |
| $N_{Rd}$ | -293,95 kN | en base       | $N_{Rd}/N_{Sd}$ | 1,1 | en base       |
| $N_{Rd}$ | -299,19 kN | tramo central | $N_{Rd}/N_{Sd}$ | 1,1 | tramo central |

**PLANTA BAJA**

hd 3,525 m

SOLICITACIONES DE CÁLCULO

|                 |            |               |                 |          |               |
|-----------------|------------|---------------|-----------------|----------|---------------|
| N <sub>Sd</sub> | -109,92 kN | en cabeza     | M <sub>Sd</sub> | 0,1 kNm  | en cabeza     |
| N <sub>Sd</sub> | -204 kN    | en base       | M <sub>Sd</sub> | -0,3 kNm | en base       |
| N <sub>Sd</sub> | -139,52 kN | tramo central | M <sub>Sd</sub> | -1,9 kNm | tramo central |

CAPACIDAD PORTANTE

factor de reducción

|                |      |               |
|----------------|------|---------------|
| Φ <sub>c</sub> | 0,67 | en cabeza     |
| Φ <sub>b</sub> | 0,66 | en base       |
| Φ <sub>m</sub> | 0,48 | tramo central |

excentricidades

|   |         |               |
|---|---------|---------------|
| e | 0,049 m | en cabeza     |
| e | 0,051 m | en base       |
| e | 0,078 m | tramo central |

comprobación de seguridad

|                 |            |               |                                  |     |               |
|-----------------|------------|---------------|----------------------------------|-----|---------------|
| N <sub>Rd</sub> | -322,33 kN | en cabeza     | N <sub>Rd</sub> /N <sub>Sd</sub> | 2,9 | en cabeza     |
| N <sub>Rd</sub> | -315,61 kN | en base       | N <sub>Rd</sub> /N <sub>Sd</sub> | 1,5 | en base       |
| N <sub>Rd</sub> | -230,03 kN | tramo central | N <sub>Rd</sub> /N <sub>Sd</sub> | 1,6 | tramo central |

**PLANTA PRIMERA**

hd 1,5 m

SOLICITACIONES DE CÁLCULO

|                 |           |               |                 |          |               |
|-----------------|-----------|---------------|-----------------|----------|---------------|
| N <sub>Sd</sub> | -28,8 kN  | en cabeza     | M <sub>Sd</sub> | -0,8 kNm | en cabeza     |
| N <sub>Sd</sub> | -94,08 kN | en base       | M <sub>Sd</sub> | 0,1 kNm  | en base       |
| N <sub>Sd</sub> | -77,28 kN | tramo central | M <sub>Sd</sub> | 1,7 kNm  | tramo central |

CAPACIDAD PORTANTE

factor de reducción

|                |      |               |
|----------------|------|---------------|
| Φ <sub>c</sub> | 0,48 | en cabeza     |
| Φ <sub>b</sub> | 0,67 | en base       |
| Φ <sub>m</sub> | 0,79 | tramo central |

excentricidades

|   |         |               |
|---|---------|---------------|
| e | 0,078 m | en cabeza     |
| e | 0,049 m | en base       |
| e | 0,031 m | tramo central |

comprobación de seguridad

|                 |            |               |                                  |     |               |
|-----------------|------------|---------------|----------------------------------|-----|---------------|
| N <sub>Rd</sub> | -231,11 kN | en cabeza     | N <sub>Rd</sub> /N <sub>Sd</sub> | 8   | en cabeza     |
| N <sub>Rd</sub> | -322,38 kN | en base       | N <sub>Rd</sub> /N <sub>Sd</sub> | 3,4 | en base       |
| N <sub>Rd</sub> | -379,92 kN | tramo central | N <sub>Rd</sub> /N <sub>Sd</sub> | 4,9 | tramo central |

**MURO M1 :COMPROBACIONES REALIZADAS**

|         | N <sub>Rd</sub> /N <sub>Sd</sub> |     |      |
|---------|----------------------------------|-----|------|
|         | Sup                              | Inf | Cent |
| PL SOT  | 1,2                              | 1,1 | 1,1  |
| PL BAJA | 2,9                              | 1,5 | 1,6  |
| PL 1A   | 8,0                              | 3,4 | 4,9  |

Los resultados de comprobaciones del resto de muros se incluyen en el Anejo 2 de este documento. Se han obtenido resultados desfavorables en el muro M4, concretamente en la base y en los pilares de fábrica de la nave central, con coeficientes de seguridad de 0,6 y 0,7 respectivamente.

### 3.8. Análisis y comprobaciones antes acciones sísmicas

#### Consideraciones previas

En los apartados anteriores de este capítulo se hace referencia a las comprobaciones realizadas sobre elementos estructurales ante acciones gravitatorias. En este punto se tratan los resultados obtenidos ante acciones sísmicas, que se han analizado combinadas con las gravitatorias como se establece en la normativa de edificación CTE-DB-SE-AE.

#### Deformaciones de la estructura

Para cada una de las direcciones en que se aplica la acción del sismo se observan las deformaciones obtenidas mediante el análisis elástico de la estructura. Se establecen combinaciones de la acción en una dirección con un 30% de la acción en el sentido perpendicular, considerando también la carga permanente y las sobrecargas.

#### Acción sísmica en el eje x:

Se observan las mayores deformaciones sobre la estructura debido a la acción en esta dirección, debido a la relación en planta muy inferior de esta dirección.

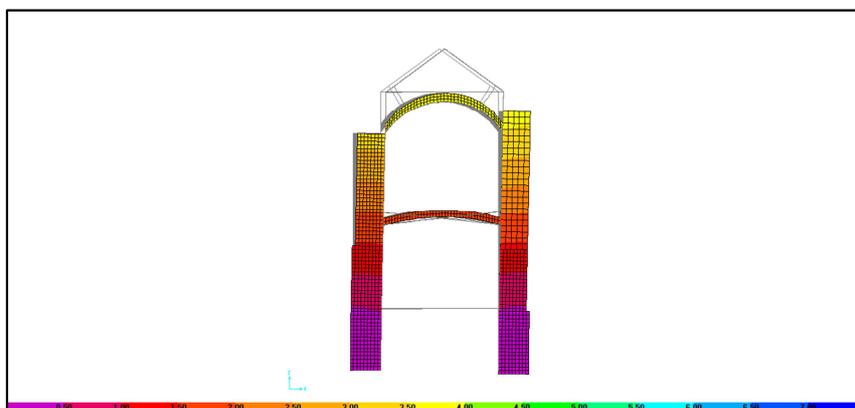


Figura 84: Acción de sismo en x. Deformada del pórtico 1 de la nave central.

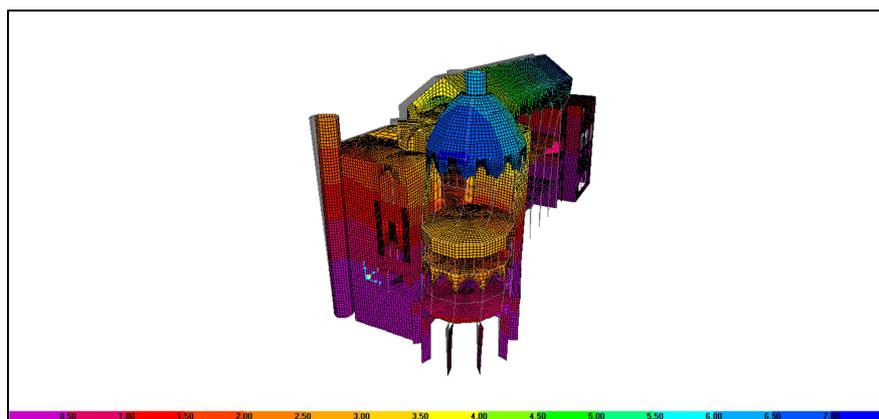


Figura 85: Acción de sismo en x. Deformada de la estructura.

El comportamiento de la estructura ante esta acción se caracteriza por una deformación mínima de la base, que se ha considerado perfectamente empotrada en el terreno, muy inferior en las partes con muros de carga, con regularidad en todo el edificio, salvo en los puntos de menor rigidez debido a la presencia de pilares, como la zona de día y la nave central, donde se producen las mayores deformaciones

Puede apreciarse el efecto estabilizador que ejercen los núcleos laterales de escaleras en la parte anterior del pabellón, en los laterales de las semicúpulas. También es claro el comportamiento diafragmático de las plantas, pese a no haberse impuesto la deformación conjunta de los nodos que forman las bóvedas.

#### Acción sísmica en el eje y:

La estructura se deforma en el eje longitudinal de una forma en general menos acusada, debido a su mayor inercia en esa dirección. Sin embargo pueden observarse deformaciones de la misma magnitud en elementos más flexibles o no estabilizados por muros en sentido perpendicular a la acción, al encontrarse a mayor cota, como es el caso de la cubierta de la nave central y de la zona de día.

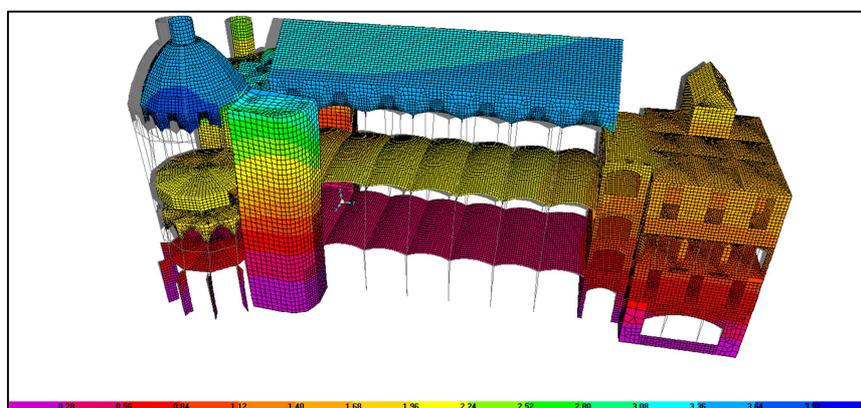


Figura 86: Acción de sismo en x. Deformada de la estructura.

**Acción sísmica combinada con acciones gravitatorias:**

El efecto combinado de las acciones horizontales del sismo y las debidas al peso propio de la estructura y la carga permanente junto con la sobrecarga prevista producen deformaciones horizontales y verticales de magnitud comparable. Puede observarse la deformación horizontal en el sentido longitudinal, como en el caso de la acción aislada del sismo en y, así como la deformación vertical típica de las bóvedas. En el caso de la acción sobre sentido transversal del edificio es mucho más acusada la deformación producida por el sismo que la debida a la acción gravitatoria, siendo esta apenas apreciable en los resultados.

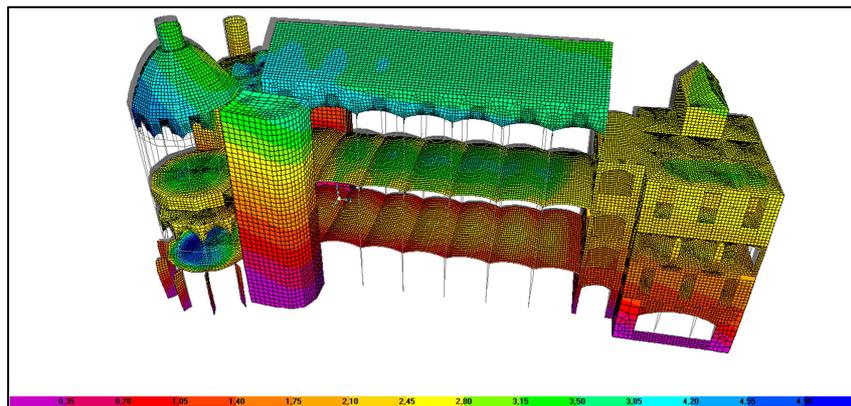


Figura 87: Acción de sismo en y, con un 30% de sismo en x, combinado con acciones gravitatorias. Deformada de la estructura en cm.

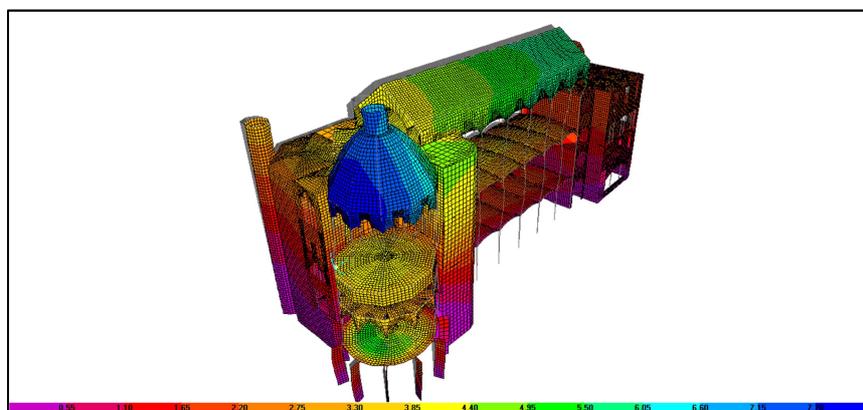


Figura 88: Acción de sismo en x, con un 30% de sismo en y, combinado con acciones gravitatorias. Deformada de la estructura en cm.

### Efectos de segundo orden

Pueden despreciarse los efectos de segundo orden producidos por grandes deformaciones debidas a acciones horizontales si estas no superan el 2 por mil de la altura.

En una comprobación realizada en la nave central, con la máxima deformación en sentido transversal para la combinación sísmica de 5,2 cm.

$$\delta_H = \frac{5,2}{2185} = 0,002$$

Por lo tanto en este caso las deformaciones estarían al límite para que no resulte necesario un análisis no lineal que contemple los efectos de segundo orden producidos por efecto P-Delta.

En el caso de elementos particularmente inestables como el depósito de agua o la cúpula de cubierta de la zona de día, la deformación horizontal si haría necesario un análisis no lineal:

$$\delta_H = \frac{7,75}{2530} = 0,003$$

## Comprobaciones en muros de fábrica de ladrillo.

La resistencia del edificio frente a acciones horizontales de fábrica sustentante se consigue mediante los forjados y bóvedas, funcionando como diafragmas rígidos, y los muros dispuestos en la dirección de la acción horizontal, que se oponen a esta mediante su resistencia a cortante. La distribución de las acciones horizontales se ha realizado mediante el modelo tridimensional de la estructura introducido en el programa Sap2000, obteniendo los esfuerzos cortantes en cada uno de los elementos tipo placa definidos en el modelo.

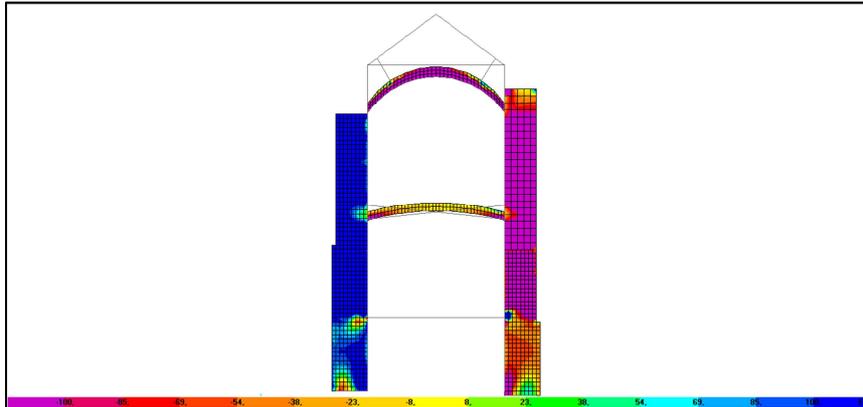


Figura 89: Tensiones tangenciales por la acción del sismo en sentido transversal del edificio, en MPa.

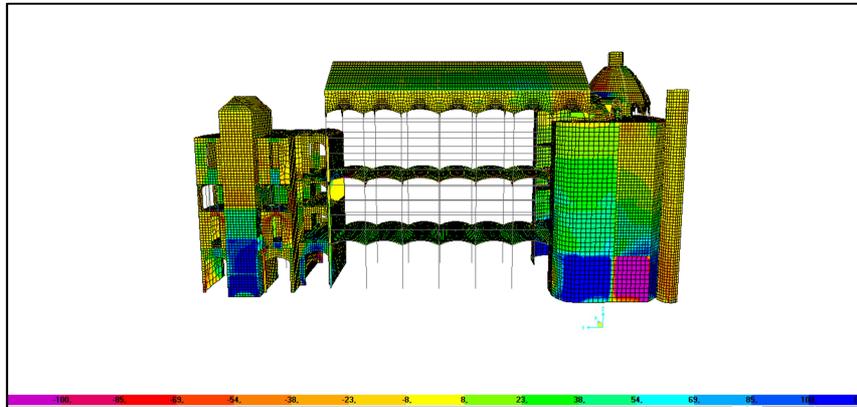


Figura 90: Tensiones tangenciales por la acción del sismo en sentido longitudinal del edificio, en MPa.

El esfuerzo cortante de cálculo aplicado,  $V_{Sd}$ , será menor o igual que el esfuerzo cortante resistente,  $V_{Rd}$ , es decir:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd}$$

La capacidad resistente de cálculo a esfuerzo cortante vale:

$$V_{Rd} = V_{Rd1} + V_{Rd2}$$

Donde:

$$V_{Rd1} = f_{vd} \cdot t \cdot L_d$$

$$V_{Rd2} = 0,67 \cdot A_s \cdot f_{yd} \cdot L_d / s \text{ (en este caso inexistente al ser fábrica no armada)}$$

$f_{vd}$ : la resistencia de cálculo a cortante de la fábrica, definida anteriormente.

$t$ : el espesor del muro.

$L_d$ : la longitud comprimida del muro debida a las acciones verticales

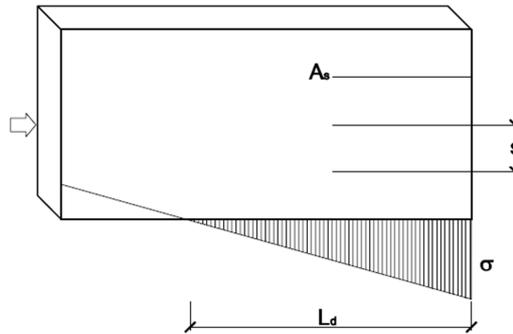


Figura 91: Comprobación de ELU para tensiones normales y tangenciales. [00]

COMPROBACIÓN ANTE ACCIONES HORIZONTALES: COMBINACIONES SÍSMICAS

CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS

|                       |         |                   |
|-----------------------|---------|-------------------|
| $E_{\text{fabrica}}$  | 1,6E+06 | kNm <sup>2</sup>  |
| $E_{\text{risurada}}$ | 8,0E+05 | kNm <sup>2</sup>  |
| $f_d$                 | 1,6E+03 | kN/m <sup>2</sup> |

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS

|       |      |                |
|-------|------|----------------|
| $t$   | 0,3  | m              |
| $S$   | 0,3  | m <sup>2</sup> |
| $e$   | 0,15 | m              |
| $a$   | 0,15 | m              |
| $L$   | 6,15 | m              |
| $I_x$ | 5,81 | m <sup>4</sup> |

PLANTA SÓTANO

SOLICITACIONES

|          |          |     |
|----------|----------|-----|
| $N_{Sd}$ | -1633,44 | kN  |
| $M_{Sd}$ | 156,70   | kNm |
| $V_{Sd}$ | 31,98    | kN  |

|            |          |
|------------|----------|
| Eje neutro | $a+by=0$ |
| $a$        | -885,33  |
| $b$        | 26,95    |
| $y$        | -32,85 m |

|            |         |                   |
|------------|---------|-------------------|
| $\sigma_d$ | 1687,80 | kN/m <sup>2</sup> |
| $f_{vk0}$  | 100,00  | kN/m <sup>2</sup> |
| $f_{vk}$   | 707,61  | kN/m <sup>2</sup> |
| $V_{Rd}$   | 522,22  | kN                |

comprobación de seguridad

$$V_{Rd}/V_{Sd} = 16,33$$

$$f_d/\sigma_d = 0,95$$

PLANTA BAJA

SOLICITACIONES

|          |          |     |
|----------|----------|-----|
| $N_{Sd}$ | -1254,60 | kN  |
| $M_{Sd}$ | 326,92   | kNm |
| $V_{Sd}$ | 46,37    | kN  |

|            |          |
|------------|----------|
| Eje neutro | $a+by=0$ |
| $a$        | -680,00  |
| $b$        | 56,22    |
| $y$        | -12,10 m |

|            |          |                   |
|------------|----------|-------------------|
| $\sigma_d$ | 1360,00  | kN/m <sup>2</sup> |
| $f_{vk0}$  | 100      | kN/m <sup>2</sup> |
| $f_{vk}$   | 589,6    | kN/m <sup>2</sup> |
| $V_{Rd}$   | 435,1248 | kN                |

comprobación de seguridad

$$V_{Rd}/V_{Sd} = 9,38$$

$$f_d/\sigma_d = 1,18$$

PLANTA PRIMERA

SOLICITACIONES

|          |         |     |
|----------|---------|-----|
| $N_{Sd}$ | -246,00 | kN  |
| $M_{Sd}$ | 8,86    | kNm |
| $V_{Sd}$ | 2,95    | kN  |

|            |          |
|------------|----------|
| Eje neutro | $a+by=0$ |
| $a$        | -133,33  |
| $b$        | 1,52     |
| $y$        | -87,55 m |

|            |         |                   |
|------------|---------|-------------------|
| $\sigma_d$ | 266,67  | kN/m <sup>2</sup> |
| $f_{vk0}$  | 100     | kN/m <sup>2</sup> |
| $f_{vk}$   | 196     | kN/m <sup>2</sup> |
| $V_{Rd}$   | 144,648 | kN                |

comprobación de seguridad

$$V_{Rd}/V_{Sd} = 49,00$$

$$f_d/\sigma_d = 6,00$$

En todos los muros analizados los resultados obtenidos ante la comprobación de interacción entre cortantes y axiles ha sido favorable

### Comprobaciones en estructura metálica.

Las solicitaciones obtenidas sobre los elementos de acero de la estructura son inferiores en el caso de las hipótesis sísmicas respecto a las gravitatorias. Por ello las comprobaciones de resistencia de los elementos de acero son igualmente favorables o desfavorables, en los mismos casos que se han expuesto en el apartado anterior.

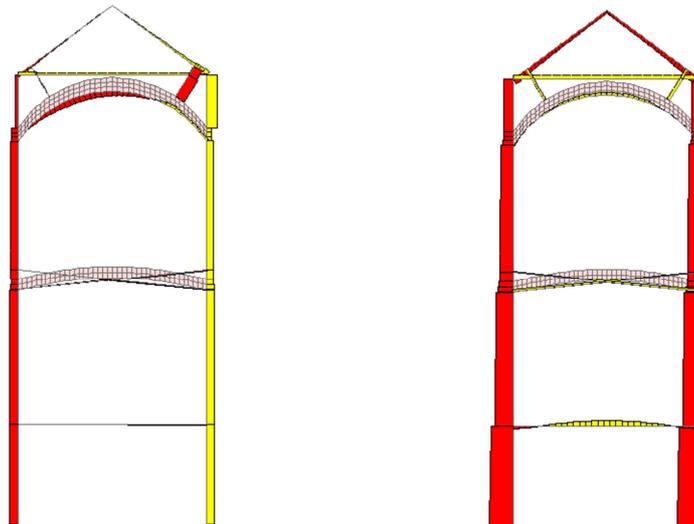


Figura 92: Axiles producidos por sismo a la izquierda comparado con carga permanente a la derecha.

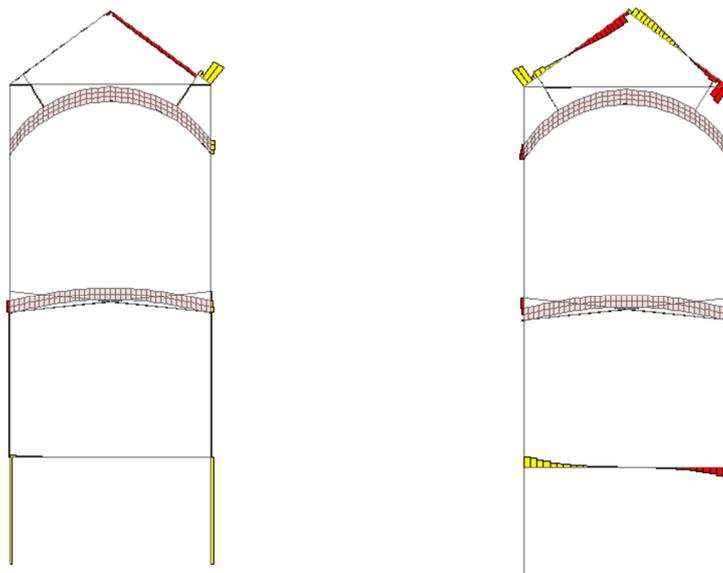


Figura 93: Cortantes producidos por sismo a la izquierda comparado con carga permanente a la derecha.

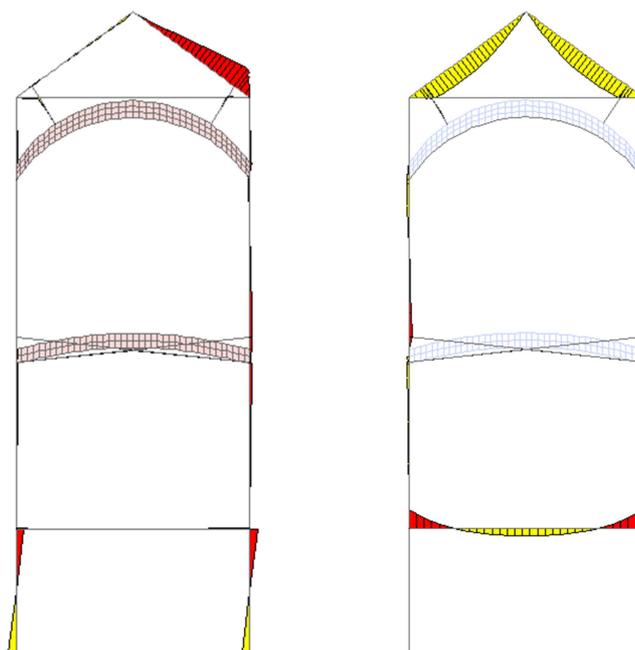


Figura 94: Momentos flectores producidos por sismo a la izquierda comparado con carga permanente a la derecha.

### Comprobaciones en bóvedas y cúpulas.

En el análisis de las tensiones en bóvedas bajo combinaciones sísmicas, combinadas con acción gravitatoria, se obtienen tracciones importantes que producirían la fisuración en parte del perímetro de estas, como puede verse en la imagen siguiente. Estas zonas de tracciones ya aparecían en el análisis ante combinaciones gravitatorias, haciéndose ahora más extendidas. Por lo tanto la acción sísmica no produce unos esfuerzos significativos sobre las bóvedas según los resultados obtenidos. Puede verse en las imágenes finales como ocurre así en las bóvedas de techo de planta baja.

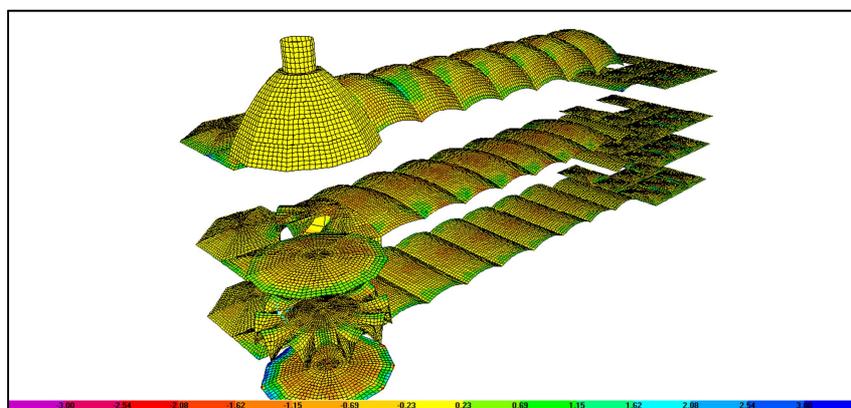


Figura 95: Tensiones normales S11 en MPa, producidas en combinación gravitatoria y sísmica con un 30% de esta en sentido longitudinal y el 100% en el sentido transversal.

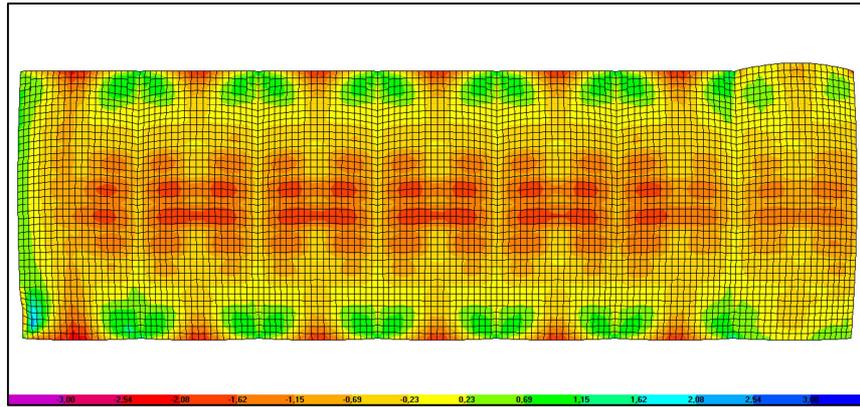


Figura 96: Bóvedas de la nave central. Techo de planta baja. Tensiones S11 bajo acciones gravitatorias en MPa.

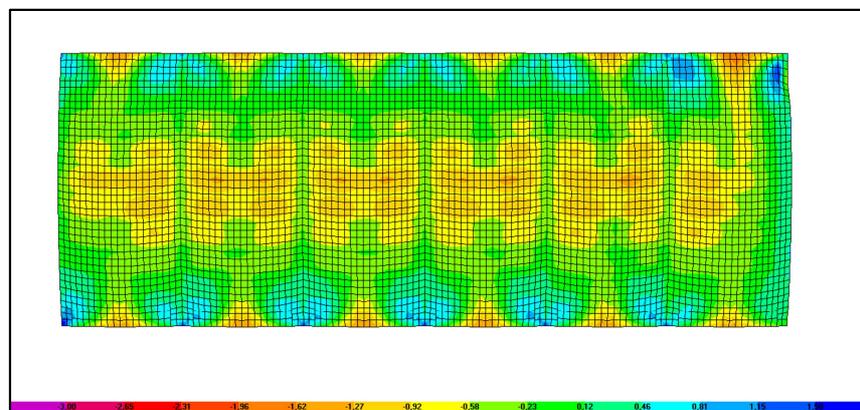


Figura 97: Bóvedas de la nave central. Techo de planta baja. Tensiones S11 bajo combinación sísmica en MPa.

Nombre de archivo: CAPITULO 3 01  
Directorio: C:\Users\micky0069\Documents  
Plantilla: C:\Users\micky0069\AppData\Roaming\Microsoft\Plantillas\Normal.dotm  
Título:  
Asunto:  
Autor: Miguel A García  
Palabras clave:  
Comentarios:  
Fecha de creación: 26/06/2012 21:47:00  
Cambio número: 9  
Guardado el: 27/06/2012 4:02:00  
Guardado por: Miguel A García  
Tiempo de edición: 174 minutos  
Impreso el: 27/06/2012 9:41:00  
Última impresión completa  
Número de páginas: 65  
Número de palabras: 10.017 (aprox.)  
Número de caracteres: 55.096 (aprox.)

## Capítulo 4:

# Conclusiones

### 4.1. Análisis de resultados. Conclusiones y recomendaciones.

En general el análisis estructural y las comprobaciones de los elementos resistentes arrojan resultados favorables. En base a ellos se puede confirmar que la seguridad global de la estructura es adecuada ante los requerimientos definidos por su nuevo uso previsto. Esto es así tanto para acciones gravitatorias como para la acción del sismo. Pese a ello se debe hacer constar la existencia de elementos con disconformidades a subsanar y acciones a realizar para paliar los efectos de las patologías expuestas en el capítulo 2 de este documento. Las diferentes bóvedas y cúpulas estudiadas se consideran, como se ha dicho, adecuadas para las nuevas sobrecargas previstas. Se atribuyen las fisuras encontradas a un comportamiento previsto en su concepción y sobretodo a la expansión por corrosión de perfiles metálicos utilizados como guías de replanteo. En el caso de las bóvedas de acceso a la nave principal, en todas las plantas, se han obtenido tensiones excesivas de compresión en el análisis realizado. Se propone para todas realizar una prueba de carga para estudiar si su capacidad puede ser mayor, salvo que resulte posible una reducción de las sobrecargas en estas zonas.

En relación a los muros de fábrica de ladrillo su seguridad puede asegurarse en general como adecuada, salvo en el muro definido como M4, hastial del módulo oeste, y los pilares de fábrica de planta semi sótano en la nave central. En ambos casos se considera necesario verificar mediante un estudio más completo, que incluya ensayos de resistencia de las fábricas, que la capacidad de los muros es la adoptada en el cálculo, ya que se han propuesto valores conservadores debido al desconocimiento de sus propiedades reales.

En cuanto a los elementos metálicos se recomienda una actuación sobre los pilares de la nave central y aquellos tirantes de techo de planta primera que no han cumplido las comprobaciones de ELU. Debido a la imposibilidad de justificar el cumplimiento de los requisitos actuales de seguridad estructural y en consideración de la esbeltez observada en los soportes metálicos, se propone un refuerzo de estos elementos. La intervención propuesta consiste en realizar un relleno del interior del pilar, mediante vertido de un micromortero de alta resistencia, para la configuración de una sección mixta, en la que el mortero quede confinado en el centro, resultando un soporte de esbeltez muy inferior. Con la intervención descrita se consigue justificar una seguridad adecuada de los soportes, tal y como se detalla en el Anejo 1 de este documento.

Considerando las soluciones constructivas características del edificio y de su autor, y el estado de conservación observado, se propone una inspección general de los perfiles de acero incluidos en los elementos estructurales cerámicos. Tras esta inspección y diagnóstico se deberá establecer las necesidades de intervención mediante protección, refuerzo o sustitución.

## **4.2. Valoración del trabajo final de máster.**

El trabajo final de máster tiene la finalidad de resultar una oportunidad de profundizar en un cierto ámbito o temática relacionada con los estudios en los que se encuadra. Con esta finalidad se eligió también el tema de este trabajo, que pretendía ser una aproximación a las herramientas de estudio de estructuras existentes.

La realización de este trabajo ha servido a su autor para iniciarse en comportamiento estructural de construcciones históricas, lo cual responde a un interés anterior por los mecanismos resistentes de arcos y bóvedas, fábricas de ladrillo y mampostería, así como una admiración anterior por la arquitectura modernista. Este trabajo ha requerido la aplicación de conocimientos adquiridos o ampliados durante el máster, lo que se valora como un ejercicio muy necesario por parte del alumno. Por último y no menos importante, se ha dedicado mucho tiempo al aprendizaje autónomo en materias no conocidas, como el análisis sísmico o el funcionamiento y la base teórica de los programas de análisis estructural.

En resumen, se valora por todo lo expuesto anteriormente, como una experiencia muy enriquecedora de la que se espera puedan haberse adquirido habilidades y conocimientos de utilidad en la práctica profesional.

Nombre de archivo: CAPITULO 4  
Directorio: C:\Users\micky0069\Documents  
Plantilla: C:\Users\micky0069\AppData\Roaming\Microsoft\Plantillas\Normal.dotm  
Título:  
Asunto:  
Autor: Miguel A García  
Palabras clave:  
Comentarios:  
Fecha de creación: 26/06/2012 12:07:00  
Cambio número: 6  
Guardado el: 27/06/2012 4:00:00  
Guardado por: Miguel A García  
Tiempo de edición: 53 minutos  
Impreso el: 27/06/2012 9:46:00  
Última impresión completa  
Número de páginas: 2  
Número de palabras: 660 (aprox.)  
Número de caracteres: 3.634 (aprox.)

# Referencias:

1. DB SE-AE: Acciones en la edificación. Real Decreto 314, de 17/03/2006; Ministerio de Vivienda (BOE Núm. 74, 28/03/2006).
2. NCSE-02: Norma de Construcción Sismorresistente: Parte General y Edificación. Real Decreto 997, de 27/09/2002; Ministerio de Fomento (BOE Núm. 244, 11/10/2002).
3. DB SE-A: Acero Real Decreto 314, de 17/03/2006 ; Ministerio de Vivienda (BOE Núm. 74, 28/03/2006)
4. EAE: Instrucción de Acero Estructural. Real Decreto 751, de 27/05/2011 ; Ministerio de la Presidencia (BOE Num. 149, 23/06/2011).
5. DB SE-F: Fábrica Real Decreto 314, de 17/03/2006 ; Ministerio de Vivienda (BOE Num. 74, 28/03/2006)
6. EC-3: Eurocódigo 3 de Estructuras Metálicas.
7. EC-8: Eurocódigo 8 de Construcción Sismorresistente.
8. Guía de aplicación del CTE a edificios protegidos: Departament de construccions arquitectòniques. UPC
9. Proyecto ejecutivo de rehabilitación y adaptación como sede de la Universidad de las Naciones Unidas del Pabellón de Sant Manel del Hospital de Sant Pau de Barcelona. Argentí Arquitectes.
10. RAMOS GONZÁLEZ, ENCARNACIÓN. Caracterización geotécnica del subsuelo en la zona del nuevo hospital de la Santa Creu i Sant Pau. Universitat Politècnica de Catalunya. Departament d'Enginyeria del Terreny, Cartogràfica i Geofísica.
11. MERINO RODRÍGUEZ, PABLO. Evaluación de la resistencia biaxial de paneles de fábrica de ladrillo reforzados exteriormente con fibra de carbono. Autor: Merino Rodríguez, Pablo. Tutor/director: Roca Fabregat, Pedro. Universitat: Universitat Politècnica de Catalunya. Càtedra /Departament: Universitat Politècnica de Catalunya. Departament d'Enginyeria de la Construcció
12. SAP2000 Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures. Analysis Reference.
13. OÑATE, E. Cálculo de Estructuras por el Método de Elementos Finitos: Oñate, E. (1995). CIMNE.
14. WILSON, EDWARD L. Three-Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures. A Physical Approach With Emphasis on Earthquake Engineering. University of California at Berkeley.

# Bibliografía consultada:

*Seismic Analysis Modeling to Satisfy Building Codes.*  
Computers and Structures, Inc. Berkeley, California USA

*Sap2000 Tutorial Manual*  
Computers and Structures, Inc. Berkeley, California USA

*Análisis estructural de catedrales góticas*  
Pere Roca Fabregat – Juan Carlos Lodos. ETS Ingenieros de Caminos Canales y Puertos. UPC.

*Rafael Guastavino Moreno. Ingeniero en la arquitectura del siglo XIX.*  
Jaume Rosell i Colomina.

*Conservació de la cúpula de Sant Salvador*  
Lluís Moya Ferrer. ETS d'Arquitectura de Barcelona.  
Revista l'Informatiu del Colegio de Aparejadores y Arquitectos técnicos de Barcelona.

Nombre de archivo: referencias bibliograficas  
Directorio: C:\Users\micky0069\Documents  
Plantilla: C:\Users\micky0069\AppData\Roaming\Microsoft\Plantillas\Normal.dotm  
Título:  
Asunto:  
Autor: Miguel A García  
Palabras clave:  
Comentarios:  
Fecha de creación: 24/03/2012 23:07:00  
Cambio número: 9  
Guardado el: 25/06/2012 20:02:00  
Guardado por: Miguel A García  
Tiempo de edición: 113 minutos  
Impreso el: 27/06/2012 9:53:00  
Última impresión completa  
Número de páginas: 2  
Número de palabras: 402 (aprox.)  
Número de caracteres: 2.212 (aprox.)