

TESIS DOCTORAL

**ANÁLISIS CONSTRUCTIVO Y ESTRUCTURAL DE LA
IGLESIA DE SAN JUAN DEL HOSPITAL DE
VALENCIA.**



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA

Valencia, Diciembre de 2015

AUTOR

Luis de Mazarredo Aznar

DIRECTORES

Adolfo Alonso Durá
Begoña Serrano Lanzarote
Verónica Llopis Pulido

A mis tutores, por su esfuerzo y dedicación.

A Adolfo y Arturo por ser mis *padres docentes*.

A mis compañeros de la universidad por su inestimable ayuda.

A mis padres, por darme todo lo que tengo, lo que soy.

A Patxi, Amparo, Javi y Marcos por ser mi alegría y el bálsamo que cura
todas las preocupaciones.

A Mariam por ser mi Pilar.

Resumen

El presente trabajo se encuentra en la confluencia de dos líneas de investigación. Por un lado, la desarrollada en torno al conjunto de la Iglesia de San Juan del Hospital de Valencia, que ha profundizado en las trazas geométricas del templo, en la interpretación muraria del mismo y a la que ahora se suma el análisis estructural. Por otro lado, un estudio de la respuesta del gótico mediterráneo frente al sismo, en el que se ha examinado la catedral de Valencia y ahora se están realizando trabajos sobre las iglesias góticas valencianas de Santa Catalina, los Santos Juanes y el presente sobre San Juan del Hospital. El objetivo principal de esta línea de investigación sería el de determinar el grado de vulnerabilidad de las estructuras del gótico mediterráneo frente a acciones horizontales.

Comienza el presente trabajo efectuando un estudio de la evolución constructiva de la iglesia de San Juan del Hospital a lo largo del tiempo, recogiendo sus intervenciones, ampliaciones, y documentación existente al respecto, así como situando el estado del arte en el análisis estructural de la fábrica.

Por otra parte y antes de analizar estructuralmente el templo, se realiza un calibrado del modelo de daño que se va a emplear, para ello se comparan los resultados obtenidos con el modelo de daño con ensayos experimentales para poder validar los resultados obtenidos.

Previo al análisis estructural se determina el estado actual del templo, realizando un mapa desplomes y deformaciones en el momento actual. Posteriormente se describe el sistema estructural del templo.

Para realizar el análisis estructural se realizan varios modelos parciales tridimensionales con elementos finitos y se comienza analizando la influencia de la variación de distintas características mecánicas de los materiales, así como de distintas disposiciones constructivas en la respuesta a sismo de la estructura por el método Pushover. A continuación se somete al modelo completo de la iglesia a un cálculo no lineal frente a cargas gravitatorias. Por último se analiza la situación original del templo antes de la ampliación de una serie de contrafuertes en el S. XIV. De todo ellos se extraen los datos necesarios para realizar el análisis estructural.

Abstract

This work is placed at the confluence of two lines of research. On the one hand, the developed one concerning the architectural complex of the Church of San Juan del Hospital of Valencia, which has gone in depth into the geometric traces of the temple, into the interpretation of its walls and now the structural analysis is added. On the other hand, the study of the seismic response of Mediterranean Gothic buildings, in which the Cathedral of Valencia has already been examined and currently some works have been carried out on the Valencian Gothic churches of Santa Catalina, Santos Juanes and the present one based on San Juan del Hospital. The main objective of this research consists of determining the vulnerability of Mediterranean Gothic structures due to horizontal actions.

This research begins by making a study of the constructive evolution of the church of San Juan del Hospital over time, collecting its refurbishments, expansions, and existing documentation in the matter, as well as placing the state of the art in the structural analysis of the masonry.

Moreover, a calibration of the damage model that is being used is performed before analyzing structurally the temple. For this purpose, the results achieved with the damaged model are compared with experimental tests to validate them.

Prior to the structural analysis, the current state of the temple is determined, making a map of slopes and deformations at present. Subsequently, the structural system of the temple is described.

Several partial 3D models are made with finite elements in order to carry out the structural analysis. The research starts analyzing the influence of the variation of different mechanical properties of the materials, as well as different constructive dispositions in the response to earthquake of the structure by Pushover method. Then the complete model of the church is calculated by several analytical methods as a nonlinear analysis for gravitational loads and a nonlinear time-history analysis (dynamic). Finally the original situation of the temple is analyzed before it was expanded with several buttresses in the 14th century. It is necessary to extract all this information to make a proper structural analysis.

Resum

El present treball es troba en la confluència de dues línies d'investigació. D'una banda, la desenvolupada entorn del conjunt de l'Església de Sant Joan de l'Hospital de València, que ha aprofundit en les traces geomètriques del temple, en la interpretació murària del mateix i a la qual ara se suma l'anàlisi estructural. D'altra banda, un estudi de la resposta del gòtic mediterrani enfront del sísmic, en el qual s'ha examinat la Catedral de València i ara s'estan realitzant treballs sobre les esglésies gòtiques valencianes de Santa Catalina, els Santos Juanes i el present treball sobre Sant Joan de l'Hospital. L'objectiu principal d'aquesta línia d'investigació és el de determinar el grau de vulnerabilitat de les estructures del gòtic mediterrani enfront d'accions horitzontals.

Aquesta investigació comença efectuant un estudi de l'evolució constructiva de l'església de Sant Joan de l'Hospital al llarg del temps, arrellegant les seues intervencions, ampliacions, i documentació existent respecte d'això, així com situant l'estat de l'art en l'anàlisi estructural de la fàbrica.

D'altra banda i abans d'analitzar estructuralment el temple, es realitza un calibrat del model de dany que es va a emprar, per a açò es comparen els resultats obtinguts amb el model de dany amb assajos experimentals per a poder validar-los.

Previ a l'anàlisi estructural es determina l'estat actual del temple, realitzant un mapa de desplomes i deformacions en el moment actual. Posteriorment es descriu el sistema estructural del temple.

Per a efectuar l'anàlisi estructural es realitzen diversos models parcials tridimensionals amb elements finits i es comença analitzant la influència de la variació de diferents característiques mecàniques dels materials, així com de distintes disposicions constructives en la resposta a sísmic de l'estructura pel mètode Pushover. A continuació se sotmet el model complet de l'església a un càlcul no lineal enfront de càrregues gravitatòries i a un càlcul no lineal dinàmic en el temps. Finalment s'analitza la situació original del temple abans de l'ampliació d'una sèrie de contraforts en el S. XIV. De tot açò s'extrauen les dades necessàries per a realitzar l'anàlisi estructural.

Índice

Resumen	5
Abstract	6
Resum	7
Índice	9

I Introducción..... 13

I.1	Resumen y motivación.....	13
I.2	Preguntas a la investigación	15
I.3	Objetivos	16
I.3.1	Objetivos generales	16
I.3.2	Objetivos específicos.....	16
I.4	Metodología	17
I.5	Estructura del documento	18
I.5.1	Introducción	18
I.5.2	Aproximación a la cuestión.	18
I.5.3	Calibrado de modelo de daño escalar	19
I.5.4	Análisis de San Juan del Hospital	19
I.5.5	Conclusiones	19
I.5.6	Referencias bibliográficas y anexos	19

II Aproximación a la cuestión.....	21
---	-----------

II.1	San Juan del Hospital hoy.....	22
II.1.1	El conjunto sanjuanista	22
II.1.2	La iglesia	24
II.1.3	El ábside.	27
II.1.4	Las capillas de la epístola	28
II.1.5	Las capillas del evangelio.....	32
II.1.6	Las capillas del testero.....	37
II.2	Marco histórico-constructivo de San Juan del Hospital	39
II.2.1	La orden de San Juan del Hospital	39
II.2.2	La reconquista de Valencia	43
II.2.3	Inicio de la construcción del conjunto sanjuanista.....	46
II.2.4	Evolución constructiva de la iglesia de San Juan del Hospital	49
II.2.5	Referencias arquitectónicas	67
II.3	Técnicas avanzadas de inspección aplicadas a San Juan del Hospital.	77
II.3.1	Escaneado láser del conjunto de San Juan del Hospital.	78
II.3.2	Georradar aplicado a San Juan del Hospital.	93
II.4	Marco técnico del análisis estructural del patrimonio.....	97
II.4.1	Aproximación al cálculo de estructuras de fábrica.	97
II.4.2	Origen del modelo de daño	102
II.4.3	Modelo de daño plástico en materiales friccionales.....	104
II.4.4	Concepto de daño isótropo	105
II.4.5	Determinación de la variable de daño.	108
II.4.6	Líneas de investigación actuales	111
II.4.7	Vulnerabilidad sísmica.....	112

III	Calibrado de modelo de daño escalar	117
------------	--	------------

III.1	Consideraciones generales.....	118
III.1.1	Justificación de la elección del modelo de daño escalar.	118
III.1.2	Justificación de plan de validación y calibrado del modelo de daño.	119
III.1.3	Descripción del ensayo	120
III.1.4	Modelo de Cad	120
III.1.5	Definiendo los modelos. El programa Angle.....	121
III.2	Viga Walraven	125
III.2.1	Descripción del ensayo	125
III.2.2	Modelo de Cad	127
III.2.3	W-Hexa-0960.....	129
III.2.4	W-Hexa-2048.....	138
III.2.5	W-Hexa-6072.....	142
III.2.6	W-Tetra-8173	150
III.2.7	W-Tetra-67477.....	156
III.2.8	Análisis de resultados	161
III.3	Vigueta Valcuende.....	164
III.3.1	Descripción del ensayo	164
III.3.2	Modelo de Cad	166
III.3.3	V1-Hexa-0576.....	166
III.3.4	V1-Hexa-2100.....	174
III.3.5	V1-Hexa-60.....	177
III.3.6	V1-Hexa-240.....	179
III.3.7	V1-Tetra-7704	181
III.3.8	Análisis de resultados	185
III.4	Bóvedas tabicadas	186
III.4.1	Descripción del ensayo	186
III.4.2	Modelo de Cad	198
III.4.3	Cálculo de los diferentes modelos.....	200
III.4.4	Análisis de resultados	208
III.5	Análisis del calibrado del modelo de daño escalar.....	210

IV	Análisis de San Juan del Hospital.....	213
-----------	---	------------

IV.1	Estudio de estado actual de San Juan del Hospital	214
IV.1.1	Análisis dimensional de la estructura actual.	214
IV.1.2	Análisis termográfico del templo.	225
IV.2	Análisis constructivo del sistema.....	236
IV.2.1	Los materiales constructivos	236
IV.2.2	Los elementos estructurales	240
IV.2.3	El sistema estructural	249
IV.3	Análisis estructural de San Juan del Hospital	251
IV.3.1	Consideraciones previas al análisis	252
IV.3.2	Influencia de las características mecánicas de los materiales	274
IV.3.3	Análisis global frente a cargas gravitatorias.	312
IV.3.4	Análisis del efecto del macizado del trasdós.....	319
IV.3.5	Análisis del recredido de los contrafuertes originales.	325
IV.3.6	Análisis de la grieta de la capilla P6.	335

V	Conclusiones	341
----------	---------------------------	------------

V.1	El conocimiento global del objeto de intervención.....	341
V.2	Calibración del modelo de daño	342
V.3	Del análisis constructivo del templo	343
V.4	La influencia del valor de las características mecánicas de los materiales.	344
V.5	El comportamiento estructural de la iglesia de San Juan del Hospital	344
V.6	Macizado del trasdós.	345
V.7	El recredido de los contrafuertes.	345
V.8	La grieta de la capilla P6.....	346
V.9	Epilogo	346
V.10	Investigaciones futuras.....	347

VI	Referencias bibliográficas	349
-----------	---	------------

VII	ANEXO DE PLANOS	357
------------	------------------------------	------------

I Introducción

I.1 Resumen y motivación.

“El tiempo pasaba y era preciso inaugurar la iglesia en la Nochebuena del Señor. El trabajo se hacía frenético y nadie exigía. Todos, desde el encargado, Don Vicente Poveda, hasta el último peón, sin mirar el reloj y casi sin fumar, trabajaron 48 horas seguidas. Nadie preguntaba cuanto ganaría. El único que mantenía la calma, al menos exteriormente, y no cesaba de rezar, era el Rector. Por fin, el día 24 de Diciembre, y con profunda emoción, pudo ofrecérselo a Dios una casa digna, un templo en el que el hombre podía sentirse cerca de él” (Gasco Pascual, 1969, pág. 150).

La reseña del Gasco Pascual narra los esfuerzos por inaugurar la iglesia en las navidades de 1968 tras las obras de rehabilitación. Cada uno de los centenarios templos que tenemos la suerte de tener se encuentra plagado de historias de personas, humildes o poderosas, que han dado más allá de lo razonable por posibilitar la construcción y el mantenimiento de los mismos.

Sentado en los bancos de la iglesia de San Juan del Hospital no puedo dejar de agradecer a todos aquellos que han hecho posible, a través de los siglos, la historia del conjunto sanjuanista y con humildad, intentar unirme a ellos y aportar un grano de arena en el mayor conocimiento del templo, en este caso, su comportamiento estructural.

Así pues, la presente tesis se enmarca en la confluencia de dos líneas de investigación. Por un lado, el estudio del conjunto histórico de San Juan del Hospital y por otro el análisis estructural de los primeros templos de la Reconquista de la ciudad de Valencia.

En cuanto a San Juan del Hospital, se está llevando a cabo un gran esfuerzo en el análisis pluridisciplinar de conjunto arquitectónico. La documentación existente sobre el templo es extensa y data prácticamente desde sus orígenes en el S XIII hasta nuestros días. La presente tesis sigue la línea de estudio iniciada por los profesores Concepción López González y Jorge García Valldecabres, en la que se recogen numerosos trabajos de investigación sobre el conjunto sanjuanista. Para este trabajo de investigación han sido de gran ayuda la propia tesis del profesor García Valldecabres “La métrica y las trazas en la iglesia de San Juan del Hospital de Valencia” (García Valldecabres, 2010) y el trabajo fin de máster de D.

Daniel Crespo sobre la estratigrafía muraria de San Juan del Hospital (Crespo Godino, 2006). Actualmente se está realizando un extenso y completo trabajo sobre la utilización de sistemas BIM en el patrimonio por parte de Dña. Isabel Jordán, para ello se ha realizado una nube de puntos con escáner láser de todo el conjunto que servirá de base para determinar el estado actual del templo en la presente tesis.

Por otra parte, desde el departamento de Mecánica de los Medios Continuos y Teoría de las Estructuras, la Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Valencia y el Instituto de Restauración del Patrimonio, todos ellos de la Universidad Politécnica de Valencia, se está desarrollando una línea de investigación, encabezada por el profesor Adolfo Alonso Durá, centrada en el análisis estructural de los primeros templos erigidos tras la reconquista de la ciudad de Valencia. En concreto, se somete a los mismos a un análisis dinámico que permita extraer conclusiones del comportamiento de estos templos y sentar unas bases comunes a las iglesias del gótico mediterráneo. La presente tesis continúa la línea iniciada en su tesis por la profesora Verónica Llopis Pulido "La catedral de Valencia: Construcción y estructura. Análisis del cimborrio." (Llopis Pulido, 2014) y se une a otros trabajos de investigación que se están realizando en la actualidad sobre las iglesias de Santa Catalina y los Santos Juanes, ambos de Valencia, dentro del mismo grupo de investigación.

En la yuxtaposición de estas dos líneas de investigación surge esta tesis que tratará de realizar un modelo de cálculo, fiel a la realidad, y de realizar un análisis estructural estático y dinámico de la Iglesia, aportando ese grano de arena al conocimiento del templo del conjunto sanjuanista.

I.2 Preguntas a la investigación

Así pues, al iniciar este trabajo de investigación, surgen una serie de cuestiones que trataremos de responder a lo largo de él.

¿Podemos, a partir de los datos recogidos sobre la historia, la evolución constructiva del monumento, y el estado actual, realizar un modelo de cálculo fiable?

¿Cómo pueden las nuevas tecnologías en inspección aportar conocimientos hasta ahora desconocidos sobre el patrimonio histórico construido?

¿El modelo de cálculo de daño que vamos a utilizar para esta investigación tiene un grado aceptable de fiabilidad?

¿Existen en la actualidad deformaciones excesivas en el monumento? ¿Responden estas a tensiones excesivas provocadas por el peso propio del monumento o son consecuencia de otras causas?

¿Cuál es el grado de seguridad estructural que posee el monumento?

¿Cuál sería la respuesta ante los esfuerzos horizontales introducidos por un sismo?

¿Cómo influye en esta respuesta la variación de la resistencia y rigidez de los materiales estructurales?

Para responder a estas preguntas nos planteamos unos objetivos generales y específicos y una metodología a seguir que se indica a continuación.

I.3 Objetivos

I.3.1 Objetivos generales

- Reunir los datos que afecten al comportamiento estructural de la Iglesia de San Juan del Hospital.
- Determinar el sistema constructivo de la Iglesia de San Juan del Hospital de Valencia.
- Calibrar el modelo de daño que se va a utilizar en la investigación.
- Establecer el grado de seguridad estructural a nivel de cálculo estático y dinámico.
- Estudiar la incidencia de la variación de resistencia y rigidez de los materiales en la respuesta del modelo estructural.

I.3.2 Objetivos específicos

- Efectuar un estudio de la evolución constructiva del templo a lo largo del tiempo, recogiendo sus intervenciones, ampliaciones, y documentación existente al respecto.
- Comparar el modelo de daño que vamos a utilizar con ensayos experimentales para poder validar los resultados obtenidos.
- Aplicar las nuevas tecnologías al conocimiento del patrimonio.
- Determinar los desplomes y flechas de los elementos estructurales existentes en la actualidad, a partir del estado actual de la Iglesia de San Juan del Hospital obtenido de la toma de datos realizada mediante escáner láser del conjunto.
- Realizar varios modelos de cálculo de la iglesia a partir de elementos finitos.
- Establecer una relación causa-efecto entre las deformaciones presentes en el templo y las obtenidas en el análisis estructural.
- Obtener unos parámetros del comportamiento del templo frente a esfuerzos dinámicos que permitan compararlos con los obtenidos en otros templos estudiados del gótico mediterráneo.

I.4 Metodología

Análisis documental de los numerosos escritos, documentos gráficos, estudios y proyectos que existen sobre el conjunto de San Juan del Hospital de Valencia.

Búsqueda de documentación no recopilada sobre el sistema constructivo de San Juan del Hospital a través de investigación en los distintos archivos y bibliotecas que puedan tener documentación del conjunto

Comparativa del levantamiento de planta y secciones obtenido de la nube de puntos con levantamientos anteriores con el objeto de obtener desplomes y flechas debidas a deformaciones del conjunto a lo largo de su historia. Para ello se superpondrán los ficheros digitales existentes con los obtenidos de la nube de puntos en el programa Autocad.

Aplicación de tecnología termográfica para determinar la composición de aquellos elementos estructurales inaccesibles.

Realización de un modelo de cálculo en tres dimensiones con elementos finitos de la iglesia de San Juan del Hospital a partir de los datos obtenidos en el levantamiento. El modelo se realizará en el programa Autocad con el módulo de cálculo Angle.

Análisis no lineal estático del modelo estructural con las cargas actuales, analizando las deformaciones obtenidas y contrastándolas con las existentes obtenidas en el levantamiento. El análisis estructural se realizará con el programa Angle.

Análisis no lineal “pushover” que permita extraer conclusiones sobre el comportamiento del templo frente al sismo. El análisis estructural se realizará con el programa Angle.

I.5 Estructura del documento

Una vez planteados los objetivos de esta investigación y la metodología a seguir para conseguirlos, se resume en este apartado cómo se organiza el documento para facilitar su consulta.

El presente trabajo consta, principalmente de **cinco partes** como son:

- Introducción.
- Aproximación a la cuestión.
- Calibrado del modelo de daño escalar.
- Análisis de San Juan del Hospital.
- Conclusiones de la investigación.

En el encabezado de las páginas pares se puede consultar en que parte del documento de encuentra el lector, mientras que en el encabezado de las paginas impares se indica el capítulo dentro de cada parte. A continuación se describen brevemente cada una de las partes.

I.5.1 Introducción

Esta parte, en la que nos encontramos, fija las preguntas que originan esta investigación además de definir los objetivos y metodología a seguir en la misma.

I.5.2 Aproximación a la cuestión.

Para conocer mejor la materia sobre la que se investiga se divide esta parte en cuatro subapartados.

En primer lugar nos acercamos a la protagonista de esta investigación, la iglesia de San Juan del Hospital de Valencia, en su estado actual.

A continuación, es imprescindible conocer la historia y la evolución constructiva de la iglesia de San Juan del Hospital y sus referentes arquitectónicos.

En el tercer subapartado se resumen los datos obtenidos de los métodos avanzados utilizados en la inspección del patrimonio arquitectónico.

Por último estudiamos el estado del arte en materia de cálculo de patrimonio edificado.

I.5.3 Calibrado de modelo de daño escalar

Antes de analizar propiamente el templo, se realiza un trabajo de calibrado y validación del modelo de daño que se va a utilizar en el cálculo, confrontándolo con datos experimentales contrastados por la comunidad científica.

I.5.4 Análisis de San Juan del Hospital

El análisis estructural del templo se subdivide en tres subapartados. El primero será el conocimiento del estado actual del templo, analizando sus posibles deformaciones y aplicando la técnica de la termografía. En el segundo se caracterizan los materiales, elementos y sistema estructural del templo. En el tercero se aborda propiamente el análisis estructural desde distintos puntos de vista.

I.5.5 Conclusiones

Se extraen las conclusiones de la investigación y se plantean nuevas líneas de investigación.

I.5.6 Referencias bibliográficas y anexos

Por último encontraremos las referencias de la bibliografía utilizada para la realización del presente trabajo y un apartado de anexos con el levantamiento de planos y los índices temáticos.

II Aproximación a la cuestión.

Antes de acometer el análisis estructural de la Iglesia de San Juan del Hospital es necesario conocerla y situarla en su contexto, así como determinar el estado de la cuestión en materia de cálculo de patrimonio construido con sillería.

En primer lugar conoceremos la iglesia y su conjunto en su estado actual.

En segundo lugar, situaremos la iglesia en su contexto histórico con un primer acercamiento a la orden de San Juan del Hospital y a la conquista de Valencia, posteriormente abordaremos la creación del conjunto sanjuanista, así como los hitos importantes en su historia que son fundamentales para poder entender el templo de forma global y tener una visión de conjunto que permita evaluar correctamente los resultados del posterior análisis, terminaremos situando la iglesia de San Juan del Hospital en relación con el gótico mediterráneo desarrollado en la época de la reconquista en el litoral de la Corona de Aragón.

En el tercer apartado de este acercamiento al templo conoceremos los datos existentes aportados por el escaneo láser del conjunto y por la inspección con georradar.

Por último analizaremos el estado de la cuestión en cuanto al análisis estructural del patrimonio histórico. Estudiaremos los modelos de cálculo que se están empleando en la actualidad en el análisis de estructuras históricas.

II.1 San Juan del Hospital hoy

Comenzamos pues este trabajo describiendo el templo que va a ser objeto de estudio, la Iglesia de San Juan del Hospital.

II.1.1 El conjunto sanjuanista

Como se ha comentado, el objeto de este trabajo es la iglesia de San Juan del Hospital de Valencia, pero ésta nunca ha estado sola, sino que, desde sus orígenes, ha formado parte de un conjunto de instalaciones de la orden de San Juan del Hospital (hoy Soberana Orden de Malta) con el objeto de poder cumplir con su objeto fundacional, que no era otro que el de acogida del peregrino y cuidado del enfermo.

El conjunto se fundó tras la conquista de Valencia en 1238 sobre unos terrenos cedidos por el rey de Aragón, D. Jaime I el conquistador en prenda por los servicios prestados por los caballeros de la orden en la toma de la ciudad.

El conjunto del S.XIII constaba del propio templo, un hospital, el cementerio, una pequeña capilla llamada de Jaime I y las estancias para acoger a los caballeros y religiosos de la orden que habitaban en el conjunto sanjuanista.



Ilustración 1 – Ábside desde la calle Trinquete de Caballeros.



Ilustración 2 – Acceso al patio norte.

En la actualidad se conservan al sur de la iglesia, el cementerio y la capilla de Jaime I y distintas capillas en el patio del vía crucis y el acceso desde la Calle Trinquete de Caballeros al norte de la iglesia

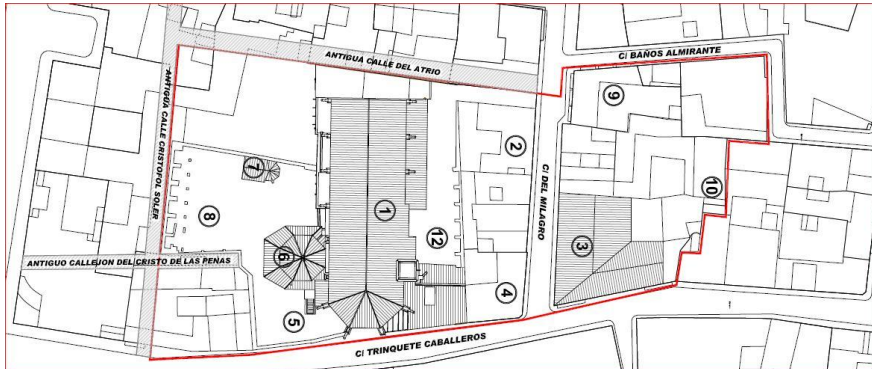


Ilustración 3- Conjunto de San Juan del Hospital.(García Valdecabres, 2010)

En la Ilustración 3, de la tesis de García Valdecabres, se sitúan las construcciones del conjunto:

1. Iglesia y antiguo hospital.
2. Antiguos huertos.
3. Casa del comendador.
4. Espacio para la residencia del clero.
5. Cripta.
6. Capilla barroca de Santa Bárbara.
7. Capilla funeraria.
8. Patio sur. Antiguo cementerio.
9. Antiguos baños árabes.
10. Antiguo torreón.
11. Antigua puerta de la Xerea y trazado de la muralla árabe (Al sur de la imagen).
12. Patio norte.

Así pues la historia de nuestra iglesia no se puede entender de manera aislada sin el resto del conjunto, pero para el presente estudio nos vamos a concentrar en el edificio del templo. Sirva esta nota para excusar la falta de tratamiento del cementerio y demás capillas del complejo en aras de no extender en demasía el volumen del trabajo.

Como ya se ha comentado, esta tesis se enmarca dentro de una línea de investigación y trabajos que tiene por objeto el conjunto sanjuanista. Existen en esta línea de investigación trabajos que tratan monográficamente del cementerio y del complejo en su conjunto y que se pueden encontrar en (García Valdecabres, 2010, págs. 107-143).



Ilustración 4 – La iglesia desde los pies del templo.

II.1.2 La iglesia

La construcción del templo se comenzó inmediatamente tras la reconquista, la evolución constructiva del mismo se desarrolla extensamente en el punto II.2.4 del presente trabajo.

La iglesia sigue el tipo parroquial de las iglesias de reconquista del gótico valenciano, aunque como veremos en el apartado II.2.5 del presente trabajo, algunos autores enmarcan estas obras en un románico tardío y otros en un protogótico. En todo caso se trata de una obra de transición entre los dos estilos, recogiendo elementos de puro estilo románico, como la puerta de acceso lateral desde el patio norte y del gótico más avanzado como la doble clave de la capilla de San Francisco de Asís.



Ilustración 5 – Puerta románica de acceso desde el patio norte.



Ilustración 6 – Clave de la capilla de San Francisco de Asís.

El referido estilo parroquial de las iglesias de reconquista corresponde a iglesias de una sola nave de amplias dimensiones con arcos diafragma transversales rematados con contrafuertes y capillas entre ellos.

Según (Bravo Navarro, 2000) ,“Desconocemos el maestro y demás alarifes de las obras; pensamos, no obstante, que la dirección general de los trabajos debió encomendarse a algún arquitecto formado en la escuela cisterciense, pues el templo, considerado en conjunto, responde a este estilo, tanto en lo que se refiere a sus líneas arquitectónicas generales, como a su sencillez y sobriedad; no obstante también se nos muestra evidente la participación de mano de obra almohade y mozárabe en la plentería de ladrillos alineados y falcados que cubren la bóveda del ábside, como igualmente es manifiesta la utilización de elementos de construcción árabes” refiriéndose a las columnas y capiteles del arco del triunfo.

San Juan del Hospital está compuesto por el ábside, más cinco tramos en la nave central, las capillas entre contrafuertes, así como capillas a los pies del templo.

La nave central está cubierta por bóveda apuntada de mampostería marcando los tramos con arcos fajones igualmente apuntados que arrancan de ménsulas.

Para referirnos a las distintas partes del templo retomaremos la nomenclatura adoptada en el trabajo de D. Daniel Crespo Godino (Crespo Godino, 2006). En este se divide la Iglesia en la nave central, denominada con la letra C, las capillas del sur o de la Epístola (P) y las del lado norte o del evangelio (V). Los tramos se enumeran del 1 al 7 correlativamente como se ve en la ilustración.

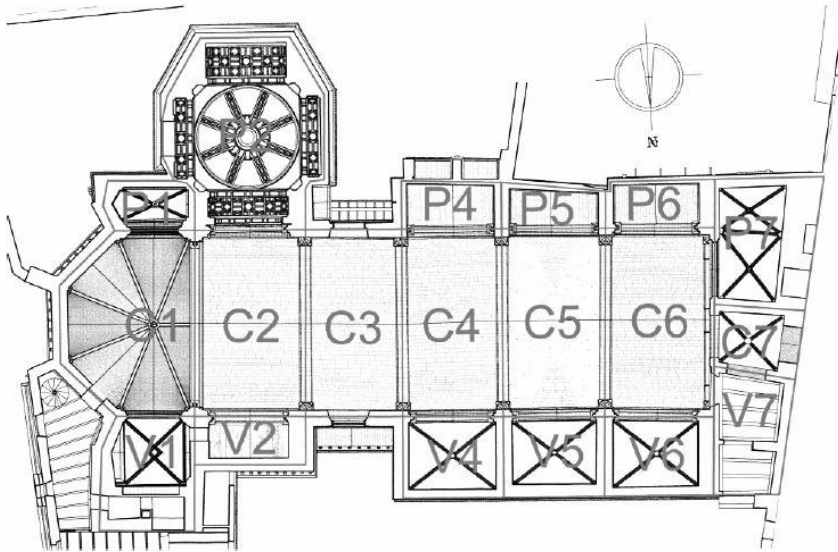


Ilustración 7 – Nomenclatura de tramos y capillas según (Crespo Godino, 2006) y adoptada en la presente tesis.

II.1.3 El ábside.

La iglesia de San Juan del Hospital de Valencia posee una cabecera poligonal formada por la traza de un octógono. Los tres muros centrales están iluminados por esbeltos ventanales, más estrechos los dos laterales y algo mayor, dividido con parteluz y coronado con rosetón, el central. Estos tres paramentos centrales del ábside están policromados en su parte inferior con bandas rojas verticales propias de la orden de San Juan.



Ilustración 8 – Vista general del ábside.



Ilustración 9 – Franjas rojas tras la estatua de San Juan.

La cubierta se realiza con bóveda gallonada con aparejo de ladrillo macizo y con nervaduras de piedra que la dividen en siete tramos. En la clave se puede apreciar el escudo primitivo de la orden.

La transición con el resto de la nave se produce con el arco del triunfo, este se realiza con columnas de mármol rosáceo y capiteles labrados en época anterior a la conquista y datados en el S.X (Bravo Navarro, 2000, pág. 39).



Ilustración 10 – Foto de la bóveda del ábside



Ilustración 11 – Detalle capitel y columna del arco del triunfo.

II.1.4 Las capillas de la epístola

En el lado sur o de la epístola tenemos cinco capillas. Recorriendo el templo desde la cabecera a los pies de la nave serían las siguientes:



Ilustración 12 – Capillas de la epístola.

II.1.4.1 Antigua capilla de Santa Bárbara (P1)

Parte de la zona más antigua de la iglesia, fue ampliada en 1306 a instancias de la emperatriz Constanza de Hofestaufen, personaje clave en la historia de San Juan del Hospital, para recibir su enterramiento. La capilla se sitúa entre contrafuertes, iluminada por un ventanal tripartito.

Cubierta con bóveda de crucería, en la clave se aprecia el águila imperial de los Hofestaufen, así como en los capiteles de las columnillas que se encuentran en las esquinas de la capilla.

El acceso a la capilla desde el ábside se produce a través de un arco apuntado.



Ilustración 13 – Acceso a la capilla P1



Ilustración 14 – Clave de la capilla P1

II.1.4.2 **Nueva capilla de Santa Bárbara (P2)**

La nueva capilla de Santa Bárbara fue construida entre 1685 y 1689 (Llorca, 1930, págs. 124-126), por Juan Bautista Pérez Castiel sobre la anterior capilla de los Reyes Magos (P2). La capilla fue realizada con un rico estilo barroco sobre planta de cruz griega y cubierta con cúpula sobre pechinas ornamentadas con el águila sanjuanista y rematada con una linterna ciega.



Ilustración 15 – Acceso a la capilla de Santa Bárbara



Ilustración 16 – Interior de la capilla de Santa Bárbara

II.1.4.3 Acceso desde el patio sur (P3)

La puerta de acceso a la nave desde el cementerio sur es de estilo románico, conformada por un arco de medio punto sin molduras. Durante la época barroca del templo, sobre la puerta original se abrió una rectangular recortando parte de las dovelas, que se reconstruyeron en 1968. En la ilustración 17 se aprecian las construcciones de las viviendas construidas sobre las capillas sur que ocultaban la entrada. En la ilustración 18 ya habían sido eliminadas.



Ilustración 17– Acceso sur desde el exterior del templo antes de 1968. (Ferrant Vázquez, 1967)

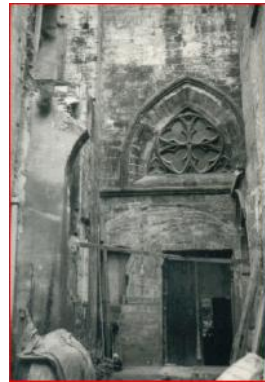


Ilustración 18– Acceso sur al templo en las obras de 1968. (Fondos San Juan del Hospital)

II.1.4.1 Capillas P4, P5 y P6

En la actualidad son respectivamente la capilla del Cristo de la Agonía (P4), la Capilla de San Pedro (P5) y la capilla del Calvario (P6).

Las tres están cubiertas por bóveda apuntada de mampostería. Se accede a las tres por arco apuntado que en el caso de las dos primeras descansa sobre capiteles y en la tercera capilla sobre columnillas.

Presentan iluminación a través de pequeños ventanales, el primero lobulado, el segundo apuntado y en el tercer caso un óculo cuadrilobulado.

La segunda capilla presenta una desviación en su muro de fondo que se pudo deber a un hueco de comunicación entre las dos plantas del hospital. Las capillas fueron ampliadas en el S XIV.



Ilustración 19 – Acceso a la capilla P4



Ilustración 20 – Acceso a la capilla P5

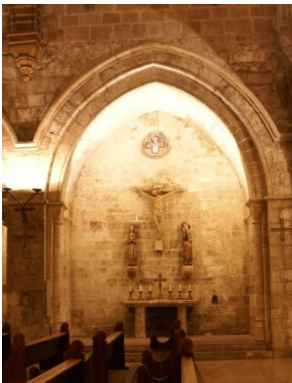


Ilustración 21 – Acceso a la capilla P6



Ilustración 22– Bóveda de la capilla P6.

II.1.5 Las capillas del evangelio.

Pasamos al lado norte o del evangelio, que repite un esquema parecido al del lado del la epístola. Contamos con otras cinco capillas más el acceso norte situado en el tramo V3.



Ilustración 23 – Capillas del evangelio.

II.1.5.1 Capilla de San Francisco de Asís (V1)

La capilla, situada entre contrafuertes, fue ampliada en el S XVI, a ella se accede desde el ábside a través de un arco lobulado inscrito en otro apuntado apoyado sobre columnillas.

La cubierta se realiza con bóveda de crucería cerámica enlucida y nervios de piedra con clave doble.

La iluminación se realiza por un óculo bajo el que aparece un arco rebajado cegado.

En el contrafuerte que separa de la capilla V2 se abre, a unos 7 metros de altura, la entrada a la cámara oculta que se encuentra sobre la capilla V2. Y en su parte inferior aparece un paso que comunica ambas capillas.



Ilustración 24 – Acceso a la capilla V1



Ilustración 25 – Detalle de la clave doble de la capilla V1

II.1.5.2 Capilla de San Miguel Arcángel o de la Virgen de los desamparados (V2)

Interesantísima capilla por doble razón. En primer lugar presenta restos de pinturas románicas de gran valor que nos hablan de cómo debía ser el interior del templo en el S XIII.

Por otra parte, según Crespo Godino:

“No se aprecia ninguna alteración de cambio de sillares o de falta de traba en la fábrica. Por lo que parece todo construido en una misma fase”(Crespo Godino, 2006, pág. 236).

Así pues estaríamos ante una capilla con la configuración original, de planta rectangular, dispuesta entre contrafuertes, cubierta con bóveda de piedra apuntada y con acceso a través de un arco apuntado sobre columnas. Se ilumina a través de un esbelto ventanal.



Ilustración 26 – Acceso a la capilla V2



Ilustración 27 – Detalle de las pinturas de la capilla V2

II.1.5.3 Acceso desde el patio norte (V3)

La puerta románica del acceso norte es una de las construcciones más antiguas del complejo. Está compuesta por un doble cuerpo. En la zona inferior la puerta de anchas dovelas y con sencilla moldura geométrica. Está rematada por el antiguo escudo de la orden de San Juan de Jerusalén y permite datarla con anterioridad a 1261, año de final del papado de Alejandro VI, que concedió a la orden la cruz de ocho puntas que se adivina en el ventanal triangular del cuerpo superior. Ambos cuerpos se encuentran enmarcados por un arco apuntado.



Ilustración 28 – Acceso norte desde el exterior del templo.



Ilustración 29 – Detalle del antiguo escudo de la orden.



Ilustración 30 – Detalle del ventanal superior con la cruz de ocho puntas.



Ilustración 31 – Acceso norte desde el interior del templo.

II.1.5.4 Capillas V4, V5 y V6

Encontramos en este tramo las capillas de la Pasión (V4), de San José M^a Escrivá (V5) y la de los confesionarios (V6).

Las tres capillas presentan trazas similares si bien la única original sería la V4, construida en el S.XV por Pere Balaguer. Las otras dos, derruidas se construyeron de nueva planta imitando a su vecina.

Las capillas se cubren con bóveda de crucería de fábrica cerámica enlucida con nervios de piedra apoyados sobre capiteles. El acceso a las tres se produce a través de arcos apuntados.

Las tres capillas se iluminan por pequeños ventanales góticos, apuntados en las dos primeras capillas y óculo cuadrilobulado en la de los confesionarios.

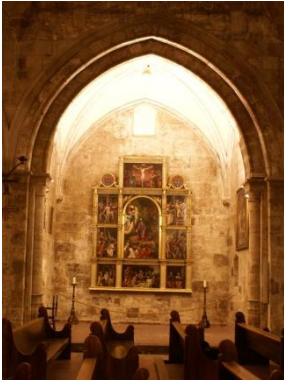


Ilustración 32 – Capilla V4



Ilustración 33 – Bóveda de crucería de la capilla V4



Ilustración 34 – Capilla V5



Ilustración 35 – Capilla V6

II.1.6 Las capillas del testero.

A los pies de la iglesia encontramos tres capillas, de norte a sur serían, la capilla de los Soler, la de San Ferreol y la capilla de la Virgen de los estudiantes. (V7, C7 y P7 respectivamente.)



Ilustración 36 – Capillas del testero.

Las tres capillas parece que formaron parte de un atrio que comunicaba el patio norte y el cementerio sur del complejo sanjuanista. Las tres estaban en muy mal estado antes de las obras de 1967 y sus bóvedas fueron rehechas sobre los nervios de piedra originales.

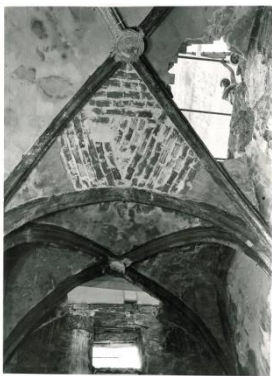


Ilustración 37– Bóvedas de la capilla P7 antes de la obra de 1967 (Ferrant Vázquez, 1967)



Ilustración 38 – Cubierta de la capilla V7

La capilla de los Soler constituye el actual acceso al templo desde el patio norte. Comunica con la iglesia por un arco rebajado que en la actualidad está cerrado con un vidrio.

La capilla de San Ferreol tiene acceso desde la Iglesia por medio de un arco rebajado de piedra, está comunicada con la de los Soler siendo,

junto a ésta la actual entrada al templo. Está cubierta por bóveda de crucería de ladrillo cerámico visto a panderete y nervios de piedra sobre ménsulas.



Ilustración 39 – Acceso a la capilla C7



Ilustración 40 – Bóveda de la capilla C7

La capilla de la Virgen de los estudiantes está compuesta por dos tramos de bóveda de crucería de plementería cerámica enlucida sobre arcos de piedra apoyados en ménsulas. El acceso desde el templo se produce a través de un arco conopial apoyado sobre interesantes capiteles decorados.



Ilustración 41 – Acceso a la capilla P7



Ilustración 42 – Bóveda de la capilla P7

II.2 Marco histórico-constructivo de San Juan del Hospital

II.2.1 La orden de San Juan del Hospital

II.2.1.1 La conquista de Jerusalén y la fundación del Hospital.

En el año 1095, el Emperador bizantino Alejo I Comeno solicita ayuda militar para detener el avance de los selyucidas. El papa Urbano II aprovecha esta llamada para convocar el Concilio de Clermont, en el que se acuerda:

Garantizar una tregua de tres años en las posesiones de los cruzados, adoptar la cruz como símbolo y “Dios lo quiere como lema” y reunirse en Constantinopla en 1096 para liberar la ciudad de Jerusalén.

Se llega a un acuerdo para que los cruzados ayudaran a los bizantinos a recuperar sus provincias perdidas y estos a los cruzados en su marcha sobre la ciudad sagrada.

Tras la conquista de Nicea y el asedio de Antioquia, se crean los dos primeros estados cruzados: el condado de Edesa y el principado de Antioquia.

Los egipcios conquistan Jerusalén a los turcos en 1098, pero los cruzados se la arrebatan al año siguiente y crean en 1100 el Reino Latino de Jerusalén.



Ilustración 43 – La toma de Jerusalén el 15 de Julio de 1099. Emil Signol (1804-92)

Unos años antes, alrededor del año 1048, una serie de mercaderes de Amalfi obtuvieron permiso del Califa de Egipto para abrir un convento, una iglesia y un hospital en Jerusalén para atender a peregrinos de cualquier fe religiosa o raza.

Durante la cruzada se reunieron en torno al hospital de Jerusalén una serie de caballeros, frailes y soldados y bajo la influencia del beato Gerardo de Tunc, apodado "padre de los pobres" se independizaron. En 1118, el papa Pascual II aprueba la bula por la que el hospital se convierte en una orden religiosa laica.

La fama de la orden hospitalaria se extendió, primero entre los cruzados y rápidamente por sus países de origen debido a la filantropía y valores de sus miembros. Muchos de los cruzados se alistaron en la orden hospitalaria y declararon a la orden heredera de sus bienes. De esta forma se produjo el crecimiento, tanto en número como en posesiones y reconocimiento, de la orden durante el siglo XI en toda Europa.

A Gerardo de Tunc le sucedió Raimond De Puy al frente de la orden. Con él la fundación hospitalaria se elevó al grado de Instituto religioso, caritativo y militar. También fijó un cuarto voto para la orden; a parte de los de pobreza, obediencia y castidad, se determina el voto de obligación de recibir y defender a los peregrinos y fija también como deben ser atendidos los enfermos.

Al crecer la orden se organiza en diferentes provincias que reciben el nombre de lenguas y son: Provenza, Auvernia, Francia, Italia, Aragón, Castilla, Alemania e Inglaterra.

Toda la orden estaba dirigida por el Gran Maestre, que no dependía más que del romano pontífice. En cada lengua había un Baylo Gran Prior que recibía nombres diferentes en cada lengua, siendo en Aragón el Gran Conservador y en Castilla el Gran Canciller. A su vez cada Lengua se dividía en Prioratos y Encomiendas.

II.2.1.2 La orden de San Juan del Hospital y la Corona de Aragón.

La rápida extensión de los valores y reconocimiento de la orden de San Juan del Hospital llegó a los oídos del rey de Aragón tras la conquista de Zaragoza en 1118. Varios de los caballeros gascones y franceses que le acompañaban le nombraron las excelencias de la orden. El monarca, ante la gran empresa que constituía la reconquista de la península, piensa que la única forma de conseguirla sería enfocarla como una nueva cruzada y contando con el apoyo de órdenes como la de San Juan y la del Temple. Esta firme voluntad se formalizaría en su testamento, legando el Reino a las órdenes de Hospitalarios y Templarios, condicionado a no dejar las armas hasta no haber expulsado a los sarracenos. El testamento no se cumplió y fue nombrado rey su hermano el infante Don Ramiro.

Aún así, en 1141, el Gran Maestre de los sanjuanistas, Raimond de Puy, acudió a tomar posesión del testamento al frente de una delegación de hospitalarios y templarios. Aunque, finalmente no cumplió dicho testamento, sí que se firmaron una serie de pactos con Ramón Berenguer IV. Este, a cambio de su apoyo bélico en la reconquista, les donó gran número de tierras y castillos, el décimo de los impuestos del reino y el quinto de las conquistas que hiciesen. Con estos acuerdos la orden se creció y se fortaleció rápidamente en todo el reino de Aragón.

En 1148, Ramón Berenguer IV conquistó Tortosa con gran ayuda de Templarios y Hospitalarios y en agradecimiento a estos últimos les cedió el castillo de Amposta. Hasta ese momento los hospitalarios de Aragón dependían del Priorato del Hospital de Saint Gilles en la Provenza, pero dado el auge y la extensión que estaban produciéndose en el Reino de Aragón y una vez tomaron posesión del castillo de Amposta se crea la lengua de Aragón y el prior adopta el título de Gran Castellán de Amposta.

Constituida la lengua de Aragón continúa el crecimiento de la orden, en 1157 ya se tiene noticia de una encomienda de la orden en los términos de Senia y Sigena dependiente de la castellanía de Amposta. Dado el carácter itinerante de las cortes en tiempos de reconquista, tanto los condes de Barcelona como la corona de Aragón donan numerosos castillos y sitios estratégicos a los sanjuanistas para su protección.

El rey Alfonso II (1162-1192) continúa con multitud de donaciones como el castillo de Calanda, y casas en Cervera, Lérida, Barcelona, Sistar, Caspe y Villafranca. La orden interviene en las conquistas de Valdetorno, Favara, Maella, Valderrobles, Beceite, Monroy, Alcañiz, Castellote y Cantavieja. Intervienen en todas las acciones de reconquista y con ella no cesan de aumentar su poder. Pero la relación con la Corona de Aragón se estrecha todavía más a la muerte del Alfonso II. Su esposa, Doña Sancha de Castilla había fundado en 1188 el primer convento femenino de la orden hospitalaria en Aragón y a la muerte del rey ingresa en él.

Durante el reinado de su hijo, Pedro II (1196-1213) la orden permanece fiel a la Corona y acompaña al rey cuando al final del reinado, este acude a la llamada del rey de Castilla en la batalla de las Navas de Tolosa.

II.2.2 La reconquista de Valencia

En 1213, sucedió en el trono de Aragón a Pedro II, su hijo, Jaime I. Este paso su infancia en el castillo de Monzón, que pertenecía a los templarios. Esto influyó en su apoyo definitivo en las órdenes de templarios y hospitalarios en su posteriores conquistas. En 1229 comenzó la reconquista de Mallorca y aunque los sanjuanistas no se unieron a esta empresa desde el principio sí que se unieron al final, obteniendo distintas heredades en las islas.



Ilustración 44- Retrato ideal de Jaime I, escuela valenciana. S XV.

Esta relación hizo que los hospitalarios tomaran parte desde el principio en la conquista de Valencia como consta en la Crónica del Rey Don Jaime (I, 1989, pág. 138), sobre la reunión tenida el 15 de Enero de 1233 y tras la cual D. Jaime cedió a la orden del Hospital las villas y castillos de Torrente y Silla para cuando se conquistará Valencia.

“Estando el Rey Don Jaime en Aragón, en el lugar de Alcañiz, con él se encontraba el Castellán de Amposta llamado Hugo de Forcalquier, o también Maestre del Hospital, estando allí Don Blasco de Alagón; un día, departiendo de muchas cosas, el Castellán de Amposta le dijo: “Señor, puesto que Dios, por su misericordia, os ha querido hacer gracia y merced de guiar y lograr la conquista de Mallorca y demás islas, me parece que sería bueno que vos y nosotros, tratásemos de la conquista del Reino de Valencia, que siempre ha sido frontera de vuestros predecesores, que tanto han trabajado por conquistarlo y nunca pudieron tomarlo. Si Dios me

vale, Señor, sería cosa de gran gloria, y honorable a vos y a todos vuestros súbditos, que esta conquista se hiciese, y sería un gran servicio a Dios y exaltación de la Fe católica. Y puesto que ante nosotros está Don Blasco, que sabe más de aquella tierra que hombre alguno de vuestro reino, y que nos dijese la disposición del terreno y sobre qué lugar sería mejor que se fuese primero y se pudiese entrar y tomar."

Se refiere este texto para destacar la estrecha relación de la orden de la corona y su implicación desde el inicio en la reconquista de la ciudad de Valencia. Haciendo caso de los consejos de Don Blasco, se reunió el ejército en Teruel en Mayo de 1233 y se bajó directamente hasta sitiar Burriana, franqueando a su paso los sitios que no se rindiesen y talando las huertas y cultivos para privarles de suministro.

El sitio de Burriana fue duro y en el verano muchos de los ricos-hombres aragoneses querían volver a sus tierras. Cuando el sitio flaqueaba llegaron dos galeras cargadas de alimentos que exigían al rey el pago de 60.000 sueldos. Fue la orden de San Juan la que fió el capital a la Corona solucionando el problema de abastecimiento de su ejército y permitiendo la caída de la plaza de Burriana. Continuaron a esta la toma de Peñíscola, Chivert, Cervera, Pulpis, Borriol, Cuevas de Vinromá y Villafamés.

Tomada gran parte del norte del reino de Valencia, se convocaron las cortes generales de Monzón en Octubre de 1236 y en ellas se proclamó el carácter de cruzada para la conquista de la ciudad de Valencia. La bula pontifical que sancionó y legitimó dicha cruzada llegó en febrero de 1237 y en el mes de abril de ese mismo año se reunió en Teruel el ejército convocado a tal efecto. Bajando por el valle del Palancia se acampó en el Puig y se reconstruyeron las fortificaciones del cerro. Desde el verano al invierno de 1237, el rey hizo numerosos viajes a los territorios cristianos con el fin de conseguir adhesiones a su ejército y víveres para el mismo. El 20 de Agosto de 1237 se produjo una gran victoria de los cristianos asentados en El Puig sobre un ejército musulmán comandado por el rey Zayyan de Valencia.



Ilustración 45 – Retablo valenciano del S.XV, atribuido a Marçal de Sax que representa la batalla del Puig.

En la primavera de 1238, el rey prometió a los combatientes que no volvería a cruzar el Ebro hasta que no tomaran Valencia y en abril de ese año comenzó el sitio de la ciudad de Valencia.

El rey se estableció en Ruzafa y dejó a los hospitalarios, al mando de Hugo de Forcalquier, el sitio de la puerta de la Xerea, plaza de gran importancia debido a la proximidad del río y las dimensiones de la puerta, que podrían permitir una incursión de los defensores para partir el ejército atacante.

El 28 de Septiembre de 1238 se firma el documento de capitulación de la ciudad de Valencia. Según la crónica, unos 50.000 musulmanes abandonaron la ciudad, siendo el último el rey Zayyan, el 8 de Octubre de 1238.



Ilustración 46- Pintura mural del S XIV en la torre del homenaje del castillo de Alcañiz que representa la entrada del Rey Don Jaime en Valencia.

II.2.3 Inicio de la construcción del conjunto sanjuanista

El 26 de abril de 1238, recién emplazado el sitio de Valencia, se produjo, según aparece en la página 22 del Libro de Repartiment de Valencia (Ferrando y Frances, 1979), la cesión a la orden de San Juan del Hospital de la "domos quas habet in Valentia Hazach Haibandel". Estas posesiones se trataban de un amplio conjunto de edificios en el recinto intramuros junto a la puerta de Xerea que los sanjuanistas guardaron durante el asedio.

Esta era una de las cuatro puertas de la muralla árabe, situada donde hoy se ubica la Iglesia de Santo Tomás.

Las posesiones sanjuanistas tenían los siguientes límites:

Por levante con la actual calle Trinquete de caballeros que partía de la puerta de la Xerea y anteriormente recibió los nombres de la Chepollella, de Montagut, de San Juan del Hospital y Sagrari del Hospital.

Por el norte por un callejón cerrado a la calle Trinquete de Caballeros y con acceso desde la calle Avellanas. La actual calle del milagro no existía, se abriría posteriormente dividiendo las posesiones de los sanjuanistas que llegaban hasta los baños del almirante por el oeste.

Por el oeste con la calle del atrio.

Por el sur con la calle Christophol Soler, que después se llamaría Fosar de San Joan y por la que discurría el muro de separación de la judería.

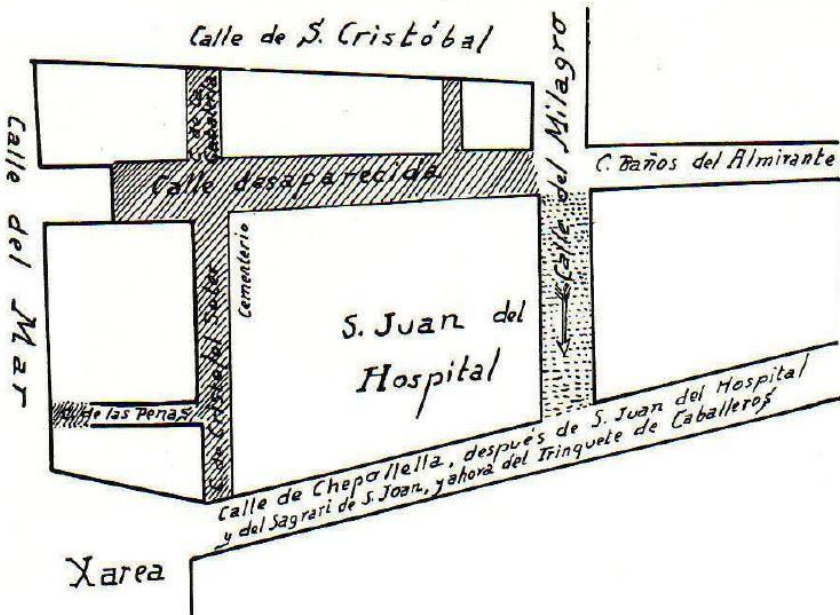


Ilustración 47 – Calles que rodeaban el complejo sanjuanista en su fundación según Llorca (1930).

La construcción del conjunto sanjuanista debió producirse inmediatamente tras la entrada en Valencia. Según (Bravo Navarro, 2000, pág. 37):

“La hipótesis respecto a la muy pronta ocupación de estos solares y casas, así como el comienzo de las obras de la pequeña capilla, cementerio y de la Iglesia principal, encuentra un buen apoyo, aparte del patrocinio del rey D. Jaime, en la licencia otorgada en aquellas fechas, por el papa Gregorio IX (1227-1241) para edificar iglesias y cementerios en los lugares ocupados a los moros; licencia que, a mayor abundamiento-cabe pensar-, pudo tener su razón de ser en la petición elevada, a este respecto, por los hospitalarios, al pontífice; todo ello permite aventurar que la iglesia de San Juan del Hospital fue el primer templo cristiano de la Valencia reconquistada, ya que la primera piedra de la Seo o catedral no fue puesta hasta el 22 de Junio de 1262”

Varias circunstancias apoyan la hipótesis de que la construcción del templo principal se comenzó inmediatamente tras la toma de Valencia y

que la construcción del mismo se desarrolló entre el s XIII y las dos primeras decenas del s XIV.

La primera es que en 1316 la orden de San Juan pierde casi todo su poder en el reino de Valencia al serle donadas casi todas sus posesiones, salvo la encomienda de Torrente y el conjunto sanjuanista de Valencia, a la recién creada orden de Montesa. Esto hace pensar que el grueso de las obras se debió realizar antes de esa fecha.

Por otra parte, con fecha 29 de Octubre de 1243, es decir, solo cinco años después de la conquista ya consta un pleito sobre diezmos primicias y otros derechos entre D. Ferrer de San Martí, primer obispo de Valencia y D. Hugo de Forcalquier en representación de la orden de San Juan. Los devengos pleiteados y otros como limosnas, etc.... podrían estar siendo empleados para sufragar las obras de construcción del conjunto sanjuanista.

Así mismo, es posible fechar la época de construcción de la puerta románica que da acceso al templo desde el patio del vía crucis. Esta puerta posee un escudo en su alfiz con una cruz latina. Pero el papa Alejandro IV (1254 -1261) otorgó a la orden de los hospitalarios, como emblema, la estrella de ocho puntas que recuerda a las ocho bienaventuranzas, por lo que la puerta románica debe estar construida en el intervalo de 1238 a 1261.

La antigüedad del templo consta así mismo en el lugar preferente que siempre tuvo la iglesia de San Juan en los actos de culto de la ciudad, como cita Llorca (Llorca, 1930, pág. 121), con ocasión de los funerales de Felipe V el 13 de Septiembre de 1746 "... y guardando orden de antigüedad de las Parroquias, esto es, San Juan del Hospital a la parte del Señor Arzobispo y; San Martín a la parte del coro del seños Capiscol y así los demás..."

Por último, el 15 de Enero de 1308, el rey Jaime II (1267-1327) de Aragón, concedió a Pedro de Soler, Castellán de Amposta, licencia para la ampliación del conjunto hospitalario (Archivo de la Corona de Aragón, Registro nº 205, folio 126). Esta sería la época de mayor esplendor de la orden en Valencia, sobre todo a raíz de la disolución de la orden del Temple en 1311 por parte del papa Clemente V y la cesión de todos sus bienes a la orden del Hospital y es sin duda en estos años en los que se acometen las obras más ambiciosas. Un esplendor efímero, ya que como hemos comentado en 1316 perdería la mayor parte de sus posesiones a favor de la orden de Montesa y dejaría paralizadas las obras previstas.

II.2.4 Evolución constructiva de la iglesia de San Juan del Hospital

Para determinar la evolución constructiva de la iglesia de San Juan del Hospital de Valencia tomaremos la documentación gráfica y escrita existente, tomando con especial atención el minucioso trabajo realizado por D. Daniel Crespo Godino como Trabajo de Evaluación del Máster Universitario en Conservación del Patrimonio Arquitectónico de la Universidad Politécnica de Valencia realizado en 2006. (Crespo Godino, 2006). En este trabajo se realiza una lectura estratigráfica de los elementos murarios y un análisis de las fábricas y de sus trabas que permiten determinar la evolución constructiva del mismo. De él tomamos las imágenes en tres dimensiones que explican a continuación la evolución constructiva siglo a siglo.

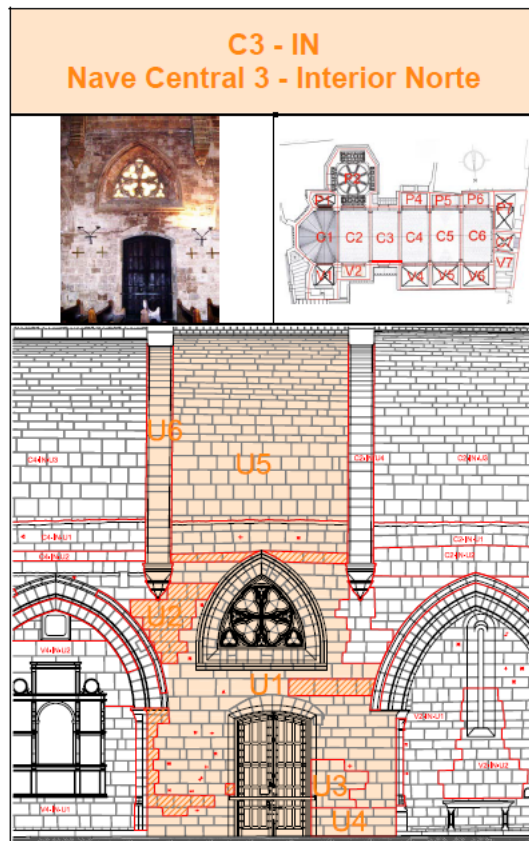


Ilustración 48– Ejemplo de ficha de análisis murario.(Crespo Godino, 2006, pág. 85).

II.2.4.1 S XIII. Primera y segunda fase de construcción del templo.

Como ya se ha comentado la construcción de la Iglesia debió ocurrir tras la toma de la ciudad. Según establece en la síntesis de su trabajo D. Daniel Crespo existen dos fases de la construcción determinadas por distintos indicios:

La falta de traba entre el segundo y tercer tramo y entre el tercer y cuarto tramo.

La aparición constante de marcas de cantero con formas de flecha en el tercer tramo que no aparecen en el segundo tramo ni en el ábside.

La diferencia entre los canecillos del segundo tramo y el ábside con respecto a los del tercer tramo.

Así pues se establece una primera fase de construcción con el ábside y el segundo tramo que reproduce Crespo Godino

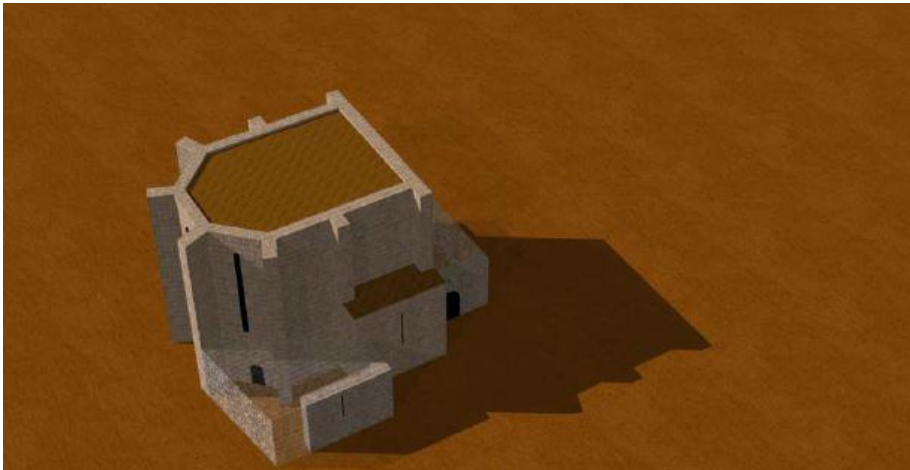


Ilustración 49– S XIII. Fase I. Hipótesis de la construcción del templo según Crespo Godino.

En esta fase existiría una fachada oeste cerrando el segundo tramo. La sillería de esta fachada se reutilizaría posteriormente en la construcción de los muros del tercer tramo.

En una segunda fase del S. XII se ampliaría el templo con el tercer tramo.



Ilustración 50– S XIII. Fase II. Hipótesis de la construcción del templo según Crespo Godino.

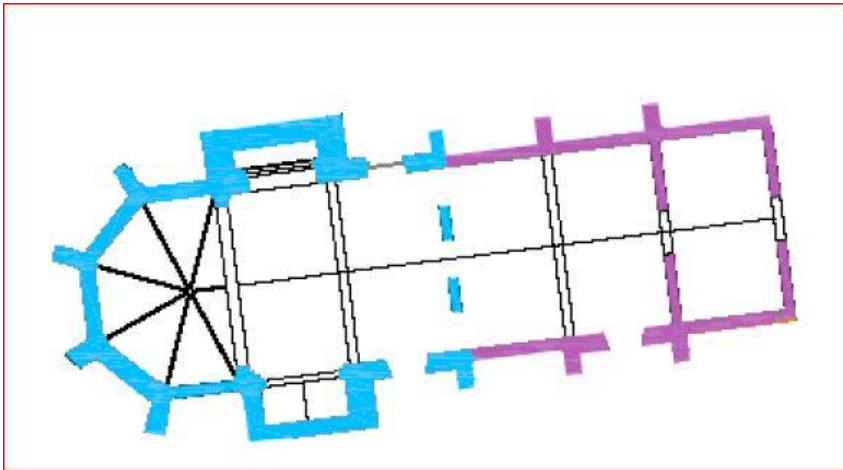


Ilustración 51– S XIII. Hipótesis de la planta de la iglesia a finales del siglo XIII.(García Valdecabres, 2010, pág. 188)

En la planta del S.XIII se observa la hipótesis de construcción en la que se distingue la iglesia del hospital que funcionó hasta que la orden perdió sus posesiones a favor de la nueva orden de Montesa.

En esta fase aparecen la espadaña que coronaría la entrada norte al templo y que aparece en los dibujos de Mancelli de 1608.



Ilustración 52 –Plano Mancelli 1608

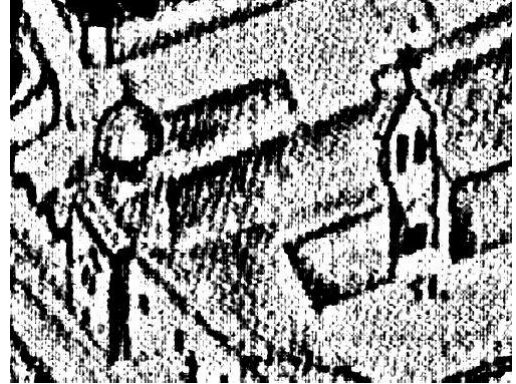


Ilustración 53 –Detalle Plano Mancelli

Así mismo se construye la torre de acceso a la cubierta de la que todavía queda la huella en el muro exterior del tercer tramo.



Ilustración 54– Huella de la torre de acceso a la cubierta del S XIII.(Crespo Godino, 2006, pág. 87)

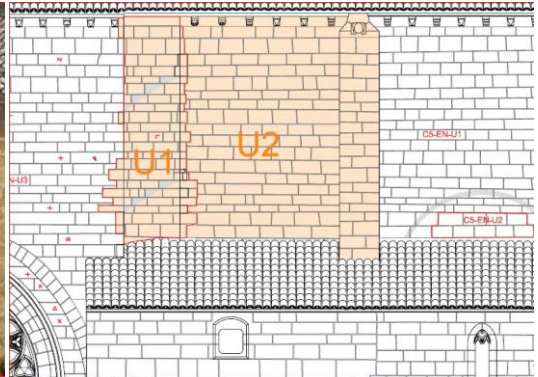


Ilustración 55– Estratigrafía muraria de la huella de la torre de acceso a la cubierta del S XIII.(Crespo Godino, 2006, pág. 87)

II.2.4.2 S XIV. Auge y ocaso de las obras del templo.

El inicio del siglo fue el de mayor esplendor.

En 1306 se realiza la construcción de la capilla de Santa Bárbara, según lo dispuesto en su testamento por Dña. Constanza de Hofestaufen ante el notario de Valencia Nicolás de Puig el 19 de Agosto de ese año (Teixidor) Tomo I, pág. 301.

En 1308 se aprueban las obras de ampliación que comprenderían los tramos cuarto y quinto. Apoyando esta hipótesis tendríamos los siguientes indicios según Crespo Godino:

No existe falta de traba entre estos tramos.

Aparecen unos sillares a modo de espera entre el quinto y el sexto tramo que podrían definir el punto de paralización de las obras entorno al 1316, momento en el que la orden perdió sus posesiones.



Ilustración 56– S XIV. Fase I. Hipótesis de la construcción del templo según Crespo Godino.

En una segunda fase del S XIV se debió cubrir el sexto tramo que se había paralizado. Dada las menores posibilidades de la orden tras la cesión de sus posesiones a la orden de Montesa, este último tramo ya no se terminó según lo previsto y se realizó con cubierta de madera en vez de la bóveda apuntada que existen en los tramos cuarto y quinto.

Para apoyar esta afirmación citamos al Levantino describiendo las obras de retirada de la mampostería iniciadas en agosto de 1967 y que afectaron a los tramos 4, 5 y 6 de la iglesia. (Gasco Pascual, 1969, pág. 121):

“La sorpresa fue que, al mirar por el hueco que quedaba entre la cumbrera del segundo tramo“(C5) “y la bóveda del tercero, “(C6) “se comprobó que no existía ninguna techumbre gótica, sino unos cuchillos de madera que sostenían el tejado. “

En las siguientes ilustraciones del archivo del arquitecto conservador D. Alejandro Ferrant se observa como en la primera fase de las obras se tuvo que dejar sin retirar la bóveda del tramo 6 ya que no existía, como en el 4 y 5, bóveda gótica que dejar vista, tan solo unos cuchillos de madera.



**Ilustración 57 - Archivo Alejandro Ferrant.
Bóveda barroca del tramo C6 sin retirar.**



**Ilustración 58 - Archivo Alejandro Ferrant.
Bóveda barroca del tramo C6 sin retirar.**

Por otra parte, en esta segunda fase del S. XIV, se realizaron las capillas entre contrafuertes. García Valldecabres plantea(García Valldecabres, Tesis doctoral, 2010, pág. 196), que las capillas P4 y P5 fueron construidas por un mismo cantero cisterciense y el resto de las capillas por distintos canteros aunque a lo largo de este mismo periodo.

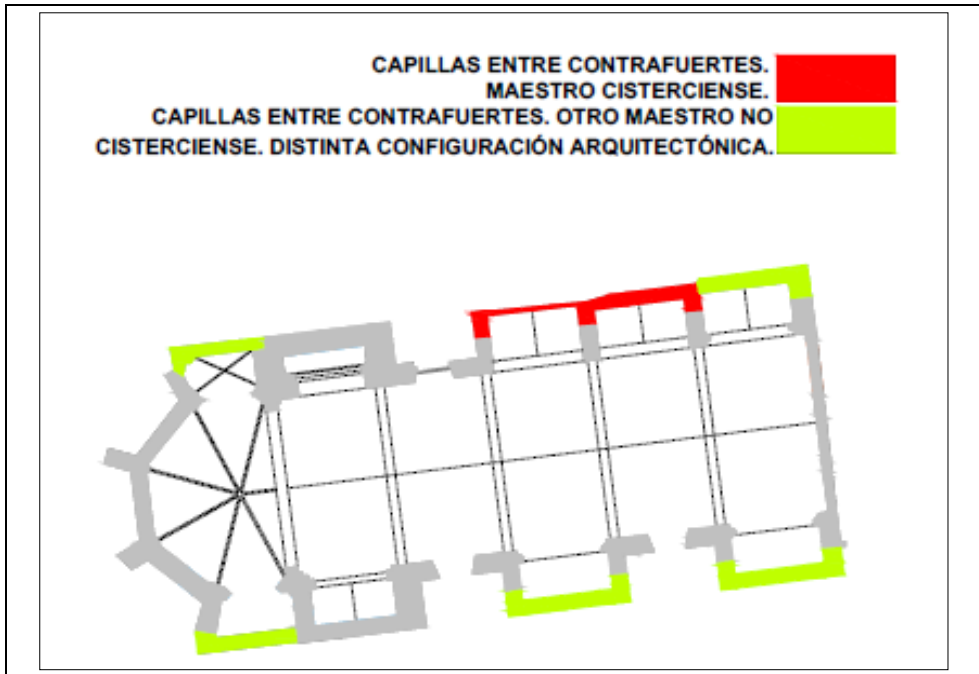


Ilustración 59 – Construcción de las capillas laterales a finales del S. XIV según (García Valdecabres, 2010, pág. 196) .

Por último en este siglo se construiría también la cámara oculta que se encuentra sobre la capilla V2. A esta se accede por un arco ojival situado a unos 7 metros de altura sobre el suelo.



Ilustración 60 - Acceso a la cámara oculta desde la capilla V1

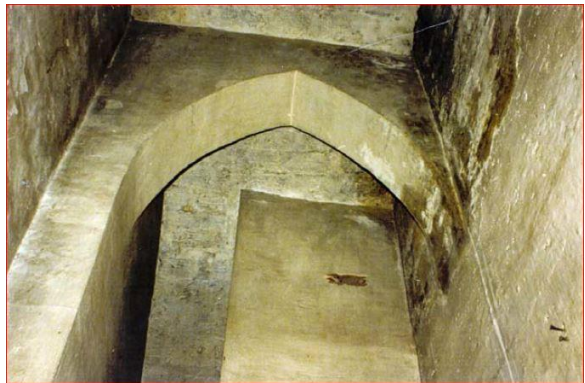


Ilustración 61 – Interior de la cámara oculta

La iglesia, a finales del S. XIV quedaría como sigue:



Ilustración 62 - S XIV. Fase II. Hipótesis de la construcción del templo según Crespo Godino.

II.2.4.3 **S XV. Construcción de las capillas P4 y V4.**

La capilla P4 fue fundada en 1401 por el caballero Berenguer de Peramola según consta en su testamento. (Llorca, 1930, pág. 59).

La capilla V4 fue construida por Pere Balaguer en 1416, según consta en un contrato del mercader Guillem Bernat del 23 de junio de dicho año.



Ilustración 63 – Bóveda de crucería de la capilla V4



Ilustración 64 – Bóveda de crucería de la capilla C7

Los arcos de crucería situados a los pies del templo, en las capillas P7 y C7, podrían pertenecer a la misma época que lo de la capilla V4 de Pere Balaguer (García Valldecabres, Tesis doctoral, 2010, pág. 197). A la capilla P7, se accede a través de un arco conopial que denotaría un gótico más evolucionado.

Según Crespo Godino estas dos capillas guardan relación en las fábricas por el tamaño de las mismas, lo que las situaría en la misma época. (Crespo Godino, 2006, pág. 277).

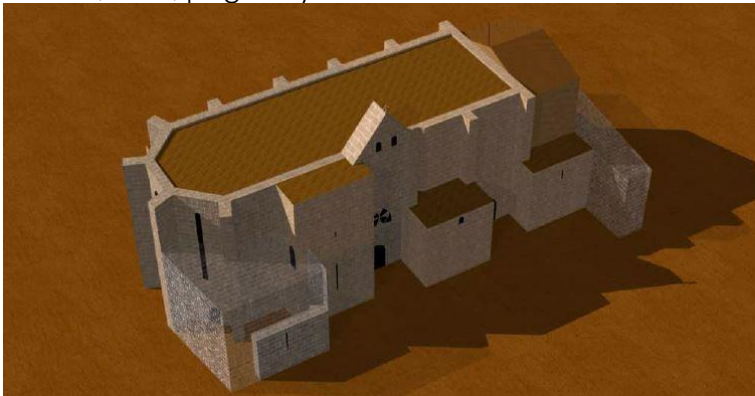


Ilustración 65 - S XV. Hipótesis de la construcción del templo según Crespo Godino.

II.2.4.4 **S XVI. Ampliación de la capilla V1.**

Capilla fundada por Isabel Rubio y Catalá, viuda de Pere Catalá, antes de 1532.

La doble clave de su bóveda y el arco apuntado denotan un gótico más avanzado que el del resto del templo.

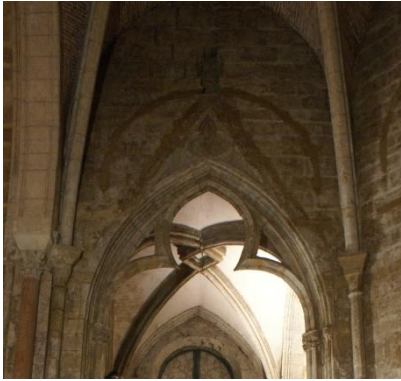


Ilustración 66 – Arco lobulado de acceso a la capilla V1.



Ilustración 67 – Clave de la capilla V1.

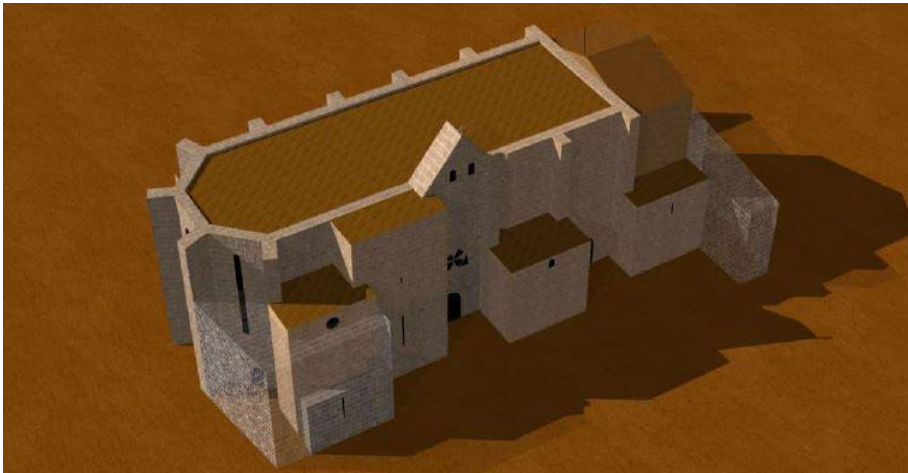


Ilustración 68 - S XVI. Hipótesis de la construcción del templo según Crespo Godino.

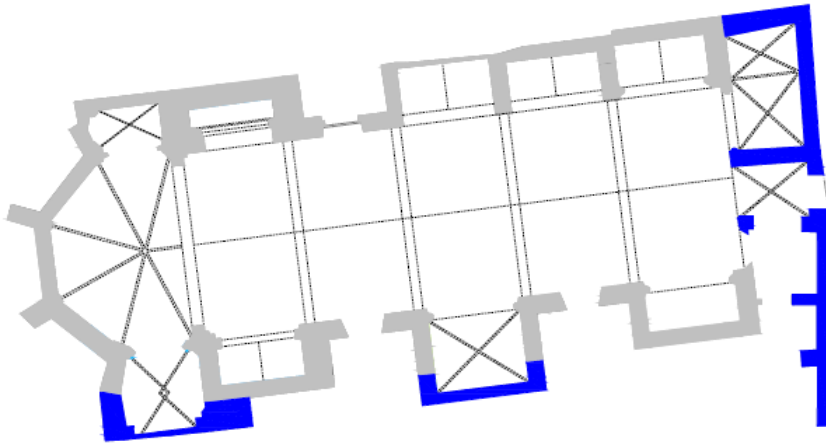


Ilustración 69 – Hipótesis del estado del templo a finales del S. XVI según (García Valdecabres, Tesis doctoral, 2010, pág. 198).

II.2.4.5 **S XVII. Un siglo de cambios.**

En este siglo se producen grandes cambios. Se realiza una nueva cubierta a dos aguas, se realiza la nueva capilla de Santa Bárbara y por último se adapta el interior de la Iglesia a la nueva corriente artística, el barroco.

En cuanto a la realización de la cubierta a dos aguas, existe documentación sobre una importante obra entre 1659 y 1663 con un costo de 575 lliures. Así mismo, aparece otra intervención en 1683 de 11 lliures, en la descripción de ambas obras aparecen "*rajoles, cals, mitges y algeps*", pero solo aparecen "*taulells*" en 1659. Apoyado en estos datos (Crespo Godino, 2006, pág. 279), realiza la hipótesis de que la obra de 1659 fuera la realización de la cubierta a dos aguas del templo.

Entre 1685 y 1689, patrocinada por la cofradía de Santa Bárbara, se realiza la construcción de la nueva capilla de Santa Bárbara por obra de Pérez Castiel. Esta se sitúa en el lugar de la antigua capilla de los Santos Reyes Magos (P2).

La decoración barroca de la nueva capilla y la buena situación económica de la iglesia motivan que a finales de este siglo se proceda a la adaptación del interior del templo al nuevo estilo barroco. Evidentemente, esta reforma se realizó con el ánimo de no ser nunca retirada, por lo que no se tuvo reparo alguno en dañar la obra gótica que iba a quedar oculta.

En parte de esta adaptación se recortan las bóvedas góticas de la nave central para realizar los lunetos, de los que quedan huellas en la bóveda del tramo C5.



Ilustración 70 – Restos de lunetos en el tramo C5 de la bóveda central. (Ferrant Vázquez, 1967)



Ilustración 71 – Bóveda perforada por luneto. (Ferrant Vázquez, 1967).

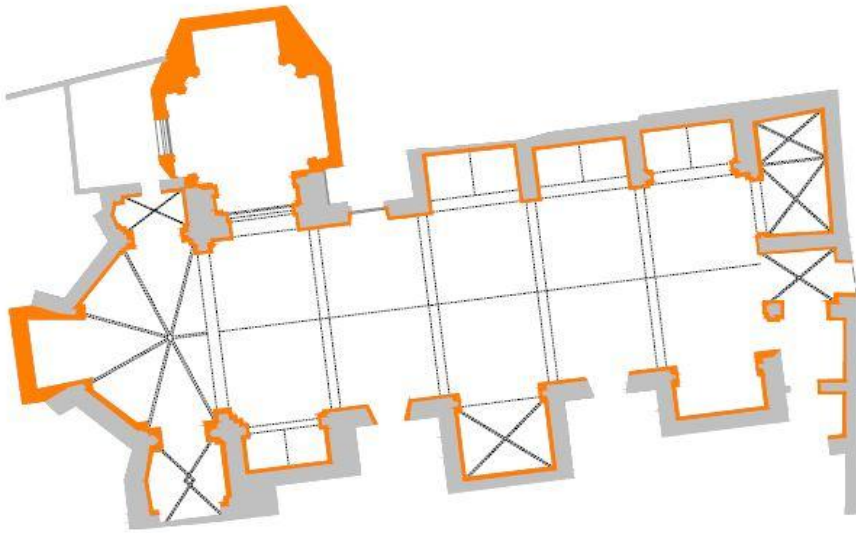


Ilustración 72- Hipótesis del estado del templo en el S. XVII según (García Valdecabres, Tesis doctoral, 2010, pág. 199).



Ilustración 73- S XVII. Hipótesis de la construcción del templo según Crespo Godino.

II.2.4.6 **S XVIII. Bonanza económica.**

Durante este siglo hubo varios Grandes Maestres de la orden de Malta de origen español que no se olvidaron de la Iglesia de Valencia. (La orden del Hospital, pasa a llamarse Soberana Orden de Malta tras asentarse en esta isla cedida por el Emperador Carlos V en 1530). Este hecho favoreció que las donaciones y legados fueran abundantes (Llorca, 1930, pág. 121), y el templo vivió una nueva época de esplendor en la que se enriqueció su patrimonio artístico con retablos y obras arte.

Esto permitió seguir realizando obras en el templo. Por una parte se realiza la construcción del trasagrario, derribando parte del muro central del ábside. En 1737 se amplía la capilla V6 para ubicar el archivo de la Iglesia. Por último se elimina la espadaña, que todavía aparece en plano de 1704 de Tosca y no en el 1738, y se construye el actual campanario.

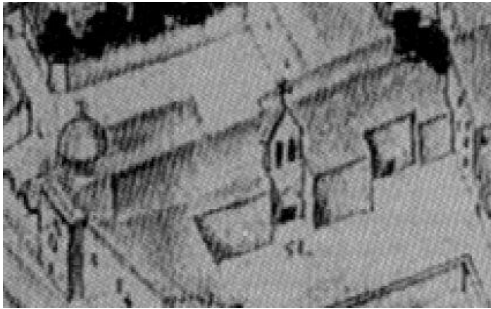


Ilustración 74 –Detalle del plano de Tosca
1704



Ilustración 75 – Detalle de plano de
Tosca de 1738

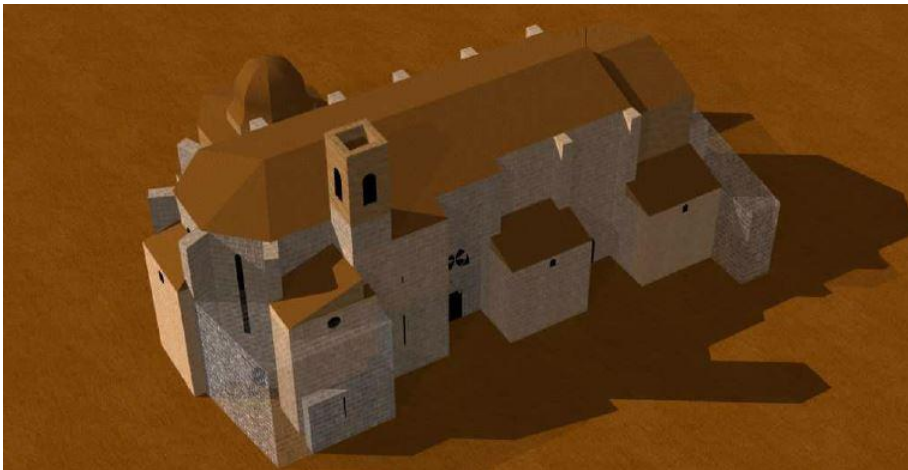


Ilustración 76 - S XVIII. Hipótesis de la construcción del templo según Crespo Godino.

II.2.4.7 S XIX. Decadencia de San Juan del Hospital.

El año 1789, Napoleón ocupa la isla de Malta, sede de la orden de los hospitalarios. En respuesta, Carlos IV se proclama así mismo Gran Maestro de la orden en los dominios españoles, cede los asuntos religiosos a la Iglesia y se apropia de los bienes de la orden que poco a poco se van vendiendo.

Por otra parte, durante la invasión francesa y la guerra de la Independencia la Iglesia se ve gravemente afectada. En lo relativo a estructura, sufre un bombardeo sobre la capilla del archivo (V6) y la antigua puerta de acceso al hospital (V5). Estas son restauradas alineándolas con la capilla del S. XIV de Pere Balaguer (V4). Esta obra de reconstrucción de las capillas ya aparece reflejada en los planos de la ciudad de Valencia realizados en 1831 por D. Francisco Ferrer.

Tras la guerra, la iglesia vuelve brevemente a la orden pues se convierte en parroquia sin demarcación.



Ilustración 77 - S XIX. Hipótesis de la construcción del templo según Crespo Godino.

II.2.4.8 S XX. Ocaso, rehabilitación y vuelta al gótico.

En 1905 se abrió al culto la nueva parroquia de San Juan y San Vicente, a la que se donó casi todos los objetos de valor de San Juan del Hospital, pero lo peor llegó con el saqueo de la iglesia durante la guerra civil, la iglesia quedó sin más que sus muros y en muy mal estado.

Esto motivó que la Iglesia valenciana, necesitada de ingresos para la construcción de nuevos templos, la incluyera en una lista de templos a deruir para vender los terrenos en el año 1942.

Un grupo de valencianos, al que citaremos ya que les debemos el poder disfrutar de este templo, D. Elías Tormo (Tormo Monzó, 1944), el Barón de San Petrillo, D. Vicente Ferrán y el marqués de Villarreal de Álava lograron que el templo fuera nombrado Monumento Histórico Artístico en 1943, lo que evitó su derrumbe.

Aún así el templo estuvo olvidado hasta 1967, fecha en la que el arzobispo de Valencia cedió el uso a la Sociedad Sacerdotal de la Santa Cruz (Opus Dei) que inmediatamente comenzaron las obras de rehabilitación del templo y lo habilitaron de nuevo para el culto.

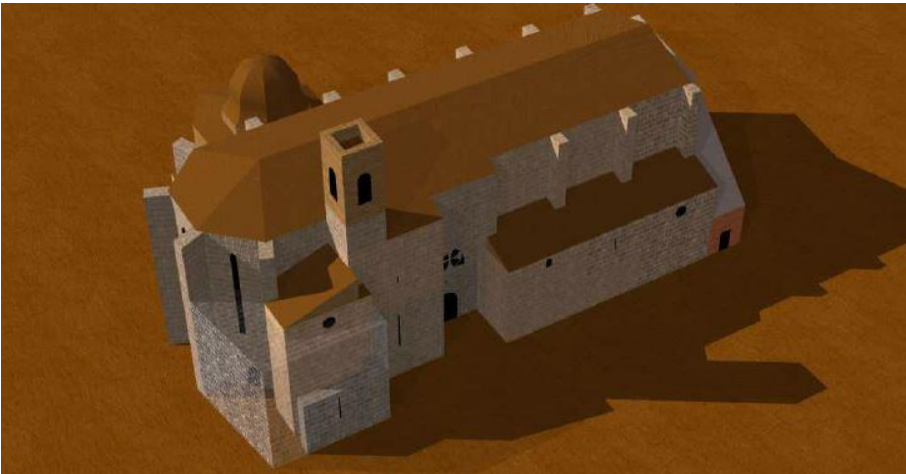


Ilustración 78 - S XIX. Hipótesis de la construcción del templo según Crespo Godino.

Esta obra está perfectamente documentada, tanto en el archivo de San Juan del Hospital, como en el archivo de arquitecto conservador D. Alejandro Ferrant Vázquez, ubicado en la Biblioteca Valenciana (Ferrant Vázquez, 1967) y en el libro de Gasco Pascual (Gasco Pascual, 1969).

Los hechos más destacables de esta intervención son:

Repristinación del interior del templo, eliminando todo el revestimiento barroco, salvo el de la capilla nueva de Santa Bárbara, y sacando a la luz la fábrica gótica original. Como ya se ha comentado, muchos de los elementos góticos, como arcos, cornisas, muros, etc...., estaban gravemente dañados. En algunos casos se han reconstruido y en otros se han sustituido por piezas de nueva ejecución.



Ilustración 79 – Obras de rehabilitación del templo.(Ferrant Vázquez, 1967)



Ilustración 80 – Obras de rehabilitación del templo.(Ferrant Vázquez, 1967)

Construcción del tramo 6 de la nave central, construyendo los dos últimos contrafuertes que nunca habían existido, realizando los muros laterales de la nave central, así como la nueva bóveda de piedra en la nave central. En la Ilustración 81 se puede observar la falta del último contrafuerte y la fábrica de ladrillo de los muros del tramo C6, así como la diferencia de altura entre la cubierta de cuchillos de madera del tramo C6 y la del tramo C5.



Ilustración 81 – Tramo 6 antes de la rehabilitación (Ferrant Vázquez, 1967)



Ilustración 82 – Tramo 6 durante la rehabilitación (Ferrant Vázquez, 1967)

Reconstrucción de bóvedas de crucería. En algunas capillas, como la de los estudiantes (P7) solo quedaban los nervios, en otras no quedaba nada (V5) y se tuvieron que hacer nuevas copiando las existentes (la V4 en este caso).



Ilustración 83 – Capilla P7 en 1967 antes de la rehabilitación. (Ferrant Vázquez, 1967)



Ilustración 84 – Capilla V5 en 1967 antes de la rehabilitación.

Derribo del trasagrario y reconstrucción del muro central del ábside
Aplacado de piedra de las bóvedas de la nave central en los tramos C2, C3 y C4. Los tramos C2 y C3 fueron originariamente contruidos con fábrica de ladrillo macizo, mientras que el C4 estaba compuesto por ladrillos pero con la clave de piedra. En el tramo C5 que ya era de mampostería simplemente se ciegan los huecos de los lunetos.

Una vez terminados los trabajos de rehabilitación del templo se han realizado numerosas obras de mantenimiento y mejora del conjunto de San Juan del Hospital. En el punto 79II.3.1.1 se describen brevemente los trabajos realizados en los últimos años.

II.2.5 Referencias arquitectónicas

El conjunto de San Juan del Hospital se comienza a edificar, como hemos visto, inmediatamente después de la reconquista de la ciudad, como dice Garín Ortiz de Taranco citando a Tormo “en la Valencia, reconquistada en 1238, y en el resto del reino, *no había de brotar espontáneamente una vigorosa vida artística y habría de recurrirse a maestros y artífices de los reinos conquistadores*” (Garín Ortiz de Taranco, 1988, pág. 27), (Tormo Monzón, 1923). El templo y demás dependencias sanjuanistas serán herederas, como no podía ser de otra manera, de la arquitectura que importaron los reconquistadores, influidos por el arte del momento que sufría una evolución del estilo que había reinado en los últimos siglos, el románico, hacia una *ars nova* que se empezaba a implantar en la Europa cristiana, el gótico.

II.2.5.1 Arquitectura religiosa de la reconquista: entre el románico y el gótico.

En las fechas de la reconquista del Reino de Valencia, al arte que llega se puede catalogar como un románico tardío con unas características especiales dada la lógica influencia del arte islámico precedente en el Reino y la presencia de goticismos propios de la época de implantación. A este románico tardío se refiere Tormo de la siguiente forma “La total monarquía aragonesa, al correr del SXIII, se mostró reacia y tardía en la aceptación del arte gótico... y el románico enraizado se adelgazaba y se afinaba, por el contrario, en una supervivencia que permita hablar en aquellos estados de un románico terciario” (Tormo Monzón, 1923)

El historiador Ramón Rodríguez Culebras realiza una descripción de este románico tardío que encaja con nuestra iglesia: “Se adopta un tipo de románico que emplea casi en exclusiva el arco fajón apuntado..., para las portadas se emplea preferentemente el arco de tradición románica, de medio punto, sin ornamentación o con modestos trabajos geometrizarantes o de plantas.” (Rodríguez Culebras, 1974).

Este estilo de las “Iglesias de reconquista”, así llamadas por el citado Elías Tormo, construidas a partir del siglo XIII, se extendieron por todo el reino, el propio Tormo escribiría que serían “muchos centenares” y que “el tipo se arraiga y construyense en tres siglos muy posteriores, plenamente góticos, los XIV, XV y XVI...” (Tormo Monzón, 1923).

La mezcla entre elementos del románico y el gótico hace que otros autores califiquen este estilo como proto-gótico o gótico inicial, Ferrer Anaya, describiendo la ermita de San Roque de Ternils lo llama primera época del gótico valenciano (Ferrer Anaya, 2014) pág. 6.



Ilustración 85 – Exterior ermita de San Roque de Ternils (Ferrer Anaya, 2014)

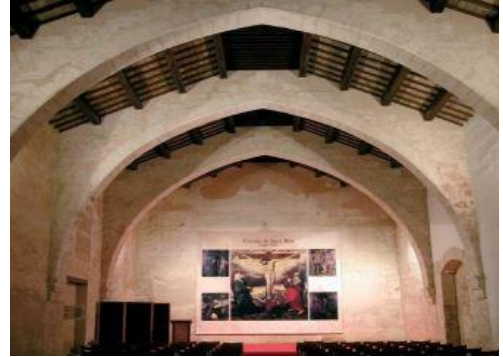


Ilustración 86 – Interior ermita de San Roque de Ternils (Ferrer Anaya, 2014)

Son iglesias con una nave dividida por arcos diafragmáticos perforados con arco apuntado y sobre los que se edifica techumbre de madera.

II.2.5.2 Los Arcos Diafragmáticos

Dentro de este tipo de iglesias de reconquista fijémonos en uno de sus elementos más relevantes, los arcos diafragmáticos.

Zaragozá Catalán, en su tesis doctoral analiza en profundidad los edificios de arcos diafragmáticos y techumbre de madera afirmando que sin ellos no se puede entender el espacio en el que se desarrollaba la vida medieval valenciana. (Zaragozá Catalán, 1990). Se utilizaron profusamente en todo tipo de inmuebles desde humildes edificios civiles como hornos, almacenes, atarazanas, etc...., hasta la arquitectura religiosa.

Diafragma, palabra de origen griego, tiene el significado de separación, barrera, obstrucción. Así, en esta tipología, los arcos diafragmas son muros perpendiculares a la dirección principal de la nave que son perforados por un arco y que estrechan la nave principal.

Tal como indica Zaragozá, no se puede determinar el origen del sistema, ya que lo elemental del mismo hace que se haya utilizado allí donde las

condiciones del lugar lo hacían ventajoso frente a otras tipologías como cubierta con cerchas de madera o sistemas de techumbre abovedada.

La utilización de este sistema se documenta extensamente en las navalia, *astilleros*, y los *horrea*, *almacenes*, romanos. (Torres Balbas, 1959). El sistema evoluciona y se utiliza abundantemente durante la época de la reconquista.

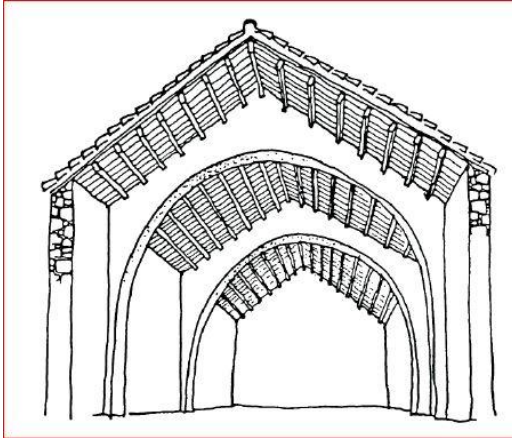


Ilustración 87 – Esquema de una nave con arcos diafragma y esquema de madera según Zaragoza. (Zaragozá Catalán, 1990)



Ilustración 88 – Iglesia de la Sangre de Llíria. S XII

II.2.5.3 La iglesia de tipo parroquial

Dentro de estas iglesias de reconquista podemos destacar las de tipo parroquial que encontramos descritas por E. Llobregat describiendo la Iglesia vieja de Santa María de Jijona:

“...es trobem davant d'un exemple molt bonic d'iglesia del segon tipus, dit parroquial: nau única amb contraforts interns que deixen entre l'un i l'altre espais per a una capilla lateral... El cas de Xixona es un fenomen de transició, per una part te una planta que respon al tipus parroquial... per l'altre, el presbiteri de tipus rectangular i la coberta amb enteixinant i teulada a doble vessant, respon mes al tipus primitiu d'arcs diafragmes” (Llobregat, 1974)

En este tipo de transición que define Llobregat bien podríamos incluir a San Juan del Hospital.

El tipo parroquial que describa Llobregat respondería a una única nave con contrafuertes dispuestos para absorber el empuje horizontal y disimulados con capillas laterales interiores entre ellos. Son espacios de indudable tradición basilical, sin nave de crucero acusado, o muy poco al exterior.

Estaría cubierta por una bóveda dividida por unos arcos fajones en tramos rectangulares de lados desiguales, cortos en la dirección de la nave y más largos en la perpendicular. Normalmente con bóveda de crucería nervada sencilla y en el presbiterio la crucería suele tener esquema radial uniendo la clave o no al arco del triunfo por una ligadura.

Estas iglesias de tipo parroquial crearían un gran espacio uninave fundamental para predicación de las órdenes mendicantes, como dice Lavedan "Para un orador sagrado, no hay, evidentemente, mejor escenario que aquel donde es visto y oído por todos", en Valencia se construyen "... verdaderos auditoria... sin demasiados o ningún entorpecimiento columnario"(Lavedan, 1935). Según Mâle, se constituyen en auténticas "Eglises de la parole".(Male, 1986)

A pesar del nombre de parroquiales, no todas son parroquias como lo demuestra nuestra iglesia de San Juan del Hospital, vinculada a una orden militar o la de San Agustín de Valencia, iglesia conventual fundada en 1307. Cubierta con bóveda de crucería con nervios de piedra y cabecera poligonal con contrafuertes que recuerdan a la de San Juan del Hospital.

Jaime I, tras su entrada en Valencia, y cumpliendo los compromisos adquiridos con las cortes de Monzón en 1236 y dado el carácter de cruzada de su caMPaña, dota económicamente, a parte de la Catedral, a las primeras doce parroquias de la ciudad para que pudieran empezar a funcionar. Estas serían las parroquias de San Martín, San Andrés, Santos Juanes, Santo Tomás Apóstol, San Nicolás, San Esteban, El Salvador, San Lorenzo, San Bartolomé, Santa Cruz, San Valero y la iglesia de Santa Catalina.

Como vemos en la planta de la Iglesia de San Martín, construida entre 1372 y 1401 se repite el estilo parroquial de nave única y capillas laterales entre contrafuertes, en este caso cubierta con bóveda de crucería con nervaduras, oculta en la actualidad por la decoración barroca, y cabecera poligonal.

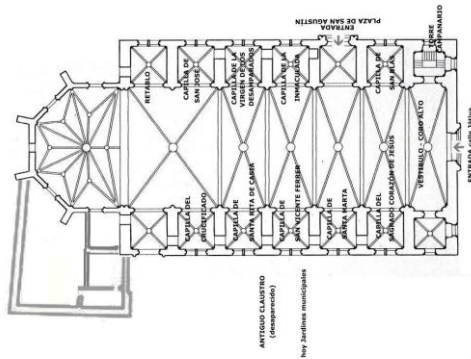


Ilustración 89 – Planta de la Iglesia de San Agustín de Valencia(Diez Arnal, 2015)

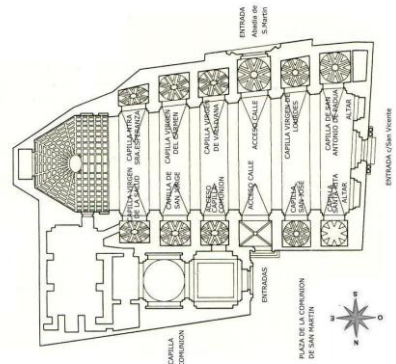


Ilustración 90 – Planta de la Iglesia de San Martín de Valencia.(Diez Arnal, 2015)

El tipo parroquial se repiten en el resto de las primeras parroquias que todavía se conservan en la ciudad de Valencia:

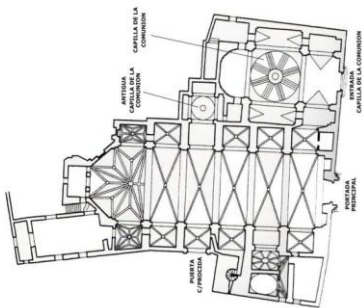


Ilustración 91 – Planta de la Iglesia de San Juan de la Cruz de Valencia, antigua parroquia de San Andrés.(Diez Arnal, 2015)

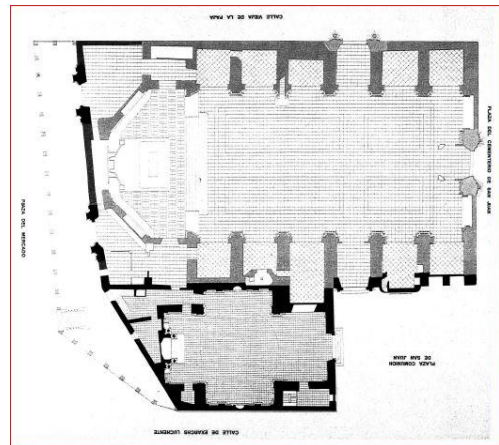


Ilustración 92 – Planta de la Iglesia de los Santos Juanes de Valencia(Galvañ Llopis & Mas Tomás, 1992)

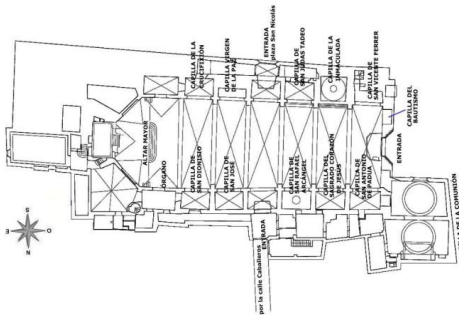


Ilustración 93 – Planta de la Iglesia de San Nicolás de Valencia.(Diez Arnal, 2015)

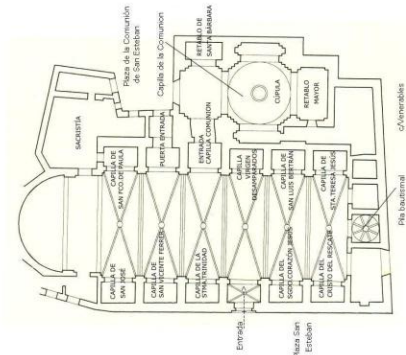


Ilustración 94 – Planta de San Esteban de Valencia(Diez Arnal, 2015)

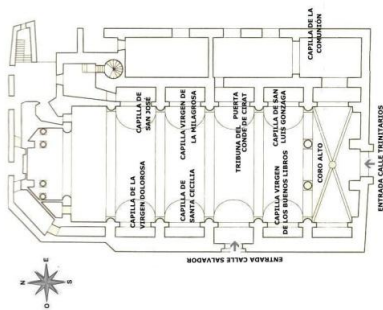


Ilustración 95 – Planta de la Iglesia de El Salvador de Valencia.(Diez Arnal, 2015)

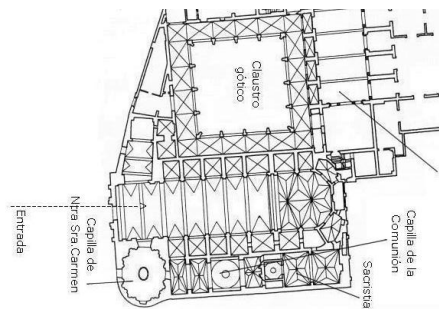


Ilustración 96 – Planta de la Iglesia del Carmen de Valencia, antigua parroquia de la Santa Cruz.(Diez Arnal, 2015)

Tal como vemos y como afirma Garín Ortiz de Taranco, es de tipo parroquial, sería incluso más numeroso que el de arcos diafragmas y “constituiría el “normal”, ni complicado ni simplicísimo, amplio y muy construible, elástico y sólido; y ofrece vinculaciones genético-morfológicas,

tanto hacia el pasado como hacia el futuro, interesantes en insospechables en un principio."(Garín Ortiz de Taranco, 1988, pág. 38).

En el Reino de Valencia se vive un esplendor de este tipo uninave con capillas laterales, a parte de las ya citadas de la ciudad de Valencia se unen notables muestras como San Mateo, Gandía, Llombay, Jávea, Burriana y un largo etcétera en tierras valencianas.

II.2.5.4 **Antecedentes del Hospital en el Reino de Aragón.**

En primer lugar destacamos San Miguel de Foces, que fue levantada en Ibieca (Huesca) por D Ximeno de Foces, señor de dichas tierras en torno al 1249. En 1259 el templo fue donado a la orden de San Juan de Jerusalén, a la que pertenecía la familia Foces. Se sabe que los Foces también promovieron la construcción de la Catedral de Valencia, quedando constancia en la similitud entre la Puerta del Palau de la Catedral con la puerta meridional de San Miguel de Foces.



Ilustración 97 – Portada meridional de San Miguel de Foces.(Diez Arnal, 2015)

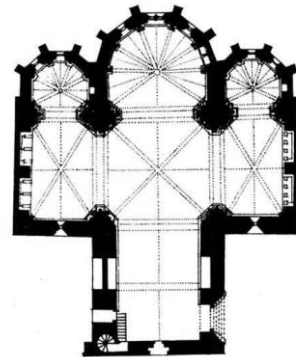


Ilustración 98 – Planta de San miguel de Foces (Diez Arnal, 2015)

Aparece en San Miguel un ábside poligonal con contrafuertes exteriores que sin duda recuerda al de San Juan del Hospital de Valencia.

Así pues, no es en absoluto descartable que los mismos canteros que trabajaron para la familia Foces en Ibieca y que se sabe que se trasladaron a Valencia para la construcción de la Catedral, trabajaran también en San Juan dada la pertenencia de la familia a la orden.



Ilustración 99 – Exterior del ábside de San Miguel de Foces.(Diez Arnal, 2015)



Ilustración 100 – Interior del ábside de San Miguel de Foces,(Diez Arnal, 2015).

En 1233, tras la toma de Burriana, Jaime I encargó a la orden de San Juan del Hospital la construcción de un templo conmemorativo de la primera gran victoria en la conquista del Reino de Valencia. Como vemos la Basílica de El Salvador de Burriana vuelve a presentar un ábside poligonal con contrafuertes cubierto con bóveda de crucería radial en este caso con capillas absidiales.



Ilustración 101 – Exterior del ábside de El Salvador de Burriana



Ilustración 102 – Interior del ábside de El Salvador de Burriana.

II.2.5.5 El estilo cisterciense

Por último aunque no menos importantes en cuanto a los referentes arquitectónicos de San Juan del Hospital, encontramos el estilo cisterciense, con gran fuerza en Francia y el Reino de Aragón en el S XIII y que indudablemente marca la sobriedad del estilo de San Juan.

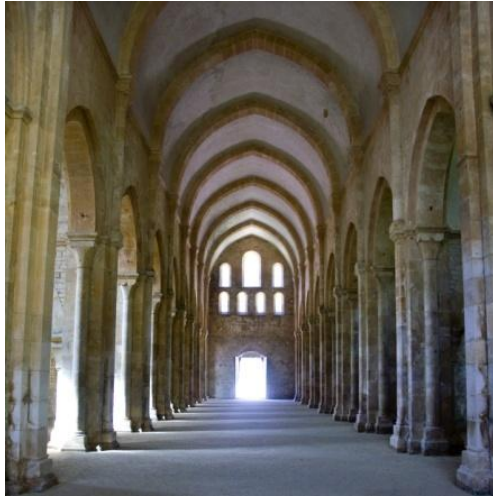


Ilustración 103 – Abadía cisterciense de Le Thoronet

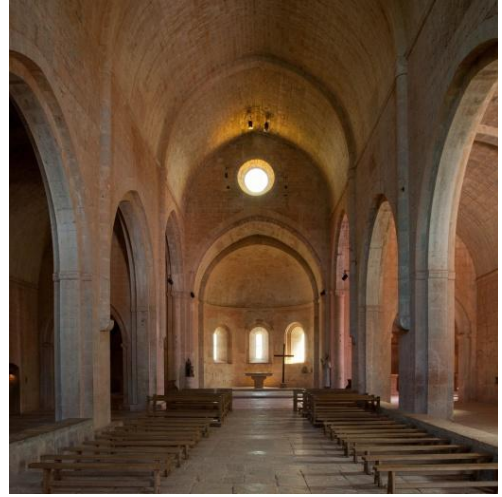


Ilustración 104 – Monasterio Cisterciense de Fontenay.

Cisterciense proviene del nombre latino de Citeaux (cerca de Dijon, Francia), donde se creó la primera fundación cisterciense.

Su aportación fue muy valorada por los reyes de la Corona de Aragón en su esfuerzo reconquistador, ya que no sólo aportaron unos nuevos valores religioso-espirituales y culturales sino también de índole económico-político a través del dominio del espacio por medio del esfuerzo colonizador. Los "*monjes roturadores*" como se ha dado en llamar a los cistercienses por su influencia económica agrícola, organizaron sus abadías como verdaderos núcleos de repoblación de zonas despobladas o poco pobladas a través de la roturación de las tierras incultas, o en territorios defensivo-fronterizos. Esto hizo que se ganaran el favor de los monarcas que les concedieron numerosos privilegios y donaciones.

En el Reino de Aragón se levantaron grandes fundaciones, la primera de las cuales fue Veruela (1145 ó 1146), a la que siguieron Poblet (1151), Rueda (1153), Santes Creus (1158), Piedra (1194) y Fonclara (1223), además

se erigieron los monasterios femeninos de Trasobares (1168) y Vallbona (1153).



Ilustración 105 – Monasterio de Poblet, dormitorio.



Ilustración 106 – Monasterio de Poblet. Iglesia.

Su arquitectura es fiel al modelo monástico benedictino, al que da sentido práctico y un fin preciso: Recogimiento y Oración. Las construcciones son sobrias, no exentas de grandeza, simplicidad y desnudez ornamental. La palabra que define su arquitectura es austeridad, no debe haber nada que distraiga la atención de los monjes. Esa austeridad no se debe confundir en ningún caso con falta de medios.

La perfecta cantería es un estilo de transición del románico al gótico con arcos apuntados y bóvedas ojivales. Predominan las formas geométricas simples, con muros lisos, basas rectangulares o casi toscanas, fustes de sección rectangular o semicircular y capiteles lisos o con sencillas formas vegetales. A los pilares, de sección rectangular, se suelen adosar semicolumnas que descienden de los arcos fajones y formeros dando como resultado secciones cruciformes. Características, muchas de ellas, que encontramos en San Juan del Hospital de Valencia.

II.3 Técnicas avanzadas de inspección aplicadas a San Juan del Hospital.

En el estudio del patrimonio es cada vez más interesante el empleo de técnicas no destructivas que nos puedan dar información relevante, precisa y fiable del elemento estudiado.

En este sentido los avances son constantes y nos permiten enfocar los problemas, lesiones y patologías de los monumentos desde nuevos puntos de vista al poseer mayor número de datos y de mayor precisión de los que se disponían tradicionalmente.

Así, en el presente estudio de la Iglesia de San Juan del Hospital vamos a contar con datos obtenidos por medio de dos nuevas técnicas que nos permitirán conocer con mayor detalle el estado de la iglesia y dar una mayor base científica al estudio realizado.

Por una parte se dispone del levantamiento de una nube de puntos mediante escáner láser del conjunto sanjuanista. Por el otro, un estudio del subsuelo de la iglesia con georradar. A continuación introducimos ambas técnicas y detallamos los datos que aportan al estudio de San Juan.

En el punto IV.1.2 de esta tesis también se analiza la inspección realizada mediante termografía infrarroja, que si bien podría haberse incorporado en este apartado, se ha trasladado a la parte 4 por ser un estudio hecho ex profeso para esta tesis y no tratarse de un estudio preexistente con anterioridad como los dos que se exponen a continuación.

II.3.1 Escaneado láser del conjunto de San Juan del Hospital.

El escaneado láser es una medida de obtención de datos de alta precisión desarrollada en los últimos años y que nos permite nuevos enfoques y aplicaciones en el campo del patrimonio arquitectónico.

Pero, en última medida, no deja de ser una manera más exacta de definir la geometría del elemento estudiado. Por ello en un primer momento recogeremos algunos de los levantamientos planimétricos de los que tenemos constancia del conjunto de San Juan.

Posteriormente introduciremos el método del escáner láser y el proceso de adquisición de la nube de puntos.

Por último detallaremos el levantamiento realizado en San Juan del Hospital.

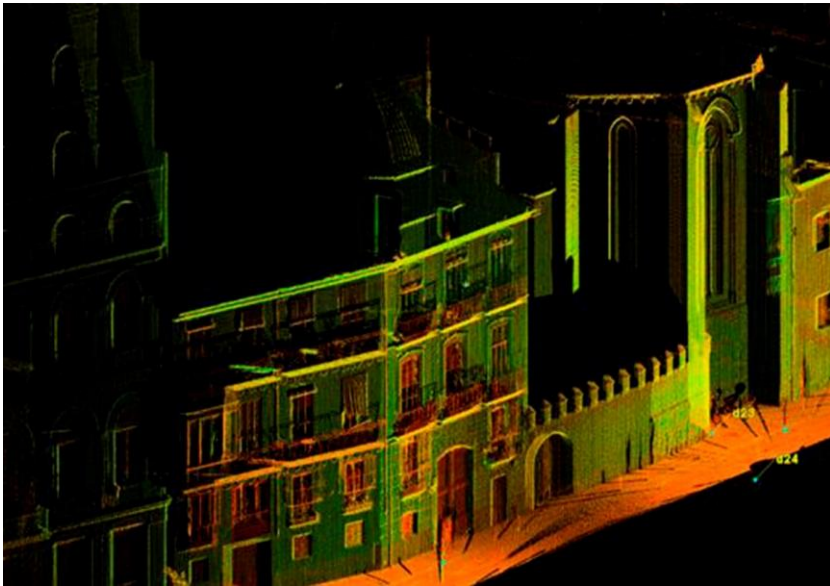


Ilustración 107 – Fachada este en la C/ Trinquete de caballeros.(García Valdecabres & Salvador García, 2014)

II.3.1.1 Levantamientos planimétricos de San Juan del Hospital

II.3.1.1.1 Año 1930. Planta de Fernando Llorca

En la primera mitad del siglo pasado, el doctor en ciencias históricas D. Fernando Llorca representa la iglesia de San Juan.

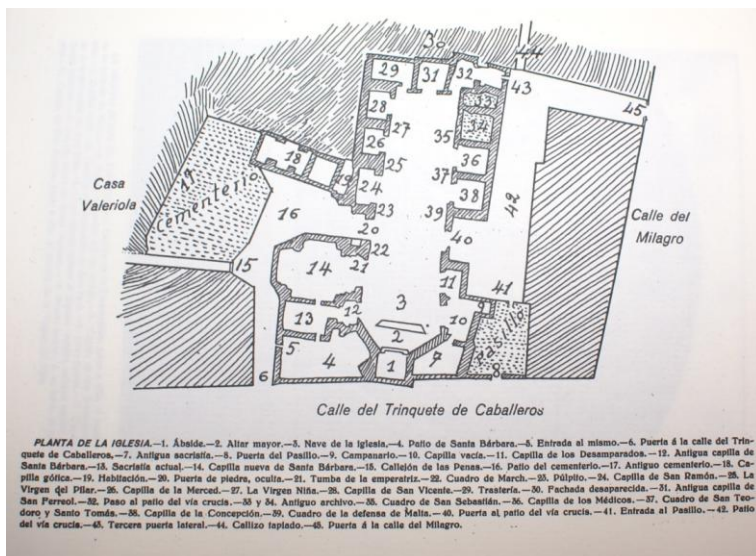


Ilustración 108 – Planta de la Iglesia según Llorca.(Llorca, 1930)

II3.1.1.2 Años 1967-1970. Proyectos de restauración y ampliación.

En la intervención realizada a partir de 1967 con el objeto de la recuperación del templo se realiza un amplio levantamiento planimétrico del conjunto. Los planos se pueden consultar en el archivo de Alejandro Ferrant Vázquez situado en la Biblioteca Valenciana (Ferrant Vázquez, 1967).

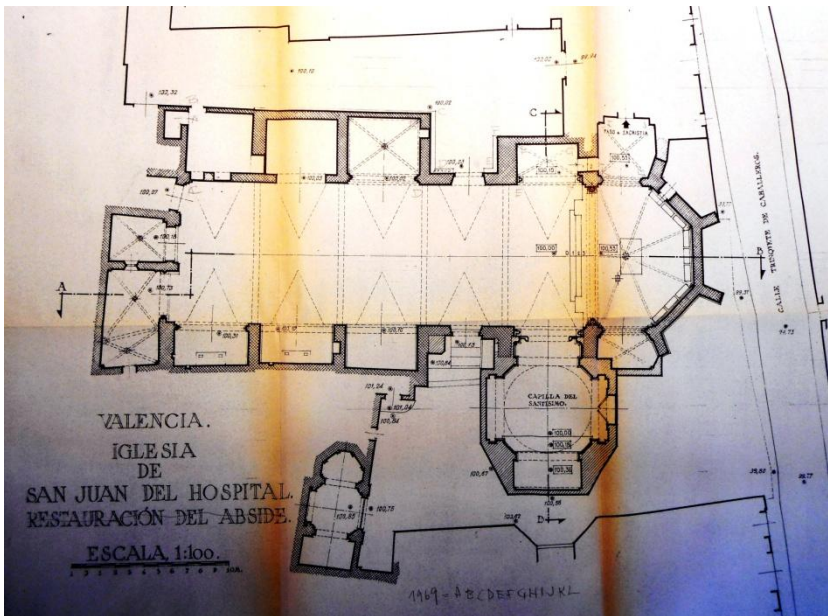


Ilustración 109 – Planta de la iglesia en 1969 (Ferrant Vázquez, 1967)

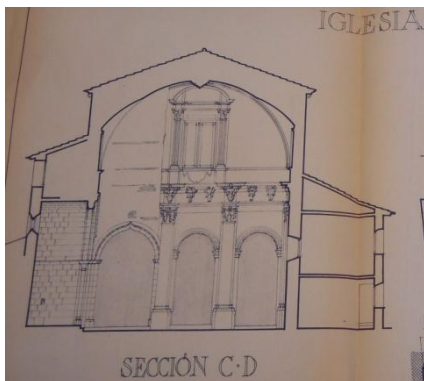


Ilustración 110 – Sección transversal (Ferrant Vázquez, 1967).

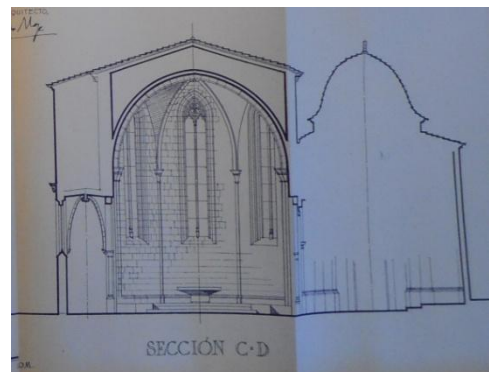


Ilustración 111 – Sección transversal (Ferrant Vázquez, 1967)

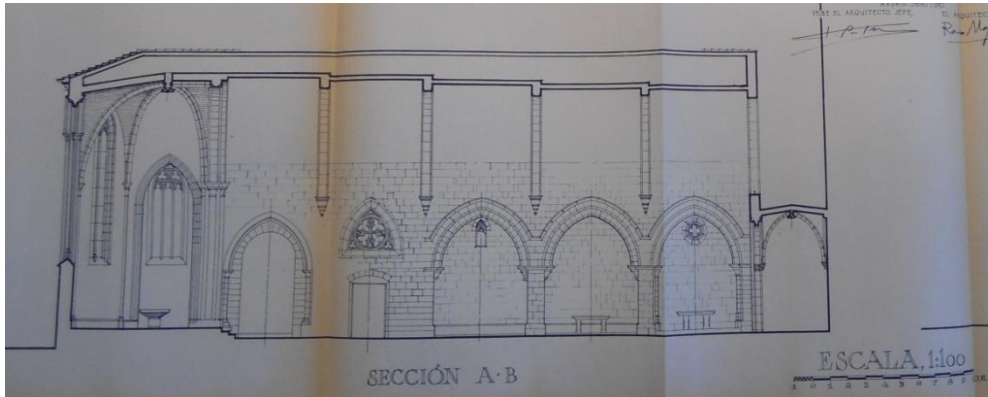


Ilustración 112 – Sección longitudinal (Ferrant Vázquez, 1967)

Es interesante recoger también la propuesta de ampliación de la iglesia realizada en 1970 por los arquitectos Francisco Pons-Sorolla y Arnau y Ramiro Moya Blanco. En ella se proponía la reordenación de la manzana abriendo una nueva plaza por la que se realizaría el acceso principal con una nueva fachada y la recuperación del atrio.

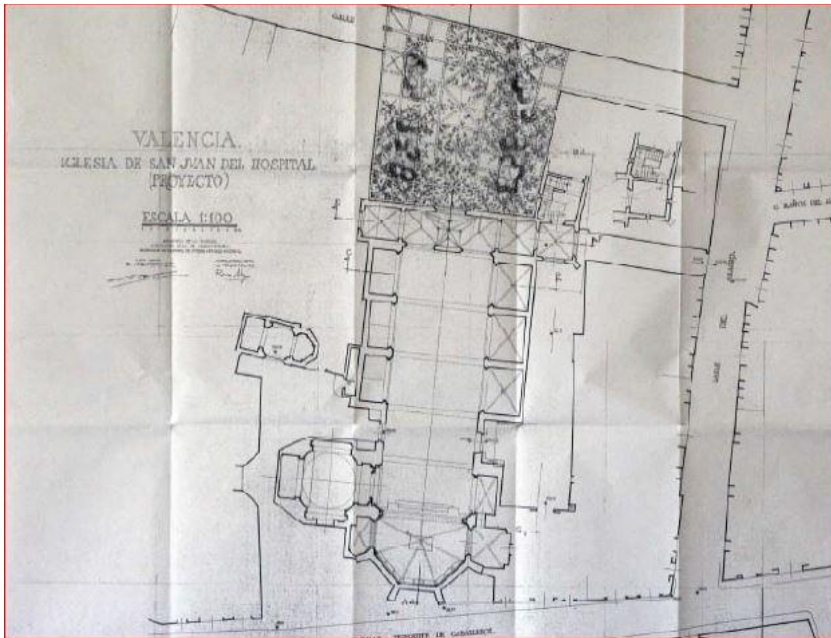


Ilustración 113 – Planta. Proyecto 1970-(Ferrant Vázquez, 1967)

En este proyecto se planteaba la demolición del campanario actual y la recuperación de la primitiva espadaña en la fachada norte.



Ilustración 114 – Sección transversal. Estado actual en 1970. (Ferrant Vázquez, 1967).



Ilustración 115 – Sección transversal. Proyecto 1970. (Ferrant Vázquez, 1967)

En las secciones se puede observar como sobre el atrio se proyecta un nuevo coro ampliando en un nuevo vano la nave principal de la iglesia, que en este caso se proyecta con una estructura de madera a diferencia de las bóvedas de los tramos continuos.

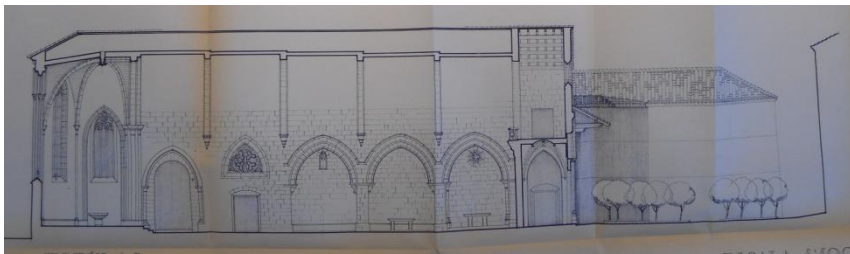


Ilustración 116 – Sección longitudinal. Proyecto 1970-(Ferrant Vázquez, 1967)

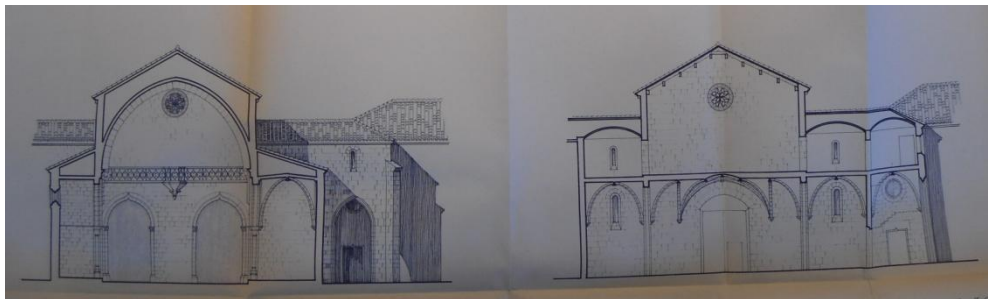


Ilustración 117 – Secciones transversales. Proyecto 1970-(Ferrant Vázquez, 1967)

II3.1.1.3 Año 1993 – 2º Plan de recuperación integral.

A partir de 1993 se llevan a cabo varias intervenciones parciales de recuperación y restauración parcial de distintos elementos del conjunto de San Juan.

Destacan las obras de derribo de la antigua imprenta situada en el patio sur, las obras de restauración de la Real Capilla de Santa Bárbara y la consolidación de la capilla funeraria y los arcosolios adosados a la fachada sur, todos ellos dirigidos por los arquitectos Adolfo Alonso Durá y Juan Pablo Más Millet.



Ilustración 118 – Capilla funeraria.



Ilustración 119 – Capilla funeraria y arcosolios de la fachada sur.



Ilustración 120 – Capilla funeraria.



Ilustración 121 – Clave de la bóveda de la capilla funeraria.

II3.1.1.4 Año 2002. Plan director

Entre 1998 y 2002, bajo la dirección del arquitecto Vicente Lasala Bau se redacta el Plan Director del Templo y su conjunto. En este proyecto intervino la comisión histórico artística del templo y un equipo pluridisciplinar. En el Plan se recogen todas las actuaciones que se llevaron a cabo para el profundo conocimiento del conjunto y que ayudaron a definir las estrategias y criterios para su mantenimiento y recuperación. El Plan contiene un amplio anexo de planos en el que se detalla la totalidad del conjunto.

II3.1.1.5 Año 2004. Levantamiento realizado por la UPV

Durante los años 2000 a 2002, con motivo de algunos Proyectos fin de carrera de alumnos de la Escuela Técnica Superior de Ingeniería Geodésica, Cartográfica y Topográfica de la UPV, se realizan levantamientos fotogramétricos del conjunto coordinados por Pablo Navarro Esteve.

En 2004, en el marco de un convenio con el departamento de Expresión Gráfica de la UPV, y bajo la dirección de los profesores Jorge García Valldecabres y Concepción López González. Los dibujos de croquis a mano alzada fueron realizados por Jesús García-Herrero.

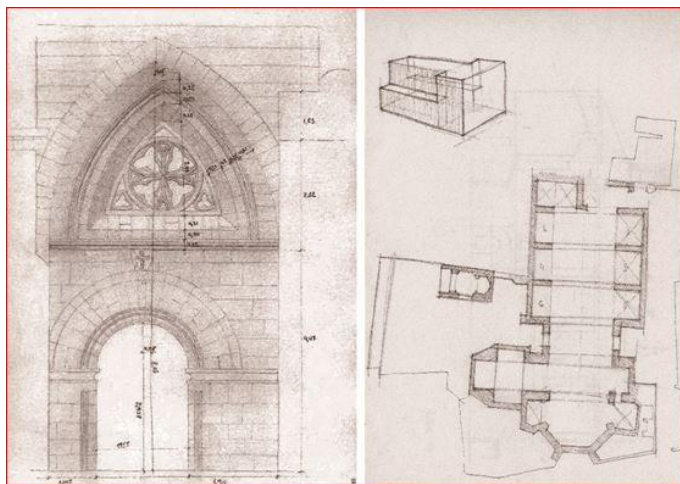


Ilustración 122 – Croquis del alzado norte y planta.(García Valldecabres & Salvador García, 2014)

La primera fase fue la realización de una toma de datos con la ejecución de una completa colección de croquis y levantamientos. Las mediciones se dibujaron con ayuda de la cinta métrica y el flexómetro. También se utilizaron el distanciómetro láser y la estación total.

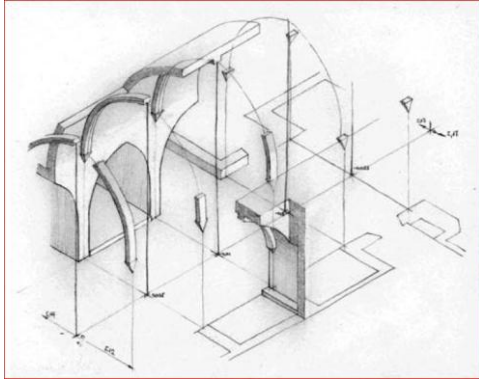


Ilustración 123 – Croquis nave central(García Valdecabres, 2010).

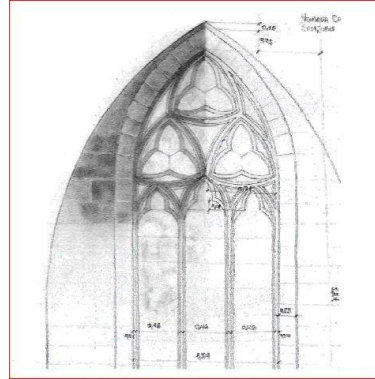


Ilustración 124 – Croquis ventanal antigua capilla Santa Bárbara(García Valdecabres, 2010).

En una segunda fase se digitalizaron los planos en CAD realizando una completa y detallada colección de planos que incluye una reconstrucción del estado en la época barroca. La colección completa se encuentra en la tesis doctoral de D. Jorge García Valdecabres(García Valdecabres, 2010) y sobre ella se han superpuesto las secciones obtenidas del escaneado láser que se encuentra en el anexo de planos de la presente tesis.

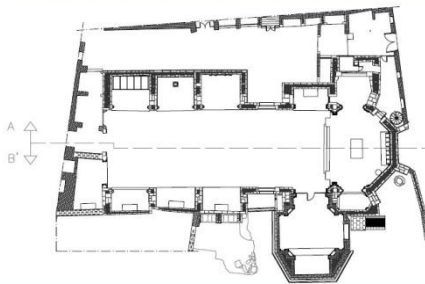


Ilustración 125 – Planta (García Valdecabres, 2010).

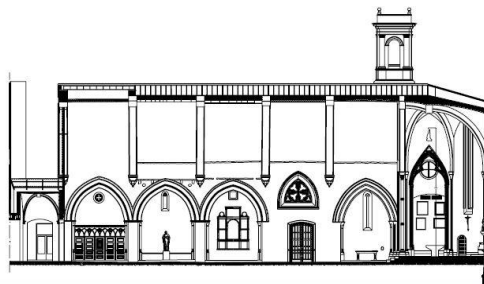


Ilustración 126 – Sección(García Valdecabres, 2010).

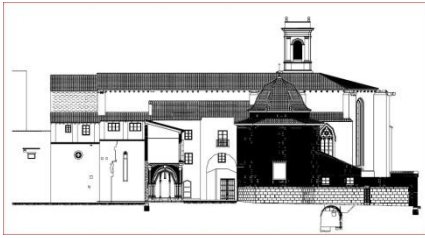


Ilustración 127 – Alzado sur. Barroco. (García Valldecabres, 2010).

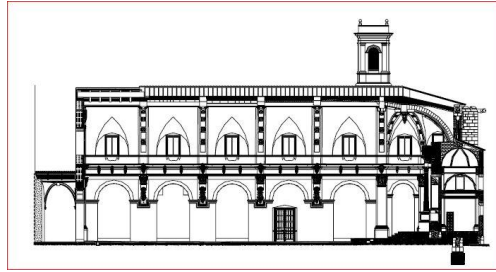


Ilustración 128 – Sección barroca.(García Valldecabres, 2010).

Por último se realizó, por parte de José Hurtado Granell, un modelado en 3d para obtener una maqueta virtual del conjunto.



Ilustración 129 – Vistas exteriores del conjunto. Maqueta 3D. (García Valldecabres, 2010).



Ilustración 130 – Vista interior del conjunto. Maqueta 3D. (García Valldecabres, 2010).

II.3.1.2 El escáner láser como herramienta

El escáner láser se ha revelado como una herramienta de gran utilidad en la intervención en el patrimonio construido. Nos permite tener un conocimiento exacto del objeto de estudio con un grado de precisión que ayuda a plantear hipótesis anteriormente difíciles de obtener.

Por otra parte no se debe perder de vista que no deja de ser un medio para adquirir datos sobre la geometría del objeto y lo primero que se debe hacer es valorar si es necesaria la precisión del escáner láser o si para nuestro objetivo sería necesario con otros métodos tradicionales de medida. Esto es importante ya que el escaneado láser tiene el inconveniente de su complejidad tecnológica que precisa de herramientas que no están al alcance de todos y sobre todo que precisan de un operador formado en la materia para la correcta obtención de datos. Por otra parte, el escaneado láser suele generar varios archivos de gran volumen que necesitan, como veremos a continuación, de un trabajo especializado para poder extraer los datos necesarios sin errores ni elementos impropios al objeto estudiado.

El proceso de adquisición se podría distinguir en tres etapas:

- Captura de datos con el escáner láser.
- Proceso de unión de nubes.
- Limpieza de ruido.

En primer lugar se debe escoger el escáner adecuado en función del objetivo. Para ello valoraremos la velocidad de escaneado, la precisión, el alcance y el campo visual barrido entre otras variables.

A continuación se debe determinar cuántos escaneos se van a realizar determinando sus posiciones. Normalmente no es suficiente con realizar un solo escaneo para definir un edificio. Muchas veces son necesarios decenas o centenares de escaneos independientes que posteriormente se deberán unir para obtener una sola nube de puntos.

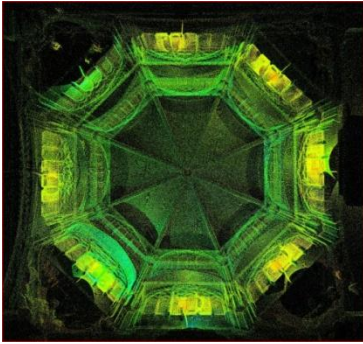


Ilustración 131 – Nube de puntos parcial del cimborrio de la catedral de Valencia.(Llopis Pulido, 2014)

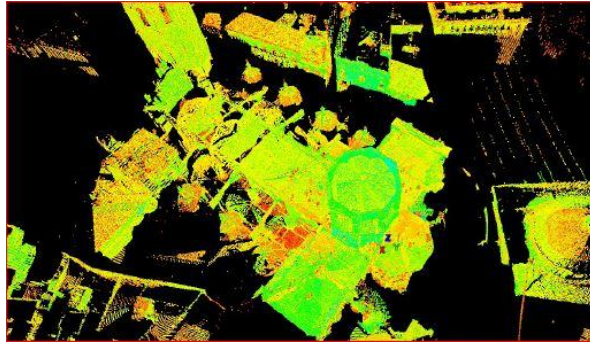


Ilustración 132 – Nube de puntos completa de la catedral de Valencia.(Llopis Pulido, 2014).

En cada escaneo el propio escáner es el origen de coordenadas desde donde se va haciendo un barrido y determinando la posición de cada uno de los puntos analizados a través de la distancia al origen de cada uno.

Los escaneos deben seguir una secuencia que se llama alineación. Una manera de agilizar el proceso y el posterior trabajo de unión de las diferentes nubes de puntos generadas es establecer una serie de puntos de referencia o dianas que después el software de manipulación de nubes de puntos utilizará para unificarlas.

Para la correcta utilización de las dianas es imprescindible que haya un mínimo de dos y recomendable que se tomen tres para evitar posibles errores de medición. Una vez unidas las nubes es necesario realizar vistas parciales y secciones para corroborar que no existen errores en la unión de las diferentes nubes de puntos.

Por último se produce a eliminar el ruido o elementos impropios al objeto estudiado, como puede ser arbolado, personas, vehículos, etc...

II.3.1.3 El levantamiento del conjunto de San Juan del Hospital

El levantamiento de la nube de puntos del conjunto de San Juan del Hospital fue realizado bajo la dirección de Jorge García Valldecabres y se recoge en (García Valldecabres & Salvador García, 2014).

Para su realización se utilizó un escáner Leica ScanStation C-5 por sus prestaciones, en concreto una velocidad de escaneo de 25000 puntos/seg., un alcance de 35m y un campo visual de 360° x 270°.



Ilustración 133 –Escáner láser utilizado en San Juan.(Jordán Palomar, 2015).



Ilustración 134 – Escáner láser utilizado en San Juan. (Jordán Palomar, 2015).



Ilustración 135 –Escáner láser frente a la puerta sur. (Jordán Palomar, 2015).



Ilustración 136 – Jorge García Valldecabres replanteando la posición del escáner. (Jordán Palomar, 2015).

En la captación de datos se realizaron 50 escaneos. El tratamiento de la nube se realizó con el software de Leica Geosystems llamado Cyclone 8.1.

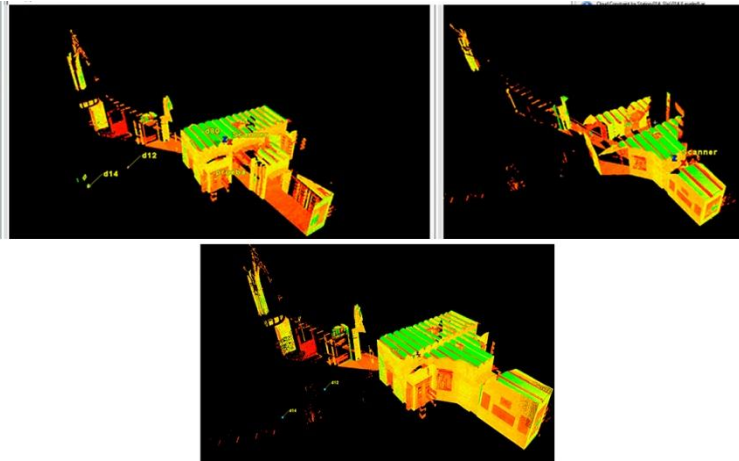


Ilustración 137 – Proceso de unión de diferentes nubes.(García Valldecabres & Salvador García, 2014)

Posteriormente se realizó la eliminación de ruido de arbolado, vehículos, etc...

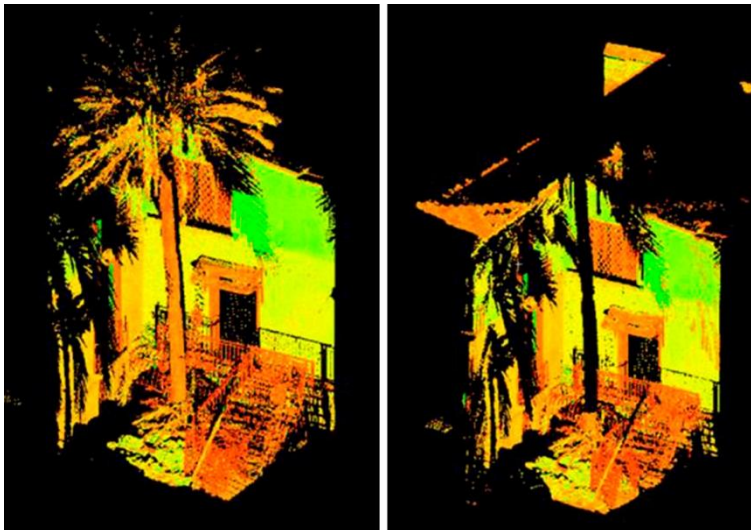


Ilustración 138 – Limpieza de ruido. Eliminación de una palmera.(García Valldecabres & Salvador García, 2014)

Tras el laborioso proceso de tratamiento se obtiene la nube de puntos del conjunto de San Juan del Hospital y su entorno.

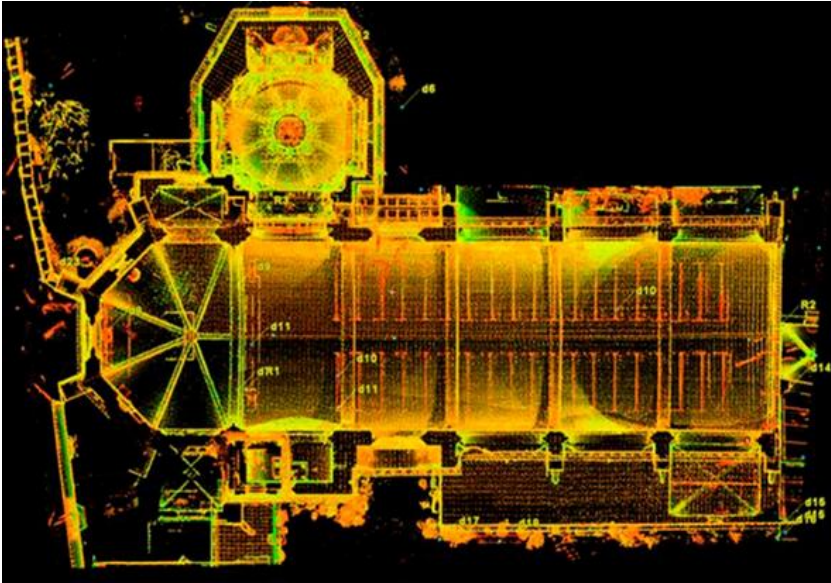


Ilustración 139 – Modelo unido del interior de la Iglesia de San Juan del Hospital.(García Valdecabres & Salvador García, 2014)



Ilustración 140 – Modelo unido de la Iglesia de San Juan del Hospital.(García Valdecabres, March Oliver, & Salvador García, 2015)

Las aplicaciones de la nube de puntos obtenida del escáner láser son múltiples y permiten acercarse de una nueva forma al patrimonio.

Una de las aplicaciones es la obtención de un modelo geométrico a partir de la tecnología BIM que permita el tratamiento integral del bien estudiado. En este sentido es necesario destacar el riguroso trabajo realizado por Dña. Isabel Jordán Sanchís.

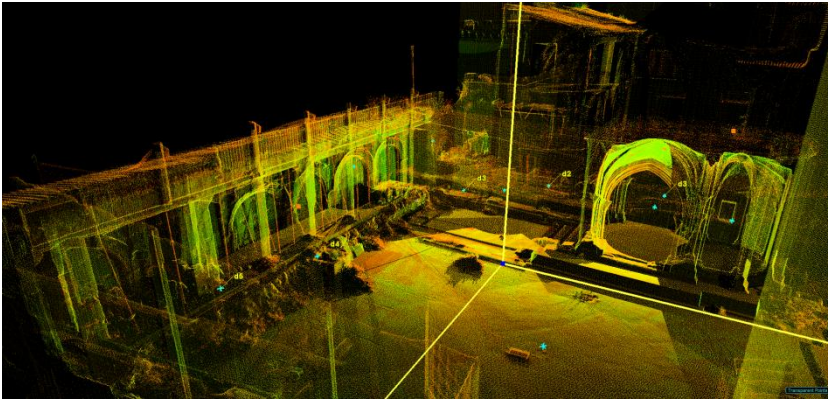


Ilustración 141 – Modelo del patio sur. (Jordán Palomar, 2015).



Ilustración 142 – Modelado del patio sur a partir de la nube de puntos. (Jordán Palomar, 2015).

II.3.2 Georradar aplicado a San Juan del Hospital.

II.3.2.1 La técnica del georradar aplicada al patrimonio monumental.

Tradicionalmente no se poseía otra manera de obtener datos del subsuelo más allá de las excavaciones arqueológicas. Este método, sin embargo, es, evidentemente, muy agresivo con el elemento estudiado y en mayor medida cuando tratamos de un edificio en uso continuado como es el caso de la Iglesia de San Juan, en la que no se puede realizar un levantamiento del pavimento sin riesgo de dañar el patrimonio existente.

Sin embargo los avances tecnológicos ponen a nuestro alcance nuevas técnicas, como el georradar que nos van a poder dar datos precisos del subsuelo de un monumento sin necesidad realizar pruebas destructivas.

El georradar es un método de prospección geofísico no destructivo y en palabras de Francisco García.

“Su resolución supera notablemente a la de cualquier método geofísico clásico, como los geoelectrónicos, sísmicos, magnéticos y gravimétricos” (García García, Ramírez Blanco, Benlloch Marco, & Ballester Bernal, 2004)

Las técnicas de radar, empezadas a utilizar en la segunda guerra mundial, consisten básicamente en la emisión de señales a determinadas frecuencias con el objeto de detectar las reflexiones que se producen en los objetos que se desean estudiar o detectar.

El georradar es un radar diseñado para que el medio por el cual se propague la energía sea el subsuelo o cualquier otro material. En la prospección con georradar se emite una onda electromagnética que se propagará por un medio heterogéneo como es el subsuelo, la incidencia de esta onda provocará diferentes tipos de reflexión, refracción y difracción que pueden ser captados por la antena receptora en superficie.

En la recepción de la onda influyen las propiedades de emisión de la propia onda y los cambios de las propiedades electromagnéticas de los distintos materiales en los que se produce la reflexión.

Así pues, por medio del análisis de los datos recibidos se pueden distinguir distintas estructuras del subsuelo así como la existencia de elementos enterrados y oquedades con gran precisión.

La metodología de obtención de datos es rápida y relativamente sencilla. Se realiza pasando la antena manualmente o montada en dispositivos o vehículos.

Con el georradar obtenemos secciones verticales continuas llamadas registros de radar o radargramas del subsuelo.



Ilustración 143 –Antena georradar de 400 MHz(García García F. , 2011)

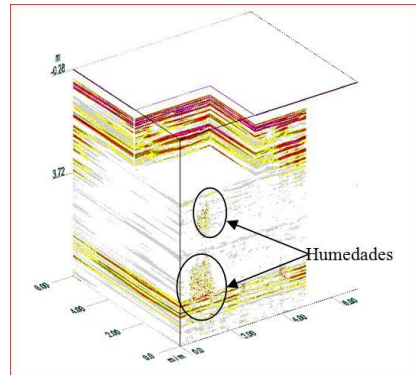


Ilustración 144 – Modelo tridimensional de la cimentación de las torres de Serranos de Valencia(García García F. , 2011)

II.3.2.2 El circo romano de Valencia

Distintas excavaciones realizadas han constatado la existencia de restos pertenecientes al circo romano que existía en la ciudad de Valencia.(Ribera Lacomba, 2001). Los primeros restos se encontraron en 1987 en la plaza de Nápoles y Sicilia, en las obras de la actual sede de CCOO (1),

Más tarde se encontraron restos en la calle de Palau en 1988 (2), en la calle Trinquete de Caballeros en 1989 (3), en la calle Comedias en 1990 (4), en la calle del Milagro en 1992 (5), de nuevo en la Plaza de Nápoles y Sicilia (6) y en la plaza de San Vicente Ferrer en 1994(7), en la Plaza Nápoles y Sicilia (8) y en la calle de la Paz (9) en 1995 y en San Juan del Hospital en 1997 (10)

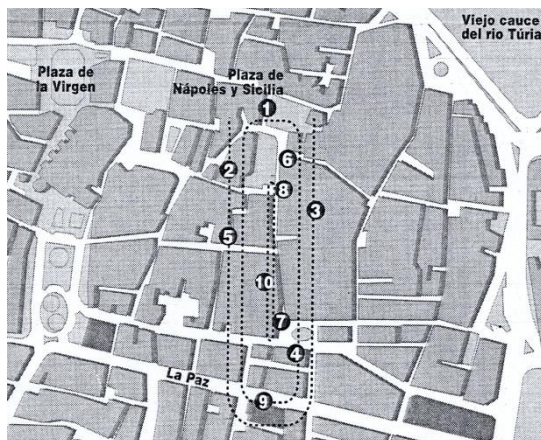


Ilustración 145 – Situación del Circo Romano de Valencia y localización de las excavaciones. (García García, Ribera Lacomba, Die Cusi, & Orgdeig Corsini, 2004)

Los distintos hallazgos permitieron trazar la planta del antiguo circo romano de Valencia, este tendría unos 350 metros de longitud por unos 50 de ancho y tendría un aforo de más 10.000 personas.

El descubrimiento del circo ha sido un hecho de gran relevancia ya que con anterioridad al hallazgo del circo se tenía a Valencia como un emplazamiento de escasa importancia dentro del Alto Imperio Romano. La existencia de un circo de esta capacidad obligó a replantear la importancia y dimensión de la antigua ciudad romana de Valencia.

II.3.2.3 El subsuelo de San Juan del Hospital

Como hemos visto en San Juan del Hospital se hallaron restos del circo en 1997.

Con el objeto de estudiar la continuidad de las estructuras del circo entre la calle de la Paz y la plaza Nápoles y Sicilia de la ciudad de Valencia se realizaron una serie de prospecciones mediante georradar. En concreto en el conjunto de San Juan del Hospital se realizaron 26 perfiles longitudinales y transversales en la nave de la iglesia, 10 en el patio sur y 6 en la zona de tránsito.

Para el estudio se empleó un equipo perteneciente a la Universidad Politécnica de Valencia modelo SIR10H. En cada perfil se utilizaron antenas de 200 y 400 MHz profundizando hasta una cota de 8m de profundidad.

Con los radargramas obtenidos se ha realizado un modelo 3d del subsuelo de la nave central de la Iglesia.

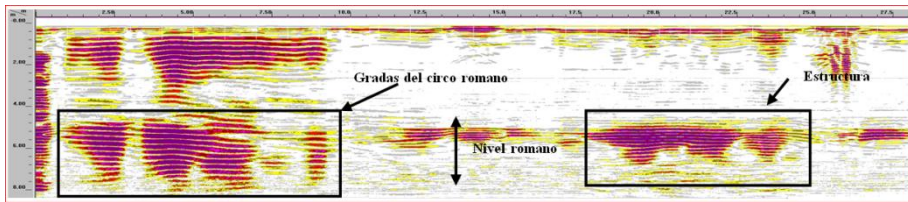


Ilustración 146- Radargrama obtenido en la nave central de la Iglesia(García García, Ribera Lacomba, Die Cusi, & Orgdeig Corsini, 2004)

La cota cero en el eje horizontal se realizó a partir de los pies de la nave central. En los primeros dos metros de profundidad se encuentran restos cristianos debidos a enterramientos. Es a partir de la cota -4.5 m. de profundidad y hasta los 8 metros donde, como se esperaba por anteriores excavaciones, apareció el sustrato romano. Como se aprecia en el radargrama, en los primeros 7.5m aparece una potente construcción que correspondería con las gradas del circo romano. Entre los 17.5 metros y los 25 aparece otra estructura en el nivel romano que podría corresponder según García a una posible red de desagües del circo.

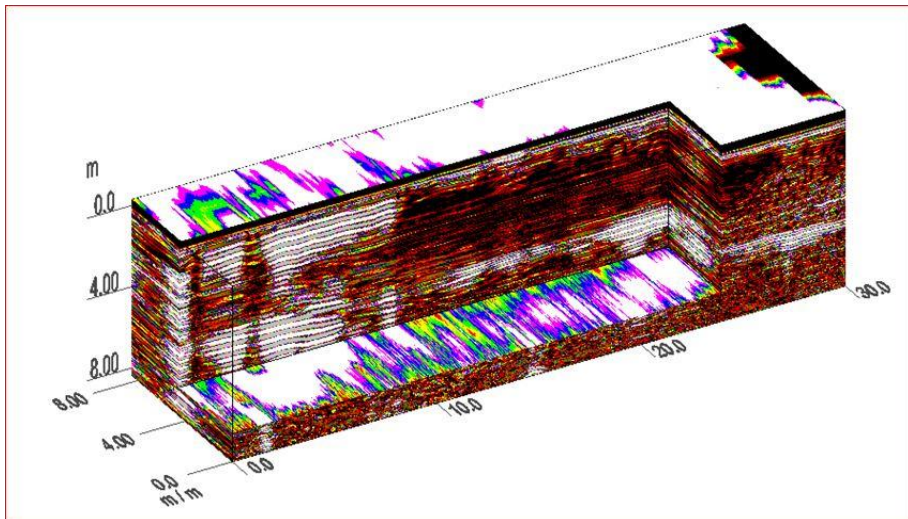


Ilustración 147- Radargrama obtenido en la nave central de la Iglesia(García García, Ribera Lacomba, Die Cusi, & Orgdeig Corsini, 2004)

II.4 Marco técnico del análisis estructural del patrimonio

Por último, en la aproximación a la cuestión, haremos un repaso de la evolución del análisis estructural del patrimonio y en concreto de las estructuras de fábrica y destacaremos las principales líneas de investigación que se están llevando a cabo en la actualidad en este campo.

II.4.1 Aproximación al cálculo de estructuras de fábrica.

No puedo evitar comenzar este punto sino es compartiendo un sentimiento que tengo desde que me acerqué a este tipo de estructuras. Tratamos, hoy, de entender por medio de complejos sistemas de cálculo matricial, imposibles de operar sin la ayuda de potentes ordenadores, el funcionamiento de estructuras de fábrica construidas hace siglos por medio de sencillas técnicas constructivas olvidadas. Cuánto hemos dejado que se pierda y cuánto esfuerzo dedicado a recuperarlo.

La fábrica es un sistema estructural tremendamente complejo de modelizar y esto es debido a la gran variedad de técnicas empleadas, a la influencia de la historia en su estado actual y por supuesto a la heterogeneidad que le confieren las diferentes propiedades mecánicas del mortero y las piezas con las que fue construido.

Por otra parte, es un sistema que no se emplea habitualmente en la obra nueva, pero que se ha utilizado en gran parte del patrimonio existente, por lo tanto más que poder realizar el cálculo de una estructura de nuevo diseño, normalmente nos encontramos con la peritación de una estructura existente. Una estructura que tiene una historia en la que muchas veces se ha modificado su configuración inicial, cegando o abriendo huecos con otro tipo de fábrica, con ampliaciones, derrumbes, etc... Una historia en la que pueden haber cambiado las circunstancias del terreno provocando asientos que modifican la geometría y hacen aparecer fisuras o grietas que alteran el comportamiento estructural.

Para estos casos, las reglas de cálculo simplificadas no son capaces de reproducir la respuesta de una estructura real y se hacen necesario modelos de cálculo que puedan representar, lo más fielmente posible, el estado actual de la estructura y darnos una respuesta fiable.

En este campo ha habido numerosos avances en las últimas décadas que han ido reproduciendo el comportamiento mecánico de la estructura más certeramente. La comunidad científica que investiga sobre las estructuras

de fábrica ha propuesto diferentes tipos de modelos, considerando distintos factores, distintos puntos de partida y obteniendo diferentes resultados. No se puede concluir que un modelo sea el más completo o más exacto que los demás. Dada la heterogeneidad de la fábrica en todos sus aspectos, dependiendo de los datos de partida que tengamos y cual sea el objeto de nuestro estudio nos interesará más un modelo que otro.

En el cálculo de las estructuras de mampostería existen dos corrientes principalmente, por una parte aquella que materializa la estructura con un modelo numérico, normalmente a través de elementos finitos. Esta corriente es la que desarrollemos en este trabajo.

Otra manera de calcular estas estructuras es el llamado "Análisis Límite", desarrollada principalmente por Jaques Heymann (Heyman, 1999) y que realiza los cálculos de equilibrio de la estructura a partir de la geometría de la misma. Obteniendo la línea de esfuerzos y observando si esta se mantiene por el interior de los elementos resistentes. Para estructuras planas este tipo de cálculo simplifica el proceso y obtiene resultados que ayudan a comprender el comportamiento de la estructura. Para estructuras tridimensionales el proceso se complica. Una de las grandes ventajas de este método es que no es necesario caracterizar el material, que es una de las mayores indeterminaciones de este tipo de estructuras.

Este método del análisis límite está en pleno vigor y sobre él se sigue investigando y realizando avances. (Orduña & Lourenço, Model for limit analysis and strengthening of masonry structures, 2003) (Orduña & Lourenço, 2005) (Gilbert, Casapulla, & Ahmed, 2006)

A continuación vamos a desarrollar algunos de los modelos numéricos a partir de elementos finitos propuestos para el análisis de estructuras de fábrica.

Una de las principales diferencias entre los modelos de cálculo encontrados en la bibliografía existente al respecto es el tratamiento del propio material. Los modelos que definen cada una de las piezas que componen la fábrica y el material que compone las juntas con el espesor de estas, dando a cada material sus propiedades, son los llamados microestructurales y son los que ofrecen unos resultados más exactos, pero su elevadísimo coste de recursos de cálculo hacen que solo se puedan utilizar para zonas de detalle y que hagan difícil su aplicación para estructuras con cierta entidad.

También dentro de los modelos microestructurales se adscriben aquellos que definen una célula básica en la que se recoge una pieza con su parte proporcional de juntas. En los modelos estructurales basados en este sistema, existirán tantas unidades básicas como piezas existan en la estructura real, con sus mismas dimensiones, distribución, etc....

De entre las investigaciones con modelos microestructurales podemos destacar a Lourenço (Lourenço, 1995) ; Gambarotta and Lagomarsino (Gambarotta & Lagomarsino, 1997); Sutcliffe (Sutcliffe, Yu, & Page, 2001).

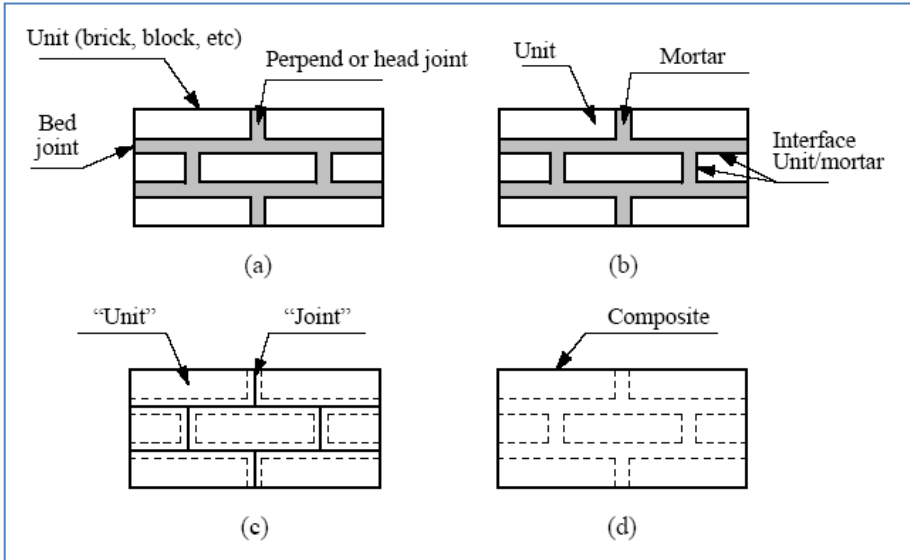


Ilustración 148- Modelling strategies for masonry structures: ejemplo de fábrica (a); detalle (b) simplificado (c) micro modelo; (d) macro-modelo.(Lourenço, 1995)

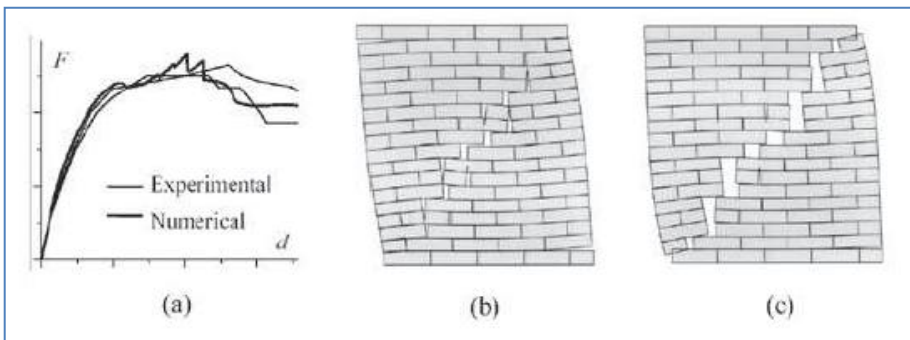


Ilustración 149- Micro-modelo de muros de fábrica (Lourenço, 1995)

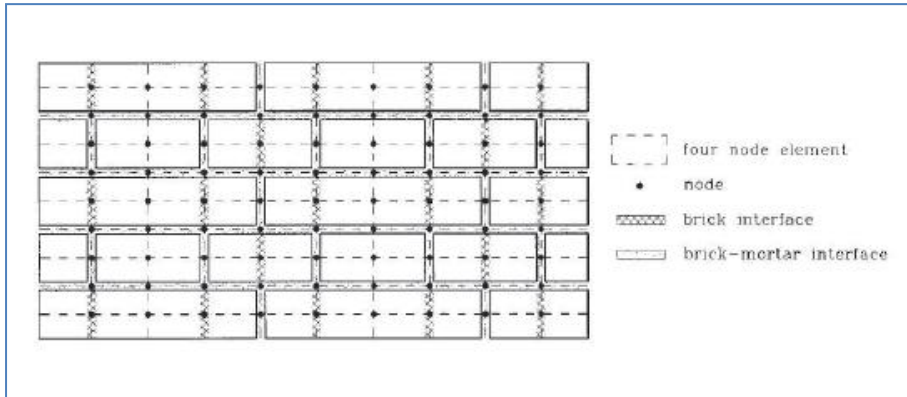


Ilustración 150- Micro-modelo de Gambarotta and Lagomarsino (Gambarotta & Lagomarsino, 1997)

Otra manera de afrontar el problema es definir un material ficticio con unas características mecánicas similares a la fábrica. Estos son los modelos *macroestructurales*, que simplifican mucho el cálculo pero hay que tener cautela con los condicionantes propios de la fábrica para no obtener resultados erróneos.

Dentro de estos modelos macro estructurales encontramos ejemplos en Magenes and Dalla Fontana (Magenes & Della fontana, 1998); Brencich and Lagomarsino, (Brencich & Lagomarsino, 1998); Roca et al., (Roca, Molins, & Marí, A Macroelement dynamic model for masonry shear walls, 2005), en cada uno de estos análisis encontramos una aproximación simplificada en las que cada muro se asimila a un solo elemento viga o pilar. Esto hace que disminuyan drásticamente los grados de libertad y con ello el coste computacional, pero por el contrario los resultados obtenidos también deben entenderse como un acercamiento al comportamiento estructural y no una respuesta ajustada al problema.

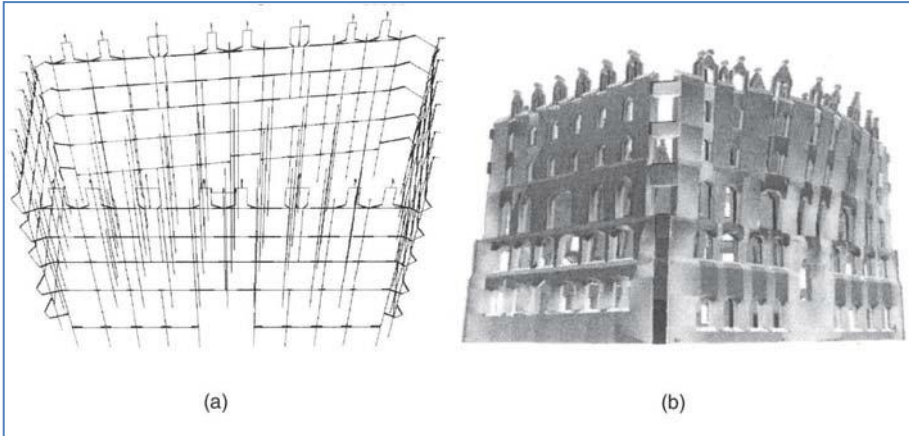


Ilustración 151.- Aplicación del modelo simplificado propuesto por Roca (2005) en el estudio de la Casa Botines de Gaudí.

Intentando tomar las ventajas de cada uno de los modelos encontramos el camino tomado en las últimas investigaciones, el modelo homogeneizado, un macro modelo, que define una célula base de material homogéneo con una serie de leyes que determinan el comportamiento obtenidas del micro modelo. En esta línea encontramos las investigaciones de Zucchini, Tralli Lourenco y Milani (Lourenco, Milani, Tralli, & Zucchini, Analysis of masonry structures: review and recent trends of homogenisation techniques., 2007), (Milani, Lourenco, & Tralli, 2007), (Lourenco, Milani, Tralli, & Zucchini, 2006) (Milani, Homogenization techniques for in- and out-of-plane loaded masonry walls, 2004).

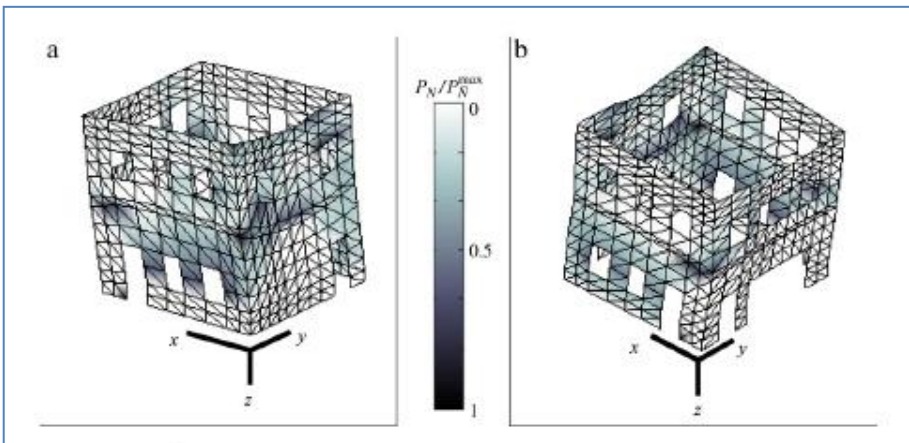


Ilustración 152- Modelo homogeneizado de edificio de fábrica. Milani (2007).

En este aspecto, el avance de los medios informáticos también ha permitido abordar los cálculos con modelos de gran laboriosidad operacional que hasta hace poco hacia imposible su utilización.

Dentro de esta última línea encontramos nuestra línea de investigación. Tratamos la fábrica o el hormigón como un material isótropo ficticio que definiremos mediante una serie de leyes que reproduzcan el comportamiento real del material.

Un modelo de definición del material es el seguido por las teorías de daño que se describen en los puntos siguientes de este documento.

II.4.2 Origen del modelo de daño

Cualquier material al recibir una serie de tensiones, sufrirá unas deformaciones que modificarán su estado original. Pero si este material es un material heterogéneo como puede ser la fábrica o el hormigón, estas deformaciones no producen daños homogéneos en el elemento tensionado. Dada la discontinuidad del material empezarán a aparecer una serie de pequeñas fisuras que originarán zonas dañadas del elemento.

La modelización real del daño producido en cada localización del elemento es una tarea ardua y más todavía lo era con los medios que disponía Kachanov en 1958(Kachanov, 1958) cuando formula la primera teoría del daño.

Dada la dificultad de modelar cada zona dañada de la estructura, Kachanov propone definir una estructura con un daño homogeneizado representado por una variable escalar continua.

Esta variable de daño definiría un material libre de daño con el valor $\psi = 1$, mientras que $\psi = 0$ se utilizaría para un material totalmente dañado, sin ninguna capacidad resistente.

Unos años más tarde se propone (Odqvist & Hult, 1962)(Rabotnov, 1963), que la variable de daño se represente de la siguiente forma, $D = 1 - \psi$ De manera que para un material sin daño alguno $D=0$ mientras que para un material totalmente dañado $D=1$.

El término de Mecánica del Daño Continuo fue acuñado en 1977 por Janson y Hult(Janson & Hult, 1977). El objetivo de esta teoría es la de desarrollar métodos de predicción de la capacidad de carga de las

estructuras sujetas a un material con procesos de daño. Por otra parte se desarrollaba la Mecánica de Fractura, que trata con estructuras con una o varias fisuras finitas. La mecánica de Daño Continuo modeliza la zona afectada con un material continuo que debilita su rigidez en las zonas dañadas.

Estas dos vertientes del estudio de las zonas dañadas fueron combinadas en 1985 por Krajcinovic (Krajcinovic D. , 1985) para predecir el crecimiento del daño y la reducción de la capacidad de carga de las estructuras estudiadas.

Lemaitre (Lemaitre, 1985) define físicamente el parámetro escalar de daño como la densidad de microfisuras y micro huecos en una sección normal, siendo $D=0$ la sección virgen o sin daño y $D=1$ la sección totalmente dañada. Esta definición con un escalar era válida para un daño normal a la sección, pero se demostró experimentalmente (Krajcinovic & Fonseka, 1981) que las microfisuras se desarrollaban principalmente en la dirección perpendicular a la de la máxima tensión.

En este caso y siendo el daño anisotrópico se buscó representar su variable con un vector o un tensor.

Lemaitre and Chaboche, introducen asimismo el concepto de tensión efectiva relacionada con el hecho de que la sección se ve reducida por la existencia de huecos y la hipótesis de tensión equivalente.

Distintos modelos se han aproximado a la explicación del modelo de daño, a parte de los modelos basados en la tensión equivalente otra línea ha utilizado la hipótesis de la energía equivalente (Luccioni & Oller, 2003)

También encontramos diferentes maneras de tratar el valor del daño, ya sea con uno o varios escalares, como Oliver (Oliver & Idelsohn, Modelado de la fisuración en estructuras de hormigón, 1993) (Oliver, Huespe, & Blanco, 2005) o (Cervera Ruiz, Chiumenti, & de Saracibar, 2003)

Oliver (Oliver & Pulido, D, 2006), y Oller (Oller, 1991) (Oller, 2001) desarrollan diferentes leyes para acumular el Daño.

Estos modelos de daño de Oliver y Oller son los que se desarrollan en esta línea de investigación. A continuación se describe el modelo adoptado.

II.4.3 Modelo de daño plástico en materiales friccionales.

La mecánica de daño, a través de variables internas introduce cambios microestructurales en el comportamiento del material. Estas variables modelan la influencia de la historia del comportamiento del material en la evolución de las tensiones.

La aparición de fisuras y su evolución en el tiempo en materiales como el hormigón y la mampostería se pueden describir como las trayectorias de los diversos puntos dañados.

Si se define una función de daño que represente correctamente la respuesta del material, tanto en compresión como en tracción, entonces el comportamiento no lineal de la mampostería se puede modelizar utilizando la teoría de daño.

La fisuración se representa en este caso como un efecto de daño local, que se puede caracterizar en función de los parámetros conocidos del material y de unas funciones que controlan la evolución del daño con el estado sucesivo de las tensiones en cada punto.

En el programa ANGLE (Alonso, 2003) se ha implementado una aplicación del modelo de daño isótropo desarrollado por (Oller 1991), (Oller 2001), (Oliver 1993), (Oñate 1996), (Hanganu 1997).

Este modelo utilizado tiene en cuenta los tres supuestos necesarios para modelizar correctamente el comportamiento no lineal del hormigón y la mampostería: el diferente comportamiento en compresión y tracción, la degradación de la rigidez por causas mecánicas (nivel tensional) y el efecto sobre la respuesta según el tamaño de la malla de elementos finitos.

II.4.4 Concepto de daño isótropo

Se considera un punto de un material con un cierto nivel de deterioro, esta degradación se representa como huecos que ha sufrido el material. Si S es la superficie total considerada y \bar{S} el área resistente efectiva; ($S - \bar{S}$ es la superficie de huecos) se define la variable de daño d como:

$$d = \frac{S - \bar{S}}{S} = 1 - \frac{\bar{S}}{S} \quad (0.1)$$

Este índice expresa el grado de deterioro del material ($0 \leq d \leq 1$). El valor cero representa el estado no dañado, mientras que el valor unidad el deterioro total del área resistente.

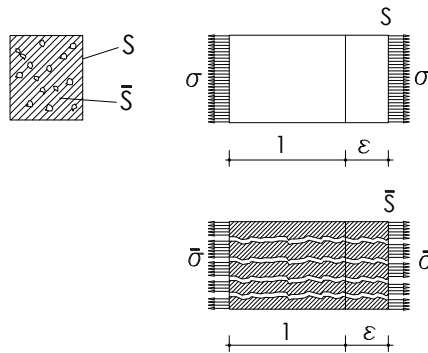


Ilustración 153- Superficie dañada y tensión efectiva. (Alonso, 2003)

La relación entre la tensión estándar de Cauchy y la tensión efectiva que actúa sobre la parte de sección resistente efectiva se calcula por la condición de equilibrio:

$$\begin{aligned} N &= S\sigma, \\ N &= \bar{S}\bar{\sigma} \\ \sigma S &= \bar{\sigma}\bar{S} \\ \sigma &= (1-d)\bar{\sigma} = (1-d)E\varepsilon \end{aligned} \quad (0.2)$$

Este índice escalar es suficiente para representar adecuadamente el comportamiento de materiales como el hormigón y las fábricas de ladrillo y de piedra.

El efecto que produce sobre el comportamiento mecánico del material es una reducción de la rigidez proporcional a $(1-d)$.

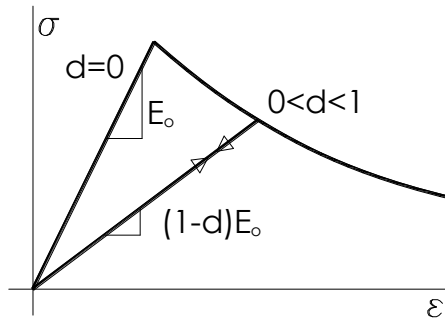


Ilustración 154- Disminución de la rigidez con el índice de daño.(Alonso, 2003)

Extendida esta relación al vector total de tensiones se obtiene.

$$\begin{pmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{xy} \\ \tau_{xz} \\ \tau_{yz} \end{pmatrix} = (1-d) \mathbf{D} \begin{pmatrix} \epsilon_x \\ \epsilon_y \\ \epsilon_z \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{xz} \\ \gamma_{yz} \end{pmatrix} \quad (0.3)$$

Siendo \mathbf{D} la matriz de elasticidad para un material isótropo:

$$D = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{vmatrix} 1 & \frac{\nu}{(1-\nu)} & \frac{\nu}{(1-\nu)} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{\nu}{(1-\nu)} & 1 & \frac{\nu}{(1-\nu)} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{\nu}{(1-\nu)} & \frac{\nu}{(1-\nu)} & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2(1-\nu)} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2(1-\nu)} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2(1-\nu)} \end{vmatrix} \quad (0.4)$$

II.4.5 Determinación de la variable de daño.

Para el cálculo de la variable de daño en cada instante del proceso de carga y deformación de la estructura se debe evaluar:

La norma r_n del tensor de deformaciones. La expresión utilizada es:

$$r_n = \left(\theta + \frac{1-\theta}{n} \right) \sqrt{\bar{\sigma}^T D^{-1} \bar{\sigma}} \quad (0.5)$$

Donde D^{-1} es la matriz inversa a la de elasticidad tal que $\varepsilon = D^{-1} \bar{\sigma}$

$$D^{-1} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E} & \frac{-\nu}{E} & \frac{-\nu}{E} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{-\nu}{E} & \frac{1}{E} & \frac{-\nu}{E} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{-\nu}{E} & \frac{-\nu}{E} & \frac{1}{E} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G} \end{bmatrix} \quad (0.6)$$

$n = \frac{f_c}{f_t}$ es la relación entre resistencias a compresión y a tracción uniaxial del material; θ expresa el comportamiento predominante a compresión o tracción.

$$\theta = \frac{\sum_{i=1}^3 [\bar{\sigma}_i]}{\sum_{i=1}^3 |\bar{\sigma}_i|} \quad (0.7)$$

Siendo las tensiones no dañadas $\bar{\sigma} = D\varepsilon$

$[\bar{\sigma}_i]$ Función de Macaulay de las tensiones principales no dañadas.

El daño comienza cuando el índice r_n supera a r_0 que se toma como

umbral,
$$r_0 = \frac{f_t}{\sqrt{E}} \quad (0.8)$$

El valor actual del parámetro r se toma como el máximo histórico en todo el proceso de carga $r = \max\{r_0, r_n\}$.

El índice de daño es entonces:

$$d = 1 - \frac{r_0}{r} \cdot \exp\left\{A \left(1 - \frac{r}{r_0}\right)\right\} \quad (0.9)$$

El parámetro A se determina según el modelo de Simo y Ju (Oller, 2001) en función de la energía disipada en ensayo de tracción uniaxial. Para ablandamiento exponencial la expresión es:

$$\frac{1}{A} = \frac{g_f E}{f_t^2} - 0,5 \quad (0.10)$$

Donde
$$g_f = \frac{G_f}{l_c} \quad (0.11)$$

Siendo G_f la energía de fractura por unidad de área, tomada como propiedad específica del material; y l_c la longitud característica del dominio del punto que se analiza en la malla de elementos finitos.

Esta longitud el programa la determina en función del volumen V asociado al nodo de la malla de sólidos que se considera.

$$l_c = \sqrt[3]{V}$$

La matriz constitutiva secante se determina sencillamente a partir de la matriz elástica:

$$D_s = (1 - d) \cdot D_0 \quad (0.12)$$

En este caso el tensor constitutivo tangente resulta ser:

$$D_T = (1-d) \cdot D_0 - \left[\frac{\partial G(r)}{\partial(r)} \frac{1}{r} [D_0 : \varepsilon] \right] \otimes [D_0 : \varepsilon] \quad (0.13)$$

Considerando un comportamiento post-pico del material (para $r \geq r_0$) exponencial el tensor constitutivo tangente para el modelo propuesto por Simo y Ju tiene la expresión:

$$D_T = (1-d) \cdot D_0 - e^{A\left(1-\frac{r}{r_0}\right)} \frac{r_0 + Ar}{r^2} \left[\frac{1}{r} [D_0 : \varepsilon] \right] \otimes [D_0 : \varepsilon] \quad (0.14)$$

II.4.6 Líneas de investigación actuales

La complejidad de la modelización de estructuras de fábrica y en concreto de las del patrimonio histórico provoca que la investigación en este campo esté en constante evolución. Los modelos cada vez van teniendo en cuenta nuevas variables que aproximan los resultados a la realidad a la vez que hacen más complejo el cálculo.

Los modelos continuos basados en elementos finitos han seguido evolucionando (Roca, Cervera, & Pelà, 2011), se han realizado estudios comparando y revisando diferentes métodos numéricos (Mallardo, Malvezz, Milani, & Milani, 2008) (Roca P. , Cervera, Gariup, & Pelà, 2010). Existen, así mismo, estudios sobre la deformación a largo plazo en los edificios históricos. (Roca P. , 2004) (Binda, Saisi, Messina, & Tringali, 2001). Un posible motivo estudiado es el efecto de una fisura con tensión constante a largo plazo. (Anzani, Binda, & Mirabella-Roberti, 2008).

Actualmente también se está teniendo en cuenta el comportamiento viscoelástico del material (Cervera, Viscoelasticity and rate-dependent continuum damage models., 2003), modelos de daño de doble variable para diferenciar el daño por tracción o compresión (Faria, Oliver, & Cervera, 1998), modelos que guían la dirección de propagación de la fisura (Cervera, Pelà, Clemente, & Roca, 2010) y modelos en el que se pueden ir activando diferentes partes del modelo para simular la evolución constructiva (Roca P. , Cervera, Pelà, Clemente, & Chiumenti, 2013)

II.4.7 Vulnerabilidad sísmica.

Para poder determinar la seguridad de los edificios es necesario tener en cuenta la vulnerabilidad ante un sismo. En esta línea se han desarrollado, en los últimos años, diferentes proyectos e investigaciones que tratan de establecer una metodología y unas bases para poder clasificar el riesgo sísmico. En este sentido, podemos destacar proyectos como HAZUS99 y Risk UE.

El proyecto Risk UE(Mouroux & Brun, 2006), dentro del WP05 determina los pasos a seguir en la clasificación de la vulnerabilidad de los edificios históricos y monumentales. Se plantean dos niveles de actuación. En el primero la clasificación es cualitativa y se basa en las tipologías. El segundo nivel indica que sería aplicable a cada edificio concreto y que se necesitaría un análisis no-lineal para determinar la curva de capacidad.

Determinar la vulnerabilidad sísmica de un inmueble presenta varias indeterminaciones que obligan a tomar los datos obtenidos como un valor de referencia aproximado y no como una certeza. Estas indeterminaciones comienzan por la naturaleza del origen de los esfuerzos, el terremoto, que es una acción imposible de prever en tiempo ni en magnitud y por otra parte tenemos la incógnita de la respuesta de la estructura, sobre todo en el caso de una estructura histórica en la que los valores que definen los materiales se desconocen y son heterogéneos dentro de la misma estructura.

Esto nos obliga a aproximarnos desde la probabilidad de que el hecho suceda y valorando la respuesta que puede presentar el inmueble ante diferentes sollicitaciones y características de los materiales.

Para determinar esta vulnerabilidad existen dos corrientes principalmente en la actualidad(Vargas Alzate, Pujades Beneit, Barbat Barbat, & Hurtado Gómez, 2014), el Análisis Pushover (PA por sus siglas en ingles) y el Análisis Dinámico Incremental (IDA). Son dos potentes herramientas, basadas en cálculos no lineales.

II.4.7.1 **Análisis espectral**

Para definir la acción sísmica a efectos de cálculo la normativa recurre a espectros de respuesta de las estructuras frente a las aceleraciones provocadas en el terreno por el sismo. El espectro nos da el valor de la aceleración de un punto de la estructura provocada por el sismo en función del periodo de la estructura.

Para determinar los movimientos sísmicos de cálculo, factores clave son el periodo de recurrencia o retorno así como la probabilidad de excedencia. El periodo de retorno se define como el intervalo de años transcurrido entre dos eventos sísmicos que provocan daños de una severidad determinada. Por su parte la probabilidad de excedencia determina la posibilidad de que, durante un determinado periodo de tiempo, se produzca un terremoto que supere la severidad fijada. Periodo de retorno y probabilidad de excedencia están directamente relacionados.

Los valores de periodos de retorno utilizados en el cálculo son los siguientes.

Sismo de Servicio. Es aquel que tiene un 50% por ciento de posibilidades de tener lugar en un periodo de 50 años. Corresponde con un periodo de retorno de 72 años y puede ser sufrido varias veces en la vida útil de una estructura.

Sismo de diseño es aquel con un 10% de posibilidades de ser superado en 50 años, correspondiendo a un periodo de retorno de 475 años. Puede ocurrir una vez en la vida de una estructura.

Sismo máximo es el de mayor intensidad esperado en la ubicación del edificio. Es aquel con una posibilidad del 5% de ser alcanzado en un periodo de 50 años. Su periodo de retorno es de 975 años.

En las siguientes imágenes se puede observar el espectro elástico de respuesta en la ciudad de Valencia, el primero para un sismo con un periodo de retorno de 475 años y el segundo con 979 de periodo de retorno.

A continuación se representa los espectros de respuesta elásticos para la ciudad de Valencia correspondientes a un sismo de diseño y a un sismo máximo.

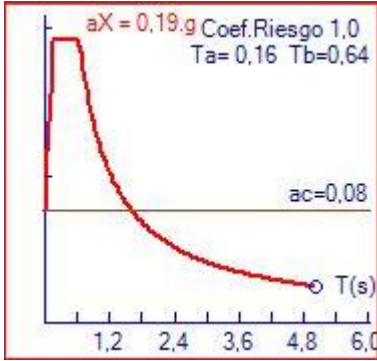


Ilustración 155 – Espectro con periodo de retorno de 475 años

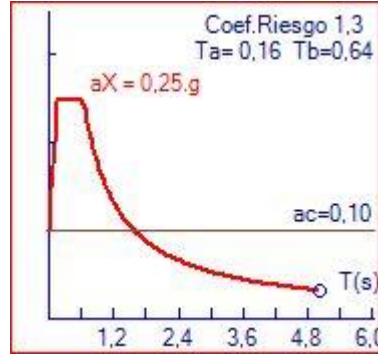


Ilustración 156 – Espectro con periodo de retorno de 979 años

II.4.7.2 El análisis Pushover

Se trata de un cálculo estático no lineal en el que se introduce un patrón de cargas horizontales, en esta tesis con una distribución modal, que se van incrementando de forma monótonica hasta que se produce el colapso de la estructura. Con este cálculo se obtiene la curva de capacidad. Para ello se mide el desplazamiento horizontal en el punto de mayor altura de la estructura y se relaciona con el cortante basal en cada instante.

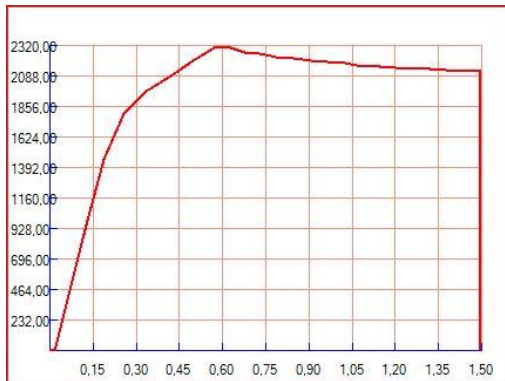


Ilustración 157 – Curva de capacidad (desplazamiento-Cortante basal).

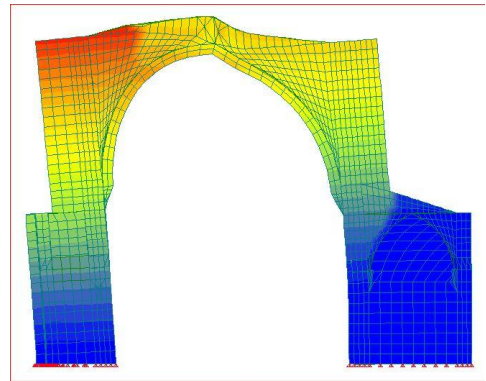


Ilustración 158 – Desplazamientos horizontales de la estructura.

Esta curva de capacidad de la estructura ante los esfuerzos horizontales la vamos a contrastar con el espectro del sismo utilizado para el cálculo, para ello realizamos dos transformaciones a la curva de capacidad.

La curva de capacidad se transforma en una curva que relaciona la aceleración espectral con el desplazamiento espectral, obteniendo espectro de respuesta Aceleración-Desplazamiento (ADSR).

Posteriormente esta curva se simplifica en un trazado bilineal que debe cumplir los siguientes requisitos. El área bajo las dos curvas ha de ser la misma, las coordenadas del punto de máximo desplazamiento han de coincidir, la pendiente de la rama inicial debe ser la misma en ambas curvas.

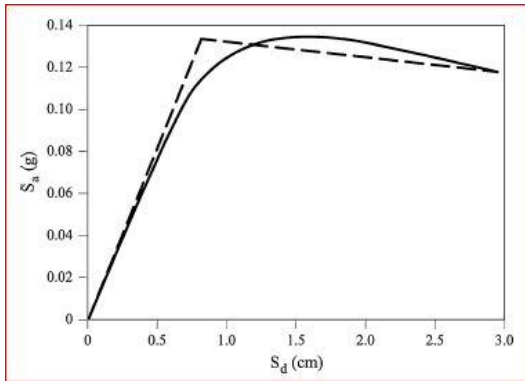


Ilustración 159 – Espectro de capacidad bilineal.(Vargas Alzate, Pujades Beneit, Barbat Barbat, & Hurtado Gómez, 2014)

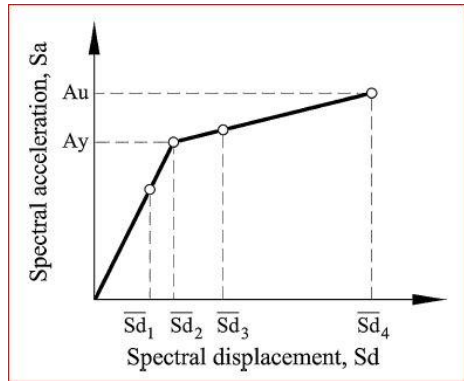


Ilustración 160 – Umbrales de daño.(Vargas Alzate, Pujades Beneit, Barbat Barbat, & Hurtado Gómez, 2014)

Esta gráfica bilineal se define completamente con dos puntos que corresponderían con un desplazamiento espectral (S_d) al final de la rama elástica (S_{d2}) y un desplazamiento espectral al final de la rama plástica (S_{d4}) y que serán umbrales de daño. Basando en esta gráfica, Risk UE define cinco estados de daño definiendo dos umbrales más que corresponderían con los desplazamientos espectrales S_{d1} y S_{d3} definidos según la siguiente formulación.

$\overline{S_{d1}} = 0.7 D_y$	Slight
$\overline{S_{d2}} = D_y$	Moderate
$\overline{S_{d3}} = D_y + 0.25(D_u - D_y)$	Extensive
$\overline{S_{d4}} = D_u$	Complete

Ilustración 161 – Umbrales de daño según Risk UE (Vargas Alzate, Pujades Beneit, Barbat Barbat, & Hurtado Gómez, 2014)

En función de estos umbrales se definen cinco estados de daño que serían, daño nulo, leve, moderado, severo y colapso.

Nivel de daño	Umbral inferior	Umbral superior
Nulo	Origen	Sd1
Leve	Sd1	Sd2
Moderado	Sd2	Sd3
Severo	Sd3	Sd4
Colapso	Sd4	---

Tabla 1 – Estados de daño según Risk UE

La curva de capacidad espectral se superpone con el espectro del sismo llamado curva o espectro de demanda. En la intersección de ambas curvas encontramos el punto de desempeño que corresponde con el desplazamiento máximo espectral de dicha estructura para el sismo de cálculo empleado.

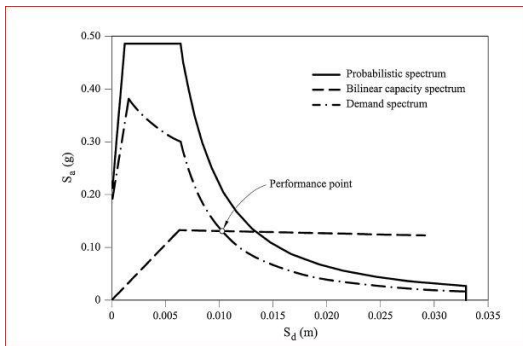


Ilustración 162 – Punto de desempeño. (Vargas Alzate, Pujades Beneit, Barbat Barbat, & Hurtado Gómez, 2014)

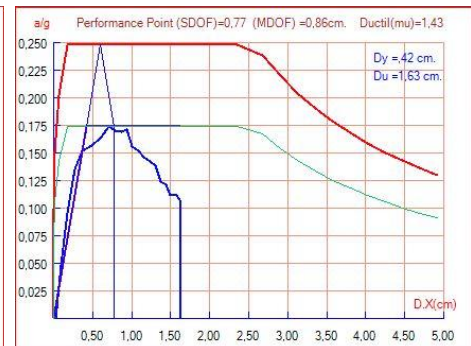


Ilustración 163 – Punto de desempeño en ANGLE

Para la determinación de la vulnerabilidad sísmica de San Juan del Hospital de Valencia obtendremos el Punto de desempeño para distintos valores de resistencia y rigidez de los materiales estructurales. Los valores de cálculo utilizados se detallan en el apartado IV.3.1.3.

III Calibrado de modelo de daño escalar

Dejamos momentáneamente a San Juan del Hospital para centrarnos en el modelo de cálculo que vamos a emplear y en concreto en la validación del mismo.

Lo primero será la justificación de la elección del modelo de daño escalar elegido para la realización del estudio frente a otros existentes.

A continuación se justifica y explica el plan de validación y calibrado implementado en este trabajo para el modelo de daño.

Se sigue describiendo brevemente el entorno de cálculo del programa Angle que se procede a validar.

Por último se comparan, uno a uno, los tres ensayos experimentales, (viga Walraven, vigueta Valcuende y bóvedas tabicadas) con los resultados obtenidos con el modelo daño para cada uno de ellos y se analizan las diferencias.

III.1 Consideraciones generales

III.1.1 Justificación de la elección del modelo de daño escalar.

Como se ha analizado, existen diversas aproximaciones al problema del análisis estructural del patrimonio de fábrica. Veamos a continuación porque para este estudio se elige el modelo de daño escalar frente a otros sistemas como el macro modelado o el análisis límite, elección fundamentada principalmente en la naturaleza de la estructura estudiada y el objeto del estudio.

Como se expone en la Parte IV de este documento, los muros portantes del templo, así como los de la mayoría de iglesias del gótico valenciano, poseen un gran espesor y están compuestos por tres hojas. Dos hojas exteriores de sillería y una interior a base de pequeños bolos con aragamasas. Esta hoja intermedia es imposible de modelizar con macro elementos y además hace que las propiedades del muro no tengan una dirección preponderante, por lo que descartamos el uso de un material ortótropo. Para simular la propia heterogeneidad de estos muros, en el presente trabajo se modelizan los muros con las tres capas y se diferencian los materiales.

El objeto del estudio, que es el análisis ante cargas horizontales hace que se opte por los modelos de daño con elementos finitos frente al análisis límite que permitiría el cálculo frente a cargas gravitatorias.

Por otra parte, la indeterminación de las propiedades mecánicas de las fábricas nos obligan a considerar un entorno de valores factibles y analizar la respuesta de la estructura ante la variación de estos. Por ello en el propio plan de calibrado del modelo se varían las características mecánicas de los materiales y se analizan los efectos de estas variaciones frente a la respuesta del elemento ensayado.

Para analizar los resultados de los ensayos y calibrar el programa Angle vamos a seguir la siguiente metodología de trabajo en cada uno de los modelos ensayados.

III.1.2 Justificación de plan de validación y calibrado del modelo de daño.

Este proceso de validación es fundamental antes de seguir adelante con este trabajo de análisis y más teniendo en cuenta que este modelo de daño se va a utilizar, no solo en la presente tesis, sino en la línea de investigación iniciada que trata de evaluar la vulnerabilidad sísmica de distintos edificios del gótico mediterráneo.

El modelo de daño a validar y calibrar es el implementado en el programa ANGLE, desarrollado por el profesor D. Adolfo Alonso Durá en el departamento de Mecánica de los Medios Continuos y Teoría de las Estructuras de la Universidad Politécnica de Valencia. El proceso a seguir, será el de contrastar los resultados obtenidos con el modelo numérico con aquellos recabados de los ensayos experimentales que se describen a continuación.

Se propone un plan de ensayos dividido en **tres fases**:

Se testea, en primer lugar, una **viga de hormigón armado**, de la que se conocen sus resultados experimentales y que ha sido utilizada por numerosos programas de cálculo para testear sus resultados. El porqué de la elección de este elemento radica en que su sencillez hace que se puedan aislar los efectos estudiados. Por otra parte, su extendido uso por la comunidad científica hace que se puedan contrastar fácilmente los resultados.

A continuación se ensaya una **vigueta de hormigón en masa**, la vigueta ensayada por Valcuende y otros. Esta nos permite extraer conclusiones con un material, el hormigón en masa, con muy baja resistencia a tracción y mayor a compresión, características que hacen extrapolables las conclusiones a las fábricas.

La tercera estructura a testear será una **bóveda tabicada**. Con ella pasamos de los elementos lineales a un elemento superficial de fábrica que será el paso previo al modelo de San Juan del Hospital.

Para los tres casos se han realizado varios modelos en CAD para poder comparar los resultados obtenidos con los extraídos de los ensayos experimentales y poder sacar las conclusiones necesarias en aras de evaluar los objetivos fijados.

III.1.3 Descripción del ensayo

En primer lugar se describirá el ensayo realizado, aportando todos los datos que se dispongan de él y que sean de relevancia para el estudio que nos ocupa.

Se definirá la Geometría del elemento ensayado, a continuación se detallarán las cargas aplicadas, el sistema de medición utilizado y su posición para acabar describiendo los daños ocasionados por la carga, si el elemento ha llegado a rotura o no y recogiendo las deformaciones obtenidas en el ensayo.

III.1.4 Modelo de Cad

A continuación se describirá el modelo de Cad que se ha realizado para cada uno de los ensayos.

Para el análisis estructural de los modelos se ha utilizado el programa Angle desarrollado por el profesor Adolfo Alonso Durá en el Departamento de Mecánica de los Medios Continuos y Teoría de las Estructuras de la Universidad Politécnica de Valencia.

Este programa se desarrolla en dos módulos, uno primero que se implementa sobre un programa de CAD, con menús y órdenes propias del programa. En este estudio el programa de CAD utilizado es AUTOCAD 2011. Con él y las órdenes propias de Angle se han realizado todos los modelos de cálculo.

Estos modelos se han realizado con elementos finitos sólidos, utilizando tetraedros y hexaedros. En cada caso se indicará el elemento utilizado así como el número de elementos utilizados. Este dato es de gran importancia ya que tanto el programa de Cad como el programa de cálculo utilizan consumen gran cantidad de recursos al aumentar el número de elementos finitos pudiendo llegar al límite de su capacidad. En Autocad 2011, al pasar de 125.000 elementos el trabajo de visualización y manejo se ralentiza mucho y se producen numerosos errores que a partir de 200.000 elementos hacen prácticamente imposible el trabajo. El programa de cálculo no tiene estas limitaciones gráficas si bien el cálculo plástico se ralentiza considerablemente al aumentar el número de elementos debido al elevado número de iteraciones que debe hacer.

III.1.5 Definiendo los modelos. El programa Angle.

Una vez descritos los ensayos realizados y las características comunes a todos los modelos de cálculo desarrollados, se procederá a analizarlos uno por uno para poder determinar su validez y extraer las conclusiones pertinentes.

Para poder definir el modelo lo principal es definir las características mecánicas del material ficticio que simulará la fábrica. El programa ANGLE nos permite definir cada una de las características del material, tanto para el tramo de cálculo elástico como para el cálculo plástico. Como se observa en la definición del material

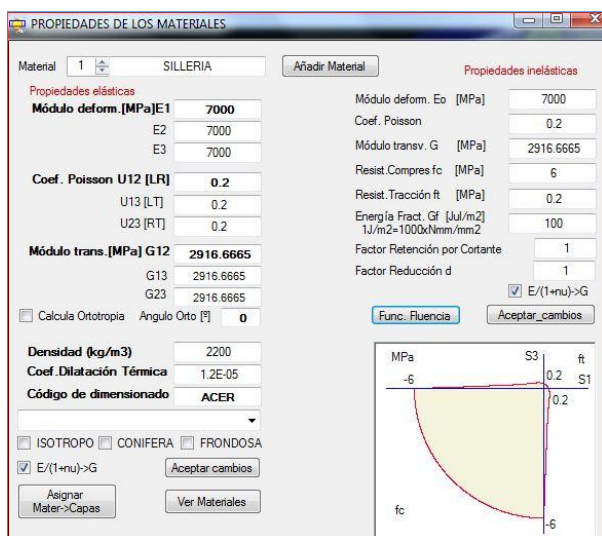


Ilustración 164 – Cuadro de diálogo de definición del material.

En el cuadro de definición del material observamos algunos parámetros que permiten ajustar el comportamiento del material, como son el Factor de Reducción de Daño por Cortante y el Factor de Reducción de Daño Global.

A continuación se definen las opciones de análisis. Se selecciona el cálculo no lineal material y como sistema de resolución de ecuaciones no lineal se utiliza el método Newton Rapson y el método Newton Rapson modificado. El método de resolución de ecuaciones tiene relativa importancia en elementos que requieren poca exigencia de cálculo pero cobra

importancia cuando la estructura aumenta el número de ecuaciones ya que se acortan considerablemente los tiempos de cálculo. .

Se ha aprovechado el trabajo para comparar los resultados obtenidos entre el cálculo el método Newton Rapson y el método Newton Rapson modificado, encontrando las diferencias inapreciables.

Para los casos en que la carga produce una plastificación del elemento en los que aumentando la carga las deformaciones no aumentan e incluso disminuyen se utiliza el método de Longitud de Arco.

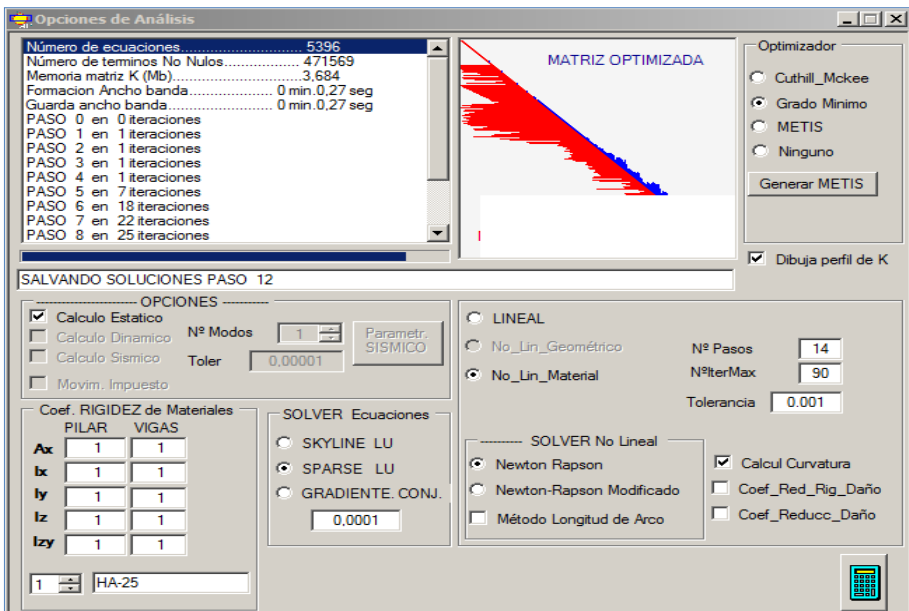


Ilustración 165 – Cuadro de definición de las opciones de análisis.

Para el cálculo no lineal se definen una serie de pasos de carga en los que se introduce en primer momento el peso propio del elemento en la hipótesis 1 de carga y a continuación la carga del ensayo en la hipótesis 2 incrementándose paso a paso.

Definición del proceso incremental de CARGA

Nº de Casos Carga Nº de pasos Increm.

CASO Comb.(ELU)

PASO INI FACT. INIC

PASO FIN FACT. FIN

Comb.	1	2
00	0,200	0,000
01	0,400	0,000
02	0,600	0,000
03	0,800	0,000
04	1,000	0,000
05	1,000	0,100
06	1,000	0,200
07	1,000	0,300
08	1,000	0,400
09	1,000	0,500
10	1,000	0,600
11	1,000	0,700
12	1,000	0,800
13	1,000	0,900

Ilustración 166 – Cuadro de definición de los pasos de incremento de carga.

Una vez realizado el cálculo podemos obtener un fichero de cálculo con deformaciones o tensiones de cada nudo, indicando los valores en cada paso de carga.

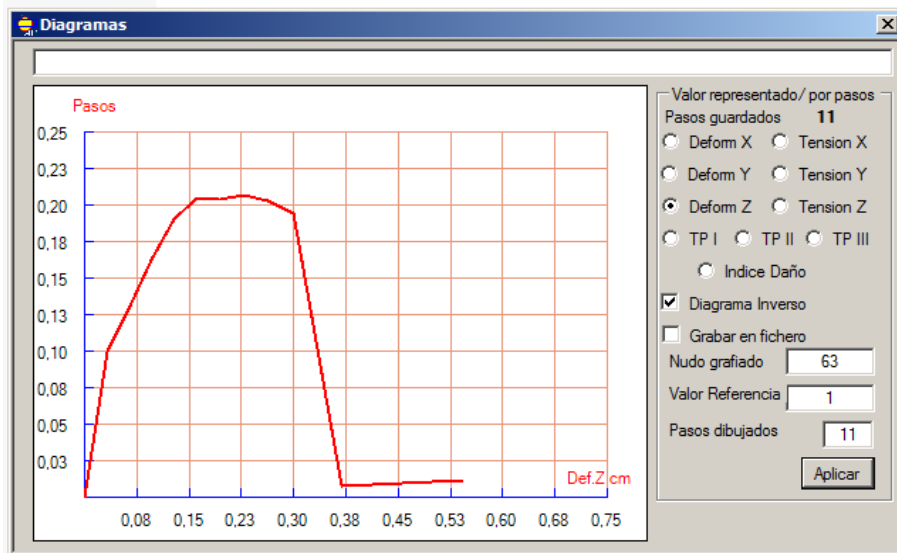


Ilustración 167 – Cuadro de extracción de resultados.

La interpretación de los datos obtenidos se realizará principalmente comparando los gráficos obtenidos del programa y realizando gráficos de dispersión con líneas suavizadas para poder comparar los diferentes resultados obtenidos. Para ello se utiliza el programa Microsoft Office Excel. En él se implementan los datos obtenidos de carga y deformación para obtener dichos gráficos.

III.2 Viga Walraven

III.2.1 Descripción del ensayo

III.2.1.1 Geometría

El primer ensayo que vamos a analizar es el de una viga de hormigón armado que fue ensayada experimentalmente por Walraven (Walraven, 1978).

La viga tiene un espesor de 20 cm, siendo el resto de las dimensiones las que figuran en la siguiente ilustración:

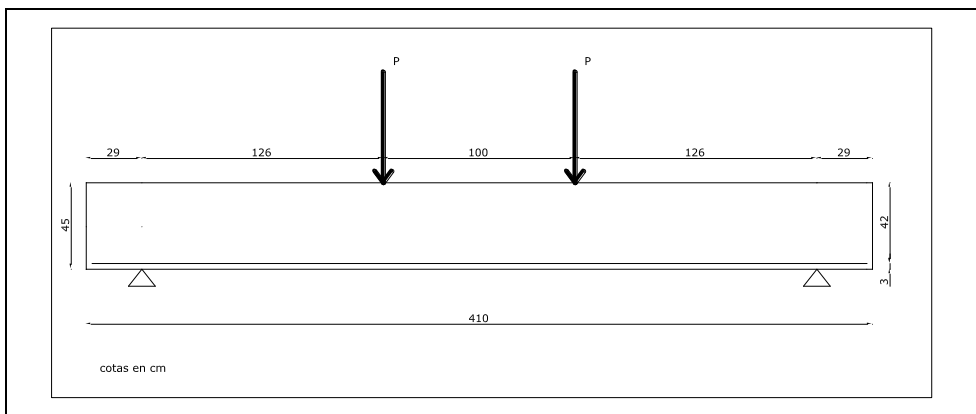


Ilustración 168 – Alzado de la viga.

III.2.1.2 Cargas aplicadas

El ensayo se lleva a cabo aplicando gradualmente una carga simétrica en los dos puntos indicados en la Ilustración 168 que se incrementa gradualmente hasta los 7000 kg.

III.2.1.3 Deformaciones y daños observados.

En este ensayo la viga no llega a rotura, aparecen una serie de fisuras que se recogen en la Ilustración 169, en la que se aprecian fisuras inclinadas de fallo por cortante y fisuras verticales en la zona de momento constante. La ilustración original de la deformación del ensayo solo recoge la mitad izquierda de la viga. En el presente trabajo se ha reproducido la fisuración y se ha realizado una simetría para obtener una imagen de la viga completa.

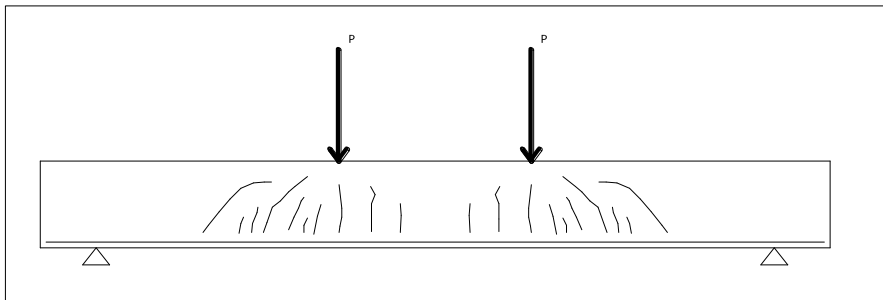
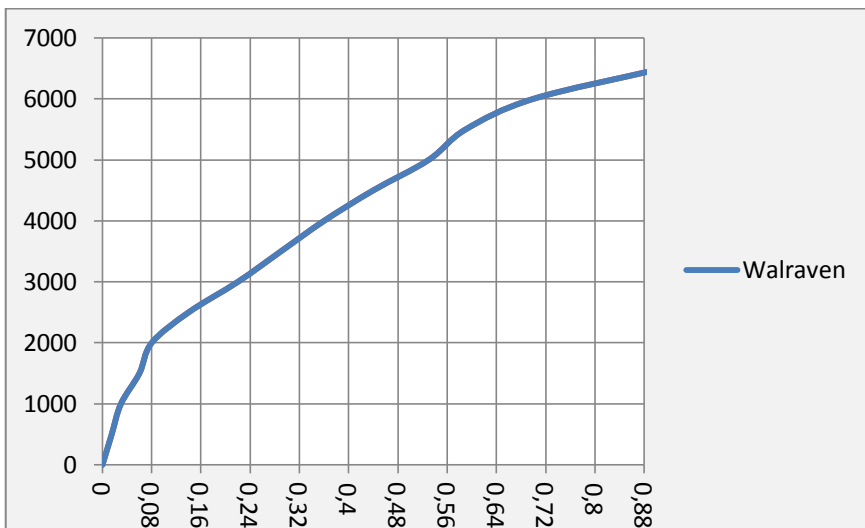


Ilustración 169 - Fisuración con 7000 kg de carga

Observamos los resultados del ensayo de Walraven en la Gráfica 1 de Carga-Deformación, con la carga en kg y deformación en mm.



Gráfica 1 - Carga-Deformación Walraven

III.2.2 Modelo de Cad

Para el cálculo se consideran las resistencias de materiales que indica Walraven en sus publicaciones. Son las siguientes:

Para el Hormigón:

Resistencia a compresión del hormigón: 25,484 N/mm²

Resistencia a tracción del hormigón: 2,548 N/mm²

Modulo de elasticidad. E=28.542 N/mm²

Para el Acero

Resistencia a tracción y compresión del acero: 448,521 N/mm²

Modulo de elasticidad. E=214.067 N/mm²

La carga esta aplicada en los dos puntos del esquema de Walraven de la ilustración 168. Como la carga que se aplicó estaba distribuida linealmente en este caso se ha dividido en cada una de las dos cargas lineales en cinco cargas puntuales, las dos del extremo de 8,75 kN y las tres centrales de 17,5 kN, esto hace un total de 70 kN en cada punto de aplicación que es la carga a la que se dejo de medir las deformaciones.

La carga se va introduciendo en pasos que van incrementando o disminuyendo el valor de la carga en función de la rigidez del elemento

Esta división en pasos de la aplicación de la carga nos permite ir determinando la flecha del elemento en cada uno de los pasos y poder comparar estos datos con los experimentales obtenidos por Walraven.

Para analizar esta viga se realizan diversos modelos que se distinguen entre los modelizados con Tetraedros y con Hexaedros y el número de elementos finitos utilizados en cada uno. Otros parámetros que distinguen los diversos modelos son el modulo de elasticidad del acero y el factor de influencia de cortante

Los modelos de las vigas ensayadas por Walraven estarán designados con una W, seguida del sufijo Hexa o Tetra según el elemento con el que estén modelizados y a continuación el número elementos finitos. Por último si existen varios modelos con el mismo número de elementos se distinguirán con una letra minúscula del alfabeto a continuación del número de elementos.

Un ejemplo seria: W-Tetra-6189c

Que indicaría una viga de Walraven modelizada con 6189 tetraedros y sería la versión c de esta viga.

Los primeros modelos utilizados para la validación serán los compuestos por hexaedros.

Estos elementos tienen dos ventajas sobre los tetraedros, la primera es la facilidad para modelizar el elemento cuando este tiene forma de prisma recto, como es el caso de las vigas de los dos primeros casos. Para discretizar el elemento estudiado en elementos finitos sólidos hexaedros tenemos varias maneras de hacerlo, la orden utilizada en este trabajo nos pide definir los ocho vértices del prisma recto y el número de elementos que se disponen en cada uno de sus tres ejes ortogonales.

La segunda ventaja de los hexaedros sobre los tetraedros es que su cálculo es más exacto ya que cada elemento está compuesto por 8 nodos frente a los cuatro que tienen los tetraedros y esto hace que las ecuaciones de forma de los hexaedros nos den mayor precisión para un mismo número de elementos finitos.

A continuación se describen los modelos utilizados:

III.2.3 W-Hexa-0960

III.2.3.1 Descripción del Modelo

Este modelo está compuesto por 40 elementos en el largo de la viga, 6 en el canto y 4 en el ancho, a continuación se muestra el modelo en el programa Angle.

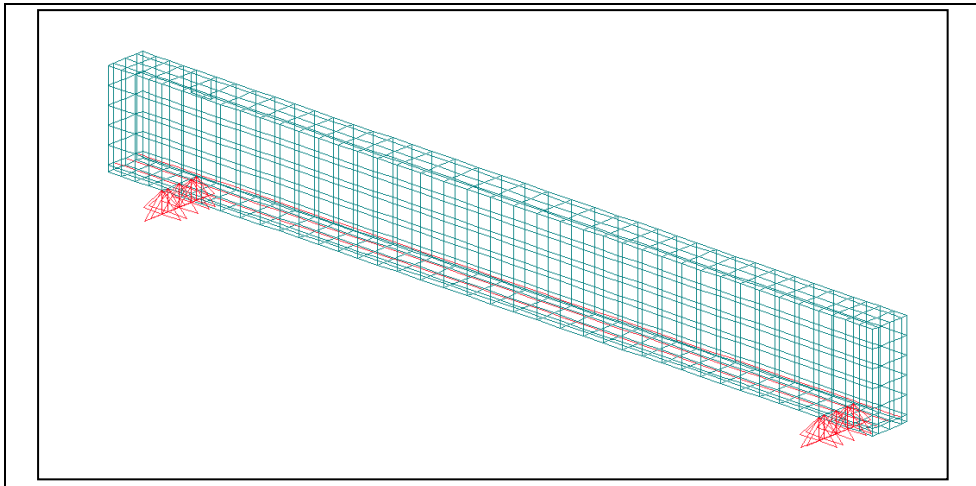


Ilustración 170 - Modelo de la viga W-Hexa-0960

Dadas las características de la viga este será el modelo con menos elementos finitos que vamos a rodar, por lo tanto el cálculo es considerablemente más rápido que los modelos con más elementos. Por ello vamos a utilizar este modelo para realizar múltiples combinaciones variando los distintos parámetros que nos permite el programa para intentar reproducir la deformación de la viga.

A continuación se detallan todas las versiones rodadas del modelo W-Hexa-0960 indicando los valores de los parámetros que se han ido variando.

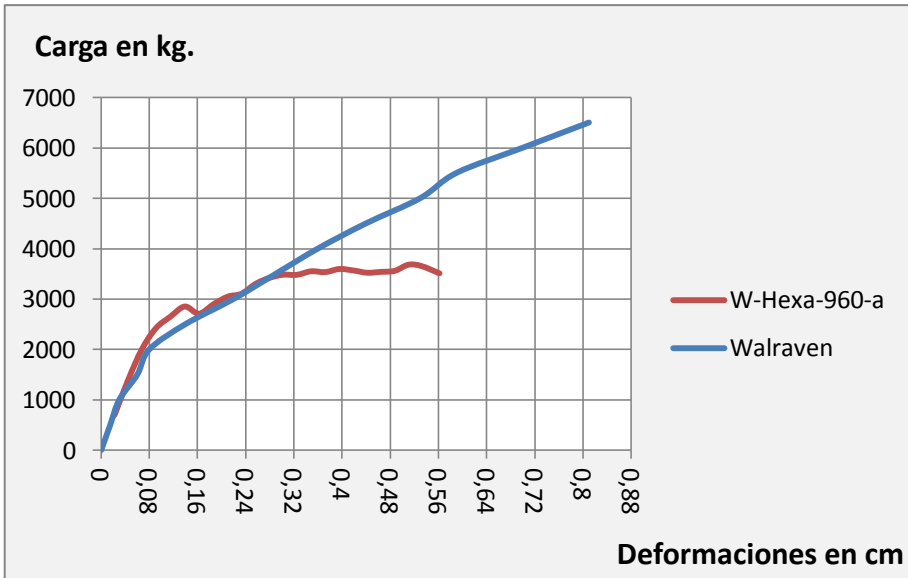
Nombre	Resistencia a compresión del Hormigón (N/mm ²)	Resistencia a Tracción del hormigón (N/mm ²)	Modulo de Elasticidad del Acero (N/mm ²)	Factor de reducción de Daño por Cortante
	Rc	Rt	Es	FRDC
W-Hexa-0960-a	25	2.5	210000	1
W-Hexa-0960-b	25	2.5	210000	0.98
W-Hexa-0960-c	25	2.5	170000	0.98
W-Hexa-0960-d	25	2.5	210000	0.95
W-Hexa-0960-e	25	2	210000	0.98
W-Hexa-0960-f	25	2.5	210000	0.99
W-Hexa-0960-g	25	2.5	210000	0.985
W-Hexa-0960-h	25	2.2	210000	0.985

Tabla 2.- Versiones del modelo W-Hexa-0960

III.2.3.2 Datos Obtenidos

A continuación presentamos los valores de deformación medidos en el punto de aplicación de la carga. Para poder analizarlos se presenta la gráfica carga-deformación de cada modelo comparada con los valores obtenidos en el ensayo de la viga Walraven.

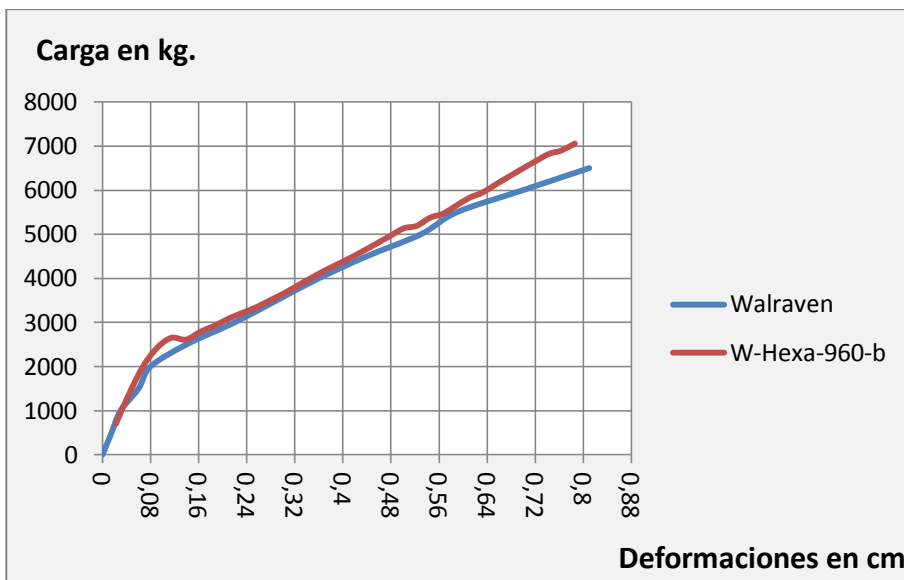
La versión "a" se rueda con las resistencias de compresión y tracción del ensayo de Walraven, es decir, 25 N/mm² de resistencia a compresión y 2,5 N/mm² para la resistencia a tracción, se considera en este caso un factor de reducción de daño por cortante de 1 y se obtienen los siguientes resultados.



Gráfica 2.- Diagrama Carga-Deformación del modelo W-Hexa-960-a

Como vemos en la gráfica hasta las 2 Tn de carga la respuesta del modelo es correcta pero a partir de los 3500 kg se origina la plastificación del elemento y se producen grandes deformaciones sin incrementos de carga hasta la rotura.

Para corregir el modelo vamos a introducir el factor de reducción de daño por cortante (FRDC) de 0.98.



Gráfica 3.- Diagrama Carga-Deformación del modelo W-Hexa-960-b

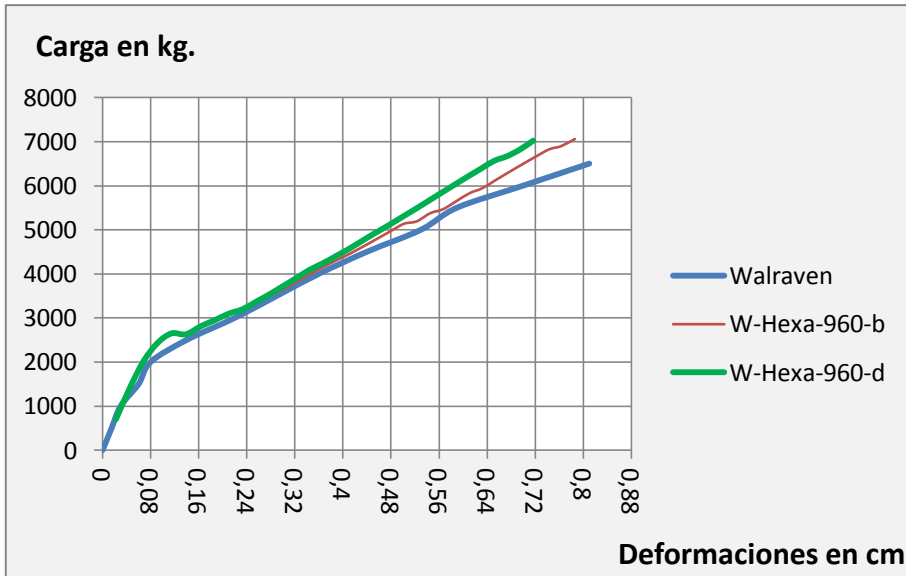
Como vemos la modificación del FRDC ha corregido muy aceptablemente las deformaciones del modelo. Sin embargo ahora el modelo de daño es algo más rígido que el experimental, para poder valorar la precisión del ensayo vamos a comparar numéricamente las deformaciones.

Carga (kg)	DEFORMACION (cm)	
	Walraven	W-Hexa-960-b
1500	0,06	0,05
3000	0,22	0,21
4000	0,36	0,35
5000	0,53	0,48
5500	0,59	0,57
6000	0,7	0,63
6500	0,81	0,70
7000		0,79

Tabla 3.- Cotejando deformaciones Walraven-W-Hexa-960-b

Como se aprecia en la tabla anterior el desvío de las deformaciones obtenida es de decimas de milímetro hasta los 5500 kg, solo en el último tramo el error es de aproximadamente un milímetro que sigue siendo un resultado válido para una viga de hormigón armado de estas características.

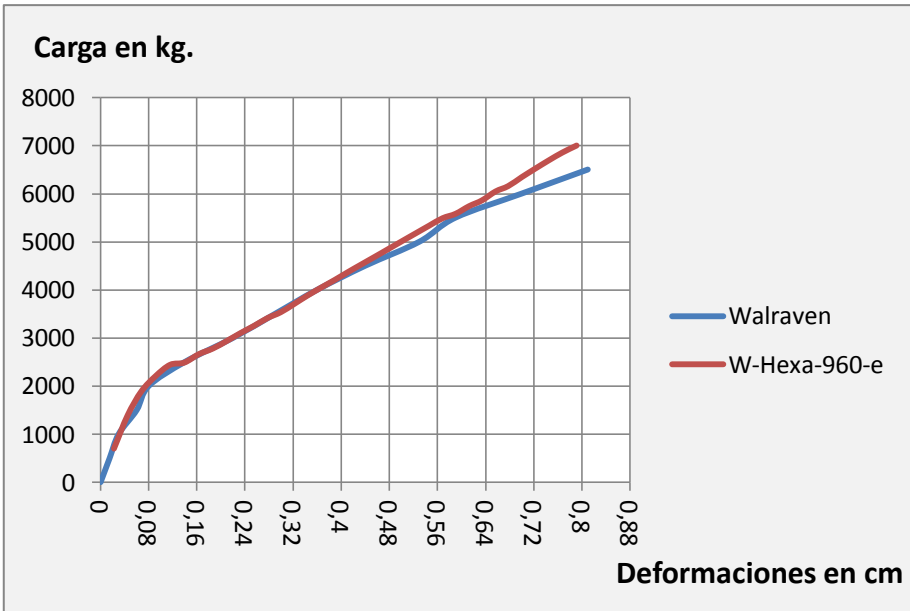
Para observar la evolución del FRDC probamos con un valor de 0,95 obteniendo el modelo W-Hexa-960-d que se añade en la siguiente gráfica:



Gráfica 4.- Diagrama Carga-Deformación del modelo W-Hexa-960-d

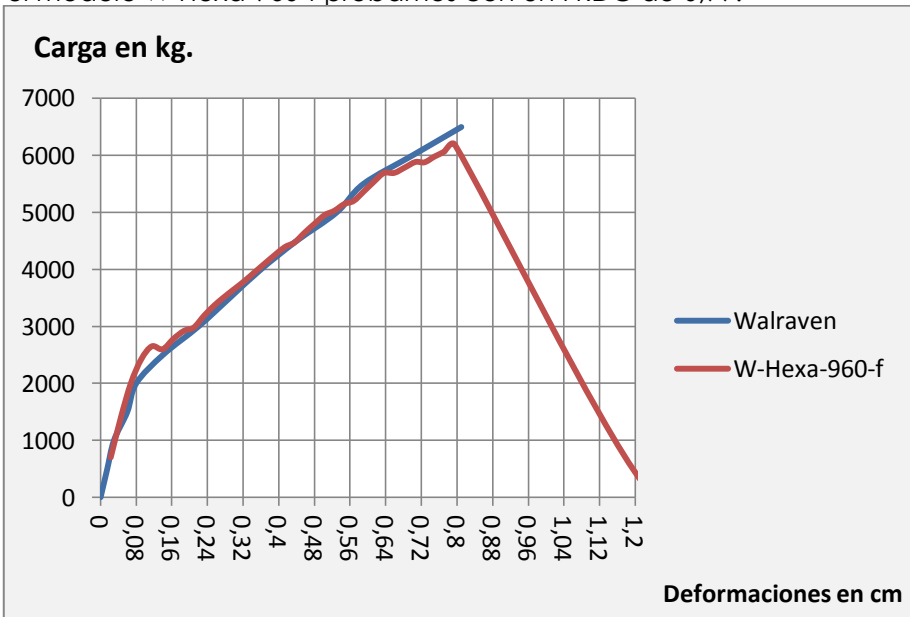
Se puede apreciar como al reducir el daño producido en las tensiones tangenciales de la matriz de rigidez, simulando así el efecto real de rozamiento entre ambas caras de las fisuras de hormigón, la rigidez del elemento aumenta considerablemente. Con el modelo W-Hexa-960-d obtenemos deformaciones menores de las buscadas.

Probamos ahora el efecto que producen en el modelo la reducción de la resistencia a tracción, pasando de un valor de $2,5 \text{ N/mm}^2$ a uno de 2 N/mm^2 . Mantenemos un FRDC de 0,98.



Gráfica 5.- Diagrama Carga-Deformación del modelo W-Hexa-960-e

En el modelo W-Hexa-960-f probamos con un FRDC de 0,99.



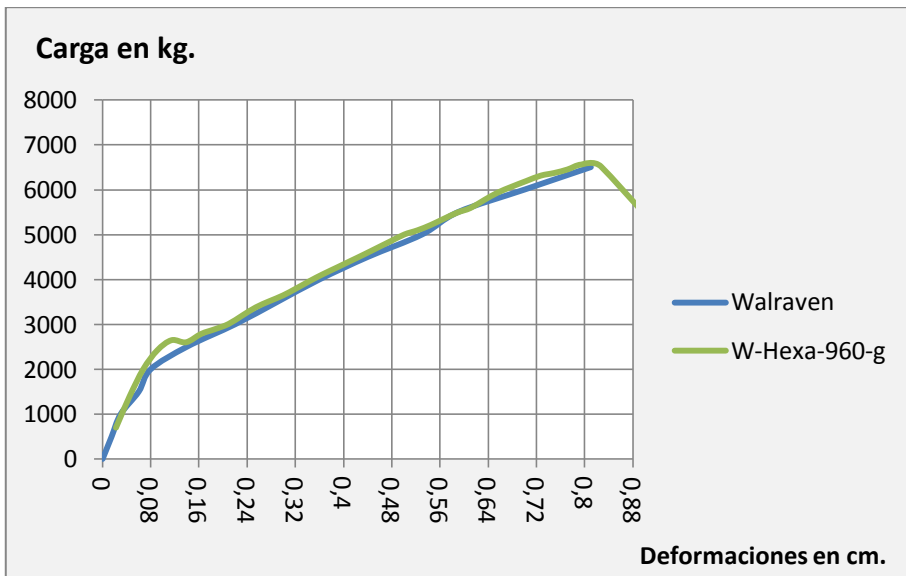
Gráfica 6.- Diagrama Carga-Deformación del modelo W-Hexa-960-f

Comparamos los valores de las deformaciones.

Carga (kg)	DEFORMACION (cm)	
	Walraven	W-Hexa-960-f
1500	0,06	0,05
3000	0,22	0,21
4000	0,36	0,35
5000	0,53	0,52
5500	0,59	0,60
6000	0,7	0,77
6500	0,81	
7000		

Tabla 4.- Cotejando deformaciones Walraven-W-Hexa-960-f

La rotura se produce para una carga de 6100 kg y una deformación de 0,79 cm, algo menor que el modelo experimental que rompió en 0,81 cm. Las deformaciones se siguen ajustando con márgenes de décimas de milímetro. En este caso tenemos algo menos de rigidez que Walraven, así que vamos a probar con valor intermedio de FRDC, con 0,985.



Gráfica 7.- Diagrama Carga-Deformación del modelo W-Hexa-960-f

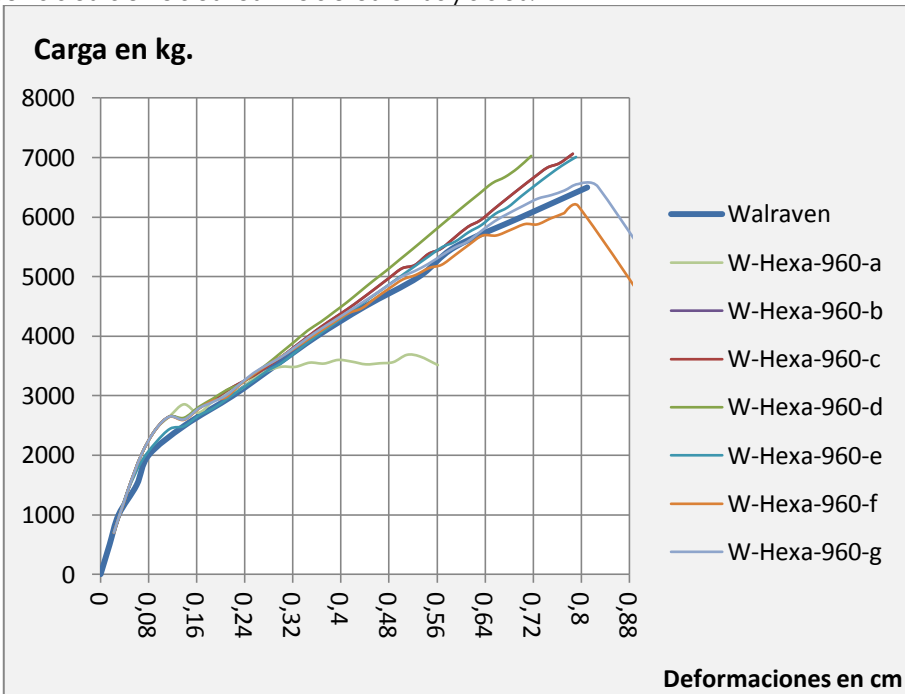
Comparamos los valores de las deformaciones.

Carga (kg)	DEFORMACION (cm)	
	Walraven	W-Hexa-960-g
1500	0,06	0,05
3000	0,22	0,21
4000	0,36	0,35
5000	0,53	0,50
5500	0,59	0,59
6000	0,7	0,67
6500	0,81	0,79

Tabla 5.- Cotejando deformaciones Walraven-W-Hexa-960-g

En este caso la rotura se produce para 6500 kg con una deformación de 0,8279 cm que se ajusta con un margen de error menor del milímetro al modelo experimental.

A continuación se presenta un gráfico en el que se comparan los resultados de todos los modelos ensayados:



Gráfica 8.- Comparativa diagramas modelos W-Hexa-960

Como se puede apreciar, el modelo W-Hexa-960-a, que es el que presentaba un FRDC de 1, es el que más se aleja de la realidad, una vez corregido este valor, las diferentes versiones probadas se aproximan considerablemente a la respuesta del ensayo experimental.

III.2.4 W-Hexa-2048

III.2.4.1 Descripción del Modelo

Este modelo está compuesto por 64 elementos en el largo de la viga, 8 en el canto y 4 en el ancho, a continuación se muestra el modelo en el programa Angle.

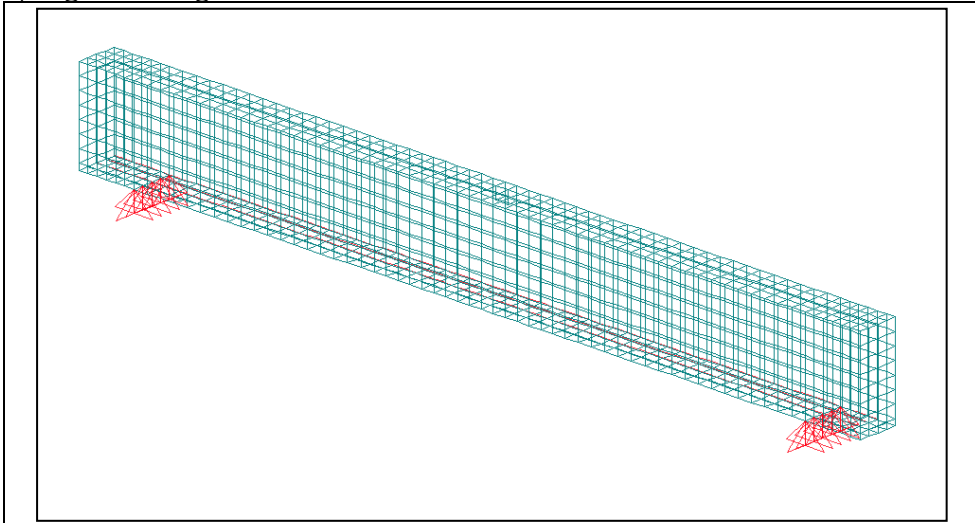


Ilustración 171 - Modelo de la viga W-Hexa-2048

Con el modelo anterior ya hemos encontrado los ajustes que reproducen mejor el comportamiento de la viga, con este modelo y el siguiente vamos a ver cómo afecta el aumento de número de elementos a la fiabilidad de los resultados. Para ello vamos a ensayar los siguientes

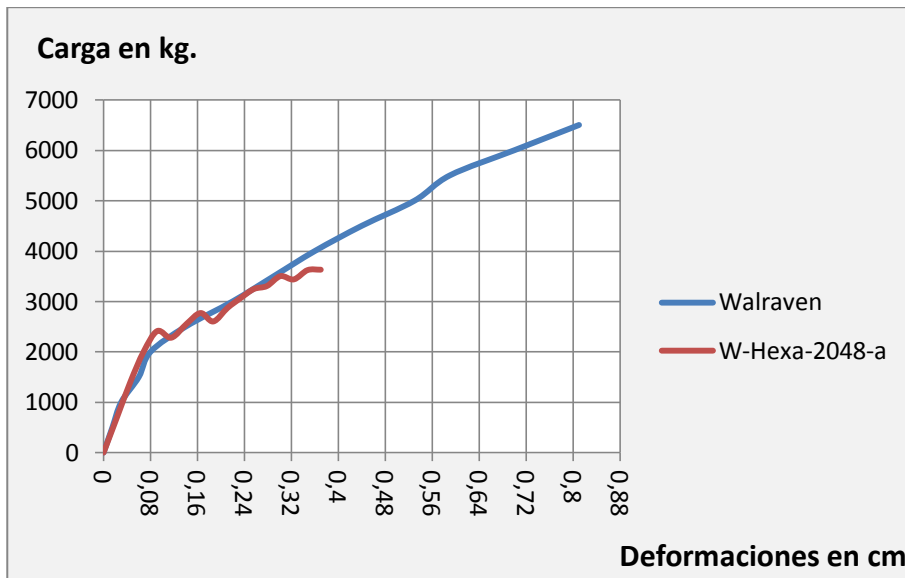
Nombre	Resistencia a compresión del Hormigón (N/mm ²)	Resistencia a Tracción del hormigón (N/mm ²)	Modulo de Elasticidad del Acero (N/mm ²)	Factor de reducción de cortante
W-Hexa-2048-a	25	2.5	210000	1
W-Hexa-2048-b	25	2.5	210000	0.98
W-Hexa-2048-g	25	2.5	210000	0.985

Tabla 6.- Versiones del modelo W-Hexa-02048

III.2.4.2 Datos Obtenidos

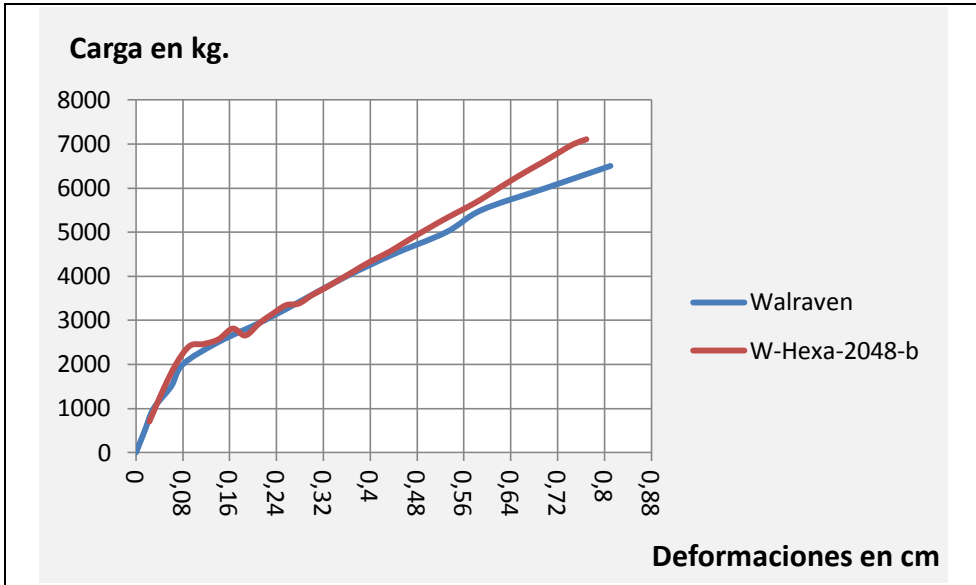
A continuación presentamos los valores de deformación medidos en el punto de aplicación de la carga.

La versión "a" se rueda con las resistencias de compresión y tracción del ensayo de Walraven, es decir, 25 N/mm² de resistencia a compresión y 2,5 N/mm² para la resistencia a tracción, se considera en este caso un factor de reducción de daño por cortante de 1 y se obtienen los siguientes resultados.



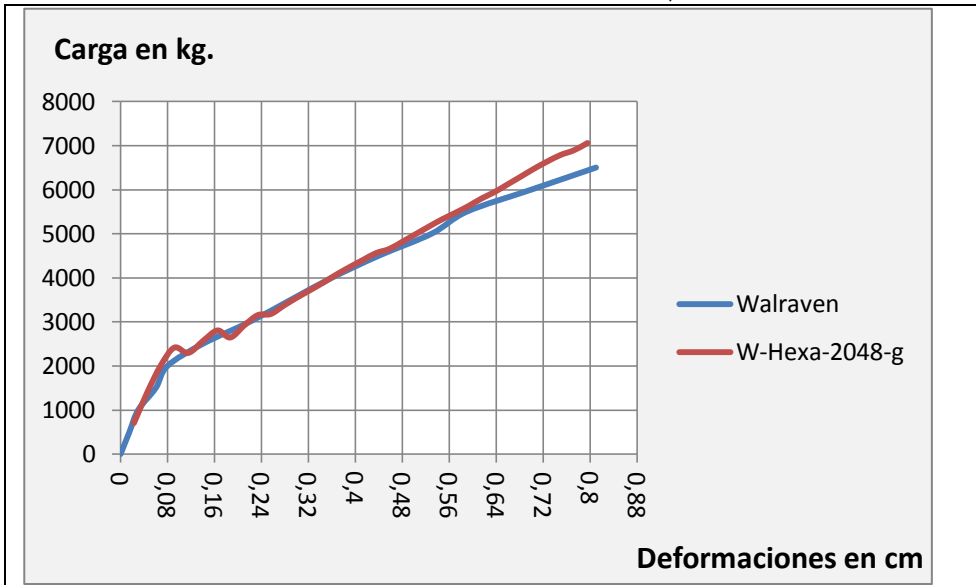
Gráfica 9.- Carga-Deformación W-Hexa-2048-a

El modelo W-Hexa-2048-b introduce un FRDC de 0,98:



Gráfica 10.- Carga-Deformación W-Hexa-2048-b

El modelo W-Hexa-2048-b introduce un FRDC de 0,985:



Gráfica 11.- Carga-Deformación W-Hexa-2048-g

Comparamos los valores de las deformaciones.

Carga (kg)	DEFORMACION (cm)		
	Walraven	W-Hexa-2048-b	W-Hexa-2048-g
1500	0,06	0,05	0,05
3000	0,22	0,22	0,22
4000	0,36	0,36	0,36
5000	0,53	0,50	0,50
5500	0,59	0,56	0,57
6000	0,7	0,62	0,64
6500	0,81	0,68	0,71
7000		0,77	0,79

Tabla 7.- Cotejando deformaciones Walraven-W-Hexa-2048-b y g

III.2.5 W-Hexa-6072

III.2.5.1 Descripción del Modelo

Este modelo está compuesto por 92 elementos en el largo de la viga, 11 en el canto y 6 en el ancho, a continuación se muestra el modelo en el programa Angle.

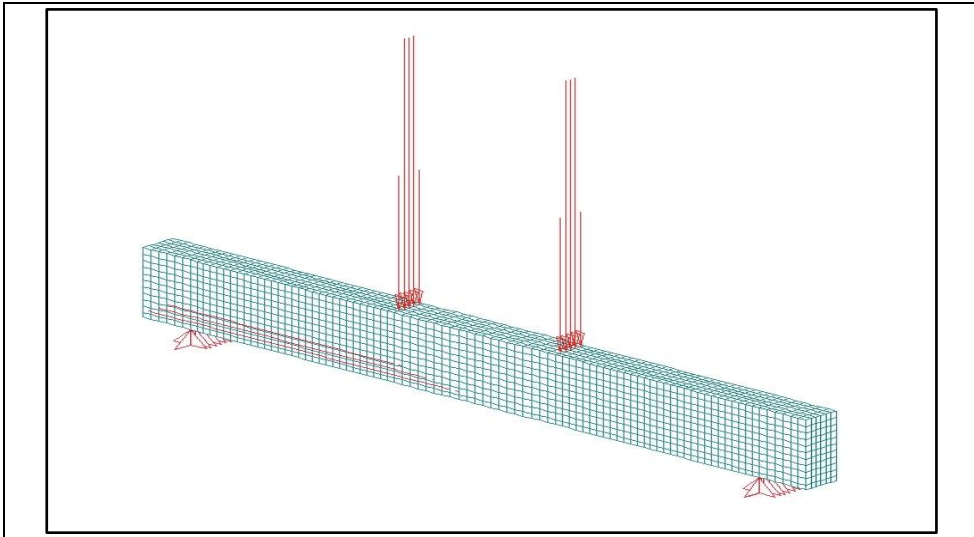


Ilustración 172 - Modelo de la viga W-Hexa-6072

Sobre este modelo vamos a ensayar diferentes versiones variando los parámetros antes comentados. Los modelos ensayados y sus variaciones son:

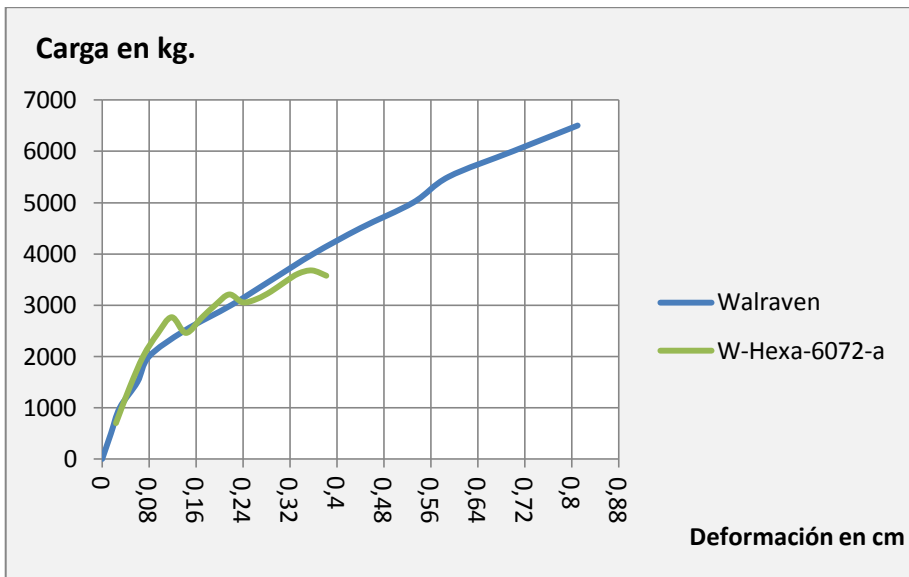
Nombre	Resistencia a compresión del Hormigón (N/mm ²)	Resistencia a Tracción del hormigón (N/mm ²)	Modulo de Elasticidad del Acero (N/mm ²)	Factor de reducción de cortante
W-Hexa-6072-a	25	2.5	210000	1
W-Hexa-6072-b	25	2.5	210000	0.98
W-Hexa-6072-c	25	2.5	170000	0.98
W-Hexa-6072-d	25	2.5	210000	0.95
W-Hexa-6072-e	25	2	210000	0.98
W-Hexa-6072-f	25	2.5	210000	0.99
W-Hexa-6072-g	25	2.5	210000	0.985
W-Hexa-6072-h	25	2.2	210000	0.985

Tabla 8.- Versiones del modelo W-Hexa-6072

III.2.5.2 Datos Obtenidos

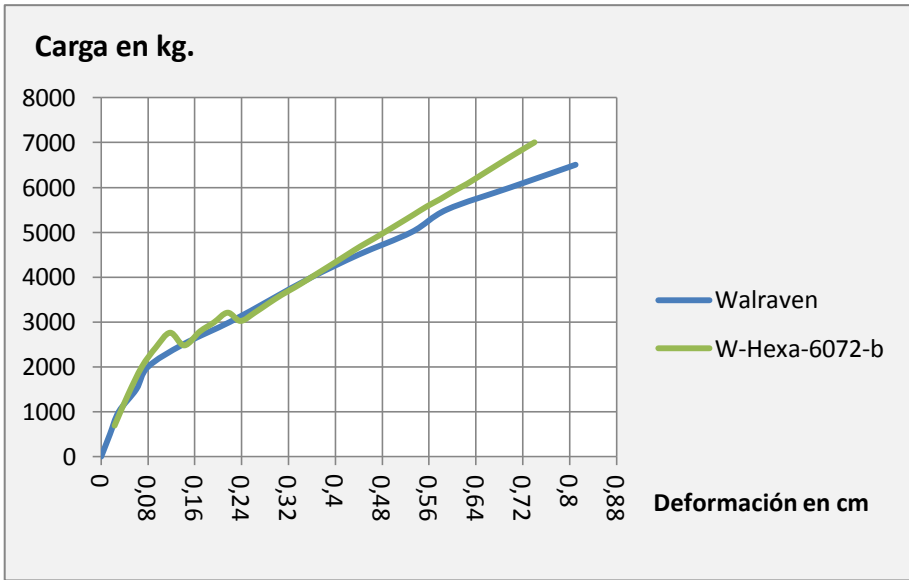
A continuación presentamos los valores de deformación medidos en el punto de aplicación de la carga.

La versión "a" se rueda con las resistencias de compresión y tracción del ensayo de Walraven, es decir, 25 N/mm² de resistencia a compresión y 2,5 N/mm² para la resistencia a tracción, se considera en este caso un factor de reducción de daño por cortante de 1 y se obtienen los siguientes resultados.

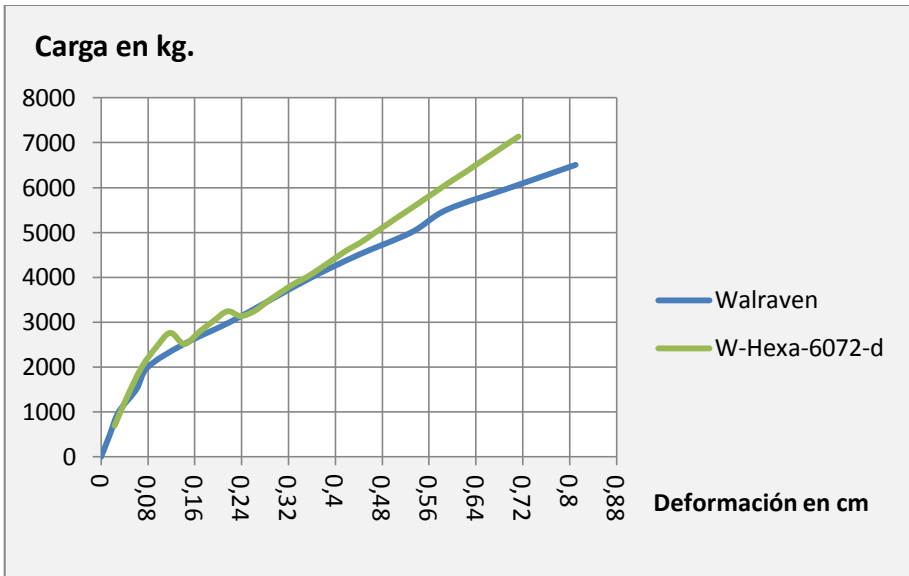


Gráfica 12.- Carga-Deformación W-Hexa-6072-a

La versión "b" introduce un FRDC de 0,98:



Gráfica 13.- Carga-Deformación W-Hexa-6072-b



Gráfica 14.- Carga-Deformación W-Hexa-6072-g

Comparamos los valores de las deformaciones.

Carga (kg)	DEFORMACION (cm)		
	Walraven	W-Hexa-6072-b	W-Hexa-6072-g
1500	0,06	0,05	0,05
3000	0,22	0,22	0,22
4000	0,36	0,36	0,36
5000	0,53	0,48	0,50
5500	0,59	0,55	0,57
6000	0,7	0,62	0,64
6500	0,81	0,68	0,71
7000		0,74	0,79

Tabla 9.- Cotejando deformaciones Walraven-W-Hexa-6072-b y g

Como vemos, tanto en la versión W-Hexa-6072-b como en la versión W-Hexa-6072-g la gráfica de carga deformación se ajusta bastante fielmente a los resultados de laboratorio, si bien a partir de los 4000 kg de carga aplicada las deformaciones del modelo de daño se reducen con respecto al modelo ensayado.

A parte de las deformaciones también podemos analizar más datos de cada viga en cada paso, en las siguientes páginas se representan índice de daño, tensiones y deformada de la versión W-Hexa-6072-b en diferentes pasos.

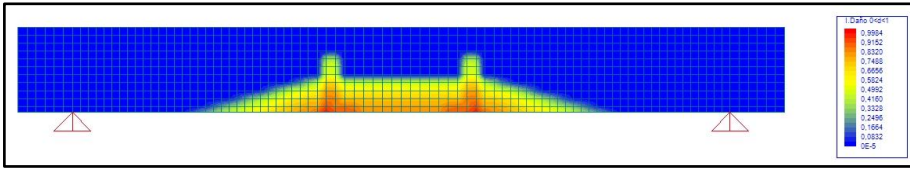


Ilustración 173 – Índice de Daño en el paso 6

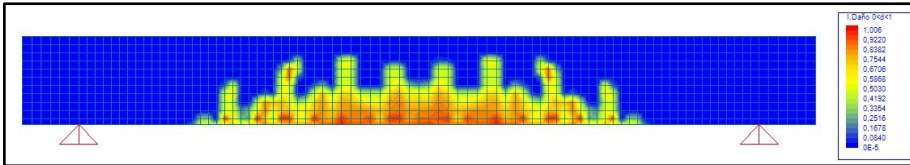


Ilustración 174 – Índice de Daño en el paso 15

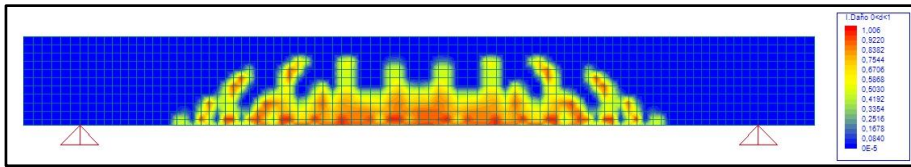


Ilustración 175 – Índice de Daño en el paso 21

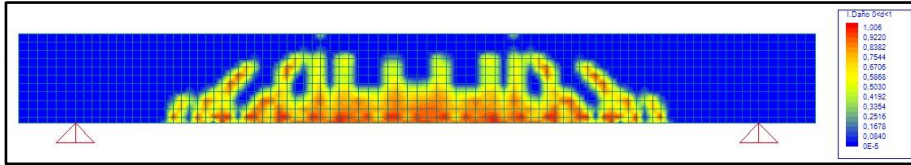


Ilustración 176 – Índice de Daño en el paso 27

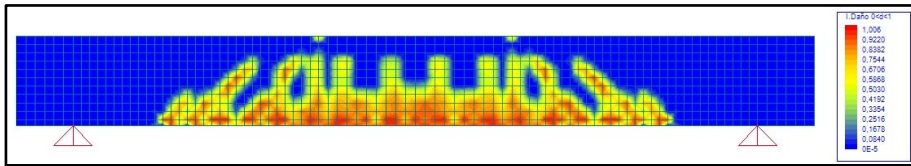


Ilustración 177 - Índice de Daño en el paso 32

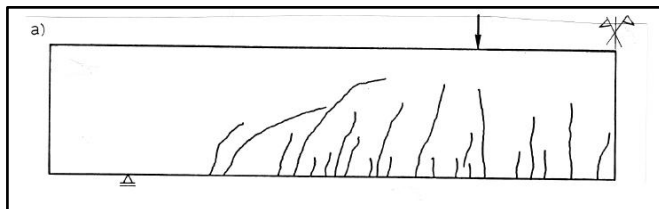


Ilustración 178 – Fisuración real de la viga ensayada por Walraven

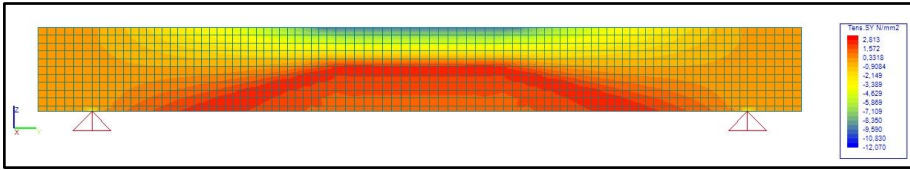


Ilustración 179 – Tensiones en el eje y en el paso 6

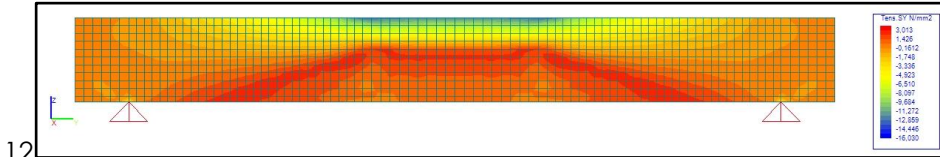


Ilustración 180 – Tensiones en el eje y en el paso 15

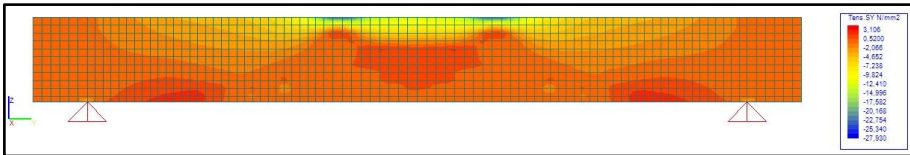


Ilustración 181 – Tensiones en el eje y en el paso 21

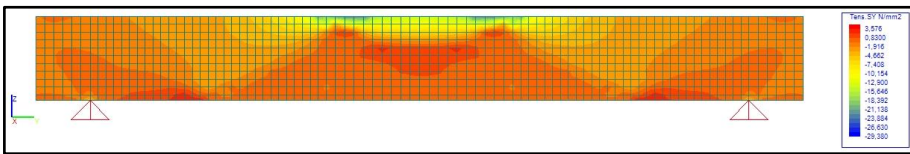


Ilustración 182 – Tensiones en el eje y en el paso 27

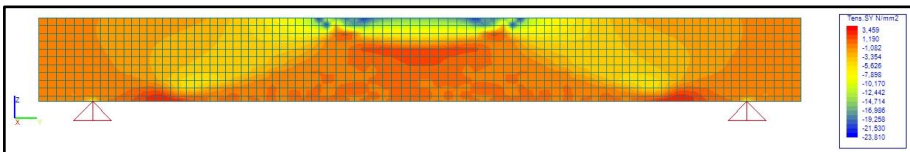


Ilustración 183 - Tensiones en el eje y en el paso 32

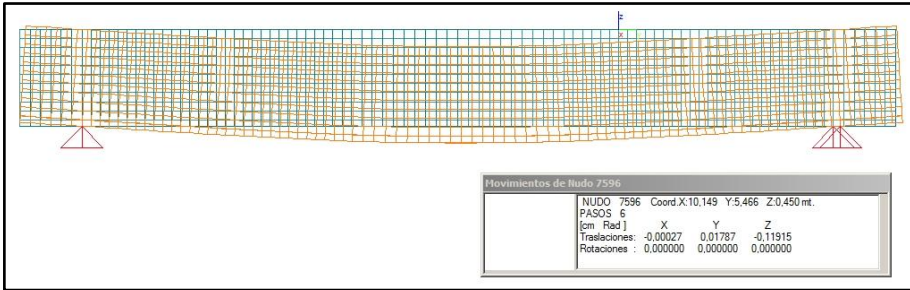


Ilustración 184 – Deformación en el paso 6

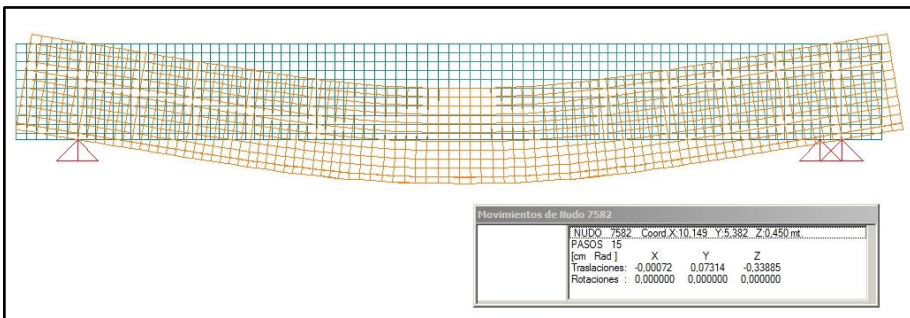


Ilustración 185 – Deformación en el paso 15

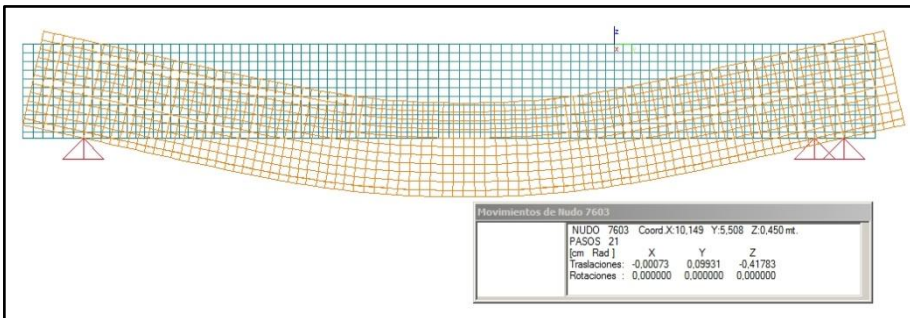


Ilustración 186 – Deformación en el paso 21

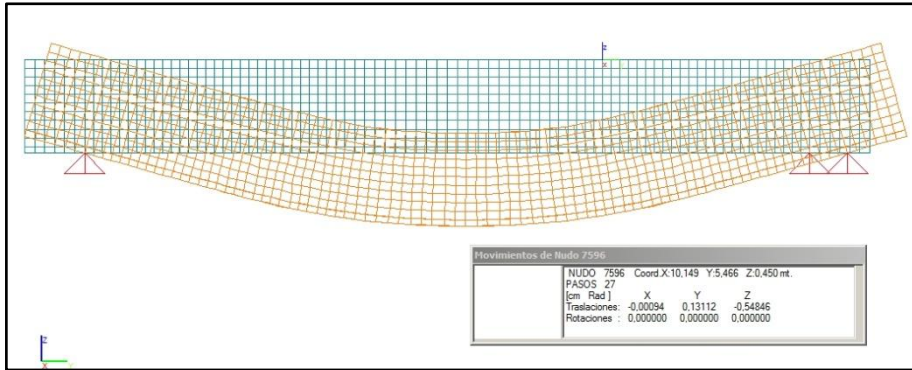


Ilustración 187 – Deformación en el paso 27

Para poder peritar la evolución del daño en la estructura es imprescindible la definición de pasos incrementales de carga como se ha descrito en el apartado 2.1 de este trabajo.

Estos pasos nos permiten conocer para cada uno de ellos el estado de la estructura en cuanto a tensiones, deformaciones e índice de daño. Evidentemente un mayor número de pasos incrementa el tiempo necesario en el proceso de cálculo así que hay que conseguir un equilibrio entre la precisión necesaria y el tiempo invertido, sobre todo en el caso de estructuras complejas.

Poder visualizar el proceso de carga de la estructura paso a paso nos permite observar la evolución del daño y como las tensiones se van redistribuyendo para reconducirse por las zonas sin daño.

De la Ilustración 173 a la Ilustración 177 podemos observar la evolución del daño a medida que incrementamos la carga mediante los pasos definidos en el programa de cálculo. Vemos como las zonas dañadas que responden con las zonas fisuradas durante el ensayo corresponden fielmente con las de la viga ensayada experimentalmente, encontrando por tanto el modelo de daño válido en este caso.

Por otra parte, de la Ilustración 179 a la Ilustración 183, podemos observar como las tracciones mayores que en un principio, para el centro de vano, se encuentran en la zona inferior de la viga, como era de esperar, van pasando hacia cotas superiores a medida que incrementamos la carga y las zonas inferiores se van dañando y por lo tanto van siendo incapaces de asumir más esfuerzos.

Por todo esto podemos afirmar que a parte de la coherencia de los valores de deformación, también la distribución de daño del modelo numérico es coherente con el modelo experimental.

III.2.6 W-Tetra-8173

III.2.6.1 Descripción del Modelo

Este modelo está compuesto por 8173 tetraedros, a continuación se muestra el modelo en el programa Angle.

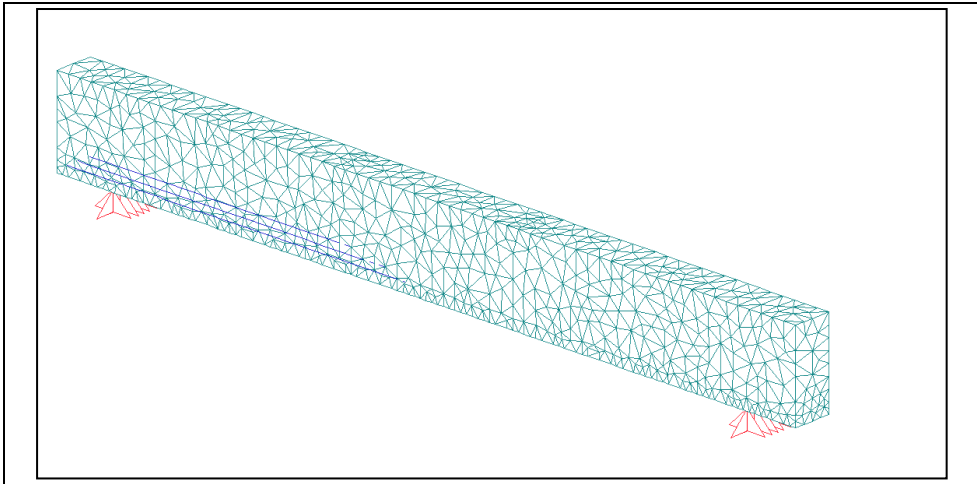


Ilustración 188 - Modelo de la viga W-Tetra-8173

Los tetraedros son elementos menos precisos que los hexaedros por los que necesitaremos más elementos para conseguir resultados similares. Por otra parte el modelado del elemento lo realiza automáticamente el programa de Cad rellenando un volumen hueco creado con elementos 3dcara en su contorno. Para que en las barras se realicen nudos que den continuidad a la estructura el programa reduce el tamaño de los elementos. Esto se puede apreciar en el recubrimiento inferior de la viga de la ilustración anterior. Esto hace que el número de tetraedros se dispare y sea difícil realizar un modelo con pocos elementos.

A continuación se recogen los modelos ensayados:

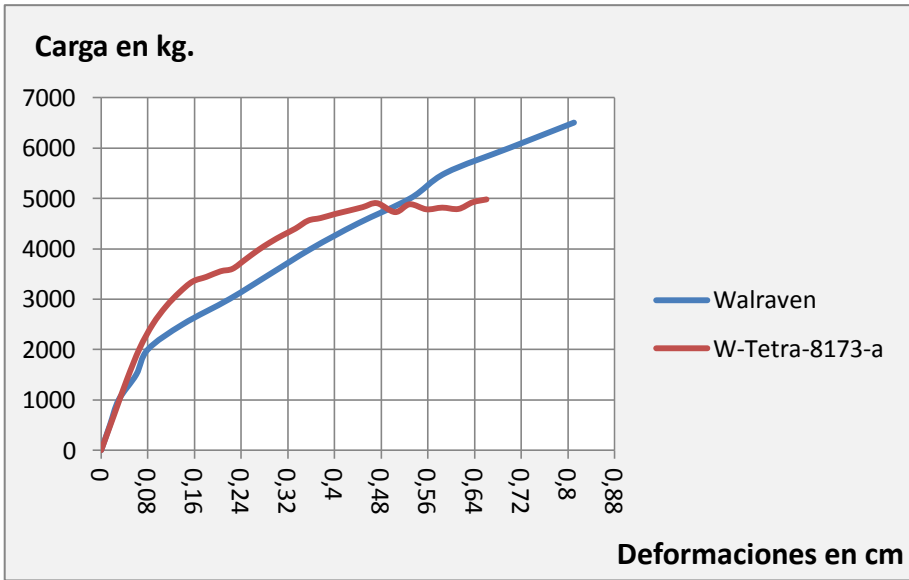
Nombre	Resistencia a compresión del Hormigón (N/mm ²)	Resistencia a Tracción del hormigón (N/mm ²)	Modulo de Elasticidad del Hormigón (N/mm ²)	Modulo de Elasticidad del Acero (N/mm ²)	Factor de reducción de cortante
W-tetra-8173-a	25	2.5	28500	210000	1
W-tetra-8173-b	25	2.5	28500	210000	0.98
W-tetra-8173-g	25	2.5	28500	210000	0.985
W-tetra-8173-h	25	2	28500	210000	0.985
W-tetra-8173-i	25	2.2	28500	170000	0.985
W-tetra-8173-j	25	2	28500	210000	0.99
W-tetra-8173-k	25	2	25650	210000	1
W-tetra-8173-m	25	2	25650	210000	0.99
W-tetra-8173-n	25	2	25650	210000	0.995
W-tetra-8173-ñ	25	2	22800	210000	0.995

Tabla 10.- Versiones del modelo W-Tetra-8173

III.2.6.2 Datos Obtenidos

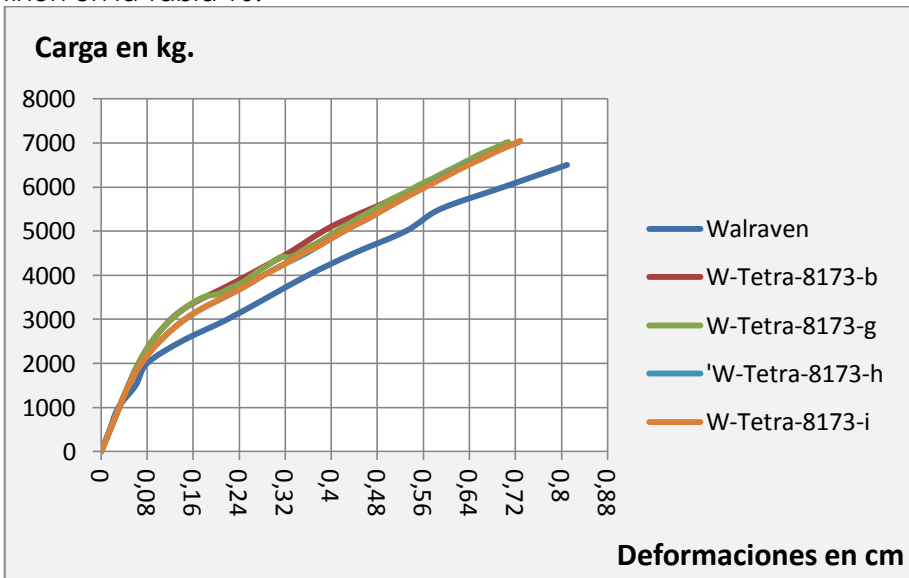
Como en los modelos de Hexaedros, a continuación presentamos los valores de deformación medidos en el punto de aplicación de la carga.

La versión "a" se rueda con las resistencias de compresión y tracción del ensayo de Walraven, es decir, 25 N/mm² de resistencia a compresión y 2,5 N/mm² para la resistencia a tracción, se considera en este caso un factor de reducción de daño por cortante de 1 y se obtienen los siguientes resultados.



Gráfica 15.- Carga-Deformación W-Tetra-8173-a

A continuación se recogen los datos de las versiones b, g, h, i que se definen en la Tabla 10.

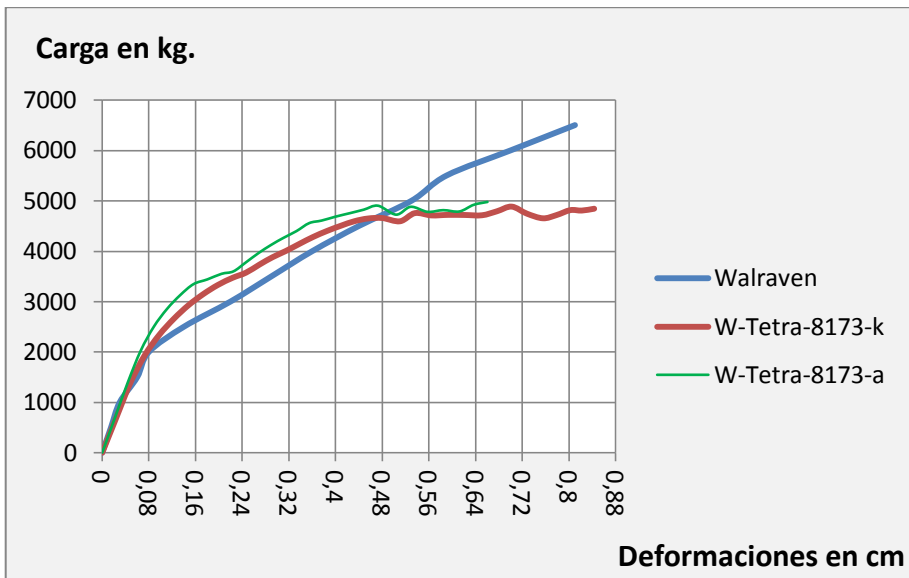


Gráfica 16.- Carga-Deformación W-Tetra-8173-b-g-h-i

En ambas gráficas vemos como se reproducen los comportamientos de los modelos con Hexaedros pero con unas deformaciones algo menores. Se puede apreciar que el modelo con tetraedros es más rígido que el realizado con hexaedros.

Para tratar de ajustar la respuesta probamos a bajar el módulo de elasticidad del hormigón un 10% y un 20% obteniendo los siguientes resultados.

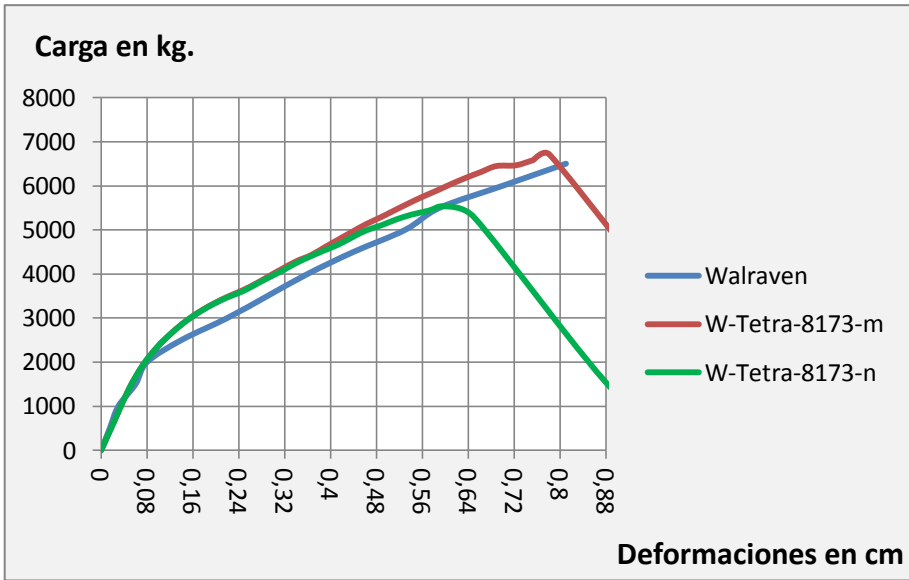
En el modelo W-Tetra-8173-k reducimos el modulo de deformación del hormigón un 10%, hasta un valor 25650 N/mm²



Gráfica 17.- Carga-Deformación W-Tetra-8173-k

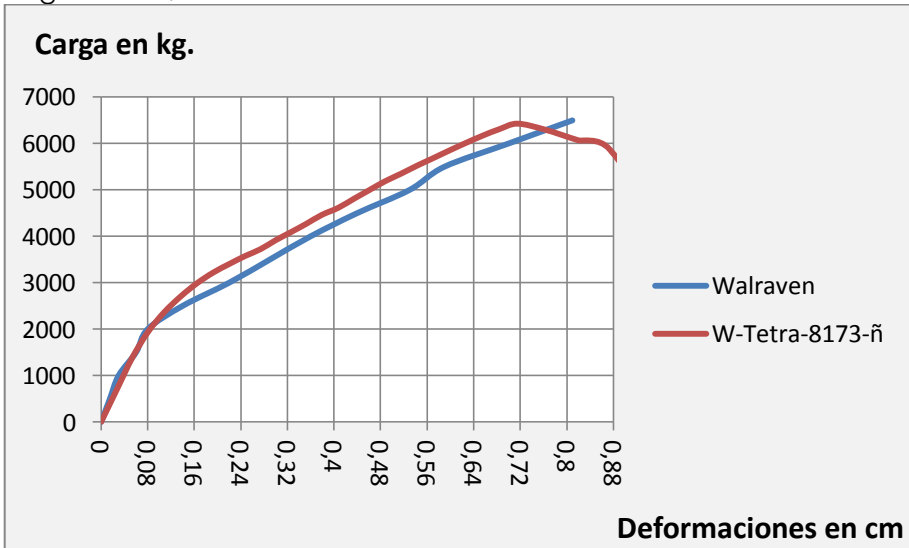
Vemos que a pesar de que al dejar de nuevo el FRDC en 1 y tener una menor carga de rotura que el modelo experimental, las deformaciones han aumentado ligeramente con respecto al modelo W-Tetra-8173-a que tenía el módulo de elasticidad del hormigón original.

Probamos ahora ajustando el valor del FRDC a 0,99 en la versión m y a 0,995 en la versión n.



Gráfica 18.- Carga-Deformación W-Tetra-8173-m y n

Vemos como con un FRDC de 0,995 aumentamos el punto de rotura a 5438 kg y con un FRDC de 0,99 este valor aumenta 6700 kg, aproximándose mucho al modelo experimental. Por otro lado las deformaciones se han ajustado bastante pero siguen siendo algo superiores a las del modelo de Walraven. Probamos por último reduciendo el Modulo de elasticidad del hormigón un 20%.



Gráfica 19.- Carga-Deformación W-Tetra-8173-ñ

Comparamos los valores de las deformaciones.

Carga (kg)	DEFORMACION (cm)			
	Walraven	W-Tetra-8173-b	W-Tetra-8173-m	W-Tetra-8173-ñ
1500	0,06	0,04	0,05	0,05
3000	0,22	0,13	0,15	0,16
4000	0,36	0,26	0,29	0,32
5000	0,53	0,39	0,44	0,46
5500	0,59	0,49	0,52	0,54
6000	0,7	0,55	0,61	0,62
6500	0,81	0,63	0,75	0,71
7000		0,70		

Tabla 11.- Cotejando deformaciones Walraven-W-Tetra-8173-b, m y ñ

Como vemos en todos los casos las deformaciones son levemente superiores al modelo de Walraven si bien estamos hablando en todos los casos de decimas de milímetros de error. En el modelo W-Tetra-8173-b las diferencias sí que llegan a ser de 2 mm en el momento de la rotura, mientras que reduciendo el modulo de elasticidad del hormigón ambos modelos se ajustan de manera muy similar.

III.2.7 W-Tetra-67477

III.2.7.1 Descripción del Modelo

Este modelo está compuesto por 67477 tetraedros, a continuación se muestra el modelo en el programa Angle.

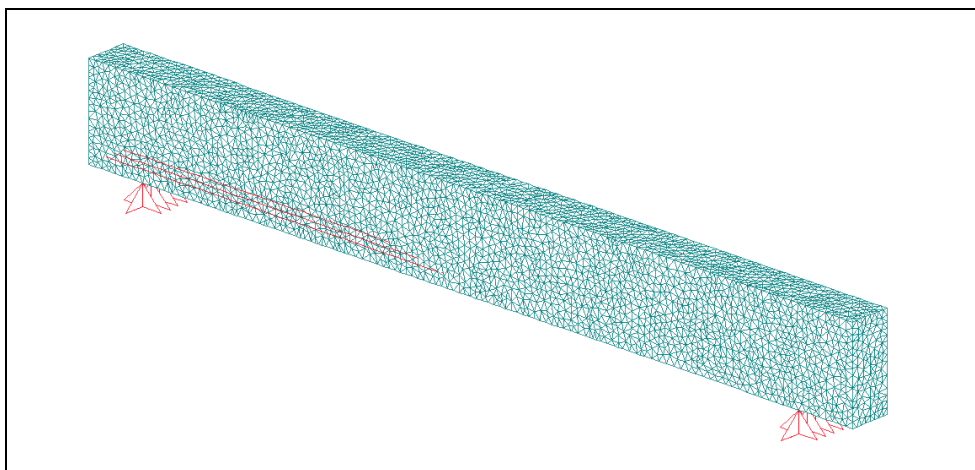


Ilustración 189 - Modelo de la viga W-Tetra-67477

A continuación se recogen los modelos ensayados:

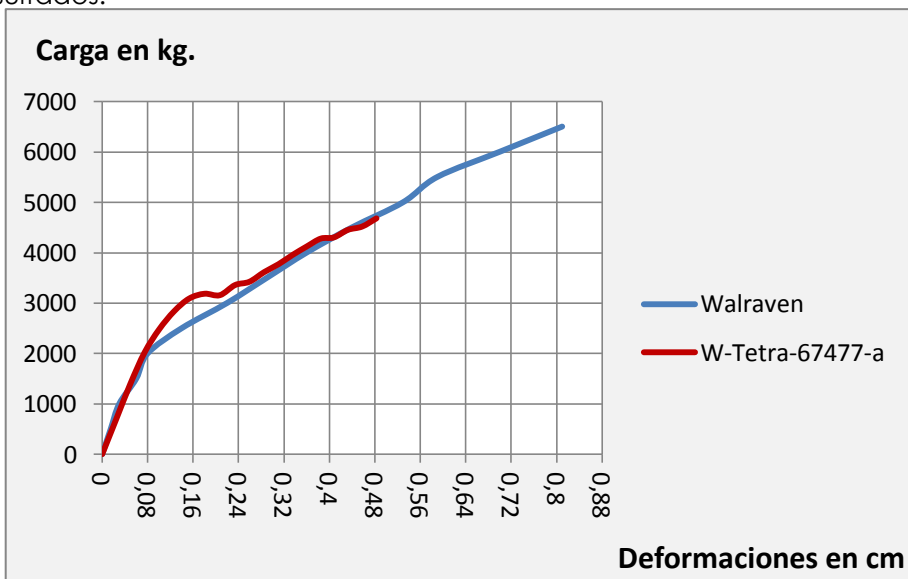
Nombre	Resistencia a compresión del Hormigón (N/mm ²)	Resistencia a Tracción del hormigón (N/mm ²)	Modulo de Elasticidad del Hormigón (N/mm ²)	Modulo de Elasticidad del Acero (N/mm ²)	Factor de reducción de cortante
W-tetra-67477-a	25	2.5	28500	210000	1
W-tetra-67477-b	25	2.5	28500	210000	0.98
W-tetra-67477-g	25	2.5	28500	210000	0.985

Tabla 12.- Versiones del modelo W-Tetra-67477

III.2.7.2 Datos Obtenidos

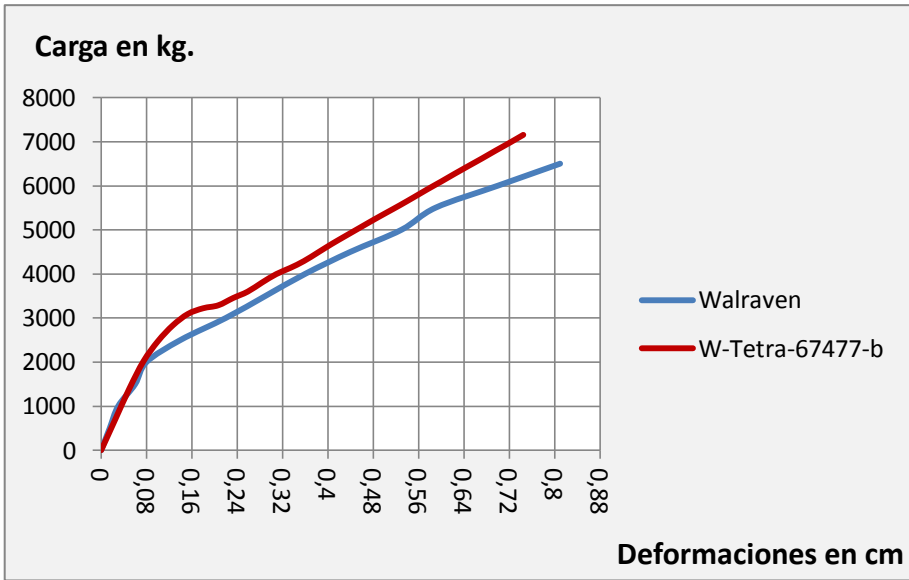
Presentamos los valores de deformación medidos en el punto de aplicación de la carga.

La versión "a" se ruda con las resistencias de compresión y tracción del ensayo de Walraven, es decir, 25 N/mm² de resistencia a compresión y 2,5 N/mm² para la resistencia a tracción, se considera en este caso un factor de reducción de daño por cortante de 1 y se obtienen los siguientes resultados.



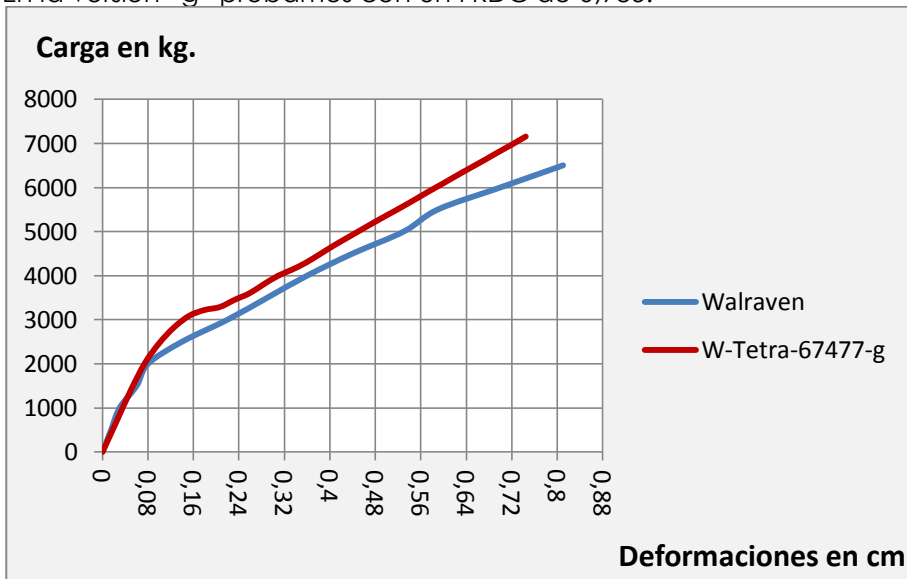
Gráfica 20.- Carga-Deformación W-Tetra-67477-a

La versión "b" introduce un FRDC de 0,98:



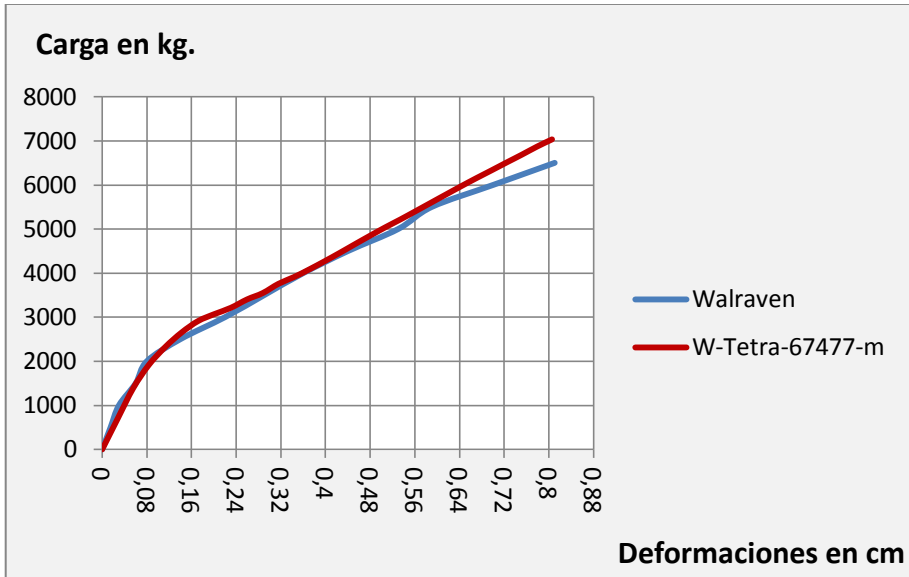
Gráfica 21.- Carga-Deformación W-Tetra-67477-b

En la versión "g" probamos con un FRDC de 0,985:



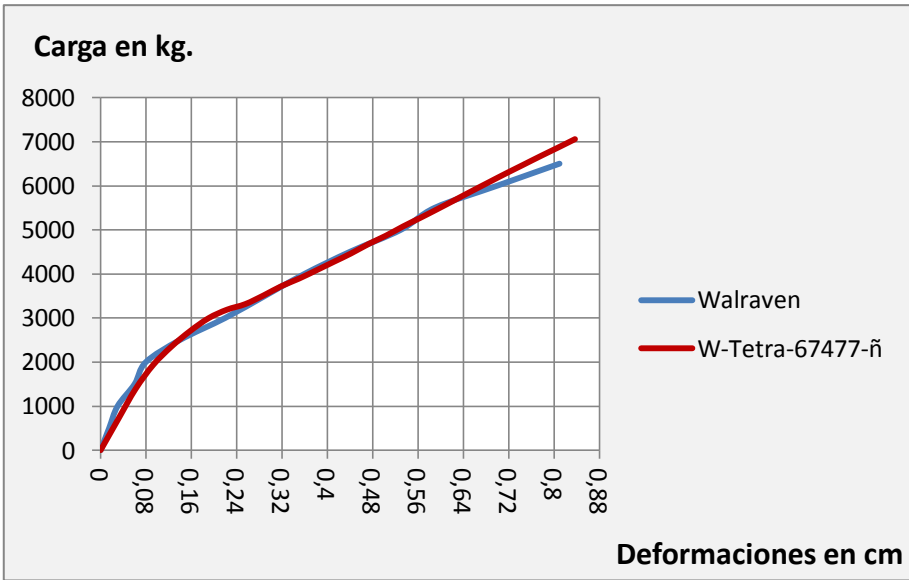
Gráfica 22.- Carga-Deformación W-Tetra-67477-g

En la versión m probamos con un FRDC de 0,99, una resistencia a tracción del hormigón de 2 N/mm² y un modulo de elasticidad del hormigón de 25650 N/mm²



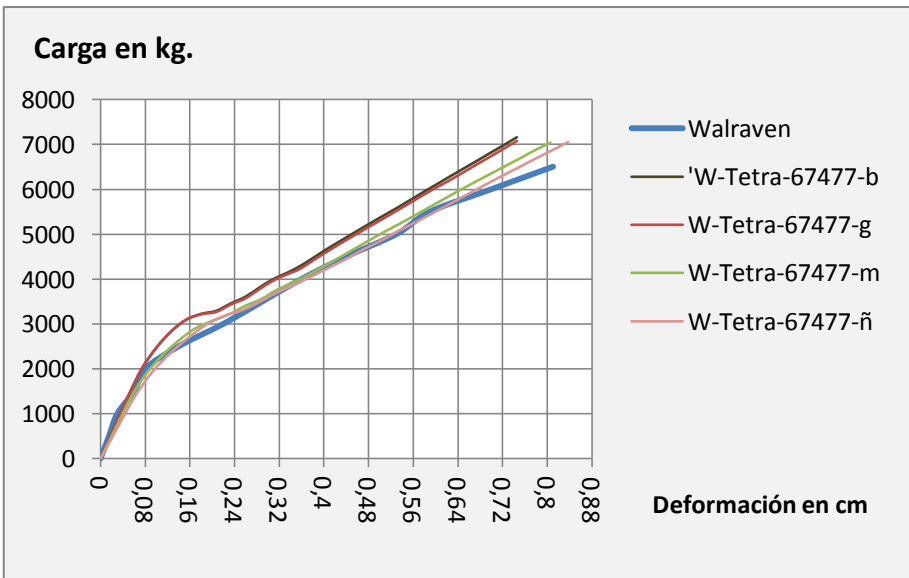
Gráfica 23.- Carga-Deformación W-Tetra-67477-m

En la versión m probamos con un FRDC de 0,99, una resistencia a tracción del hormigón de 2 N/mm² y un modulo de elasticidad del hormigón de 22800 N/mm²



Gráfica 24.- Carga-Deformación W-Tetra-67477-ñ

Vemos en una gráfica la comparativa entre los distintos modelos ensayados del modelo W-Tetra-67477:

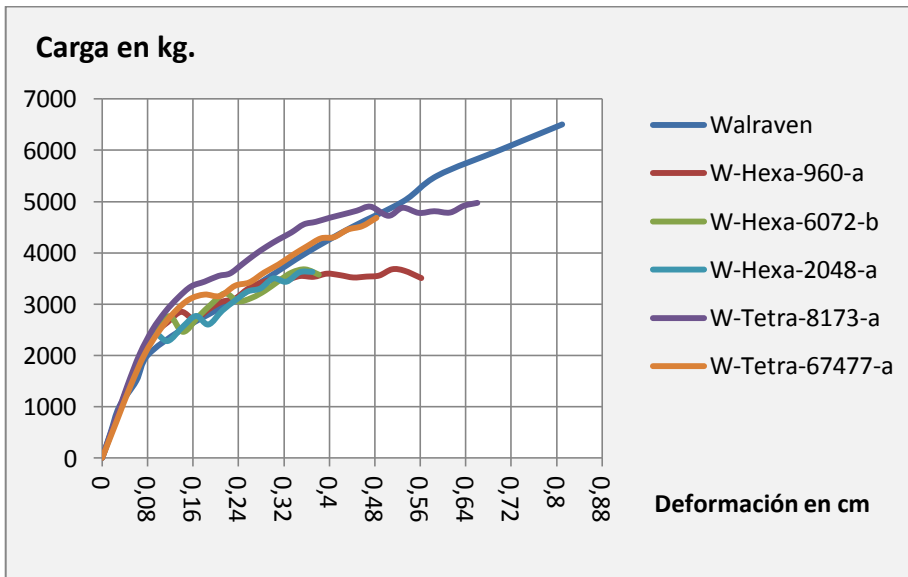


Gráfica 25.- Comparativa Carga-Deformación modelos W-Tetra-67477

III.2.8 Análisis de resultados

La primera conclusión que sacamos del análisis del modelo Walraven responde al objetivo principal de este apartado y es la validación del programa.

Observemos primero que ocurre con los modelos tipo "a" que son aquellos en los que el Factor de Reducción de Daño por Cortante (FRDC) no se ha reducido y tiene un valor de 1.



Gráfica 26.- Comparativa versiones Walraven-a

En estos modelos diferenciamos los realizados con hexaedros de los modelizados con tetraedros. En los modelizados con hexaedros como vemos la rotura se produce sobre los 3500 kg., mucho antes de los 6500 kg del modelo Walraven. Vemos que en la aplicación de los 3000 kg iniciales, el modelo responde fielmente al ensayo, pero que después se produce una rotura frágil. En la Ilustración 190; **Error! No se encuentra el origen de la referencia.** vemos que es con esa carga de 3000kg cuando se empiezan a formar las fisuras en la zona traccionada del centro de la viga.

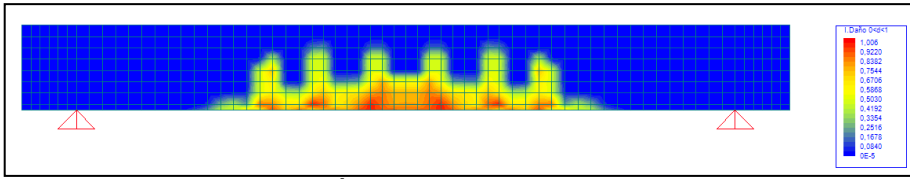
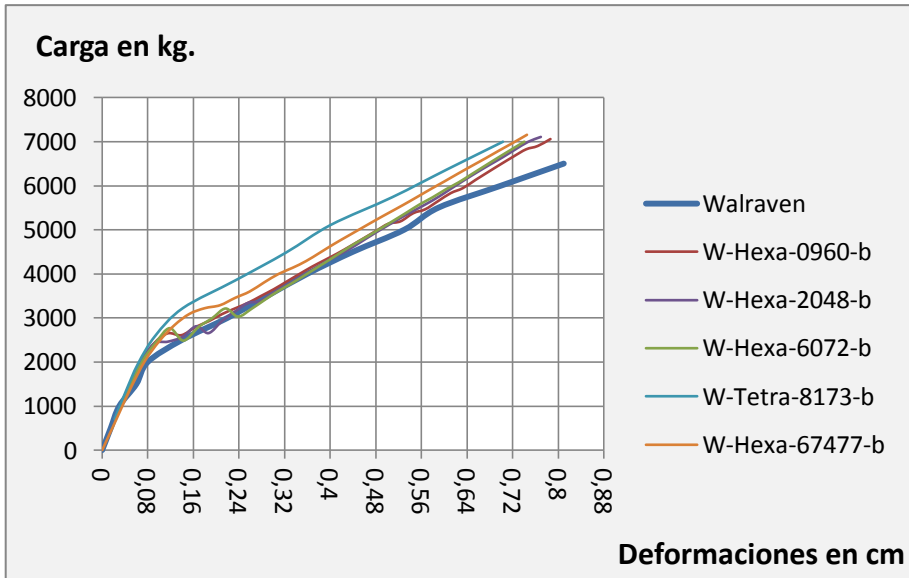


Ilustración 190 - Índice de Daño con 3000 kg aplicados.

En este caso podemos concluir que mientras el hormigón no está dañado o presenta valores bajos de daño, el FRDC no afecta a la respuesta del modelo. Este empieza a ser determinante a partir del momento de formación de las fisuras.

En elementos de hormigón, entre las caras opuestas de la fisura se produce un rozamiento por la rugosidad de las superficies. Esta fuerza de rozamiento aumenta en elementos de hormigón armado ya que la tracción de las armaduras mantiene unidas las dos caras impidiendo el desplazamiento entre ellas y generando unos esfuerzos tangenciales, que hacen que siga existiendo una resistencia al cortante en la zona fisurada.

En las versiones modelizadas con tetraedros vemos como la rigidez mayor y la rotura se produce en ambos casos sobre los 5000 kg. El modelo con 8173 elementos es menos preciso en toda la gráfica pero el de 67477 elementos sí que se ajusta bien a las deformaciones del modelo experimental. La versión b tiene un valor FRDC de 0,98.



Gráfica 27.- Comparativa versiones Walraven-b

En los modelos Walraven-b volvemos a observar como los modelos realizados con hexaedros tienen menos rigidez y se aproximan más al comportamiento real.

Los dos modelos de tetraedros son más rígidos pero puede apreciar como el modelo W-Tetra-67477-b, con muchos más elementos finitos es mucho más exacto que el 8173.

Por el contrario, la variación de elementos en los modelos realizados con Hexaedros, la diferencia es prácticamente nula.

III.3 Vigueta Valcuende

III.3.1 Descripción del ensayo

El presente ensayo fue realizado en el Instituto de Ciencia y tecnología del Hormigón de la Universidad Politécnica de Valencia en Julio de 2002. (Valcuende & Benlloch, 2002)

Los profesores responsables del ensayo fueron D. Manuel Valcuende y D. Javier Benlloch. En esta batería se ensayaron varias viguetas que describiremos a continuación con el objeto de analizar la mejora de la respuesta ante una serie de cargas de una vigueta reforzada con polímeros de fibra de carbono.

III.3.1.1 Geometría

Las viguetas ensayadas tienen las siguientes dimensiones:

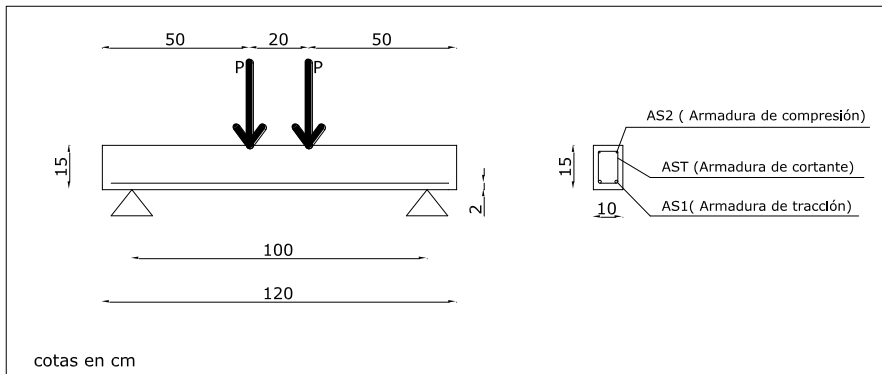


Ilustración 191 - Esquema de la vigueta.

Con esta misma geometría se definen dos tipos de vigas principales, las tipo A tienen una armadura de compresión de 2 redondos de diámetro 6mm mientras que en las de tipo B la armadura de compresión ser de dos diámetros de 10mm.

De cada uno de los dos tipos se realizan a su vez varios ensayos. Primero un ensayo de la viga sin armadura, solo hormigón en masa, que se recibirá el sufijo -1 (A-1 y B-1). A continuación se ensayaron vigas solo con la armadura inferior, recibiendo el sufijo -2(A-2 y B-2). Después se incorpora la armadura superior en las tipo A-3 y B-3 y por último los estribos, que serán barras del seis cada diez centímetros en las tipo A-4 y B-4. Toda esta

variedad de tipos se ensayó para aplicar posteriormente los diferentes refuerzos con fibras que eran objeto de la investigación.

Para el trabajo que nos ocupa solo vamos utilizar los resultados de la viga de hormigón en masa, a la que denominaremos con el prefijo V1. La resistencia media del hormigón a compresión es de 39 MPa y el acero es B400 en los estribos y B500 en la armadura longitudinal.

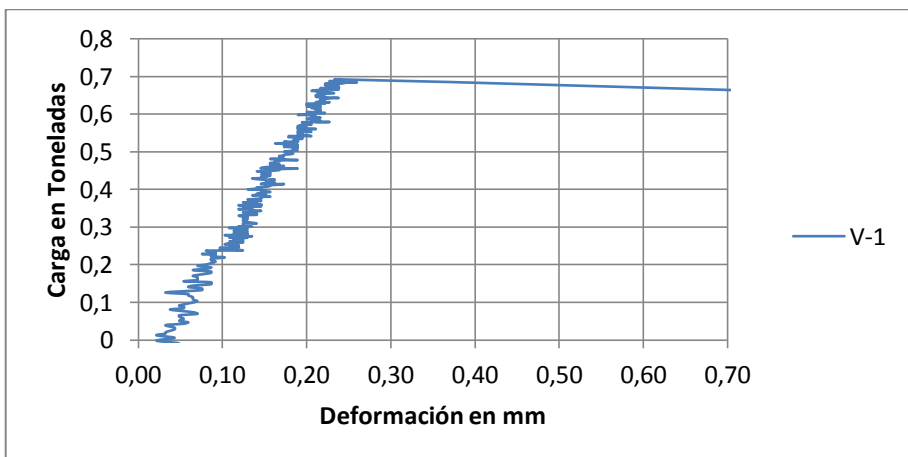
III.3.1.2 Cargas aplicadas

En esta serie de ensayos se aplicó carga paulatinamente hasta rotura en cada caso por medio de dos prensas hidráulicas que aplicaban la carga en los puntos indicados en la Ilustración 191.

III.3.1.3 Deformaciones y daños observados.

Para poder determinar las flechas de cada una de las vigas, estas se instrumentalizan con dos extensómetros de hilo situados a la mitad de la luz de la viga y dos células de control de carga para registrar la carga aplicada en cada momento.

Los resultados nos dan los valores de carga y flecha cada 30 segundos y con ellos podemos realizar una gráfica carga-deformación del ensayo que comparamos con los resultados de los modelos numéricos.



Gráfica 28.- Carga Deformación de la vigueta V-1

La carga máxima alcanzada es de 0,692 Tn para la que obtenemos una flecha de 0,238 mm.

III.3.2 Modelo de Cad

Para el cálculo se consideran las resistencias de materiales que se obtuvieron en los ensayos. Estas resistencias se han publicado y son las siguientes:

Para el Hormigón:

Resistencia a compresión del hormigón: 38 N/mm^2

Modulo de elasticidad. $E=28.542 \text{ N/mm}^2$

Para el Acero

Resistencia a tracción y compresión del acero: $448,521 \text{ N/mm}^2$

Modulo de elasticidad. $E=214.067 \text{ N/mm}^2$

III.3.3 V1-Hexa-0576

III.3.3.1 Descripción del Modelo

Este modelo está compuesto por 24 elementos en el largo de la viga, 6 en el canto y 4 en el ancho, a continuación se muestra el modelo en el programa Angle.

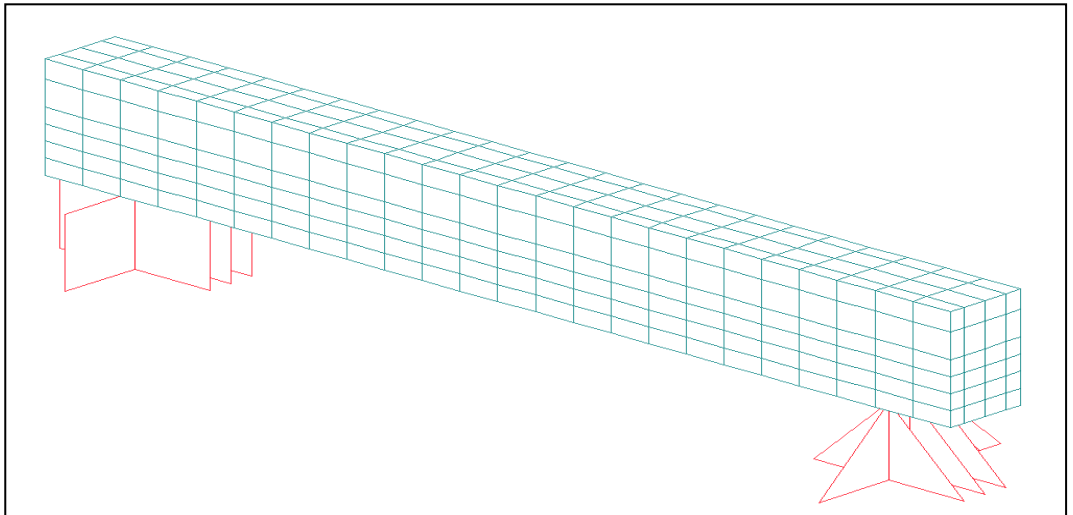


Ilustración 192 - Modelo de la viga V-Hexa-0576

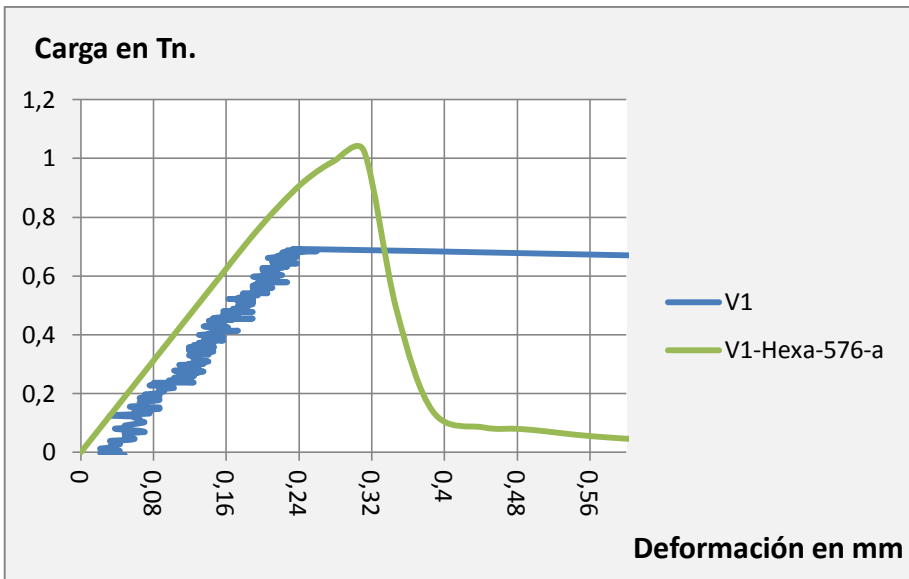
.Las versiones ensayadas de este modelo son las siguientes:

Nombre	Resistencia a compresión del Hormigón (N/mm ²)	Resistencia a Tracción del hormigón (N/mm ²)	Factor de reducción de cortante	Modulo de elasticidad del hormigón (N/mm ²)
V1-Hexa-0576-a	38	3.8	1	28500
V1-Hexa-0576-b	38	3	1	28500
V1-Hexa-0576-c	38	2.5	1	28500
V1-Hexa-0576-d	34,2	3.8	1	28500
V1-Hexa-0576-e	30,4	3.8	1	28500
V1-Hexa-0576-g	38	3	1	25650
V1-Hexa-0576-h	38	2.5	1	25650

Tabla 13.- Versiones del modelo V1-Hexa-576

III.3.3.2 Datos Obtenidos

A continuación presentamos los valores de deformación medidos en el punto medio de la vigueta. Como en el modelo Walraven vamos a recoger las gráficas carga–deformación de cada modelo comparada con los valores obtenidos en el ensayo experimental recogidos en la Gráfica 28. Esta primera versión del modelo se rueda con las resistencias de compresión y tracción del ensayo experimental, es decir, 38 N/mm^2 de resistencia a compresión y $3,8 \text{ N/mm}^2$ para la resistencia a tracción, se considera en este caso un factor de reducción de daño por cortante de 1 y se obtienen los siguientes resultados.



Gráfica 29.- Diagrama Carga-Deformación del modelo V1-Hexa-576-a

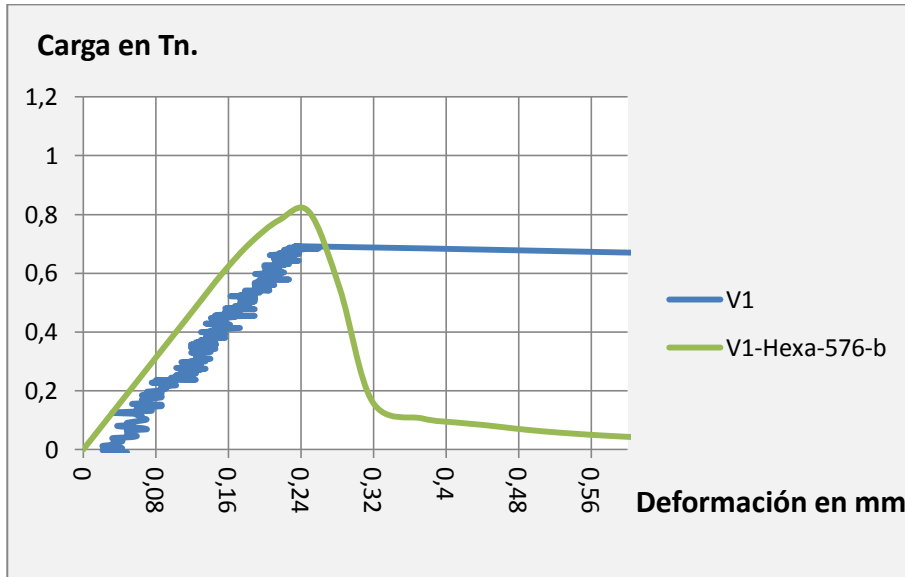
De esta primera versión podemos obtener dos conclusiones con respecto a lo anotado anteriormente en la viga Walraven.

En primer lugar vemos que el modelo numérico presenta una mayor rigidez que el experimental, obteniéndose unas deformaciones menores y admitiendo una mayor carga en el punto de rotura.

Es importante notar que el FRDC es de 1 en este caso y que aun así la rigidez del modelo numérico es mayor que el experimental. Esto no ocurría en el modelo Walraven. Este hecho se debe a que, como ya se ha comentado anteriormente, la fuerza de rozamiento entre las caras opuestas de las fisuras que originan una resistencia a cortante en las zonas fisuradas, se produce principalmente cuando existen unas armaduras que mantienen en contacto las caras opuestas. Cuando, como en este caso, no existen esas armaduras al producirse la fisuración, las caras opuestas no

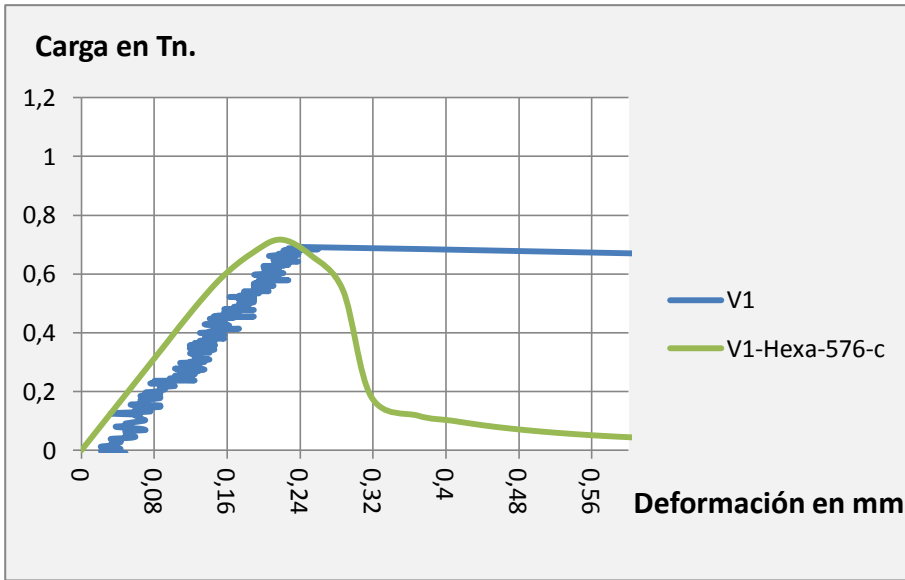
ofrecen tanta fricción entre ellas y la resistencia a cortante en las zonas dañadas disminuye notablemente.

Para ajustar la respuesta al modelo experimental vamos a reducir la resistencia a tracción del hormigón un 20% hasta 3 N/mm^2 .



Gráfica 30.- Diagrama Carga-Deformación del modelo V1-Hexa-576-b

Vemos que la respuesta se va acercando pero aun tenemos menores deformaciones y más carga en rotura, probamos reduciendo la resistencia a tracción del hormigón un 35% hasta $2,5 \text{ N/mm}^2$.



Gráfica 31.- Diagrama Carga-Deformación del modelo V1-Hexa-576-c

Comparamos los valores de carga de rotura.

V1	V1-Hexa-576-a	V1-Hexa-576-b	V1-Hexa-576-c
692 kg	1026 kg	809 kg	716 kg

Tabla 14.- Cotejando carga de rotura V1-Hexa-576-a, b y c

Como se puede observar hace falta aplicar una importante reducción a la resistencia a tracción teórica del hormigón para obtener resultados aceptables. El valor de la resistencia a tracción normalmente no se ensaya experimentalmente sino que es un valor derivado de la resistencia a compresión. Un valor aceptado sería tomar un 10% de la resistencia a compresión del hormigón. En este caso, la resistencia de 3,8 N/mm² a tracción puede que sea un valor demasiado elevado a pesar de ser el 10% de la resistencia a compresión ensayada. Según la EHE 08, en su artículo 39.1 la resistencia media sería

$$f_{ct,m} = 0,30 f_{ck}^{2/3} \text{ para } f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2$$

Lo que daría un valor para $f_{ck}=38 \text{ N/mm}^2$ de 3,34 N/mm²

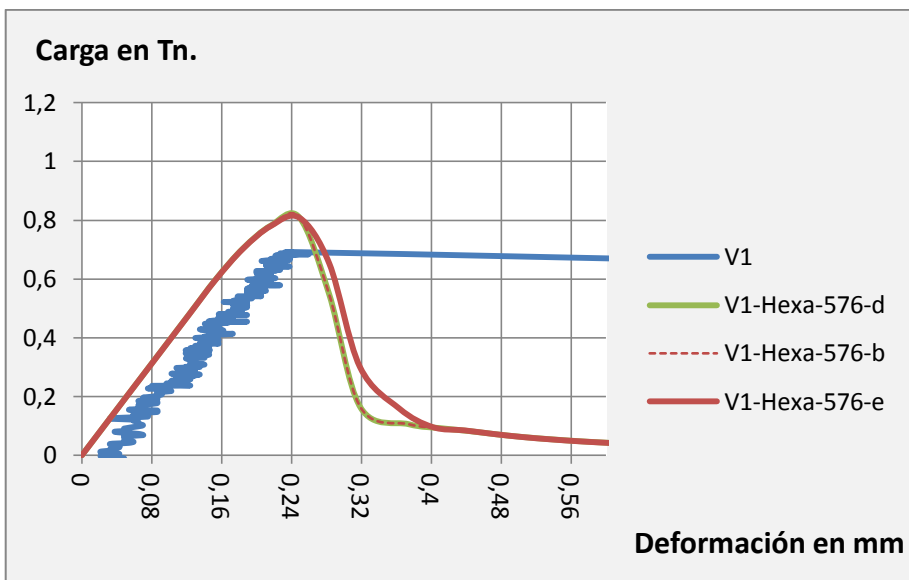
A continuación nos da el valor inferior de resistencia a tracción, el correspondiente al cuantil del 5 por 100, siendo esta:

$$f_{ct,k} = 0,70 f_{ct,m}$$

Con lo que quedaría una resistencia a tracción de $f_{ct,k}=2,37 \text{ N/mm}^2$
 Por lo que sería admisible considerar valores dentro de este intervalo como estamos haciendo.

Para intentar aproximarnos a la rigidez real vamos a probar dos caminos, primero bajando la resistencia a compresión del hormigón y después bajando su modulo elástico.

En primer lugar, en las versiones d y e bajaremos un 10% y un 20% la resistencia a compresión, hasta valores de 34,2 y 30,4 respectivamente



Gráfica 32.- Diagrama Carga-Deformación del modelo V1-Hexa-576-d y e

Como se puede apreciar la reducción de la resistencia a compresión del hormigón de un 10% no afecta en absoluto a la respuesta del elemento. Esto es debido a que, en los elementos en hormigón en masa en flexión, el daño se produce en la zona traccionada que es muy frágil, mientras que la zona comprimida, como vemos en Ilustración 193, no se alcanzan tensiones mayores de 5 o 6 N/mm^2 , muy lejos de los 38 N/mm^2 de resistencia característica.

La reducción de un 20% de la resistencia como se ha hecho en la versión – “e” no altera la respuesta hasta el momento de la rotura, solo después de

este momento se producen unas deformaciones decimas de milímetro mayores que las de la versiones "b y d". Por lo tanto observamos que la vía de reducir la resistencia a compresión en hormigón en masa no es efectiva.

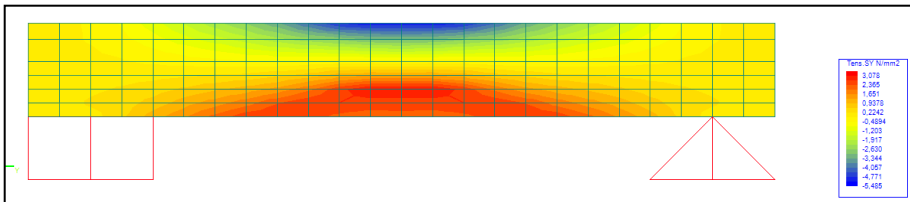
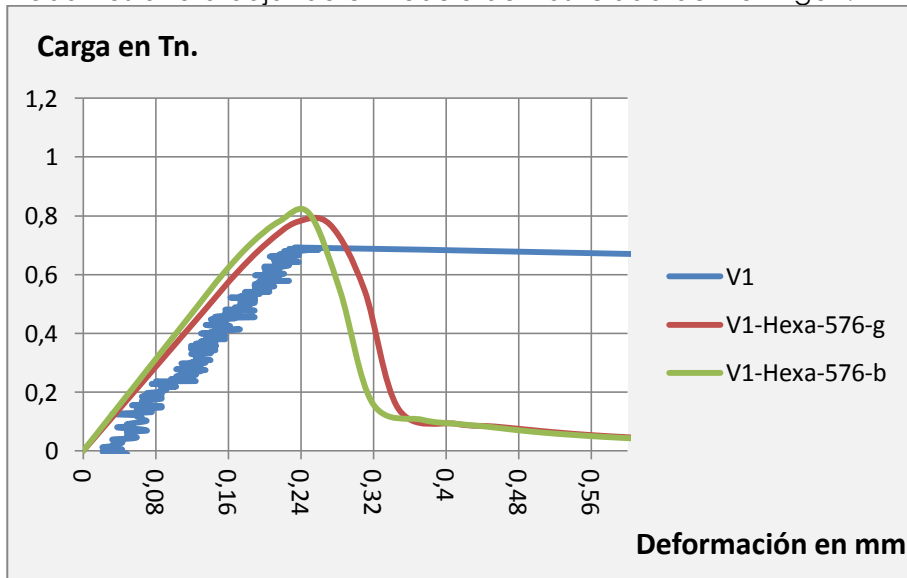


Ilustración 193 – Tensiones en el momento de la rotura de V1-Hexa-576-e.

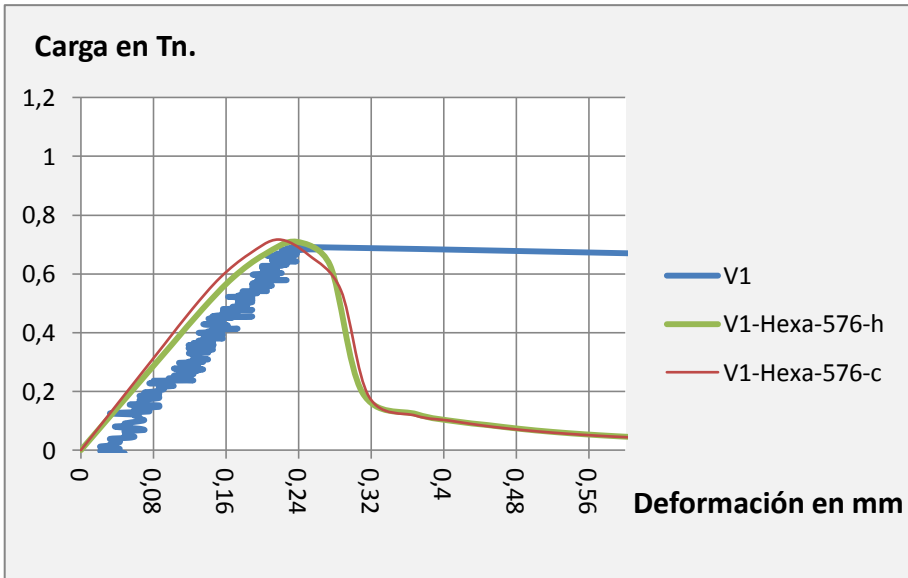
Probamos ahora bajando el Modulo de Elasticidad del hormigón.



Gráfica 33.- Diagrama Carga-Deformación del modelo V1-Hexa-576-g

Observamos que la reducción de un 10% del modulo de elasticidad del hormigón hasta un valor de 25650 N/mm² no afecta sustancialmente al comportamiento salvo en un incremento de la deformación de décimas de milímetros.

Probamos reduciendo ambos valores dejando una resistencia a tracción de 2,5 N/mm² y un modulo de elasticidad del hormigón de 25650 N/mm²



Gráfica 34.- Diagrama Carga-Deformación del modelo V1-Hexa-576-h

Con estas correcciones se llega a una respuesta aceptable pero nos deja la incertidumbre de cuanto reducir estos valores para otros casos. Vemos que la reducción del módulo de elasticidad no influye de manera decisiva en los resultados.

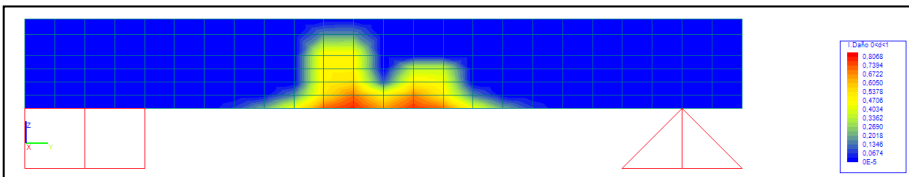


Ilustración 194 - Índice de daño en momento de rotura de V1-Hexa-576-h.

Como vemos en la Ilustración 194 el daño se produce en la zona traccionada de la viga, por ello el parámetro que si es muy relevante es la resistencia a tracción. Podemos tomar como referencia el valor inferior de resistencia a tracción de la EHE08 según la expresión:

$$f_{ct,k} = 0,70 f_{ct,m}$$

Siendo:

$$f_{ct,m} = 0,30 f_{ck}^{2/3} \text{ para } f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2$$

III.3.4 V1-Hexa-2100

III.3.4.1 Descripción del Modelo

Este modelo está compuesto por 60 elementos en el largo de la viga, 7 en el canto y 5 en el ancho, a continuación se muestra el modelo en el programa Angle.

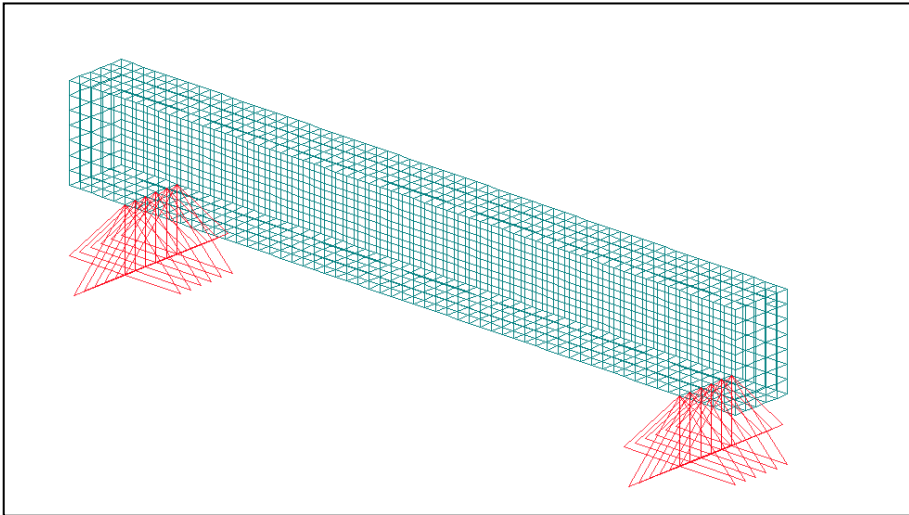


Ilustración 195 - Modelo de la viga V-Hexa-2100

.Las versiones ensayadas de este modelo son las siguientes:

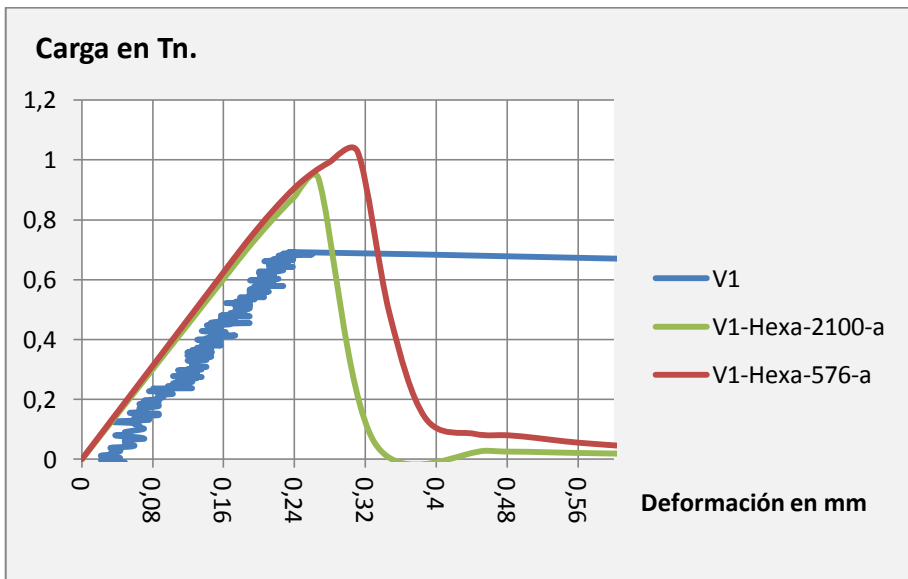
Nombre	Resistencia a compresión del Hormigón (N/mm ²)	Resistencia a Tracción del hormigón (N/mm ²)	Factor de reducción de cortante
V1-Hexa-2100-a	38	3.8	1
V1-Hexa-0576-c	38	2.5	1

Tabla 15.- Versiones del modelo V1-Hexa-2100

III.3.4.2 Datos Obtenidos

A continuación presentamos los valores de deformación medidos en el punto medio de la vigueta del modelo V1-Hexa-2100 comparándolos con los obtenidos en el modelo V1-Hexa-576 y con los datos experimentales en la Gráfica 28.

Esta primera versión del modelo se rueda con las resistencias de compresión y tracción del ensayo experimental, es decir, 38 N/mm² de resistencia a compresión y 3,8 N/mm² para la resistencia a tracción, se considera en este caso un factor de reducción de daño por cortante de 1 y se obtienen los siguientes resultados.



Gráfica 35.- Diagrama Carga-Deformación del modelo V1-Hexa-2100-a

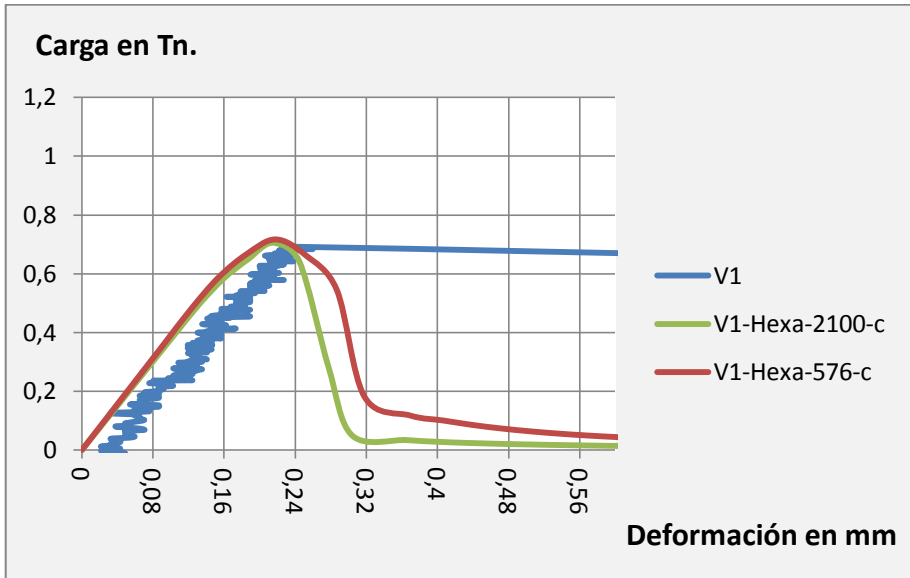
Comparamos los valores de carga de rotura.

V1	V1-Hexa-576-a	V1-Hexa-2100-a
692 kg	1026 kg	939 kg

Tabla 16.- Cotejando carga de rotura V1-Hexa-576 y 2100 versión-a

Como vemos, aunque la respuesta es muy similar ha disminuido la carga de rotura acercándose a los valores experimentales.

A continuación vamos a rodar la versión "c" reduciendo la resistencia a tracción del hormigón hasta su valor menor según la EHE 08 tomando 2,5 N/mm².



Gráfica 36.- Diagrama Carga-Deformación del modelo V1-Hexa-2100-c

Como se puede observar los modelos de 576 y de 2100 Hexaedros responden prácticamente igual a la carga aplicada por lo que confirmamos lo detectado con los ensayos de la viga Walraven. A partir de cierto número de elementos finitos, como en este caso los 576 del modelo anterior, el incremento de elementos no es determinante para la fiabilidad de los resultados.

Tratemos de encontrar un límite inferior utilizando modelos con menos elementos finitos.

III.3.5 V1-Hexa-60

III.3.5.1 Descripción del Modelo

Este modelo está compuesto por 10 elementos en el largo de la viga, 3 en el canto y 2 en el ancho, a continuación se muestra el modelo en el programa Angle.

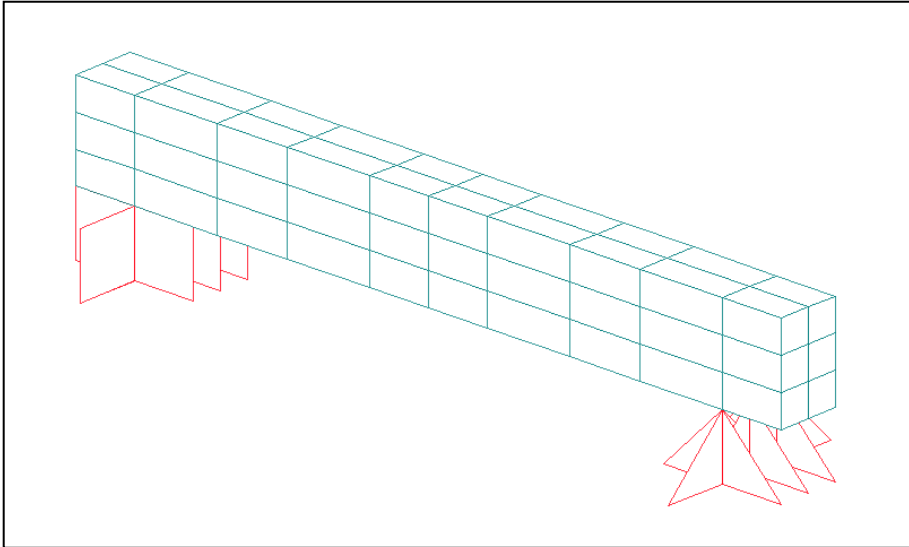


Ilustración 196 - Modelo de la viga V-Hexa-60

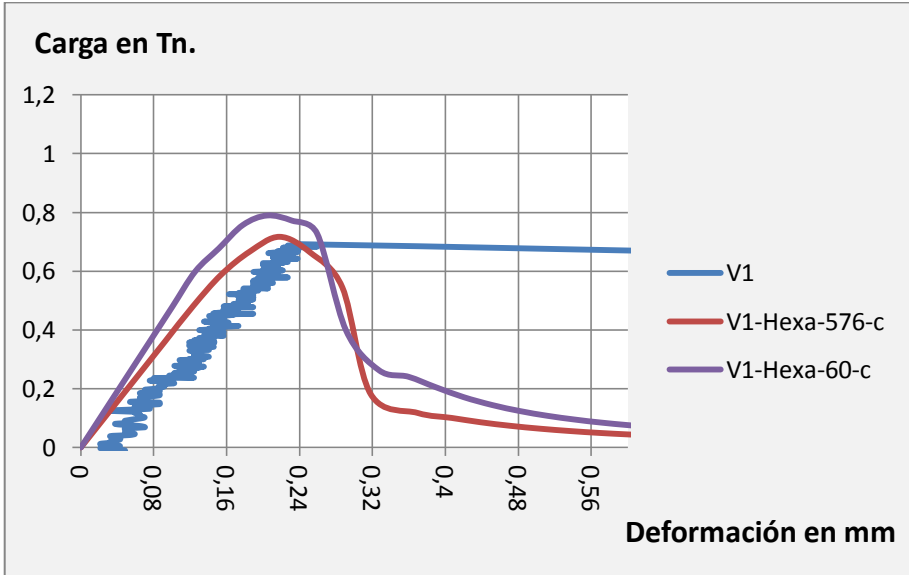
.Las versiones ensayadas de este modelo son las siguientes:

Nombre	Resistencia a compresión del Hormigón (N/mm ²)	Resistencia a Tracción del hormigón (N/mm ²)	Factor de reducción de cortante
V1-Hexa-60-c	38	2.5	1

Tabla 17.- Versiones del modelo V1-Hexa-2100

III.3.5.2 Datos Obtenidos

A continuación presentamos los valores de deformación medidos en el punto medio de la vigueta del modelo V1-Hexa-60 comparándolos con los obtenidos en el modelo V1-Hexa-576 y con los datos experimentales en la Gráfica 28.



Gráfica 37.- Diagrama Carga-Deformación del modelo V1-Hexa-60-c

Observamos como aunque el modelo es algo más rígido, presentando deformaciones algo menores y un punto de rotura mayor que el experimental, el modo de rotura se reproduce bastante fielmente. De todas maneras las desviaciones empiezan a ser de un orden considerable por lo que podemos entender que estaríamos dentro del orden inferior de divisiones para obtener unos resultados satisfactorios.

Veamos qué pasa con un modelo con un mayor número de elementos finitos.

III.3.6 V1-Hexa-240

III.3.6.1 Descripción del Modelo

Este modelo está compuesto por 20 elementos en el largo de la viga, 4 en el canto y 3 en el ancho, a continuación se muestra el modelo en el programa Angle.

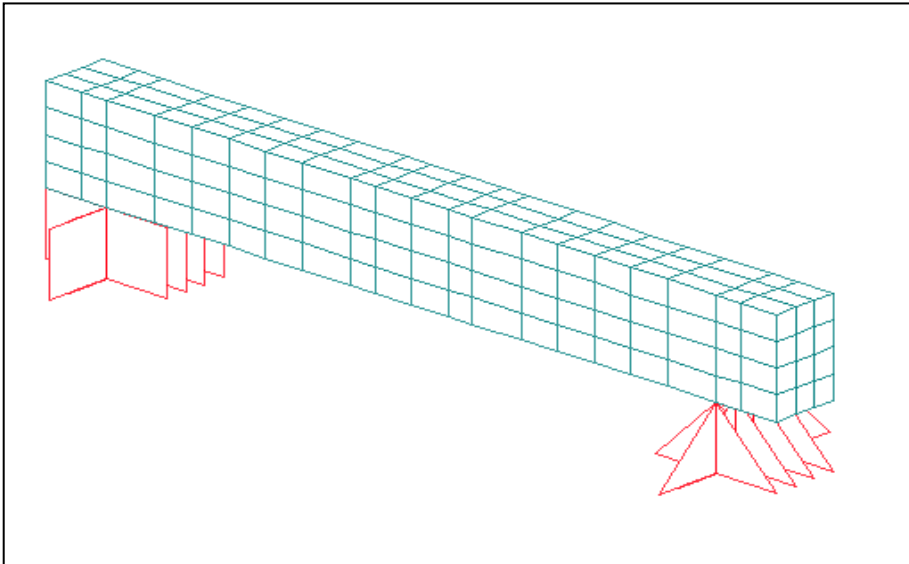


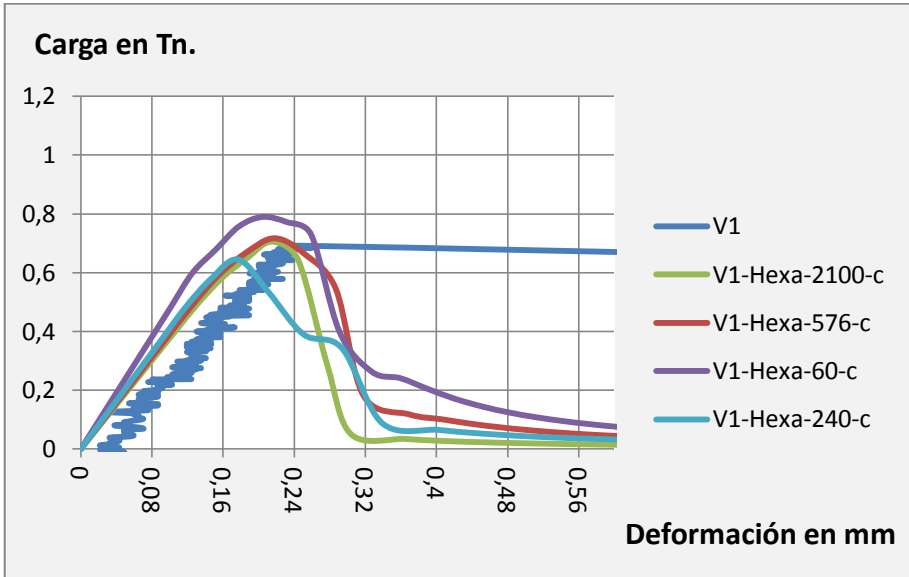
Ilustración 197 - Modelo de la viga V-Hexa-240

Las versiones ensayadas de este modelo son las siguientes:

Nombre	Resistencia a compresión del Hormigón (N/mm ²)	Resistencia a Tracción del hormigón (N/mm ²)	Factor de reducción de cortante de
V1-Hexa-240-c	38	2.5	1

III.3.6.2 Datos Obtenidos

A continuación presentamos los valores de deformación medidos en el punto medio de la viga del modelo V1-Hexa-240 comparándolos con los modelos anteriores y con los datos experimentales en la Gráfica 28.



Gráfica 38.- Diagrama Carga-Deformación del modelo V1-Hexa-240-c

En este caso la gráfica se ajusta a la experimental hasta los 642 kg en los que se produce la rotura, 50 kg antes que el modelo experimental. De nuevo el modo de rotura se reproduce fielmente aunque los datos no son tan exactos como los del modelo V1-Hexa-576.

III.3.7 V1-Tetra-7704

III.3.7.1 Descripción del Modelo

Este modelo está compuesto por 7704 tetraedros, a continuación se muestra el modelo en el programa Angle.

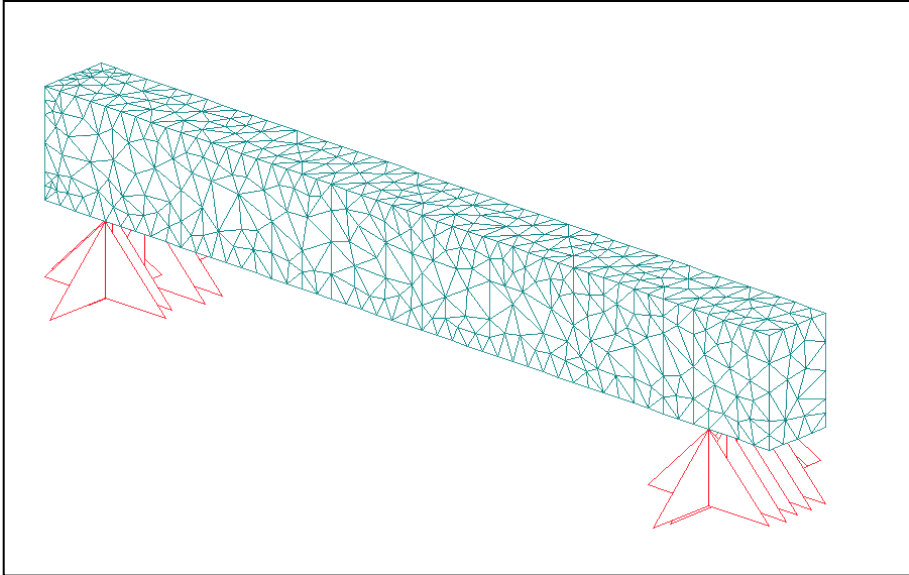


Ilustración 198 - Modelo de la viga V-Hexa-2100

.Las versiones ensayadas de este modelo son las siguientes:

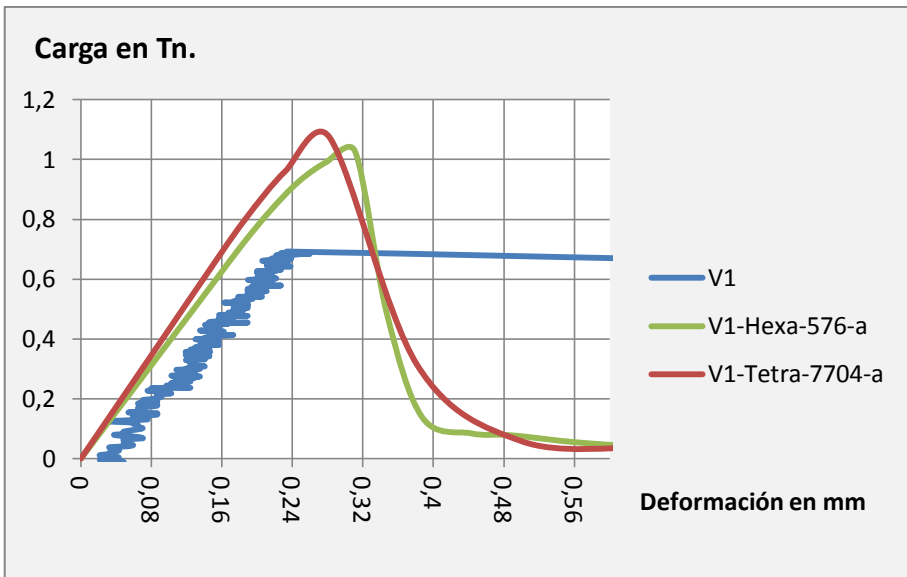
Nombre	Resistencia a compresión del Hormigón (N/mm ²)	Resistencia a Tracción del hormigón (N/mm ²)	Factor de reducción de cortante	Modulo de elasticidad del hormigón (N/mm ²)
V1-Tetra-7704-a	38	3.8	1	28500
V1-Tetra-7704-c	38	2.5	1	28500
V1-Tetra-7704-h	38	2.5	1	25650

Tabla 18.- Versiones del modelo V1-Hexa-7704

III.3.7.2 Datos Obtenidos

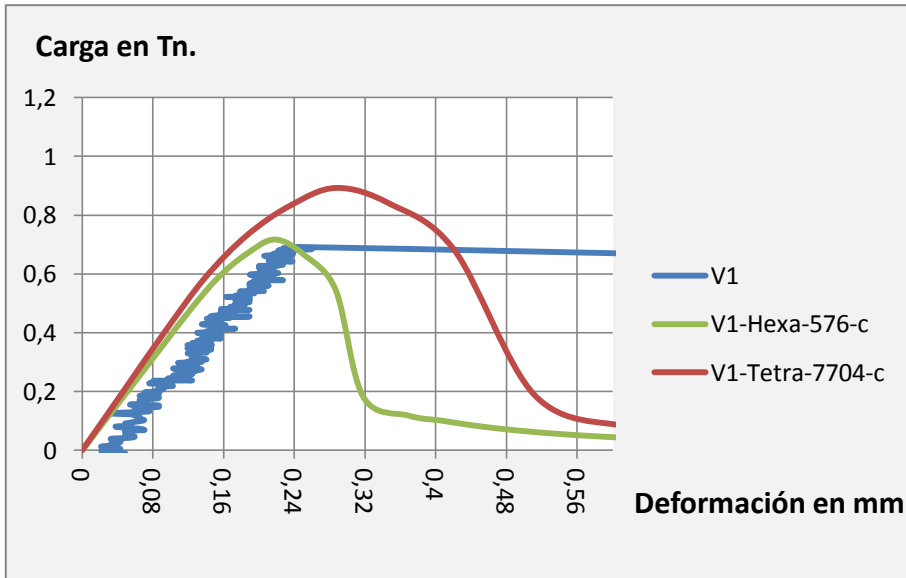
A continuación presentamos los valores de deformación medidos en el punto medio de la viga del modelo V1-Tetra-7704 comparándolos con los obtenidos en el modelo V1-Hexa-576 y con los datos experimentales en la Gráfica 28.

Esta primera versión del modelo se rueda con las resistencias de compresión y tracción del ensayo experimental, es decir, 38 N/mm^2 de resistencia a compresión y $3,8 \text{ N/mm}^2$ para la resistencia a tracción, se considera en este caso un factor de reducción de daño por cortante de 1 y se obtienen los siguientes resultados.



Gráfica 39.- Diagrama Carga-Deformación del modelo V1-Tetra-7704-a

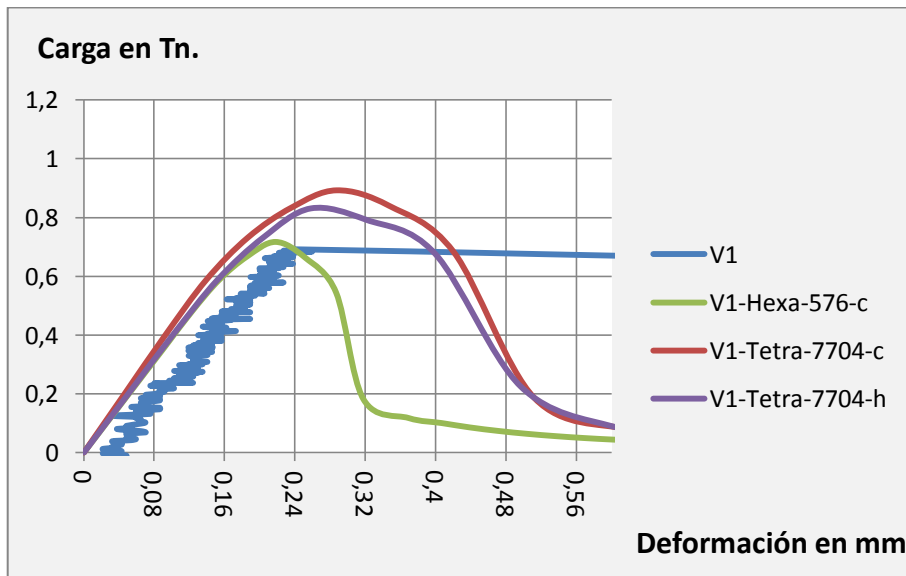
Probamos la versión c reduciendo a $2,5 \text{ N/mm}^2$ para la resistencia a tracción



Gráfica 40.- Diagrama Carga-Deformación del modelo V1-Tetra-7704-c

Como vemos el modo de rotura se aproxima bastante si bien sigue siendo más rígido que el experimental.

Por último probamos la versión h reduciendo un 10% el módulo de elasticidad del hormigón hasta un valor de 25650 N/mm^2



Como se puede observar la reducción del modulo de elasticidad influye bajando la rigidez pero de manera poco influyente en el modelo.

III.3.8 Análisis de resultados

La particularidad de esta viga como elemento en masa de hormigón sometido a flexión nos permite sacar nuevas conclusiones que podremos aplicar a otros materiales friccionales.

La reducción de la resistencia a compresión del hormigón no afecta a la respuesta del elemento, debido a que, en los elementos en hormigón en masa en flexión, el daño se produce en la zona traccionada que es muy frágil, mientras que la zona comprimida, no se alcanzan tensiones mayores de 5 o 6 N/mm², muy lejos de los 38 N/mm² de resistencia característica de este ensayo.

Observamos que la reducción del módulo de elasticidad del hormigón hasta no afecta sustancialmente al comportamiento salvo en un incremento de la deformación de décimas de milímetros.

El parámetro que si es muy relevante es la resistencia a tracción. Podemos tomar como referencia el valor inferior de resistencia a tracción de la EHE08.

Los dos modelos de Hexaedros ensayados inicialmente responden prácticamente igual a la carga aplicada por lo que confirmamos lo detectado con los ensayos de la viga Walraven. A partir de cierto número de elementos finitos, como en este caso los 576 del modelo inicial, el incremento de elementos no es determinante para la fiabilidad de los resultados.

Para valores inferiores de elementos finitos varia la rigidez del elemento, presentando deformaciones algo distorsionadas con respecto al modelo experimental, sin embargo el modo de rotura se reproduce bastante fielmente.

III.4 Bóvedas tabicadas

Una vez testado el modelo con las vigas de hormigón nos acercamos al objetivo real de la unidad de Rehabilitación Estructural del Instituto de Restauración del Patrimonio (IRP) de la Universidad Politécnica de Valencia (UPV). Aplicar el modelo de daño a estructuras históricas y en concreto, en este trabajo a la Iglesia de San Juan del Hospital de Valencia.

III.4.1 Descripción del ensayo

La bóveda tabicada fue ensayada en AIDICO (Instituto Tecnológico de la Construcción de la Comunidad Valenciana) dentro de un programa de investigación compartido entre este instituto y el IRP de la UPV.



Ilustración 199.- Alzado de la Bóveda



Ilustración 200.- Vista aérea bóveda

III.4.1.1 Geometría

El modelo elegido para el ensayo es un modelo geométrico reducido de la bóveda de la cripta de la parroquia de El Pilar en Barcelona del arquitecto D. Antonio Fisas y el constructor D. J. Amorós. Esta Bóveda está descrita en el libro de Ángel Truñó "Construcción de bóvedas tabicadas".

La bóveda original es de planta cuadrada, de 15 metros de luz. Los arcos formeros son de traza elíptica. Las generatrices tienen un "capital" de 0,30 m. La flecha o "punt" de los arcos es de 2,50 metros y la total de la bóveda es de 2.80. Está construida con tres gruesos de rasilla y dos de ladrillo

mediano, regruessandose una vez cerrada por el extradós hasta darle un espesor de 0,45 metros, reforzándose así mismo por el extradós las aristas de encuentro con arcos de hormigón armado.

Las bóvedas ensayadas en AIDICO son un modelo reducido 7,5 veces geoméricamente. Por lo que queda una luz de 2 metros, siendo la flecha de los arcos de 0,33 y la total de la bóveda de 0,38.

Se construyen dos bóvedas, ambas con unos machones en las esquinas de ladrillo perforado de 0,50 metros de lado y 0,45 de altura y rellenas de hormigón armado, ver Ilustración 202. Estos machones tienen el objeto de equilibrar los esfuerzos horizontales generados por la bóveda y que en la parroquia de El Pilar de Barcelona son resistidos por las bóvedas adyacentes. La propia bóveda se realiza de rasilla de ladrillo hueco de 24x12x2 cm, ver Ilustración 201.

La primera bóveda se construyó de una sola hoja tomada con yeso. La segunda se construyó de dos hojas, la primera tomada con yeso y la segunda con mortero de cemento. Ambas se terminaron con un enfoscado de mortero de cemento por su extradós, dejando el ladrillo visto en el intradós.



Ilustración 201.- Rasilla utilizada



Ilustración 202.- Machón de esquina

El aparejo de las bóvedas es el que encontramos en la publicación de Ángel Truñó.

Para la formación de los arcos se utilizan dos cimbras auxiliares de madera. El resto de la bóveda se realizará sin cimbra, cerrando en anillo progresivamente de los arcos hacia el centro.

PROCESO DE CONSTRUCCIÓN DE LA BÓVEDA



Ilustración 203.- Cimbrado de arcos



Ilustración 204.- Arcos con guías para bóveda



Ilustración 205.- Primera hilada bóveda



Ilustración 206.- Cerrando segunda rosca.

Las bóvedas se construyeron en las dos últimas semanas de Diciembre de 2010.

III.4.1.2 Cargas aplicadas

Se producen dos fases de carga. Una primera fase estática, aplicando la carga con sacos de arena y una posterior en la que se aplica la carga con prensa hidráulica repartiendo la carga sobre toda la bóveda.



Ilustración 207.- Bóveda cargada



Ilustración 208.- Monitorización de deformaciones

La primera carga estática se realiza colocando 64 sacos de arena de 25kg cada uno, distribuidos uniformemente sobre toda la superficie de la bóveda. Las cargas se realizaron en mayo de 2011. Una vez recogidos los datos necesarios se procedió a la descarga de la bóveda.

Por necesidad de organización del laboratorio las bóvedas se construyeron apartadas de las prensas de carga debido a la imposibilidad de inutilizar la prensa hidráulica durante los meses de secado del mortero. Así que para poder aplicar la carga de la prensa hidráulica se trasladaron las bóvedas bajo el puente de carga, ver Ilustración 209 . Para facilitar este traslado las bóvedas habían sido construidas sobre una estructura rígida compuesta por unas chapas de 10 mm de espesor por 60 de ancho que están rigidizadas con dos HEB200 paralelos. Para impedir el giro antes del traslado se colocaron 2 IPE100 perpendiculares a los HEB200.

La segunda carga se realiza una vez colocada la bóveda bajo el puente de carga. En primer lugar se realiza la carga de los sacos colocando los 1600kg sobre la bóveda. A continuación se colocan los útiles de reparto carga que harán que la carga ejercida por los cuatro pistones se transmita uniformemente sobre la superficie de la bóveda. Estos útiles están compuestos por dos HEB 200 de 180 cm de longitud, bajo los que se

sueldan perpendicularmente 6 IPE100 de 80 cm de longitud, ver Ilustración 210. Cada uno de estos útiles pesa 232,5 kg. Una vez colocados se aplica gradualmente la carga de los pistones.



Ilustración 209.- Traslado de bóveda sobre marco de acero



Ilustración 210.- Útiles de reparto de carga para las prensas.

La carga de la primera bóveda ensayada, que fue la de una sola rosca, se produjo en Junio de 2011, en ella la bóveda colapsó al colocar el primer de los dos útiles de rotura. Está rotura fue inesperada y la causa fue el desplazamiento horizontal de los apoyos en la carga. Como se puede apreciar en el traslado de la bóveda se dispuso un tirante azul entre los cuatro machones de apoyo, ver Ilustración 209. En la carga de esta primera bóveda se sustituyó este arriostramiento por un peso de 200kg sobre cada uno de los machones, ver Ilustración 211.

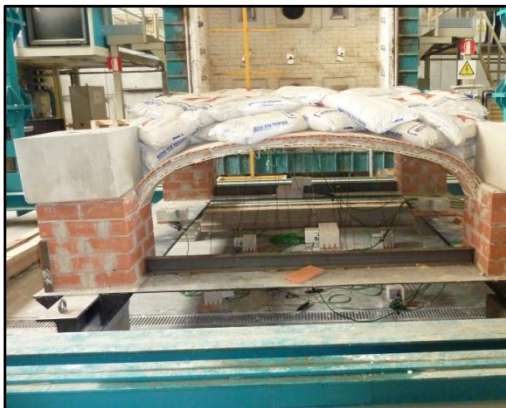


Ilustración 211.- Bóveda de una hoja tras la carga de los sacos.



Ilustración 212.- Desplazamiento y giro del machón tras el colapso.

Esta carga fue insuficiente para impedir que los machones se desplazaran varios centímetros y giraran sobre sí mismos al apoyar sobre la bóveda el primer útil de reparto, lo que produjo el colapso total de la bóveda.

Este colapso hace que para el calibrado del modelo de daño solo podamos contar con los diagramas carga-deformación de la carga de los sacos.

Por otra parte, para ensayar la segunda bóveda se decidió arriostrar las esquinas triangulándolas con tirantes metálicos soldados a la chapa de apoyo.

PROCESO DE CARGA DE LA SEGUNDA BÓVEDA.



Ilustración 213.- Doctorando cargando la bóveda de dos roscas con los sacos de arena.



Ilustración 214 .- Colocación de los útiles de carga.



Ilustración 215 .- Carga con los cuatro pistones de la prensa hidráulica.



Ilustración 216.- Formación de grieta en uno de los arcos.

Esta bóveda, la de dos roscas, se ensayó en Julio de 2011. En primer lugar se aplicaron los 1600 kg de los sacos de arena. A continuación los 465 kg de los útiles de reparto de carga. Por último se aplicaron 1400 kg en los pistones hidráulicos gradualmente. Esta carga fisuró la bóveda sin llegar a colapso y se realizó la descarga.

III.4.1.3 Deformaciones y daños observados.

Para recabar los datos de deformación de las bóvedas se procedió a la instrumentación de la misma por parte de personal de AIDICO. Para ello se colocaron 9 extensómetros de hilo, uno en el centro de cada arco, uno en el centro de la bóveda y los cuatro restantes en un punto intermedio de cada una de las cuatro aristas de la bóveda. Los extensómetros de hilo se fijan al intradós de la bóveda y al suelo mediante un peso. Una vez tensado y testeado el hilo se pueden recoger los descensos de la estructura.



Ilustración 217.- Bóveda instrumentada.



Ilustración 218.- Recogiendo datos.

También se colocan 8 galgas extensométricas de fibra óptica para determinar deformaciones de la misma. Esta es capaz de recoger los alargamientos o acortamientos entre dos puntos fijados en el intradós. Los resultados se dan en $\mu\epsilon$.

En la Ilustración 219 se recoge la instrumentación de la bóveda de una rosca y a continuación los resultados obtenidos en las galgas extensométricas (Ilustración 221) y en los extensómetros de hilo (Ilustración 222). Paralelamente en la Ilustración 220 se recoge la instrumentación de la bóveda de dos roscas y en la Ilustración 223 y la Ilustración 224 los resultados de galgas extensométricas y extensómetros de hilo respectivamente.

DISTRIBUCIÓN DE LA INSTRUMENTACIÓN DE LAS BÓVEDAS

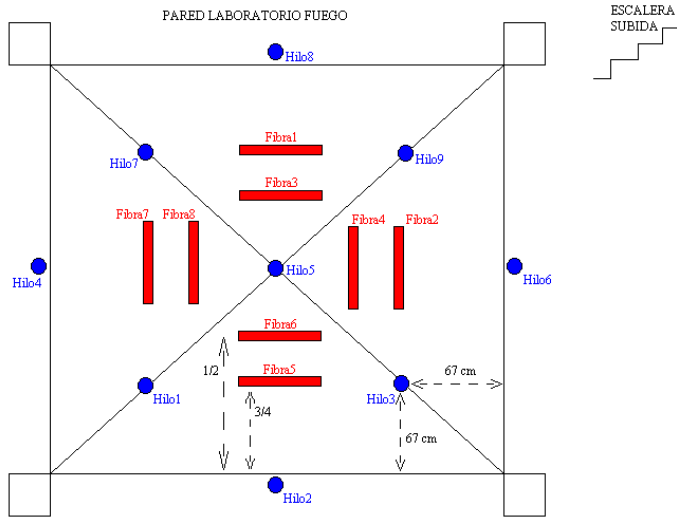


Ilustración 219 – Instrumentación de la bóveda de una rosca

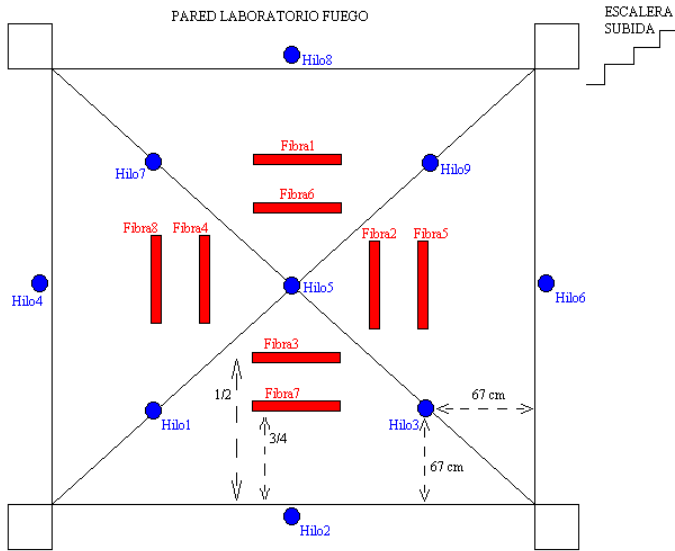


Ilustración 220 – Instrumentación de la bóveda de dos roscas.

RESULTADOS DE LA INSTRUMENTACIÓN DE LA BÓVEDA DE UNA ROSCA

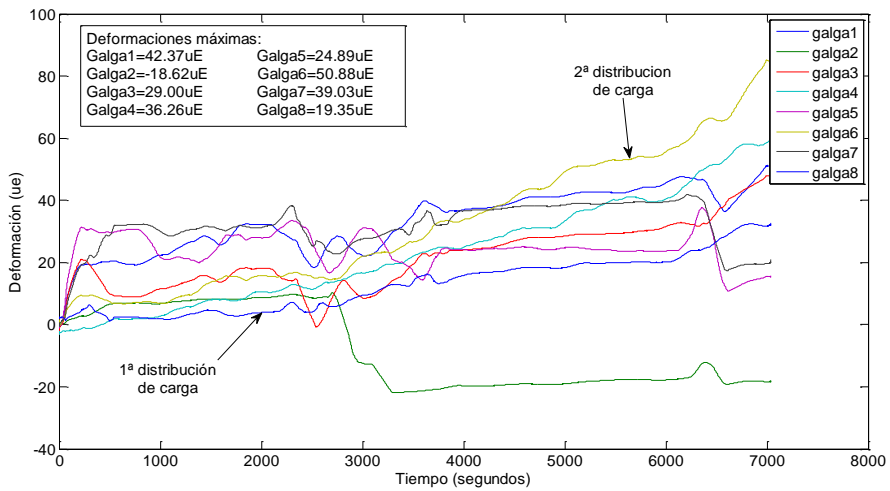


Ilustración 221.- Galgas extensométricas. Bóveda una rosca.

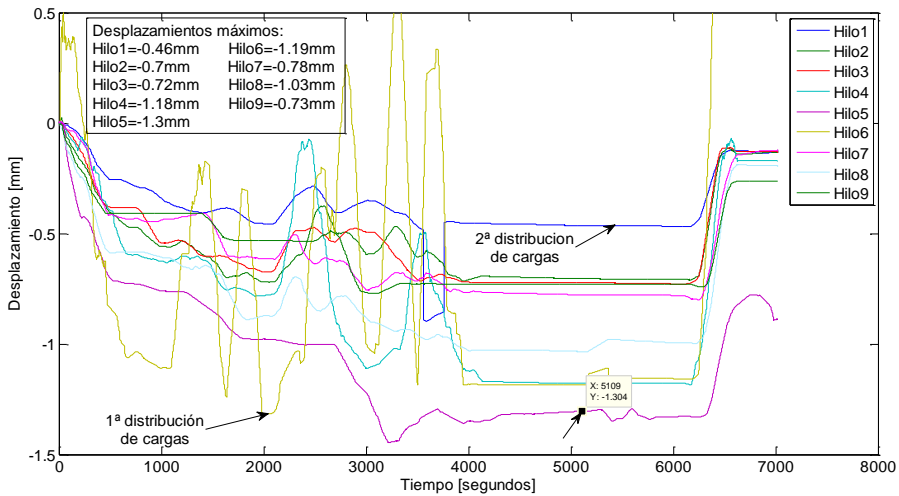


Ilustración 222.- Extensómetros de hilo. Bóveda una rosca.

RESULTADOS DE LA INSTRUMENTACIÓN DE LA BÓVEDA DE DOS ROSCAS

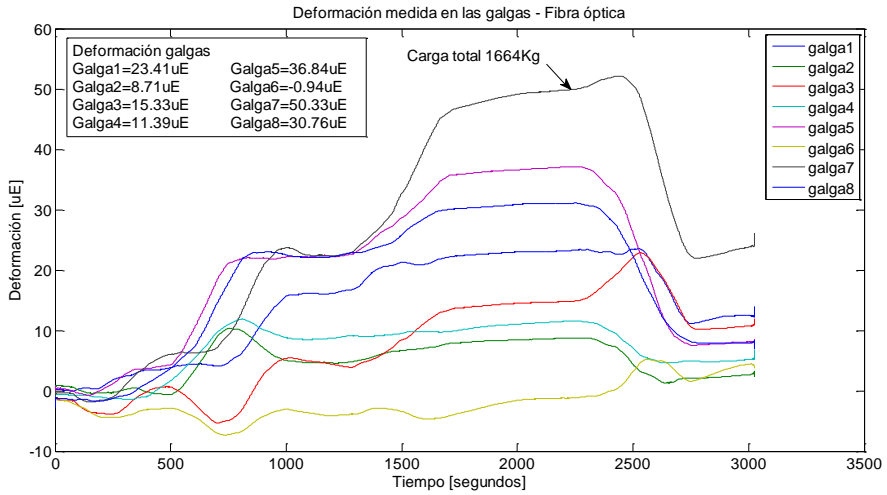


Ilustración 223.- Galgas extensométricas. Bóveda dos roscas.

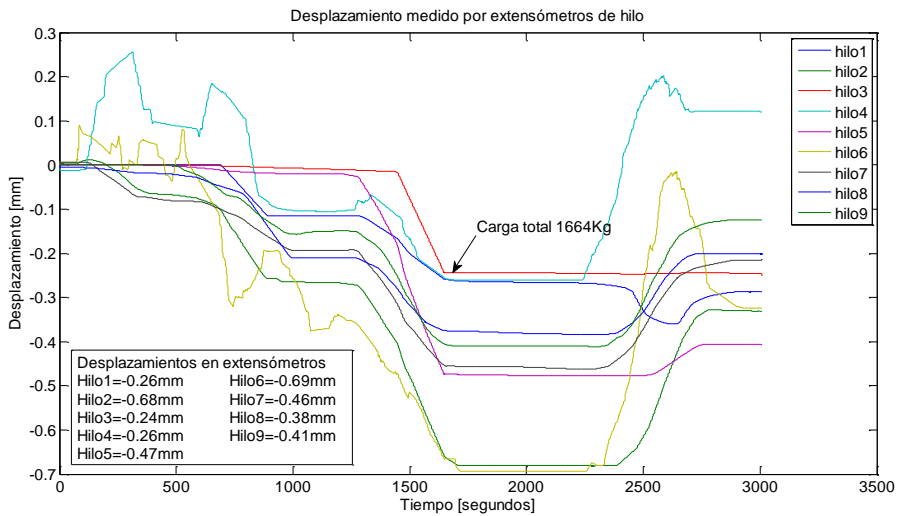


Ilustración 224.- Extensómetros de hilo. Bóveda dos roscas.

III.4.1.4 Análisis de los resultados obtenidos.

Como comentarios previos, destacar que las dos bóvedas presentan simetría en los dos ejes por lo que los resultados deberían ser los mismos en el centro de cada uno de los cuatro arcos y en los cuatro puntos simétricos entre sí de cada extensómetro y cada galga.

Por parte de AIDICO y teniendo como responsable a Rafael Martínez Barea, se está procediendo a analizar las bóvedas aplicándoles una aceleración con el ruido ambiental para determinar los modos de vibración propios de la estructura mediante el sistema de Análisis Modal Espectral.

También aclarar que, en la bóveda de una hoja, al cargar los sacos se realizó una primera distribución, sin llegar a colocar la totalidad de los sacos y a continuación se descargó y se colocaron los 64 sacos en su posición definitiva. Por eso en las lecturas de la bóveda de una rosca aparece una primera carga y un segundo reparto de cargas.

En primer lugar analizaremos la bóveda de una sola rosca. Los datos de los extensómetros de hilo están dentro de lo esperado, los hilos de los arcos opuestos 4 y 6 tienen flechas de 1,18 mm y 1,19, respectivamente. El arco 8 tiene 1,08 mm, un valor similar. Pero el arco 2 presenta una flecha de 0,7 mm, un valor del orden de 2/3 del resto. Esto nos lleva a pensar que este arco, por alguna razón de ejecución presenta una mayor rigidez que los demás. Este hecho lo refuerza el que la deformación de la arista 1, la más cercana al arco 2, sea 0,46mm, algo inferior a los 0,7 mm que presentan las otras tres aristas.

La mayor rigidez del arco 2 se puede confirmar con los resultados obtenidos en el trabajo de Rafael Martínez antes referido.

En la bóveda de dos roscas observamos que en el hilo 6 situado en el punto central de uno de los arcos la deformación es de 0,69mm mientras que en el arco simétrico, hilo 4, es de 0,26mm, prácticamente un tercio. En el punto central de la bóveda, hilo 5, donde la deformación debía ser mayor es de 0,47mm.

Sobre los resultados de las galgas extensométricas es difícil sacar conclusiones debido a su disparidad. Habría que analizar si el sistema de fijación era el correcto.

III.4.2 Modelo de Cad

En primer lugar se modeliza la bóveda de una sola rosca, con un espesor de 3cm. Se la bóveda se realiza un modelo de CAD con 87232 tetraedros.

Para realizar el modelo se dibuja en el programa de CAD la envolvente del modelo con elementos 3dcara. A continuación esta piel envolvente se rellena automáticamente con elementos finitos Tetraedros con una orden propia del programa ANGLE.

El resultado es una malla muy tupida en la zona de la bóveda, especialmente en la zona de las aristas, donde para acoplarse a la geometría se reduce el tamaño de los tetraedros. En la zona de los apoyos, mucho más regulares y de mayor espesor, el tamaño de los tetraedros crece considerablemente.

Es necesario apuntar que con 87232 tetraedros el ordenador empieza a ralentizarse a la hora de mover el modelo, sobre todo en el programa de CAD, lo que alarga los tiempos de cualquier tarea. Esto es importante de cara a valorar la idoneidad del método.

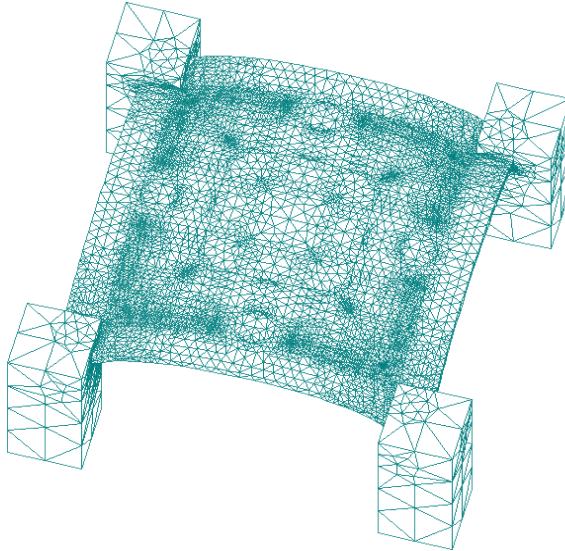


Ilustración 225.- Vista superior del modelo de la bóveda

A los tetraedros se les aplica el material definido como LADRILLO para el que se han definido los siguientes parámetros:

PROPIEDADES DE LOS MATERIALES	
Material	LADRILLO
Propiedades elásticas	
Modulo deforma. E (N/mm2)	7000
Coef. Poisson	0.2
Módulo transv. G (N/mm2)	2916.66675
Densidad (kg/m3)	1600
Coef. Dilatacion Térmica	1E-05
<input type="button" value="Aceptar cambios"/>	
Propiedades inelásticas	
Modulo deform. E [N/mm2]	7000
Coef. Poisson	0.2
Módulo transv. G [N/mm2]	2916.66675
Resist. Compres fc [N/mm2]	5
Resist. Traccion ft [N/mm2]	0.2
Energia Fract. Gf [N.mm/mm2]	0.06
Factor Retencion por Cortante	1
Factor Reduccion d	1
<input type="button" value="Aceptar_cambios"/>	

Ilustración 226.- Propiedades mecánicas de la fábrica

Para aplicar las cargas se ha modelizado una lámina de elementos finitos planos de un material sin rigidez ni peso. Sobre esos elementos planos se han aplicado las cargas superficiales correspondientes a la carga de los sacos.

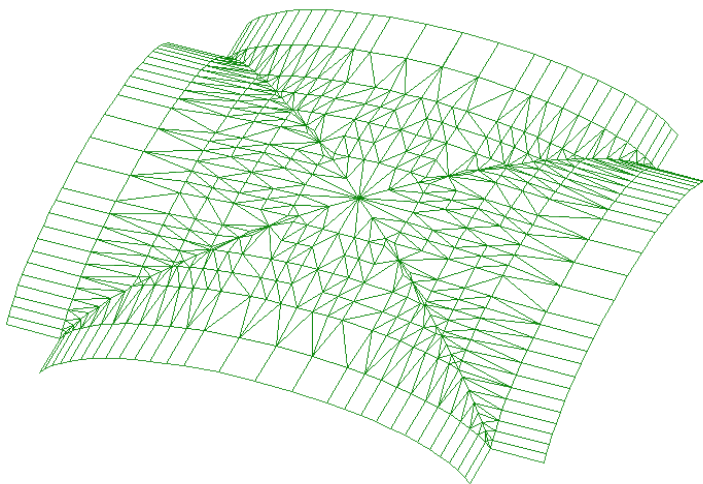


Ilustración 227.- Elementos superficiales para aplicación de cargas.

En segundo lugar se perita la bóveda de dos roscas, con un espesor de 3cm cada una. Para peritar la estructura de la bóveda se realiza un modelo de CAD con 88412 tetraedros.

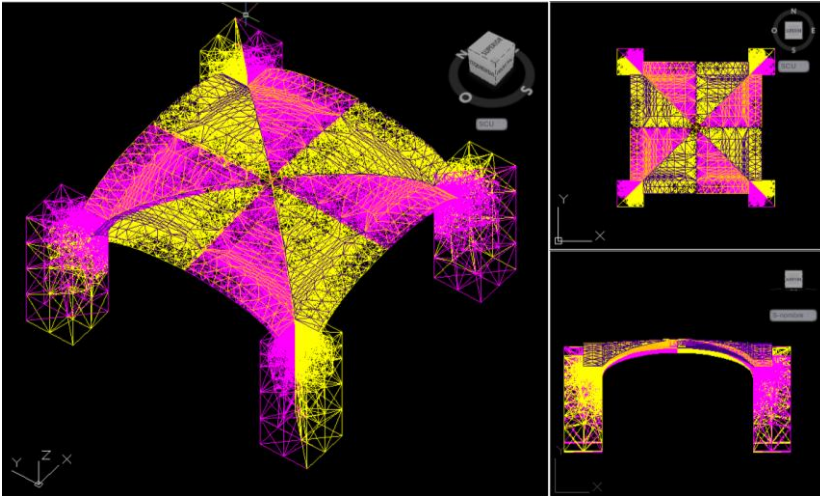


Ilustración 228.- Modelo de la bóveda de dos roscas.

III.4.3 Cálculo de los diferentes modelos

A diferencia de los modelos anteriores en los que el número de elementos finitos no era, en la mayoría de los casos excesivo, en este caso sí que el modelo es complejo y requiere de un gran número de recurso para el cálculo. Por ello se toma como sistema de resolución de ecuaciones no lineal el método Newton Rapson modificado que abrevia considerablemente los tiempos de cálculo.

La falta de arriostamiento de la bóveda de una rosca en el momento del ensayo y el movimiento de los apoyos en el proceso de carga hace que no se puedan considerar fiables los resultados obtenidos. Por lo tanto estos han de descartarse y se analiza exclusivamente la bóveda de dos roscas.

III.4.3.1 Características de la fábrica cerámica.

Igual que se ha hecho con las vigas Walraven y Valcuende, se van a analizar varios modelos para evaluar la influencia de la resistencia y rigidez de la fábrica.

Como valores de la resistencia de la fábrica cerámica podemos partir de los ensayos realizados por Guastavino (Guastavino, 1893) y recogidos por Santiago Huerta (Huerta, 1999)

Resistencia	N/mm ²
Compresión	14,6
Tracción	2,0
Cortante	0,9

Aunque estos valores son ensayados para bóvedas con ladrillo macizo y los valores son algo elevados partiremos de ellos.

Para el modulo de deformación empezaremos tomando un valor de 7400 MPa propuesto por Atamturktur en 2006 (López, 2012, pág. 36) y probaremos también con un valor de 3500 MPa utilizado por Llopis (Llopis Pulido, 2014, pág. 214).

A partir de estos valores se ensayan 5 modelos en los 1ue los dos primeros dígitos indican el valor de la rigidez, siendo su valor en MPa entre 100. A continuación se indica la resistencia a compresión en MPa y por último la resistencia a tracción en MPa.

	Ladrillo			
	E MPa	f- MPa	f+ MPa	Gf Jul/m ²
Bov2-74-14-2	7400	14	2	60
Bov2-74-14-0,2	7400	14	0,2	60
Bov2-74-14-0,02	7400	14	0,02	60
Bov2-30-2-0,2	3500	2	0,2	60
Bov2-30-2-0,1	3500	2	0,1	60
Bov2-74-14-0,1	7400	14	0,1	60

Tabla 19 – Modelos de bóvedas ensayados.

III.4.3.2 Proceso teórico de carga

Para asimilar el proceso de carga de la bóveda real se han definido cuatro hipótesis de carga que se asignan a cuatro casos en el proceso no lineal de carga. En la primera se recoge el peso propio de la bóveda. En la segunda los 1600kg de los sacos. En la tercera los 465 kg. De los útiles de carga. Por último, en la cuarta hipótesis los 1400 kg de carga que se ejerció con la prensa hidráulica hasta el final del ensayo.

En el proceso de carga se indican dos pasos para el primer caso con el peso propio y cuatro pasos para cada uno de los siguientes tres casos.

III.4.3.3 Comparativa de las deformaciones verticales.

De los ensayos realizados tenemos las deformaciones medidas por las galgas extensométricas y las flechas tomadas por los extensómetros de hilo. Dada la indeterminación del módulo de deformación utilizaremos únicamente los descensos medidos para comparar el modelo experimental con los modelos ensayados.

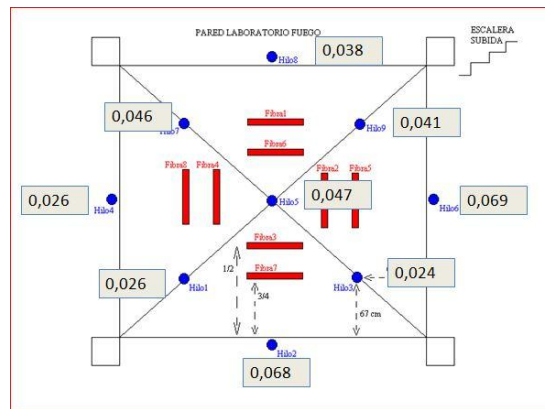


Ilustración 229 – Descensos máximos registrados en la segunda bóveda en cm.

Se recogen en la ilustración anterior la deformación de cada hilo en centímetros que es la unidad en la que obtendremos las deformaciones en ANGLE. Se observa lo que se comentaba en el análisis de los ensayos; las deformaciones de hilos opuestos como el 4 (0,026 cm.) y el hilo 6 (0,069) presentan gran disparidad así que tomaremos estos valores como orden de magnitud de las deformaciones que debe presentar el modelo teórico.

Nos quedamos con tres valores de referencia, el de la clave de la bóveda (hilo5) con 0,047 cm. Los de las claves de los arcos formeros (hilos 1, 3, 7, y 9), de los que haremos la media de las cuatro medidas y obtenemos un descenso de 0,0502cm. Por último el punto medio de las aristas de la bóveda (hilos 2, 4, 6 y 8) con un descenso medio de 0,0342 cm.

Todas las medidas de descensos se comparan en una tabla resumen al final de este apartado.

Se ensaya el modelo Bov2-74-14-2

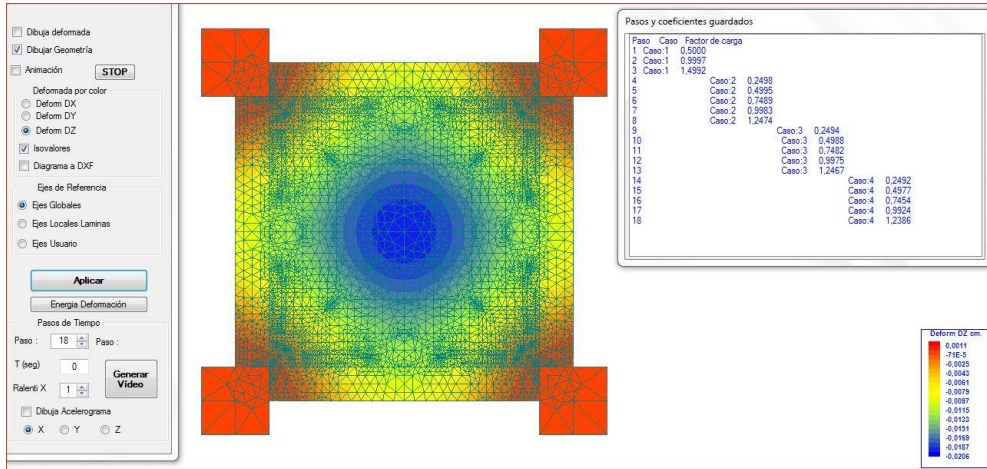


Ilustración 230 – Descensos DZ del modelo 74-14-2 en el paso 18.

El primer modelo testeado muestra unos descensos menores que los del modelo experimental pero en un orden de magnitud cercano

Probamos con una resistencia a tracción diez veces menor. Con ella se ensaya el modelo Bov2-74-14-0,2.

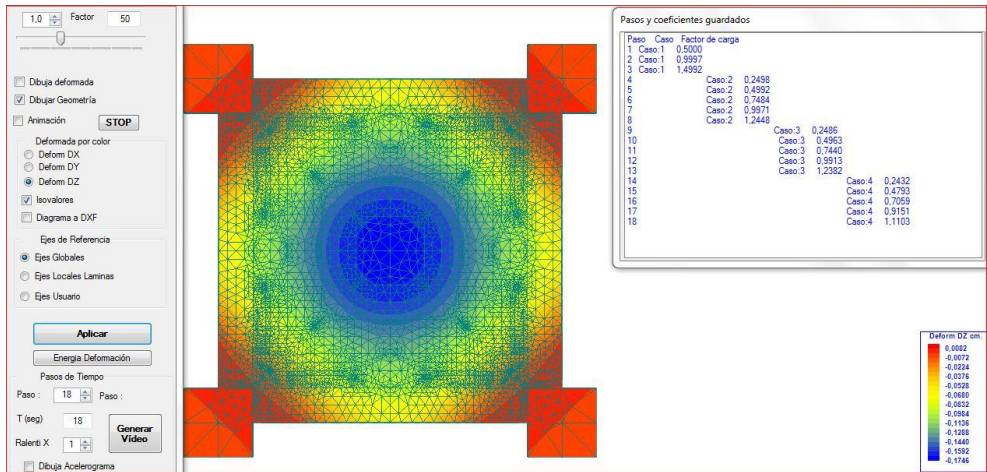


Ilustración 231 – Descensos DZ del modelo 74-14-0,2 en el paso 18.

Con esta resistencia a tracción los descensos en los arcos formeros se aproximan al experimental pero las medidas en la bóveda se disparan siendo un 300% mayores que los experimentales.

Numerosos autores defienden la resistencia nula de la fábrica a tracción, probamos un modelo con una resistencia de 0,02 MPa a tracción.

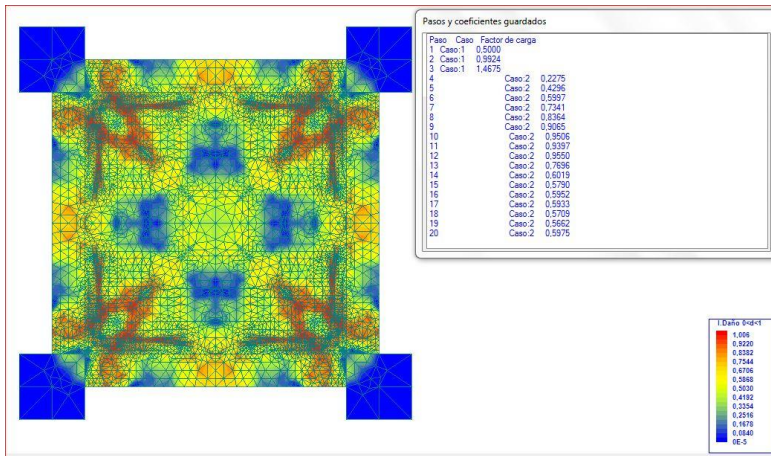


Ilustración 232 – Índice de daño del modelo 74-14-0,2 en el paso 17.

En este caso la bóveda colapsa con el 95% por ciento del peso de los sacos en el caso 2, como se aprecia en la imagen anterior. Es decir, no se llega a aplica la carga de los útiles de carga ni de la prensa hidráulica, casos 3 y 4. En el caso estudiado la nula resistencia a tracción, o valores tan bajos como los ensayados, producen fracturas tempranas que no se corresponden con el modelo experimental. Por lo que se puede concluir que la fábrica debe tener cierta resistencia a tracción para poder replicar el modelo de rotura que se ha registrado experimentalmente.

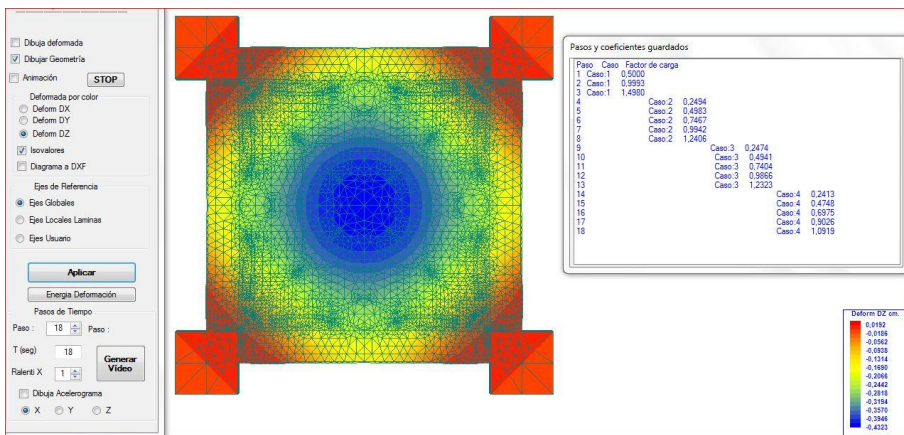


Ilustración 233 – Descensos DZ del modelo 35-14-0,2 en el paso 18.

Probamos a continuación reduciendo el modulo de rigidez, con los modelos Bov2-35-14-0,2 y Bov2-35-14-0,1. En ambos obtenemos valores

disparados de las deformaciones de la bóveda con diferencias mayores al 1000% por lo que se deduce que la rigidez propuesta en los modelos iniciales se aproxima mejor a la de las bóvedas experimentales.

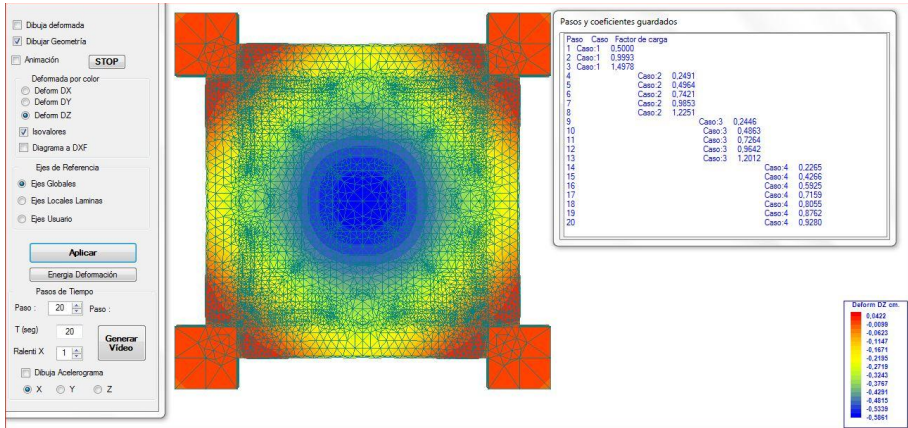


Ilustración 234 – Descensos DZ del modelo 35-14-0,1 en el paso 18.

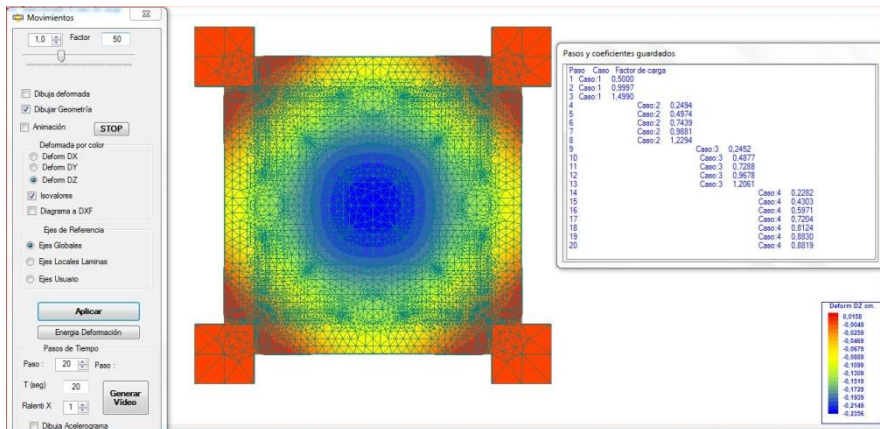


Ilustración 235 – Descensos DZ del modelo 74-14-0,1 en el paso 20.

III.4.3.4 Esfuerzos de compresión en la bóveda

Para descartar la necesidad de probar distintos valores de compresión de la fábrica analizamos las tensiones principales que se generan en el primer modelo ensayado.

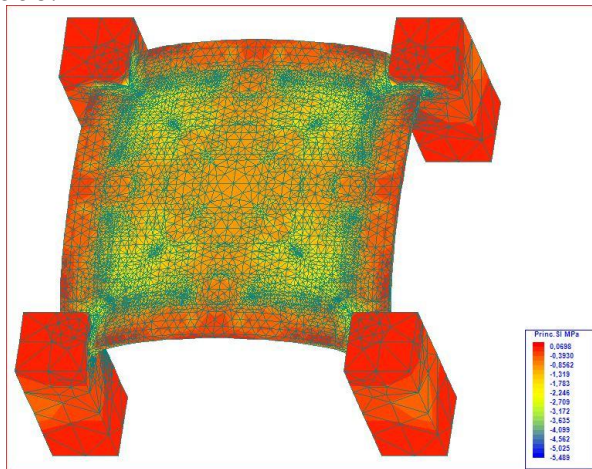


Ilustración 236 – Descensos DZ del modelo 74-14-2 en el paso 18.

Las tensiones máximas de compresión registradas máximas son de 5 MPa si bien esto corresponde a tensiones pico. Para comprobarlo, se muestra en la siguiente ilustración, las tensiones de compresión superiores a 1,5 MPa, observando que se concentran en las aristas, por encima de dos MPa solo existe algún punto aislado y no representativo.

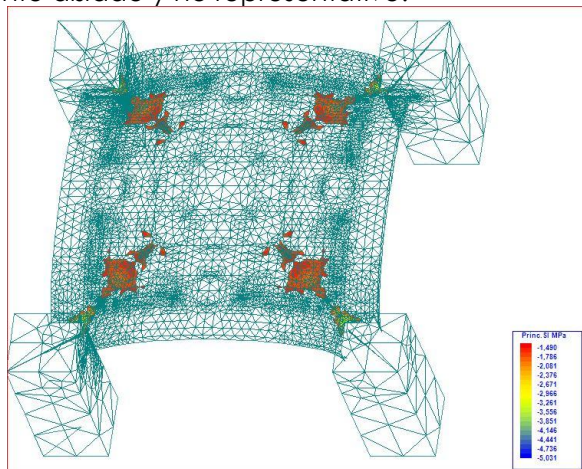


Ilustración 237 – Compresiones superiores a 1,5 MPa. Modelo 74-14-2 en el paso 18.

III.4.4 Análisis de resultados

Como ya se ha comentado las deformaciones registradas no son ni mucho menos simétricas, como en teoría es la bóveda construida.

Por el contrario el modelo de CAD presenta una perfecta simetría y unos resultados iguales para todos los puntos simétricos. Si esto ocurre en una bóveda de 2x2 metros realizada en un laboratorio para realizar un ensayo, es decir tomando todas las medidas posibles para garantizar su homogeneidad, que no ocurrirá en los edificios históricos, realizados por distintos operarios, muchas veces en distintas épocas, con una historia donde ha podido haber asientos diferenciales, reparaciones, modificaciones, etc....

Por esto el modelo de elementos finitos lo podemos entender como una aproximación a la forma de trabajo de la estructura pero no como una fuente de datos milimétricos a los que creer con los ojos cerrados.

Para poder compararlos, se recogen a continuación los descensos de los modelos realizados y sus diferencias con el modelo experimental.

	Descensos en cm.					
	Hilo 5	Diferencia	Hilos 2,4,6,8	Diferencia	Hilos 1,3,7,9	Diferencia
Experimental	0,047		0,05025		0,03425	
Bov2-74-14-2	0,0204	43,40%	0,0081	16,12%	0,012	35,04%
Bov2-74-14-0,2	0,1746	371,49%	0,055	109,45%	0,12	350,36%
Bov2-74-14-0,02	---		---		---	
Bov2-35-2-0,2	0,432	919,15%	0,136	270,65%	0,305	890,51%
Bov2-35-2-0,1	0,586	1246,81%	0,186	370,15%	0,413	1205,84%
Bov2-74-14-0,1	0,235	500,00%	0,074	147,26%	0,165	481,75%

Tabla 20 – Comparativa descensos experimental-teóricos

Vemos como las deformaciones de los modelos con E=3500MPa están fuera de escala con el momento experimental. Del resto de modelos vamos como la deformación de los arcos formeros (Hilos 2, 4, 6 y 8) se aproxima bastante con una resistencia a tracción de 0,2 MPa. Por otra parte, las deformaciones en la bóveda con 2 MPa de tracción están en un orden de magnitud, aunque menores que las reales, por lo que los valores estarán en un intervalo entre estos dos límites. Dada la disparidad de los

resultados reales no sería posible encontrar un solo valor que reproduzca el modelo experimental. Para conseguirlo haría falta realizar más modelos experimentales, ya que con solo uno es difícil sacar conclusiones validas

En todo caso, con las características mecánicas supuestas inicialmente, el modelo nos da un orden de magnitud de las deformaciones y el comportamiento del modelo.

III.5 Análisis del calibrado del modelo de daño escalar.

Como se ha comentado en la primera parte de este trabajo, la presente investigación se enmarca dentro de una línea de pretende seguir con el estudio y análisis de otros edificios representativos de la arquitectura gótica valenciana.

Por ello, el primer objetivo que se planteaba era el de validar el modelo de daño que se va a utilizar en este trabajo y en los venideros. Para ello se han estudiado elementos lineales y superficiales con resultados experimentales.

La conclusión principal es que el modelo de daño testeado responde fielmente a los modelos experimentales siempre que se tengan en cuenta ciertos parámetros.

De la primera viga ensayada podemos deducir las conclusiones válidas para elementos lineales de hormigón armado. En este caso, para poder reproducir el comportamiento de elementos de hormigón armado sometidos a flexión debemos controlar, principalmente, el Factor de Reducción de Daño por Cortante (FRDC). Podemos concluir que mientras el hormigón no está dañado o presenta valores bajos de daño, el FRDC no afecta a la respuesta del modelo. Este empieza a ser determinante a partir del momento de formación de las fisuras.

Cuando empieza la formación de fisuras en estos elementos de hormigón armado, entre las caras opuestas de la fisura se produce un rozamiento por la rugosidad de las superficies. Esta fuerza de rozamiento aumenta en elementos de hormigón armado ya que la tracción de las armaduras mantiene unidas las dos caras impidiendo el desplazamiento entre ellas y generando unos esfuerzos tangenciales, que hacen que siga existiendo una resistencia al cortante en la zona fisurada a pesar de que el daño de la zona pueda ser total.

Con pequeñas variaciones del coeficiente FRDC, con valores entre 0,98-0,99, este efecto de rozamiento se reproduce en el modelo de daño y las deformaciones se obtienen con exactitud.

En estas vigas de hormigón armado la variación de la resistencia a tracción del hormigón no es determinante al absorber las armaduras estos esfuerzos.

Algo totalmente diferente ocurre cuando examinamos la viga de hormigón en masa, que se ha testeado en la viga Valcuende, y que se puede extrapolar a las fábricas en la medida en que son materiales no armados con poca resistencia a tracción y alta a compresión. En estos casos, la reducción de la resistencia a compresión del hormigón no afecta a la respuesta del elemento, debido a que, en los elementos en hormigón en masa en flexión, el daño se produce en la zona traccionada que es muy frágil, mientras que la zona comprimida, las tensiones están muy por debajo de su valor de resistencia a compresión. Esta conclusión será de aplicación a la fábrica cerámica y de sillería.

Observamos que la reducción del modulo de elasticidad del hormigón no afecta sustancialmente al comportamiento salvo en un incremento de la deformación de décimas de milímetros.

El parámetro que si es muy relevante en elementos en masa y que lo será en las fábricas, es la resistencia a tracción. En hormigón podemos tomar como referencia el valor inferior de resistencia a tracción de la EHE08. En la fábrica, y en concreto en la sillería utilizada para el modelo de San Juan del Hospital, se han tomado valores de referencia de la literatura científica al respecto.

Por otra parte, valoremos ahora la relevancia de modelizar el objeto de ensayo con Hexaedros o Tetraedros y el número de elementos utilizados.

A partir de cierto número de elementos, el número de elementos finitos no influye, en hexaedros se obtienen las mismas respuestas con modelos más o menos discretos y son muy cercanas a la realidad. Para valores inferiores de elementos finitos varia la rigidez del elemento, presentando deformaciones algo distorsionadas con respecto al modelo experimental, sin embargo el modo de rotura se reproduce bastante fielmente.

Con los tetraedros obtenemos modelos más rígidos que con los hexaedros y que los experimentales. Con los tetraedros el número de elementos sí que influye, ya que el número de nodos es mucho menor. Con un número elevado de elementos disminuye la rigidez y nos aproximamos a la realidad.

Por último se ha procedido a los ensayos de la bóvedas tabicadas, en ellos se ha visto que con los valores de rigidez y resistencia inicialmente ensayados las deformaciones están en un orden de magnitud aproximado

al modelo experimental. En todo caso para poder testear con validez la bóveda tabicada se necesitarían más ensayos experimentales.

Comprobada la validez del modelo de daño en estos ensayos, el siguiente paso ha sido la aplicación al patrimonio monumental y en concreto a la Iglesia de San Juan del Hospital de Valencia. Dados los datos obtenidos el modelo se realizará principalmente utilizando hexaedros.

IV Análisis de San Juan del Hospital

El análisis estructural del templo se subdivide en tres subapartados. En el primero nos centraremos en el conocimiento del estado actual del templo. Para determinar las posibles deformaciones y desplomes que existen en la actualidad se analiza el escaneado láser de la iglesia y se superpone con el levantamiento de planos de García Valldecabres. Por otra parte se realiza un análisis termográfico de la iglesia con el objeto principal de determinar el sistema constructivo empleado en el trasdós de las bóvedas.

A continuación, en el segundo subapartado, se realiza un análisis constructivo. Se caracterizan los materiales estructurales del conjunto y se realiza una descripción de los elementos y sistema constructivo a partir del modelo de cálculo realizado.

Por último en el tercer subapartado, se aborda, en sí, el análisis estructural de la iglesia; definiendo los modelos estructurales utilizados y las condiciones de cálculo y realizando los distintos cálculos con el objeto de satisfacer los objetivos de la tesis.

IV.1 Estudio de estado actual de San Juan del Hospital

IV.1.1 Análisis dimensional de la estructura actual.

Para analizar las deformaciones existentes en la iglesia de San Juan del Hospital se ha analizado el escaneado láser descrito en el punto II.3.1 de la presente tesis.

Para ello retomamos la nomenclatura de (Crespo Godino, 2006) y el levantamiento planimétrico realizado por García Valldecabres en su tesis doctoral (García Valldecabres, 2010). Se toman las secciones por cada vano y por cada arco diafragma y sobre cada una de ellas se superpone la sección obtenida del tratamiento de la nube de puntos.

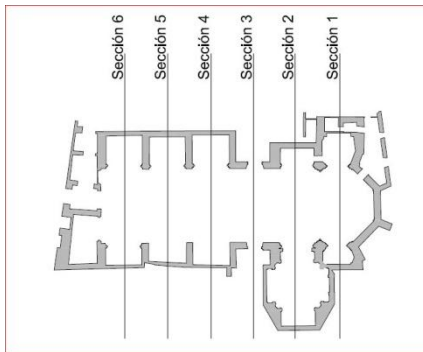


Ilustración 238– Secciones por los vanos.

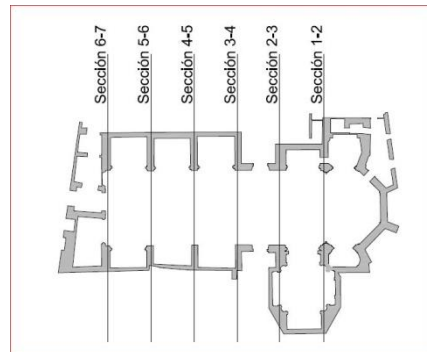


Ilustración 239 – Secciones por los arcos diafragma.

Uno de los problemas para poder determinar la existencia de deformaciones debidas a empujes de la fábrica, asentos del terreno, etc... es disponer de una información previa con la que poder comparar las dimensiones de la iglesia. En este caso no se dispone medidas fiables con las que contrastar las medidas actuales por lo que no se puede determinar si las desviaciones existentes a día de hoy son provocadas por los esfuerzos de la estructura a lo largo de su historia, si son originales desde su construcción o debidos a un hecho puntual como los terremotos de 1396 o 1748.

Así pues, con este trabajo se pretende realizar una aportación que permita tener un punto de partida para poder, dentro de un plazo medio o largo,

poder determinar si existen movimientos activos en el templo o cualquier asiento o desplome está totalmente consolidado.

Para ello se han realizado medidas sobre las secciones de la nube de puntos a distintas cotas, en concreto se han realizado cortes a 1,5 metros, a 7 a 8,5 y a 13 con respecto al pavimento de la nave central

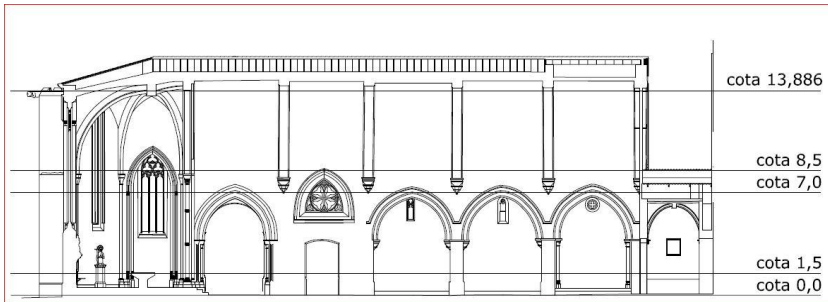


Ilustración 240 – Esquema de los planos sobre los que se han tomado medidas.

Con ellas se ha podido determinar los desplomes de los muros existentes comparándolos con la vertical. También se han podido comparar las distintas luces de cada uno de los arcos diafragma. A continuación se detallan las medidas y se analizan los resultados obtenidos.

Se ha superpuesto la sección obtenida de la nube de puntos con la sección de la iglesia de (García Valldecabres, 2010). En cada sección se obtiene la luz de la nave en cada una de las alturas marcadas. Las secciones a 1,5 metros y a 7 metros se han utilizado para comprobar los desplomes de los muros interiores, mientras que las secciones a 8,5 metros y 13,88 se han realizado para obtener los desplomes exteriores de los contrafuertes.

Vemos a continuación el ejemplo del arco 5-6. El resto de las composiciones de la nube de puntos en cada sección se encuentra en el anexo de planos.

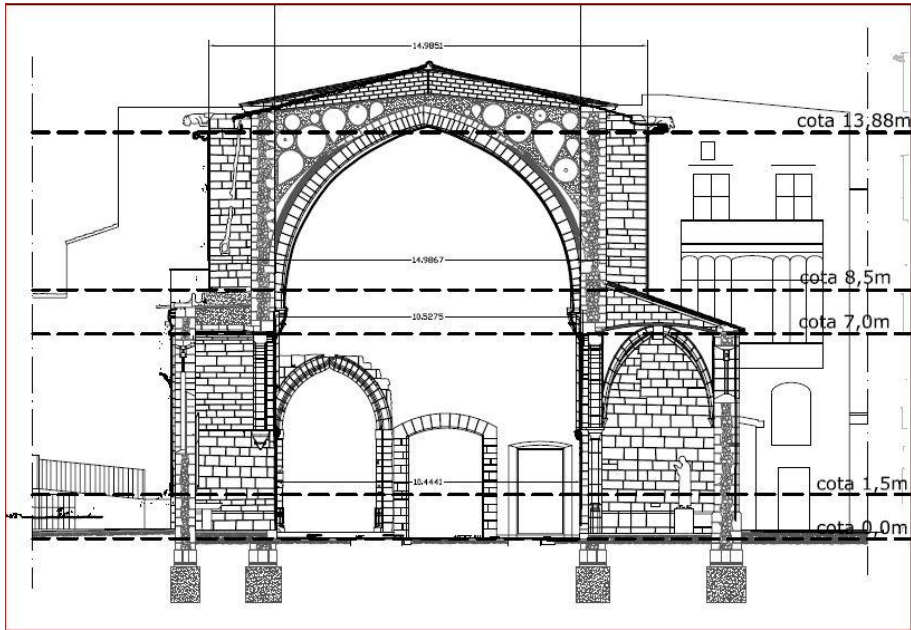


Ilustración 241 – Ejemplo superposición nube de puntos con sección 5-6

Sobre la sección de García Valldecabres se destaca en línea de mayor grosor la localización de la nube de puntos. Con línea discontinua se indican los planos de referencia seleccionados y las cotas son la intersección de dichos planos con la nube de puntos.

IV.1.1.1 Secciones por los arcos diafragma

Para determinar la verticalidad de los muros interiores se compara la luz de la nave en la sección inferior del interior de los contrafuertes (sección a 1,5m) y la sección inferior del capitel de arranque de los arcos de la nave principal (sección a 7 m.)



Ilustración 242– Alzado capilla V5.



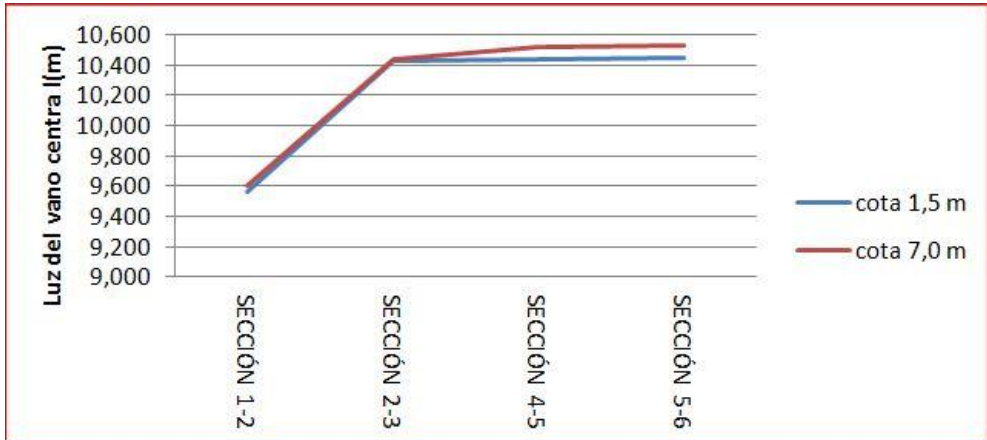
Ilustración 243 – Alzado capillas P4-P5-P6

A continuación se recogen las luces de la nave en las secciones interiores de los arcos diafragmáticos.

Secciones interiores contrafuertes	SECCIÓN 1-2	SECCIÓN 2-3	SECCIÓN 4-5	SECCIÓN 5-6
cota 1,5 m	9,563	10,428	10,437	10,444
cota 7,0 m	9,608	10,437	10,518	10,528
Diferencia (cm)	4,540	0,910	8,070	8,340
Semidiferencia (cm)	2,27	0,455	4,035	4,17

Tabla 21 – Desplomes interiores de los contrafuertes.

Se puede observar como la diferencia de luz en los dos primeros arcos es muy reducida, 2,27 y 0,45 cm. Por el contrario en los arcos situados en la parte oeste la diferencia es algo mayor, rondando los 4 cm de diferencia entre la sección a 1,5 y a 7 metros.



Gráfica 41- Comparativa de las luces entre los contrafuertes.

Comparando la luz del vano central en los planos interiores medidos, se observa como en los tres contrafuertes oeste la diferencia de luz en las tres secciones diferentes es inexistente en la cota inferior (a 1,5m) y si que se produce la abertura de unos 8 cm entre el contrafuerte 2-3 y el 4-5 que corresponde con el desplome antes mencionado.

Como se ha comentado anteriormente, al no disponer de medidas anteriores es imposible establecer si este desplome es original, producto de algún hecho puntual a lo largo de la historia y ya consolidado o fruto de una deformación a largo plazo de la fábrica.

Como se ha visto en el apartado II.2.4.2 del presente trabajo, en el S XIV se produjo un recrecido de los contrafuertes 3-4, 4-5 y 5-6.



Ilustración 244– Ampliación del contrafuerte 3-4 del lado sur por el exterior.



Ilustración 245– Ampliación del contrafuerte 3-4 del lado sur por el interior.

Una hipótesis del motivo de este recrecido, menos de un siglo después de la construcción de los contrafuertes originales puede deberse a la aparición de alguna lesión en forma de fisuras o quizás el desplome que hemos detectado en los arcos de las capillas 4, 5 y 6. Este hecho pudo ser provocado por el terremoto que se produjo, epicentro en Tavernes de Valldigna, el 18 de diciembre de 1396 y según los archivos del Centro de Información Sísmica tuvo una intensidad MSK VIII-IX.

Para verificar esta posibilidad, en el apartado IV.3 de este trabajo se analiza un modelo estructural con las dimensiones de los contrafuertes originales con el objeto de examinar su respuesta frente al sismo.

Analicemos ahora las medidas exteriores entre contrafuertes, para ello se mide la distancia en las secciones de 8,5 m y de 13,88m. En la zona este de la iglesia, en los contrafuertes 1-2 y 2-3 no se puede tomar medidas porque, la presencia, tanto del campanario como de la capilla nueva de Santa Bárbara, crea zonas ciegas en las que el escáner no ha podido determinar las posiciones de los paramentos.

Secciones exteriores contrafuertes	SECCIÓN 4-5	SECCIÓN 5-6
cota 8,5 m	14,950	14,990
cota 13,886 m	14,930	14,985
Diferencia (cm)	-1,980	-0,490
Semidiferencia (cm)	-0,99	-0,245

Tabla 22 – Desplomes exteriores de los contrafuertes.

Como se puede apreciar la diferencia de abertura en los 5,38 m de diferencia entre las medidas tomadas es prácticamente inexistente, con medidas de menos de 1 cm.

El hecho de existir una diferencia tan mínima en el exterior de los contrafuertes, mientras que en la zona interior existe una diferencia de unos 8 cm entre las cotas de 1,5 y 7m puede reforzar la hipótesis de que aquella deformación puede ser anterior al recrecido de los contrafuertes.

IV.1.1.2 Secciones por el centro de las capillas

Analizamos a continuación las secciones realizadas por el centro de cada uno de los vanos. Igual que en las secciones por los contrafuertes, en los vanos 1 y 2 no se han podido extraer datos por la presencia del campanario y la capilla nueva de Santa Bárbara.

Se ha realizado cuatro tomas de medidas en cada sección, como se ve en el ejemplo de sección siguiente:

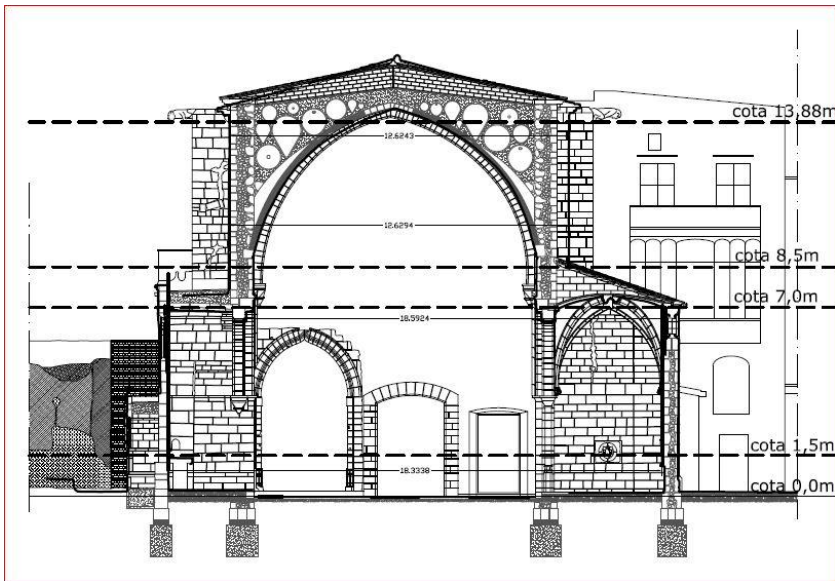


Ilustración 246- Sección por el vano 4.

Los muros exteriores de las capillas laterales se miden a una altura de 1,5 m y 7 m. Mientras que la medida entre los paramentos exteriores de la nave central se miden a los 8,5m y a los 13,88m. Los resultados son los siguientes:

Secciones exteriores muros capillas laterales	SECCIÓN 4	SECCIÓN 5	SECCIÓN 6
cota 1,5 m	18,330	18,946	19,235
cota 7,0 m	18,592	18,998	19,251
Diferencia (cm)	26,200	5,200	1,600
Semidiferencia (cm)	13,1	2,6	0,8

Tabla 23- Comparativa de las medidas exteriores de las capillas laterales.

Examinando los resultados vemos que el desplome de los muros de las capillas 5 y 6 es prácticamente inexistente, con valores de 2,6 y 0,8 cm. Más llamativo es el desplome del muro del vano 4 que es de 13 cm en cada uno de ellos. Examinando la sección del vano afectado se detecta que el valor es debido al desplome del muro sur.

Secciones exteriores contrafuertes laterales	SECCIÓN 3	SECCIÓN 4	SECCIÓN 5	SECCIÓN 6
cota 8,5 m	13,533	12,629	12,658	12,735
cota 13,88 m	13,543	12,624	12,627	12,702
Diferencia (cm)	1,000	-0,510	-3,070	-3,320
Semidiferencia (cm)	0,5	-0,255	-1,535	-1,66

Tabla 24 – Comparativa de desplomes en el exterior de los muros de la nave central

En este caso los desplomes son prácticamente inexistentes y en todo caso cerrándose ligeramente en el plano superior.

Por las medidas generales, sobre todo en lo referente a las cotas superiores, no se detectan, en general, desplomes de importancia que puedan hacer referencia a empujes, asientos o lesiones importantes.

En la capilla sur del vano 4 si que se detecta un desplome importante, de unos 13 cm que puede tener un carácter local. En un principio se descartan empujes debido a que este tramo tiene un arcosolio en el patio sur que reforzaría el paño frente a estos esfuerzos. Se plantea la hipótesis de que pueda deberse a una causa local debida a las edificaciones que existieron sobre la capilla y anexa a la misma.

IV.1.1.3 Sección longitudinal

Analizamos ahora las alturas de la nave en la sección longitudinal de la misma. En ella podemos apreciar la diferencia de altura entre los diferentes tramos de la bóveda principal y las claves de los arcos fajones.

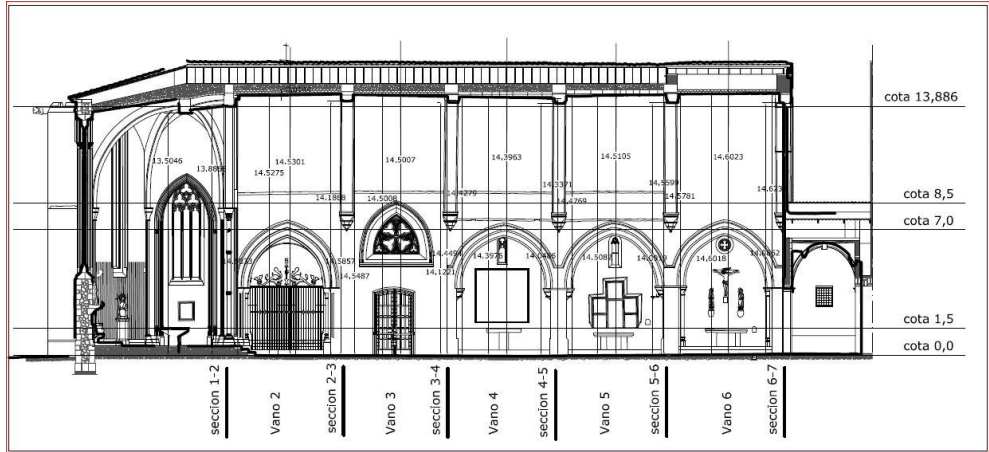


Ilustración 247- Sección longitudinal.

Para determinar las posibles flechas locales de cada uno de los tramos de la bóveda principal, tomamos la altura de los extremos este y oeste de cada tramo de la bóveda y sacando la media obtenemos la altura teórica del punto medio de cada tramo. Después la comparamos con la altura real de dicho punto. Por último se expresa la flecha relativa en función de la luz de cada tramo. Las cotas se expresan en metros menos la flecha que se indica en cm.

Deformación bóveda	TRAMO 2	TRAMO 3	TRAMO 4	TRAMO 5	TRAMO 6
Arco este	14,503	14,587	14,428	14,477	14,578
Arco oeste	14,587	14,449	14,337	14,556	14,624
Punto medio teórico	14,55	14,52	14,38	14,52	14,6
Punto medio real	14,530	14,501	14,396	14,510	14,602
Flecha (cm)	1,500	1,700	-1,350	0,650	-0,100
Luz (m)	5,692	5,266	5,284	5,558	5,549
Flecha relativa	379	310	-391	855	-5,549

Tabla 25 – Flecha de los tramos de la bóveda principal.

Como se puede observar las deformaciones obtenidas en los puntos centrales de cada tramo son de pequeña magnitud, alrededor del centímetro, menos en el último tramo, el de nueva construcción en el que la deformación es de un milímetro. Las deformaciones relativas a la luz del vano están por debajo del límite de $L/300$.

Para analizar las alturas de la bóveda en su conjunto y las posibles deformaciones a nivel global obtenemos las cotas de cada una de las claves de los arcos fajones. Y después las comparamos con la clave del arco 4-5, que es la de menor altura de la nave principal, para ver la altura relativa entre ellas.

Deformación bóveda	SECCIÓN 1-2	SECCIÓN 2-3	SECCIÓN 3-4	SECCIÓN 4-5	SECCIÓN 5-6	SECCIÓN 6-7
Altura clave	13,887	14,187	14,122	14,049	14,092	14,086
Diferencia Arco 4-5 (cm)	-16,180	13,820	7,340	0,000	4,330	3,740

Tabla 26-Deformaciones en las claves de la bóveda principal.

El arco del triunfo que separa la nave del ábside es más bajo que el resto, los demás arcos fajones están en un entorno entre los 13 y los 3 cm de diferencia, siendo el más bajo el del arco 4-5, un arco intermedio, y los colindantes a este algo más altos.

Así pues, no parece existir una deformación global en el eje longitudinal de la nave principal. Esto es lógico ya que cada arco puede presentar deformaciones o asentamientos diferentes a los colindantes y la diferencia de cotas existente se puede deber a una diferencia debida a la ejecución o a un asiento diferencial de cada uno de los arcos fajones.

Para profundizar en esta última hipótesis de los asentamientos diferenciales superponemos la sección longitudinal con el radargrama obtenido por (García García, Ribera Lacomba, Die Cusi, & Orgdeig Corsini, 2004) y que se presentaba en la Ilustración 146 de este trabajo.

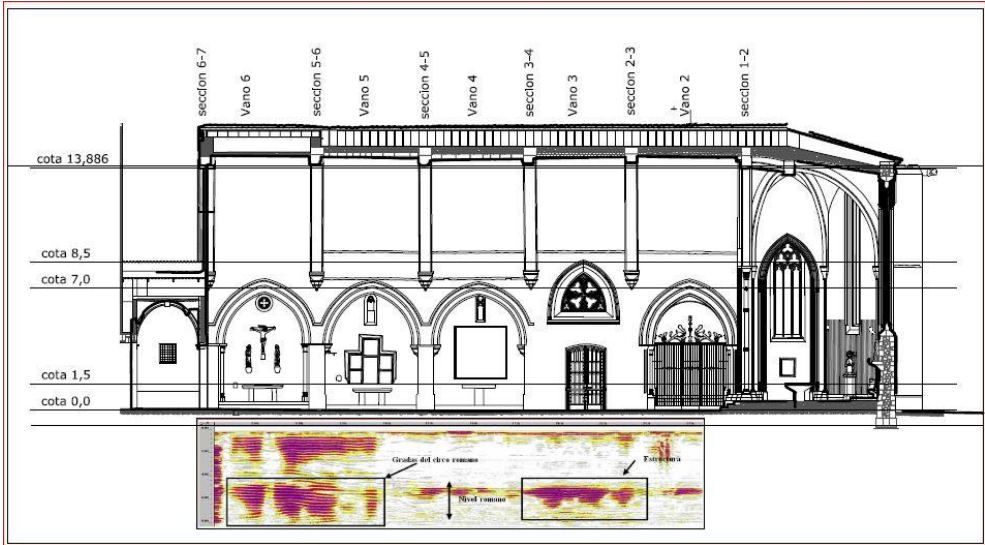


Ilustración 248 – Superposición de la sección longitudinal con el radargrama de (García García, Ribera Lacomba, Die Cusi, & Orgdeig Corsini, 2004)

En este ejercicio de superposición observamos que los arcos 6-7 y 5-6, a los pies de la nave se encuentran sobre las antiguas gradas del circo romano y a su vez, los arcos 3-4 y 2-3 se encuentran sobre la estructura del alcantarillado del circo. Estos arcos, apoyados en zonas con estructuras romanas preexistentes presentan una deformación menor que el resto.

Por el contrario, el arco 4-5, el que presenta mayor deformación, se encuentra situado entre ambas estructuras en una zona de relleno de menos rigidez.

Se observa pues que las deformaciones de las claves no siguen un patrón que pueda determinar un comportamiento global de la estructura.

Una vez realizado este análisis se plantea la hipótesis de que las deformaciones de las claves respondan a asentamientos diferenciales que tienen su origen en la diferente rigidez del sustrato de apoyo de las cimentaciones de los diferentes arcos fajones.

Como veremos en el análisis estructural, este hecho se apoya en las bajas tensiones que presentan las bases de los muros debido a cargas gravitatorias que no explicarían unas deformaciones diferenciales como las que se han registrado, siendo la hipótesis de la diferencia de rigidez o consolidación del terreno una posible explicación a esta diferencia.

IV.1.2 Análisis termográfico del templo.

Para completar la información disponible del templo se realiza una caMPaña de inspección termográfica por parte del profesor de la Universidad Politécnica de Valencia, D. Santiago Tormo Esteve, en compañía del doctorando y sus directores de tesis.

En la misma se realizan una serie de fotografías termográficas del interior y exterior de la iglesia con una cámara termográfica Flir B355 de 9 Hz.



Ilustración 249– Cámara termográfica Flir B355.

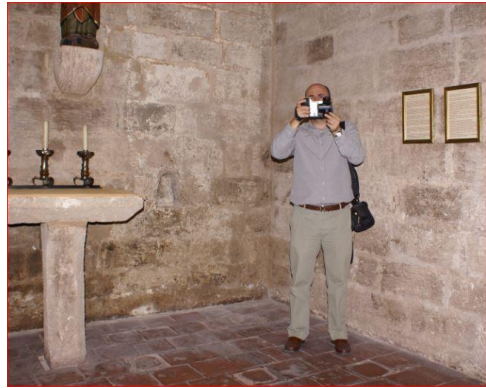


Ilustración 250 – Realizando las termografías en San Juan del Hospital.

IV.1.2.1 La termografía aplicada al patrimonio edificado

Antes de pasar a analizar las termografías tomadas en el templo es necesario introducir brevemente la técnica de la termografía infrarroja aplicada al patrimonio como ensayo no destructivo.

Todos los cuerpos que nos rodean están compuestos por átomos en un movimiento constante que emite calor, energía térmica. Esta es propia de cada cuerpo en función de numerosas variables, como el número de partículas, la velocidad de estas, etc.... Esta energía la podemos medir a través de la temperatura del cuerpo.

Esta energía se transmite de un cuerpo de mayor temperatura a uno de menor por medio de tres procesos distintos:

La conducción. El calor se transmite entre sólidos a través del contacto físico.

La convección. Transmisión de calor entre líquidos o gases a través del movimiento de fluidos de zonas calientes a otras con menor temperatura.

La radiación. Los cuerpos emiten energía en forma de ondas electromagnéticas. No es necesario el contacto entre los cuerpos para que se produzca transferencia de calor.

Es esta última, la radiación, la que vamos a poder medir. Las ondas electromagnéticas cubren una amplia gama de frecuencias. Dentro del espectro electromagnético encontramos: Las ondas de radio, las radiaciones infrarrojas, la luz visible, la luz ultravioleta, los rayos X y los rayos gamma. Las ondas de radio corresponden con la región menos energética, siendo los rayos gamma la mayor.

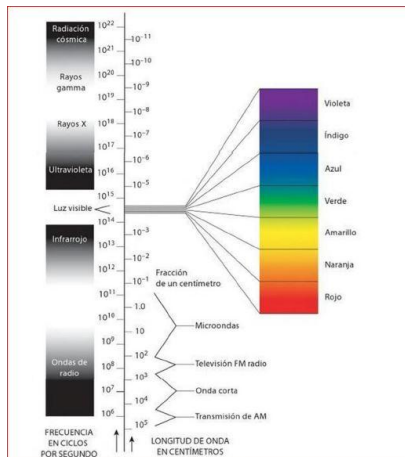


Ilustración 251 - Espectro electromagnético(Peña, 2004)

La radiación térmica cumple las mismas leyes que la luz visible, refracción, reflexión y propagación rectilínea en medios homogéneos.

La radiación infrarroja es un tipo de radiación que por su longitud de onda no es visible al ojo humano. En un principio se llamó radiación calorífica, siendo más tarde llamada infrarroja porque su nivel de energía está por debajo del rojo.

La cantidad de energía que irradia un cuerpo está directamente relacionada con su temperatura. Si el cuerpo emite más energía de la que absorbe se considera caliente. Esta radiación se puede detectar con ayuda de equipos ópticos sin entrar en contacto con el cuerpo, lo que permite desarrollar múltiples aplicaciones, entre ellas la detección de lesiones y discontinuidades en el patrimonio edificado.

No todos los cuerpos emiten de la misma forma las radiaciones, la emisividad es una característica de los cuerpos que valora la eficiencia de una superficie como radiador o absorbedor de radiación. Esta característica, como las diferentes condiciones de los materiales constructivos, como su densidad, el volumen, etc.... hace que interpretando correctamente una termografía podamos distinguir discontinuidades de materiales no detectables a simple vista, presencia de humedades, corrientes de aire, etc.... por lo que la aplicación de la tecnología infrarroja a los ensayos no destructivos en edificación es una técnica novedosa que sin duda va a continuar evolucionando y aportando nuevos datos a la investigación del patrimonio construido.



Ilustración 252 – Entrada por filtración de aire en las ventanas del Castillo-Palacio ducal de Cocentaina. (Alicante) (Tormo Esteve & Royo Pastor)

En la imagen anterior se detecta perfectamente la entrada de aire al tener este una temperatura inferior. En la Ilustración 253 se observa con claridad la estructura de la cubierta a pesar de esta oculta. En la siguiente, la Ilustración 254, se puede apreciar la cripta debido a la diferencia de temperatura entre el suelo y el vacío. Por último vemos una muestra de termografía activa calentando el elemento a testear para descubrir discontinuidades.

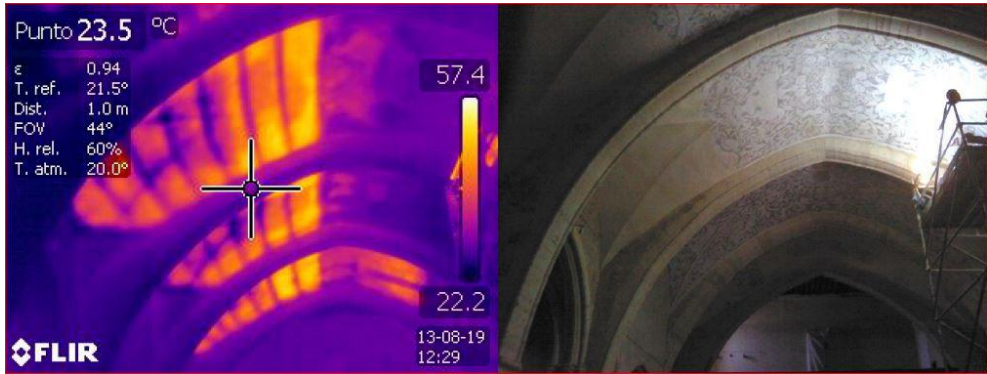


Ilustración 253- Iglesia parroquial de Nuestra Señora de la Asunción en Cafí (Castellón)(Tormo Esteve & Royo Pastor)

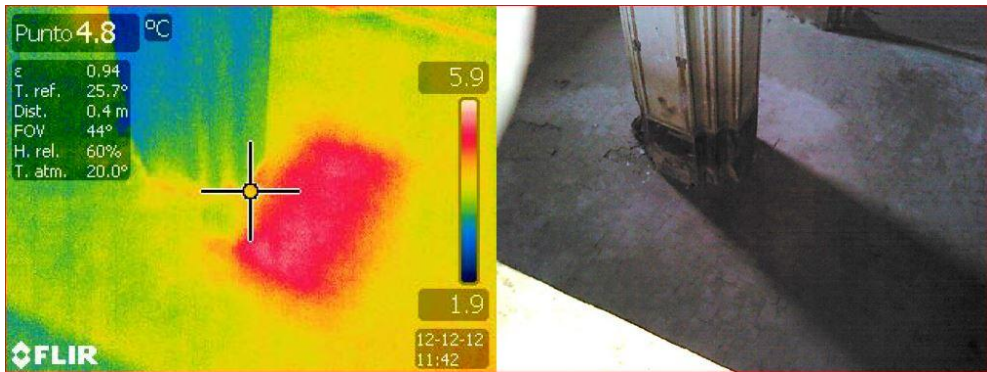


Ilustración 254 - Imágenes del interior de la iglesia del Convento de San Francisco en Benigánim (Valencia). Se puede apreciar la existencia de una cripta de un enterramiento.(Tormo Esteve & Royo Pastor)



Ilustración 255 - Aplicación de la termografía activa en el Pont del diable en Martorell (Barcelona) (Tormo Esteve & Royo Pastor)

IV.1.2.2 Inspección termográfica de San Juan del Hospital

Dada la imposibilidad de acceder físicamente al espacio situado entre la bóveda gótica y la cubierta, se decide recurrir a la termografía de infrarrojos para intentar detectar una discontinuidad de material en el trasdós de la bóveda. Una vez nos encontramos en la iglesia se aprovecha para intentar determinar la existencia de otras discontinuidades con el fin de recoger dicha información para futuras investigaciones.

Para ver la efectividad de la técnica termográfica se fotografía el muro de los pies de la iglesia que se realizó en la rehabilitación de 1967 y que está compuesto por un pórtico de pilares y vigas de hormigón armado y cerramiento de bloque hueco de hormigón. El esquema estructural se aprecia perfectamente en la termografía.



Ilustración 256– Muro a los pies de la iglesia. Fotografía.

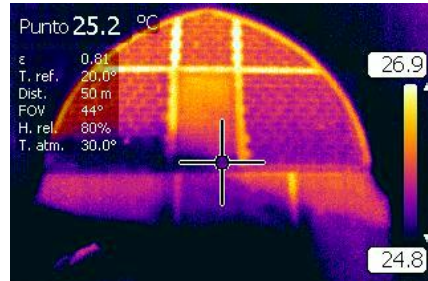


Ilustración 257 – Muro a los pies de la iglesia. Termografía.

Así mismo para ajustar la precisión se determina la humedad relativa del templo que era de 54% en el momento de la inspección y se toma la imagen de la huella de una mano que se apoya en el muro y se retira.

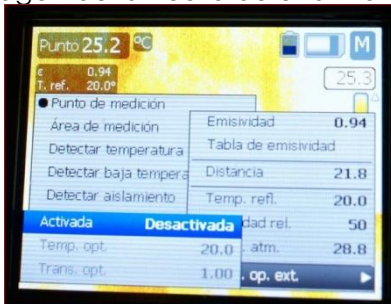


Ilustración 258– Pantalla de ajuste de la cámara termográfica.



Ilustración 259 – Huella del calor de la mano del director de la tesis en el muro retirada segundos antes de tomar la imagen.

Con respecto al objeto principal de la inspección termográfica, se toman varias imágenes de la bóveda de cañón de la nave principal.

En todas ellas se presenta a la izquierda la fotografía de la zona analizada y a la derecha la termografía.

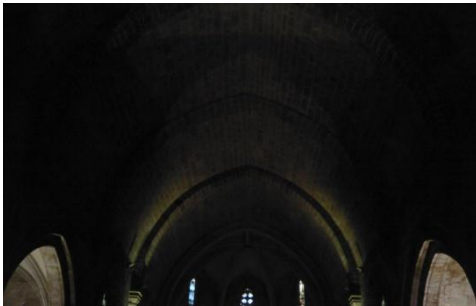


Ilustración 260- Fotografía de la bóveda.

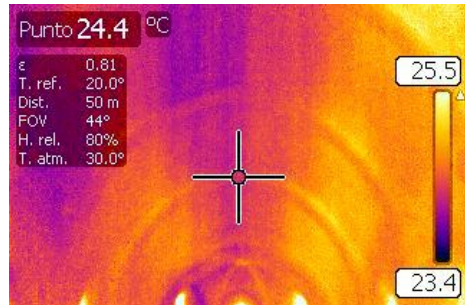


Ilustración 261 – Termografía de la bóveda.

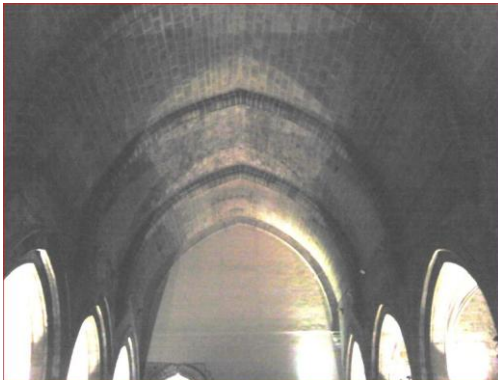


Ilustración 262- Fotografía de la bóveda.



Ilustración 263 – Termografía de la bóveda.

En las distintas termografías se puede observar claramente como la zona superior tiene menos temperatura mientras que los laterales alcanzan una temperatura de unos dos grados más. Los observamos a continuación en alguna toma lateral.



Ilustración 264– Fotografía de la bóveda.

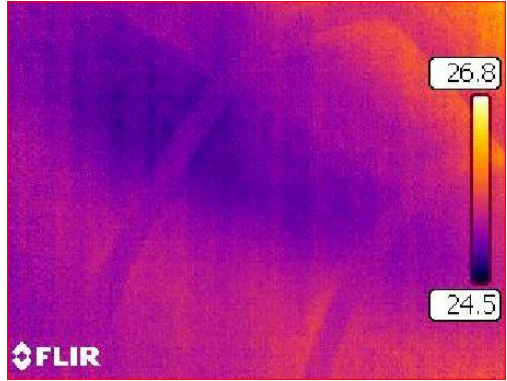


Ilustración 265 – Termografía de la bóveda.



Ilustración 266– Fotografía de la bóveda.

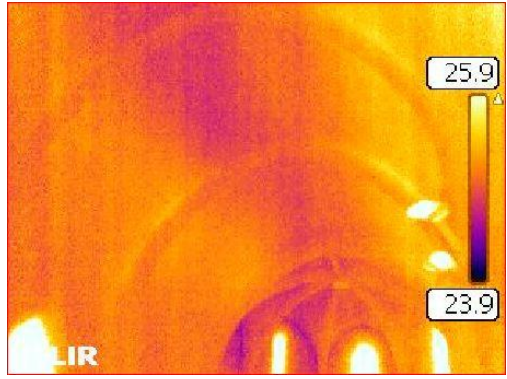


Ilustración 267 – Termografía de la bóveda.

Esta zona oscura en la parte superior central de la bóveda se debe a una zona más fría de la misma. Esto puede ser debido a la existencia de un hueco que podría estar cerrado con tabiquillos cerámicos de pequeño espesor, ya que si su espesor fuera elevado se marcarían en la bóveda.

La zona intermedia con una temperatura mayor podría corresponder a una zona macizada con un relleno de gran inercia térmica que mantendría el calor del día.

Por último en la zona de arranque de la bóveda vuelven a descender las temperaturas, esto correspondería a la zona en la que la sillería del muro y la bóveda se unen y no existe relleno. Esta zona de menor espesor que la anterior y por lo tanto de menor inercia térmica, vuelve a manifestar una menor temperatura.

A continuación se analizan las bóvedas de crucería. Observamos primero la capilla de la Virgen de los Estudiantes que se reconstruyó en la obra de 1968.



Ilustración 268– Fotografía de la bóveda de la capilla P7.



Ilustración 269 – Termografía de la bóveda de la capilla P7.

En las bóvedas de la Virgen de los estudiantes (Capilla P7) se observa con claridad la temperatura más alta en la parte superior de la bóveda mientras que los arranques de la misma se macizan.



Ilustración 270– Fotografía de la bóveda de la capilla P7.

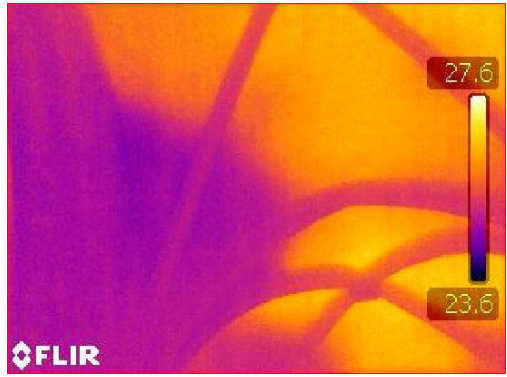


Ilustración 271 – Termografía de la bóveda de la capilla P7.

A continuación observamos las bóvedas de las capillas norte.



Ilustración 272– Fotografía de la bóveda de la capilla V4.

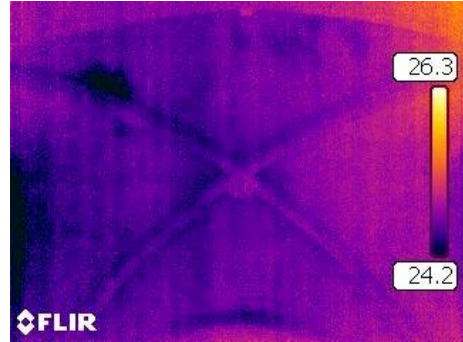


Ilustración 273 – Termografía de la bóveda de la capilla V4.



Ilustración 274– Fotografía de la bóveda de la capilla V5.

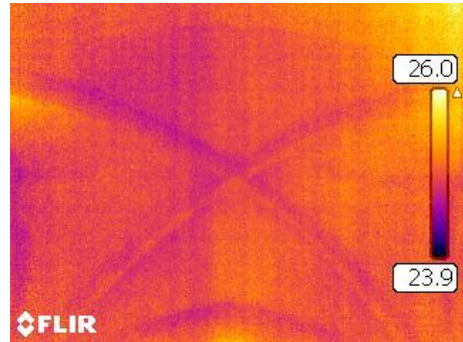


Ilustración 275 – Termografía de la bóveda de la capilla V5.



Ilustración 276– Fotografía de la bóveda de la capilla V6.

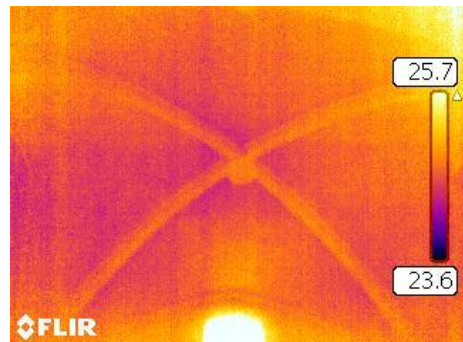


Ilustración 277 – Termografía de la bóveda de la capilla V6.

En las tres capillas del lado norte, la temperatura aparece mucho más uniforme. Esto podría deberse a un relleno completo del trasdós de la bóveda aunque haría falta contrastar los datos con una nueva inspección ya que la actual se realizó a última hora de la tarde y las capillas norte llevaban varias horas a la sombra, por lo que la diferencia de temperatura puede ser escasa aunque se trate de materiales diferentes.



Ilustración 278- Fotografía de la capilla P4.

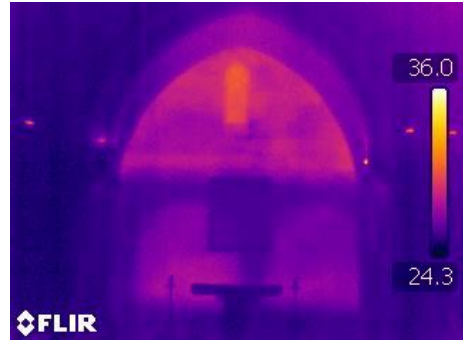


Ilustración 279 - Termografía de la capilla P4.

En la termografía de la capilla P4 se observa perfectamente la huella térmica de los arcosoleos situados en el esta fachada en el patio sur.



Ilustración 280- Fotografía de la entrada a la iglesia.

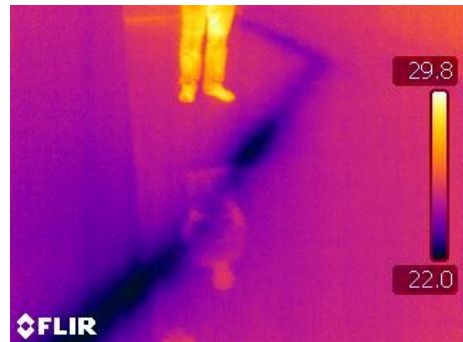


Ilustración 281 - Termografía de la entrada a la iglesia.

En la entrada al templo se detecta una conducción enterrada.

En el análisis de los muros exteriores no se detectan discontinuidades reseñables



Ilustración 282- Fotografía muro exterior capillas norte.

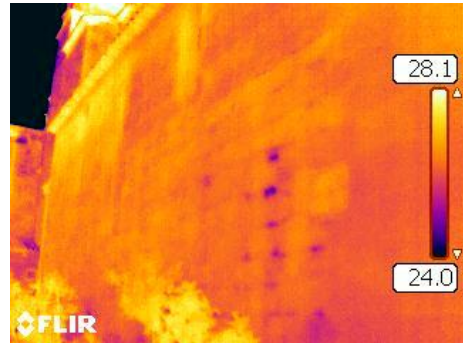


Ilustración 283 – Termografía muro exterior capillas norte.



Ilustración 284- Fotografía cámara secreta y campanario.

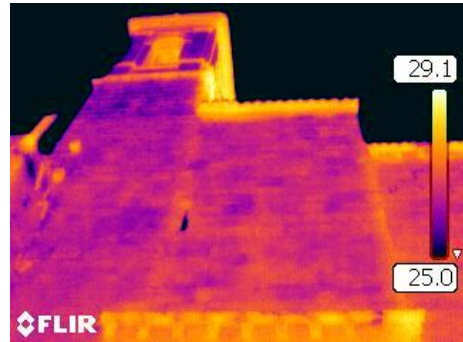


Ilustración 285 – Termografía cámara secreta y campanario.



Ilustración 286- Fotografía fachada de obra nueva en el patio norte.



Ilustración 287 – Termografía fachada de obra nueva en el patio norte.

IV.2 Análisis constructivo del sistema

A la hora de analizar constructivamente el templo iremos de lo concreto a lo general.

Empezaremos describiendo los principales materiales de construcción empleados. Evidentemente haciendo relación los que tienen que ver con el sistema estructural de la iglesia y que son principalmente la sillería, los rellenos y la fábrica cerámica.

A continuación describiremos los principales elementos que forman parte de la estructura, como son cimentación, muros y contrafuertes, bóvedas las cubiertas y el campanario.

Por último estudiaremos como se agregan los anteriores elementos para formar el sistema estructural que define los espacios de la iglesia de San Juan del Hospital.

IV.2.1 Los materiales constructivos

Para la caracterización de los materiales constructivos empleados en la estructura de San Juan del Hospital no se han podido realizar ensayos. Al carecer de datos directos del propio monumento estudiado, obtendremos los valores necesarios, para definir los materiales, a partir de datos de materiales caracterizados de obras similares.

IV.2.1.1 La sillería y rellenos.

Luis García Pascual interviene en las obras que comenzaron el 17 de Agosto de 1967 y al retirar la mampostería barroca y descubrir la fábrica gótica indicó:

“La piedra de todos ellos es de caliza porosa característica de Godella, de la misma clase que se empleó en las torres de serranos, en el claustro de capitánía y en nuestros puentes (...), indudablemente procede de la agotada cantera de “Clot de Barrabás”. Sus coqueras y su clásico color melado nos lo indica” (Gasco Pascual, 1969) Pág. 119.

Efectivamente, la sillería de San Juan del Hospital, de sillares de piedra caliza porosa es semejante a la que encontramos en las Torres de Serranos y en los puentes, como el de la Trinidad.

En el año 2009 se realizó una intervención sobre el puente de la Trinidad con el fin de determinar su estado y adaptarlo a un nuevo programa de necesidades. Para ello se llevó a cabo una profunda investigación histórico técnica. Todos los datos obtenidos se recogen en el artículo de Navarro Bosch y otros (Bosch, Sevilla, Boquera, & Durá, 2009)

En este se determinan las características mecánicas de la piedra Tosca de Rocafort y de la piedra caliza de Godella, procedente de las canteras Barranquet vell y Barranquet nou, que es la que nos interesa por ser la misma cantera de la que, muy probablemente, se extrajo la piedra para la construcción de San Juan del Hospital. Esta cantera estuvo activa desde la época romana, en el siglo II hasta muy recientemente.

En estos ensayos se compararon muestras extraídas del puente de la Trinidad con otras tomadas de la cantera de Godella. Se apreció una clara degradación en las muestras tomadas del puente y expuestas a los agentes atmosféricos durante siglos. Los datos extraídos fueron los siguientes:

	Puente Trinidad	Cantera Godella
Índice de porosidad	11,10%	1,60%
Absorción de agua	2,10%	0,58%
Densidad (kg/m ³)	2.100	2.350
Resistencia a compresión (N/mm ²)	6,11	9,39
Expansión por humedad (mm/m)	0,10	0,00

Tabla 27 – Comparativa de los datos de la piedra caliza del puente de la Trinidad con la cantera de Godella

La característica mecánica de la piedra caliza de la iglesia de San Juan del Hospital se encontraría entre los valores de cantera y los valores degradados del puente de la Trinidad.

Para contrastar las características de la fábrica compararemos estos valores con los de otros valores de referencia empleados en la modelización de obras de fábrica por otros autores.

En 2007, Lourenço y otros (Lourenco, Krakowiak, Fernandes, & Ramos, 2007) analizaron el monasterio de los Jerónimos de Lisboa, haciendo un modelo de todo el complejo y otro más refinado de partes de la nave de la iglesia.

	γ (kg/m ³)	E (MPa)	ν (-)	f^+ (MPa)	f (MPa)
Refectorio	2300	2700	0,2	0	1
Mampostería iglesia	2300	3000	0,2	0	3/6/inf
Relleno Iglesia	2300	1000	0,2	0	0,5/1/2

Tabla 28- Caracterización de materiales para el análisis del monasterio de los Jerónimos de Lisboa(Lourenco, Krakowiak, Fernandes, & Ramos, 2007)

En el estudio de la catedral de Mallorca, Pere Roca (Roca P. , Cervera, Pelà, Clemente, & Chiumenti, 2013) utiliza los siguientes valores, distinguiendo entre los sillares utilizados en muros y contrafuertes de los utilizados en los pilares de la nave central

Structural element	γ (kg/m ³)	E (MPa)	ν (-)	f^+ (MPa)	f (MPa)	G^+ (J/m ²)	G^f (J/m ²)
Buttresses, vaults, ribs	2100	2000	0,2	0,1	2	100	40
Columns, flying arches	2400	8000	0,2	0,4	8	100	40
Central vault backing	2000	1000	0,2	0,05	1	100	40

Tabla 29 – Caracterización de materiales para el análisis de la Catedral de Mallorca.(Roca P. , Cervera, Pelà, Clemente, & Chiumenti, 2013)

Dentro de la misma línea de investigación, Pere Roca y otros analizaron en 2015 el Monasterio de Poblet (Saloustrós, Pelà, Roca, & Portal, 2015).

Structural element	γ (kg/m ³)	E (MPa)	ν (-)	f_c (MPa)	f_t (MPa)	G^f (J/m ²)	G^c (J/m ²)
External masonry leaves, vaults	2200	2400	0,2	6.00	0.3	150	40
Internal masonry core	1900	800	0,2	1.50	0.075	20	40
Soil infill of barrel vault, roof tiles	1800	25	0,2	0.5	0.025	20	40

Tabla 30 – Caracterización de materiales para el análisis del Monasterio de Poblet.(Saloustrós, Pelà, Roca, & Portal, 2015)

En el análisis del monasterio de Santa María de la Murta, Perello (Perelló Rosso, 2015) propone los siguientes valores.

	γ (kg/m ³)	E (MPa)	ν (-)	f_c (MPa)	f_t (MPa)	Gft(J/m ²)
Sillería	2300	1000	0,2	5	0.1	60
Ladrillo	1600	3500	0,2	3	0.08	60
Mampostería	2300	5000	0,2	2	0.05	60

Dada la indeterminación de los materiales estructurales y en especial de la sillería, para analizar la iglesia de San Juan del Hospital probaremos con diferentes valores en las características mecánicas más relevantes.

La resistencia a compresión, tomando los datos de la cantera de Godella podría tener un máximo de unos 9 MPa y examinando las resistencias obtenidas del puente de la Trinidad, un mínimo de 6 MPa.

En la resistencia a tracción el abanico se mueve entre la nula resistencia a tracción que propone Lourenço a los 0,3 MPa de Roca en Poblet.

En cuanto al módulo de elasticidad de la sillería, aquí encontramos más disparidad entre los diferentes autores. Probaremos en los diferentes modelos valores entre los 12000 MPa y los 3000MPa.

IV.2.1.2 La fábrica cerámica

Para modelizar la fabrica cerámica utilizaremos los valores obtenidos en el apartado de calibrado realizado con bóvedas cerámicas. En todo caso la relevancia de los elementos cerámicos dentro del comportamiento estructural global de la estructura es irrelevante.

IV.2.2 Los elementos estructurales

En el presente apartado vamos a describir los elementos estructurales que componen la iglesia de San Juan del Hospital y en el apartado siguiente veremos cómo estos se unen para determinar el sistema estructural del templo. Aprovecharemos el modelo de cálculo que se ha creado para mostrar como son estos elementos constructivos de manera que se cumpla un doble objetivo, mostrar el funcionamiento estructural del edificio y el modelo de cálculo que se ha creado para su análisis.

IV.2.2.1 La cimentación

Durante la realización las obras de restauración del patio sur se realizaron algunas catas que permitieron analizar la cimentación existente. García Valldecabres la describe de la siguiente forma:

“La cimentación del edificio está formada por un relleno de cascotes con baños de mortero ciclópeo de cal de donde arrancan los muros a partir de una hilada de ladrillo cocido, que actuaría a modo de capa de regularización. Esta se puede observar directamente en la cripta donde se encuentran los restos del circo romano, y en relación con lo visto se plantea la hipótesis de que las diferencias de cotas son prácticamente idénticas en toda la cimentación, tanto románica como gótica. La cimentación se encuentra a unos 2.15 metros de profundidad.”(García Valldecabres, Tesis doctoral, 2010, pág. 157).



Ilustración 288– Cata de la cimentación.
(Jordán Palomar, 2015)

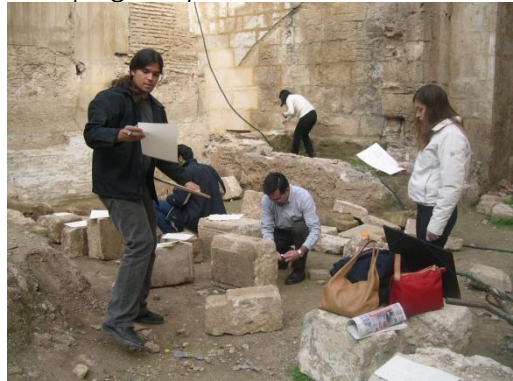


Ilustración 289 – Trabajos en el patio sur.
(Jordán Palomar, 2015).

IV.2.2.2 Arcos y contrafuertes: Los diafragmas.

Uno de los elementos más característicos de la iglesia es la sucesión de arcos fajones que dan ritmo a la iglesia. Estos arcos se cierran en la parte superior con unas enjutas y en los laterales con los contrafuertes que completan los diafragmas que dan rigidez transversal a la iglesia y que son objeto de estudio de este trabajo.



Ilustración 290– Modelo diafragma: Arco fajón.

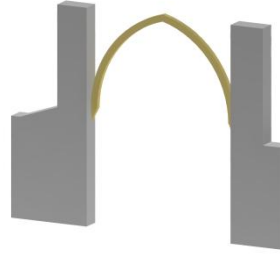


Ilustración 291 – Modelo diafragma: Contrafuertes.

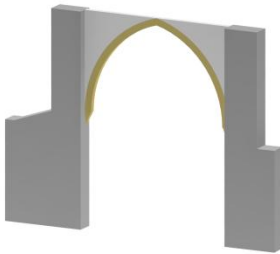


Ilustración 292– Modelo diafragma: Enjutas.

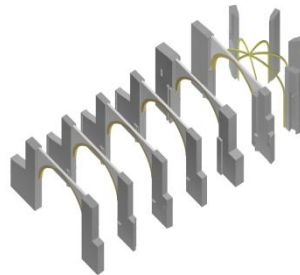


Ilustración 293 – Modelo diafragmas.

Los arcos están compuestos por sillería y apoyados sobre capiteles empotrados en los muros entre los arcos formeros. Para absorber el empuje horizontal de estos se disponen de contrafuertes formados por doble hoja exterior de sillería y una hoja interior de relleno.

IV.2.2.3 Las bóvedas de la nave central

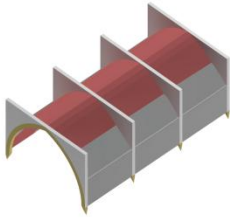


Ilustración 294– Bóveda central con relleno en el arranque.

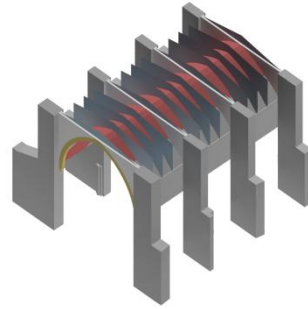


Ilustración 295 – Secciones por los arcos diafragma.

Las bóvedas de la nave central tienen distinta composición según el tramo.

Las bóvedas son de ladrillos en sus tramos segundo y tercero, los dos siguientes al arco del triunfo. El cuarto tramo, también es de ladrillo, aunque con clave de piedra. Estos tres primeros tramos se ven enlucidos en las siguientes imágenes tomadas tras la primera fase de las obras de 1968. Posteriormente, en una siguiente fase, se aplacaron piedra vista sobre la bóveda cerámica original como indica Gascó en la descripción de las obras de 1968:

“También se comienza la limpieza de la bóveda del ábside, seguida de la medio cañón, en sus tramos primero y segundo” (C2 y C3) “de tipo similar a los del resto de la iglesia. Lo que aparece en los primeros tramos es de ladrillo de canto enlucido, y al tratar de ver si alguna vez había sido ladrillo visto se comprobó que no. Se determinó enlucirlo nuevamente, tapando los lunetos abiertos en el S XVII y recubriéndolo todo con placas de piedra.”(Gasco Pascual, 1969, pág. 148).



Ilustración 296– Tres últimos tramos de la bóveda.(Ferrant Vázquez, 1967)

Ilustración 297 – Tramos iniciales de la bóveda.(Ferrant Vázquez, 1967).

Esto contradice la afirmación de Bravo Navarro en el pie de foto de la página 160 en la que dice:

“Dos aspectos de la plementería de piedra de las bóvedas de la nave de la iglesia después de ser demolida la de ladrillo. En mal estado” (Bravo Navarro, 2000, pág. 160).

Como hemos visto en la descripción de Gascó Pascual las bóvedas no fueron demolidas sino enlucidas y recubiertas con aplacado de piedra.

Además, la demolición de las bóvedas de ladrillos hubiera supuesto una obra de mayor calibre ya que se debería haber eliminado y posteriormente rehecho la cubierta y realizado una serie de cimbras para la realización de las nuevas bóvedas de piedra. Nada de esto consta en los presupuestos de las obras de rehabilitación consultados en el archivo de Alejandro Ferrant Vázquez de la Biblioteca Valenciana.

El quinto tramo de la bóveda es todo de piedra, siendo el único que se mantiene con la piedra original. La bóveda fue perforada para la realización de los lunetos barrocos. En la rehabilitación de 1969 se cegaron los lunetos con el mismo tipo de piedra.

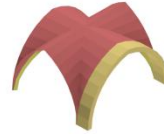
El último tramo como ya se ha indicado, es de nueva ejecución ya que nunca existió en él una bóveda sino un cerramiento ligero de madera.

IV.2.2.4 Bóvedas de crucería: las capillas norte.

En las capillas norte se disponen bóvedas de crucería entre contrafuertes. Los nervios son de piedra delimitando las bóvedas de fábrica cerámica enlucida con yeso.

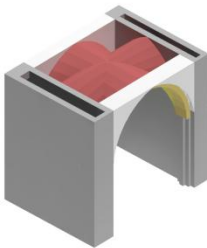


**Ilustración 298– Modelo capillas norte:
Nervios.**



**Ilustración 299 – Modelo capillas norte:
Bóveda.**

Sobre el arco formero se disponen las enjutas, también de sillería y en los laterales los contrafuertes compuestos por dos hojas exteriores de sillería y relleno de argamasa.



**Ilustración 300– Modelo capillas norte:
Muros laterales.**



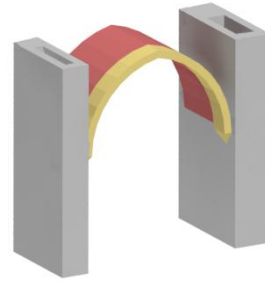
**Ilustración 301 – Modelo capillas norte:
Contrafuertes.**

IV.2.2.5 Bóvedas de cañón: las capillas sur.

Las capillas sur están compuestas por bóveda de cañón apuntada de sillería vista. Los arcos formeros terminan en capiteles empotrados en el muro o en semipilastras.

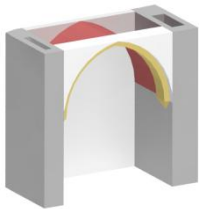


**Ilustración 302– Modelo capillas sur:
Bóveda.**

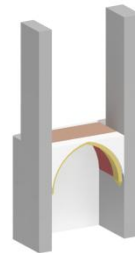


**Ilustración 303 – Modelo capillas sur:
Muros.**

El empuje horizontal de la bóveda de cañón se equilibra con los contrafuertes y las capillas contiguas.



**Ilustración 304– Modelo capillas sur: Arco
formero y enjutas.**



**Ilustración 305 – Modelo capillas sur:
Contrafuertes.**

IV.2.2.6 El ábside.

El ábside está compuesto por una bóveda nervada de traza octogonal con nervios de piedra y plementería cerámica vista.



Ilustración 306– Modelo ábside: Nervios.

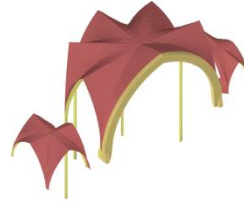


Ilustración 307 – Modelo ábside: Bóvedas.

Una vez más, el empuje horizontal se equilibra con los contrafuertes, esta vez radiales y las capillas laterales al ábside. El ábside se cierra con muro de sillería vista con interior de argamasa.

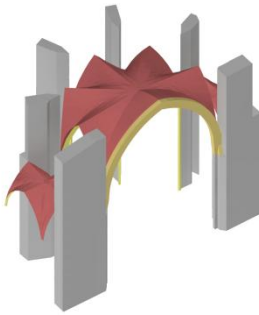


Ilustración 308– Modelo ábside: Contrafuertes.

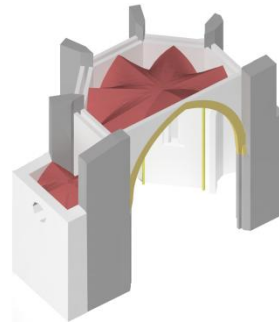
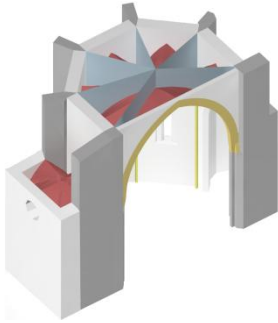


Ilustración 309 – Modelo ábside: Muros.



**Ilustración 310– Modelo ábside:
Tabiquillos.**



**Ilustración 311 – Modelo ábside:
Ventanales.**

No se dispone información del espacio dispuesto entre la bóveda gótica y la cubierta, por lo que se realiza la hipótesis de que existen unos tabiquillos apoyados en los nervios de piedra sobre los que se dispone la cubierta.

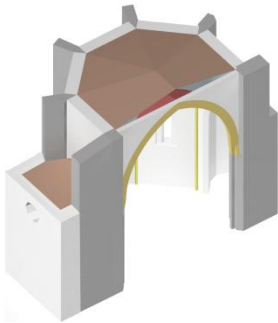
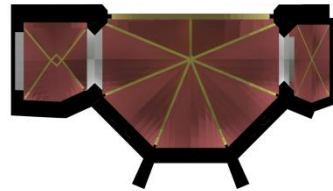
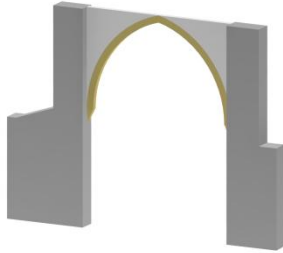


Ilustración 312– Modelo ábside: Cubierta.

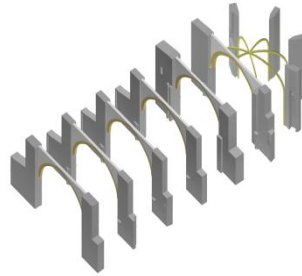


**Ilustración 313 – Modelo ábside: Planta
cenital.**

IV.2.2.7 Muros



**Ilustración 314– modelo del diafragma:
Arco, contrafuerte y enjutas.**



**Ilustración 315 – Secciones por los arcos
diafragma.**

García Valldecabres describe la composición de los muros (García Valldecabres, 2010, pág. 158):

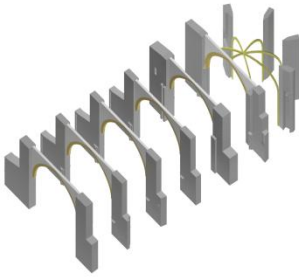
“Los muros poseen una vara de espesor y con huecos muy controlados. Son de piedra labrada dispuesta por hiladas en sus caras vistas, y de casquijo y argamasa en su interior, hecho que recuerda al “opus emplectum” romano solo que en este caso el revestimiento también contribuye en el trabajo resistente del muro. Los sillares poseen grandes dimensiones y de gran calidad en el corte o serruchado, como se aprecia en las juntas. Esto pone de relieve una cierta dicotomía entre los elementos empleados en el estilo gótico con los elementos románicos.”

Esta composición heterogénea del muro en tres capas de distintos materiales estructurales se ha reflejado en el modelo de cálculo. Para analizar la influencia del relleno en el modelo de cálculo se realizan en el punto IV.3.2.4 varios análisis variando la rigidez del relleno.

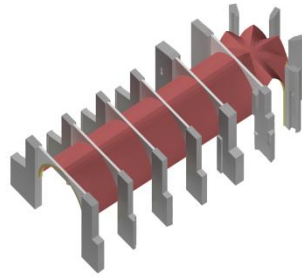
IV.2.3 El sistema estructural

La nave se compone de una sucesión de diafragmas compuestos por el arco de piedra y enjutas cerrados por los contrafuertes entre capillas.

Entre los diafragmas se dispone la bóveda central apuntada en la nave principal y octogonal en el ábside.

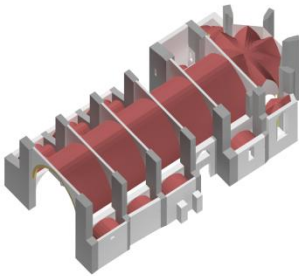


**Ilustración 316– Modelo completo:
Diafragmas.**

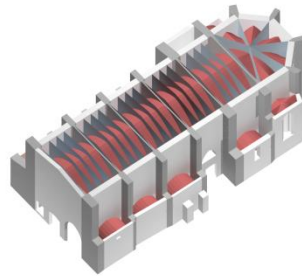


**Ilustración 317 – Modelo completo:
Bóveda central.**

Con la información obtenida por la termografía se decide disponer, entre la bóveda gótica y la cubierta, un relleno en su parte inferior y una serie de tabiquillos cerámicos para apoyo de la cubierta plana.

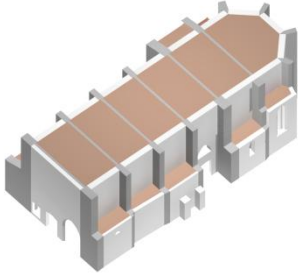


**Ilustración 318– Modelo completo:
Capillas laterales.**

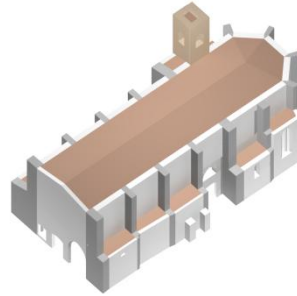


**Ilustración 319 – Modelo completo:
tabiquillos cubierta.**

La cubierta de la estructura original es plana y sobre ella se realiza en el SXVII la cubierta a dos aguas. En el modelo estructural esta se realiza con tabiquillos cerámicos sobre los diafragmas y los tabiquillos del trasdós de la bóveda principal.



**Ilustración 320- Modelo completo:
Cubierta plana.**



**Ilustración 321 - Modelo completo:
Cubierta dos aguas y campanario.**

El campanario, añadido en el S. XVIII sobre la capilla V2 sobre los muros de la capilla y se modeliza en la parte inferior de sillería y en la superior de fábrica cerámica.

IV.3 Análisis estructural de San Juan del Hospital

En este apartado trataremos de responder algunas de las preguntas a la investigación que nos planteábamos en el apartado 1.2 Preguntas a la investigación del presente trabajo.

Antes presentaremos unas consideraciones previas al análisis estructural en las que se define la geometría adoptada para el modelo estructural y se detallarán los modelos de cálculo que se han realizado.

Dada la incertidumbre de algunas de las características mecánicas de los materiales estructurales empleados, en concreto de la sillería y de los rellenos, empezaremos analizando, en un modelo parcial de la iglesia, la influencia de la variación de ciertos parámetros sobre la respuesta estructural.

Se realiza, después, un análisis global del templo con un análisis no lineal geométrico. En él se recogen los desplazamientos y tensiones que sufre el templo frente a cargas gravitatorias.

Por último se realizan tres cálculos parciales que tienen por objeto el de refrendar sendas hipótesis planteadas a lo largo de la investigación.

En primer lugar el análisis estructural de la nave central con una hipótesis de trasdós macizado con relleno en vez de con tabiquillos para valorar la influencia de esta variable que se pueda dar en otros templos.

Posteriormente se realiza un cálculo dinámico de la estructura original anterior a la ampliación de los contrafuertes con el objeto de comprobar si el efecto del sismo de 1396 pudo causar daño en la estructura y motivar la ampliación de la misma.

Por último se simulan asientos en los contrafuertes 5-6 y 6-7 alternativamente para ver si el añadido del último tramo de la nave central puede ser responsable de la grieta que aparece en la capilla sur del tramo 6.

IV.3.1 Consideraciones previas al análisis

IV.3.1.1 El modelo de las trazas

En el análisis dimensional realizado en el punto IV.1.1 del actual trabajo se examinan los desplomes y flechas de los elementos estructurales de la Iglesia de San Juan del Hospital con ayuda del levantamiento mediante escaneado láser que se detalla en el apartado II.3.1 del presente trabajo.

En este análisis se determina que los desplomes de la estructura son de escasa magnitud y que no se puede descartar que estos sean producto de pequeñas desviaciones en la ejecución de la estructura o de algún suceso puntual ocurrido en la vida útil de la estructura. Por otra parte las flechas de los tramos de la bóveda central son despreciables y las distintas cotas de las claves de los arcos fajones pueden deberse a la distinta rigidez del terreno sobre el que se apoyan.

Por otra parte se han superpuesto las secciones transversales por cada uno de los arcos fajones y por cada uno de los tramos de la nave obtenidas de la nube de puntos con las levantadas por García Valldecabres en su tesis doctoral (García Valldecabres, 2010). En este trabajo de comparación, se determina que el levantamiento de planos realizado por García Valldecabres se ajusta a la nube de puntos con pequeñas diferencias de escasos centímetros en la globalidad del edificio.

Estas pequeñas variaciones no afectaran el comportamiento estructural de conjunto y por ello, y en aras de simplificar el modelo, se opta por realizar el modelo estructural tomando las detalladas medidas definidas por García Valldecabres en su tesis doctoral.

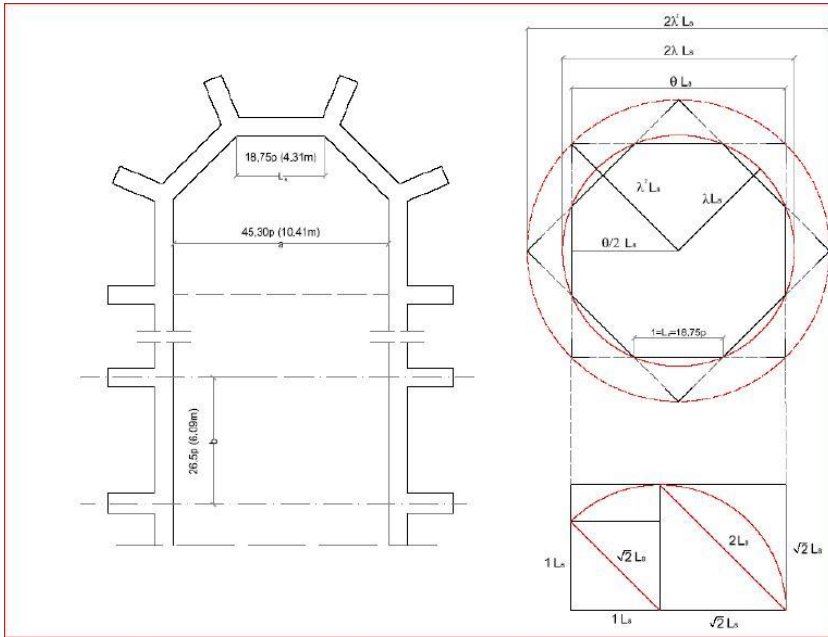


Ilustración 322– Datos de partida y la aplicación de las propiedades del octograma según García Valdecabres(García Valdecabres, 2010).

Para definir las medidas, se refieren estas al sistema de medición existente en el momento de la construcción del templo, en este caso las medidas están en palmos estableciendo García Valdecabres una equivalencia de 23 cm. por cada palmo. (García Valdecabres, 2010, pág. 203).

A partir de un exhaustivo análisis geométrico se define la planta de trazas y las medidas de anchos y espesores con las que se realiza el levantamiento de planos en la tesis de García Valdecabres y el modelo estructural en el presente trabajo de investigación.

A continuación se definen los valores de las principales magnitudes de referencia según García Valdecabres. Las medidas se indican en palmos y su equivalencia en el sistema métrico decimal.

Palmos (p)	Metros (m)	Denominación	Comentario
18.75	4.31	L ₈	Lado del octógono interior.
20.28	4.66	D ₅	Lado del octógono circunscrito a la circunferencia de 49p de diámetro.
26.50	6.09	b	El diámetro mitad de la circunferencia igual a 53p, distancia entre arcos fajones.
28.71	6.60	D ₄	Diámetro de la circunferencia que circunscribe al cuadrado que coincide con el lado del octógono inscrito en la circunferencia de diámetro 53p y que define la posición interior de los muros de la capilla de Santa Bárbara.
37,5p	8.63	d	Distancia entre el centro del ábside el primer arco fajón que expresado en unidades relacionales es igual a 2; es decir 2x18,75=37,5p
45.30	10.42	a	Ancho interior de la nave.
49	11.27	D ₀	El diámetro de la circunferencia que circunscribe al octógono interior.
53	12.19	D ₂	Ancho exterior de la nave.
64	14.72	D ₃	Diámetro de la circunferencia que circunscribe los cuadrados girados 45° que definen el interior de la nave.
75	17.25	D ₁	Diámetro de la circunferencia que define la longitud de los contrafuertes y el ancho exterior de las capillas laterales del lado de la epístola.
90,5	20.82	D ₆	Diámetro de la circunferencia que define el contorno exterior de la capilla laterales del Evangelio (lado norte) igual $\sqrt{2} 64p$.

Ilustración 323– Dimensiones relativas entre distintas partes de la iglesia(García Valdecabres, 2010, pág. 362).

A partir de estas medidas se realiza el esquema de trazas de la Iglesia:

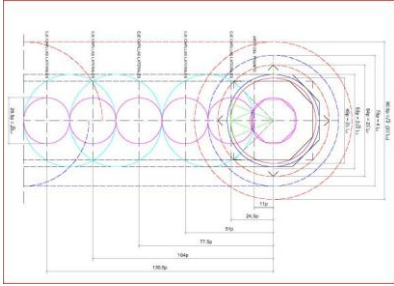


Ilustración 324– Esquema de las trazas.(García Valdecabres, 2010)

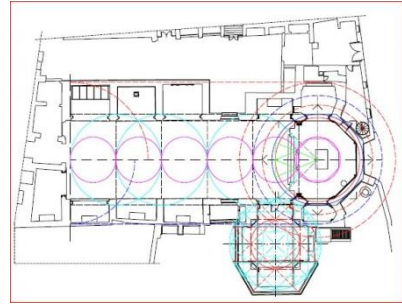


Ilustración 325 – Trazado regulador de la iglesia.(García Valdecabres, 2010)

A continuación García Valdecabres se analizan igualmente las trazas que definen las elevaciones y las leyes de formación de los arcos y bóvedas a partir de su geometría.

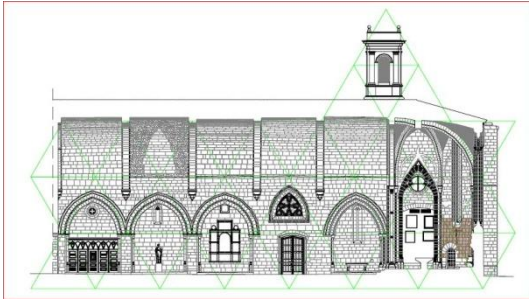


Ilustración 326– Trazas longitudinales.(García Valdecabres, 2010)

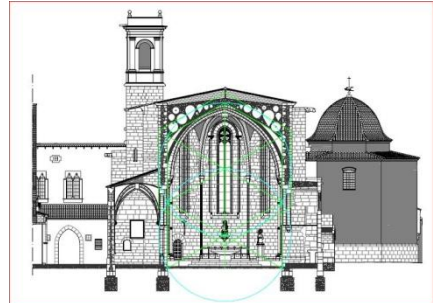


Ilustración 327 – Trazas transversales.(García Valdecabres, 2010)

A partir de estas se definen las monteas del arco de triunfo, arcos fajones y formeros que se utilizan para realizar el modelo de cálculo.

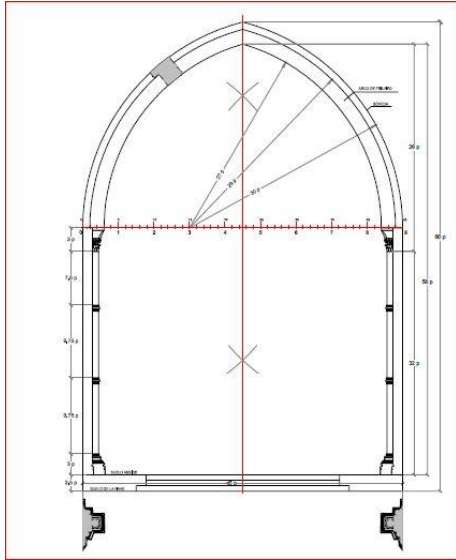


Ilustración 328– Arco del triunfo
 .(García Valdecabres, 2010)

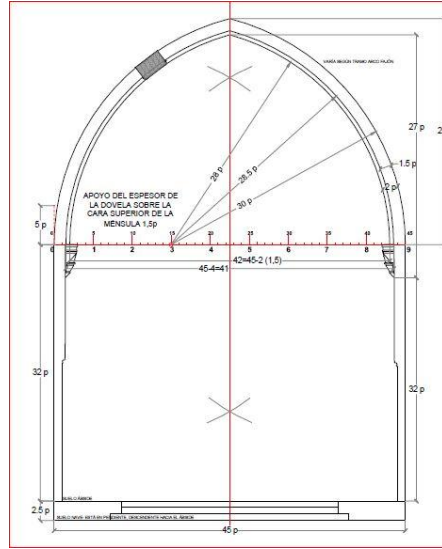


Ilustración 329 – Arco fajón
 .(García Valdecabres, 2010)

IV.3.1.2 Los modelos de cálculo

El análisis estructural se realiza con el programa Angle desarrollado por el profesor Adolfo Alonso Durá en el Departamento de Mecánica de los Medios Continuos y Teoría de las Estructuras de la Universidad Politécnica de Valencia que ya se ha descrito en el apartado III.1.4 de este trabajo.

En el modulo de Cad del programa se definen los distintos modelos de cálculo con elementos finitos planos para la construcción de bóvedas y tabiquillos. Para la realización de los muros, arcos, nervios y rellenos se utilizan hexaedros y cuñas.

Para realizar el análisis estructural se definen dos tipos de modelos, uno de la iglesia completa, que llamaremos modelo completo y otro en el que solo se modelizan los tramos 5 y 6 de la iglesia que llamaremos modelo parcial, este modelo parcial tiene dos variantes, uno en el que se modeliza el espacio bajocubierta del trasdós de la bóveda con tabiquillos y otro en el que este espacio se maciza con relleno. El primer modelo lo llamaremos modelo parcial tabiquillos y al segundo modelo parcial macizo.

IV3.1.2.1 Modelo completo.

El modelo completo de la iglesia se realiza, como se ha explicado en el apartado IV.3.1.1 conforme al modelo de trazas propuesto en su tesis doctoral por (García Valldecabres, 2010).

Se ha decidido restringir el modelo a la fábrica gótica de sillería, por ellos se prescinde de la capilla nueva de Santa Bárbara y se modeliza la capilla previa a esta con los contrafuertes de sillería que si que están actualmente. Tampoco se modelizan las estructuras existentes a los pies del templo, prescindiendo de las capillas del tramo 7 que si bien son góticas fueron restauradas en su totalidad en la rehabilitación del 1967. En aquella intervención se desmontaron por completo las bóvedas, reconstruyéndolas posteriormente. La rigidez que estas puedan aportar el modelo no afectará al comportamiento del mismo.

Si que se modeliza el campanario, a pesar de ser una actuación posterior, dado que la influencia de su masa en los modelos dinámicos no puede ser despreciada de ninguna manera.

La configuración del modelo se puede observar en las imágenes de los puntos IV.2.2 y IV.2.3 de la presente tesis doctoral.

El modelo está compuesto por 76202 nodos, 13809 láminas y 55238 sólidos, de los que 42836 son hexaedros, 9376 son tetraedros y 3026 son prismas-tri. Se han definido 1302 apoyos.

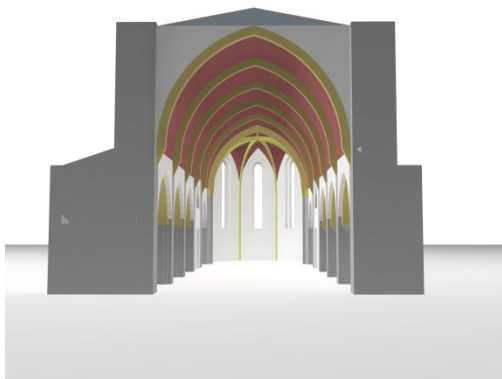


Ilustración 330– Modelo completo desde los pies del templo.

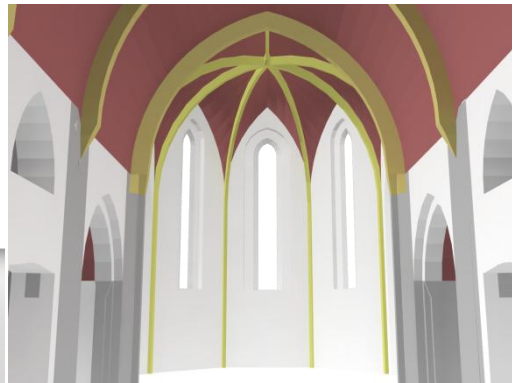


Ilustración 331 – Vista del ábside del modelo completo.

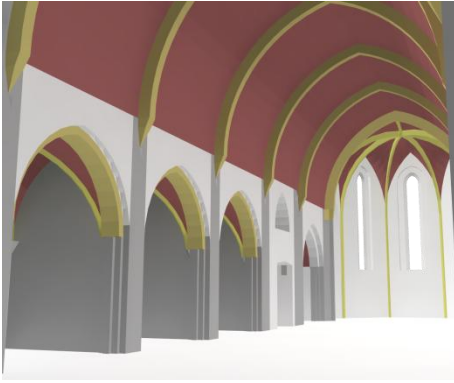


Ilustración 332- Vista de las capillas norte del modelo completo.

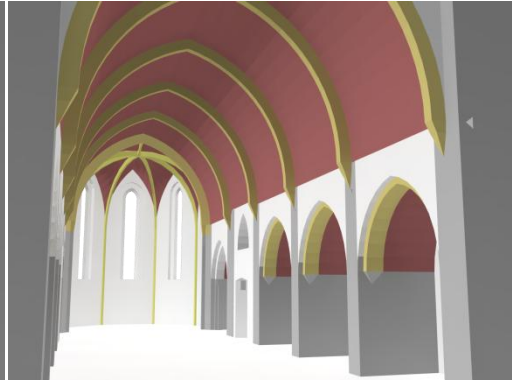


Ilustración 333 – Vista de las capillas sur del modelo completo

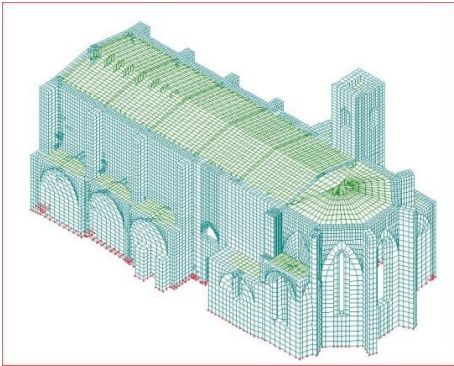


Ilustración 334- Modelo completo en ANGLE.

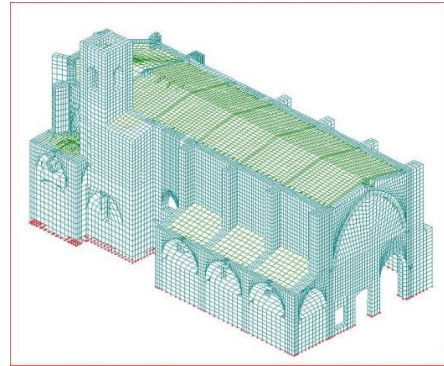


Ilustración 335 – Modelo completo en ANGLE

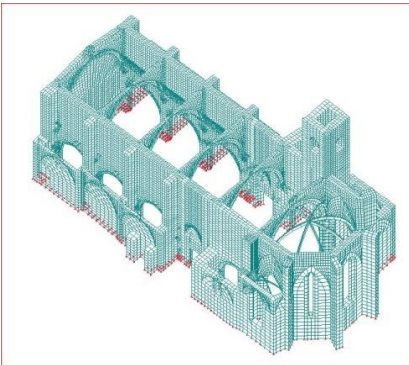


Ilustración 336- Sólidos del modelo completo en ANGLE.

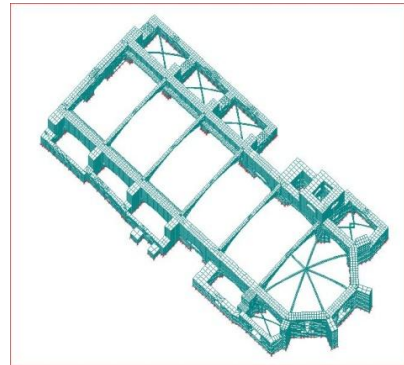


Ilustración 337 – Sólidos del modelo completo en ANGLE

Se modelizan con sólidos todos los elementos de sillería como son los muros y los rellenos de los mismos y los nervios de las bóvedas. La parte superior del campanario, de fábrica cerámica, también se modeliza con sólidos.

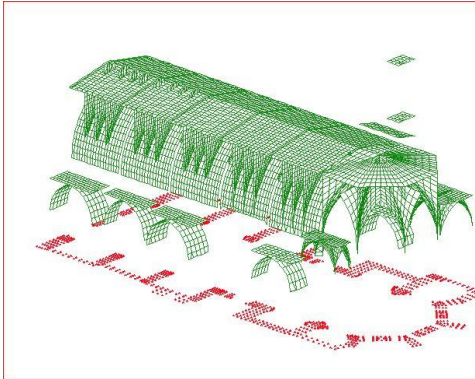


Ilustración 338– Láminas del modelo completo en ANGLE.

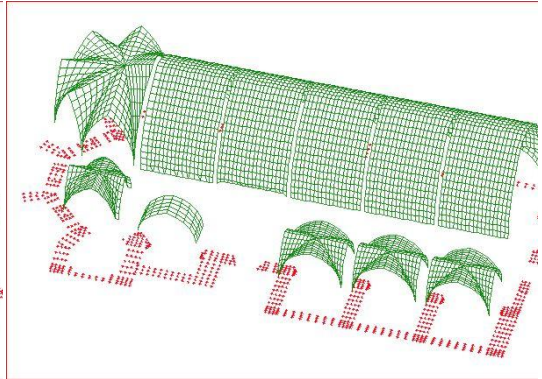


Ilustración 339 – Láminas del modelo completo en ANGLE

Con láminas se modelizan todas las bóvedas, siendo las de la nave central y las de las capillas sur de piedra y las del ábside y las capillas norte cerámicas.

A continuación se muestra la deformada de los principales modos de vibración de la estructura completa. En la parte superior de cada imagen se indica frecuencia, periodo y masas movilizadas en el modo mostrado.

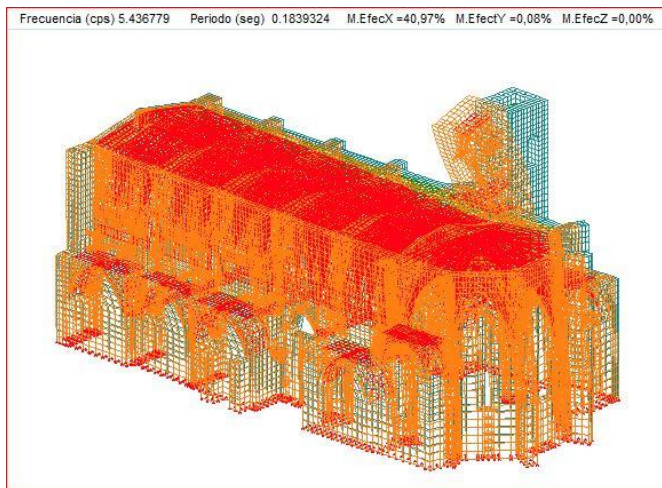


Ilustración 340– Deformada modo 1 modelo completo.

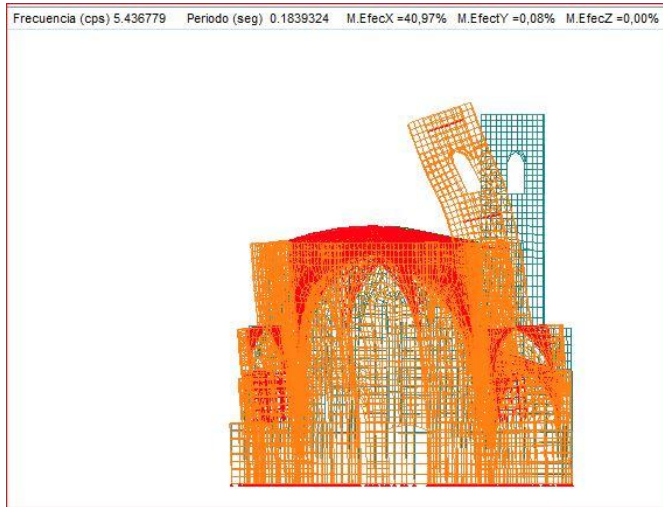


Ilustración 341– Deformada modo 1 modelo completo.

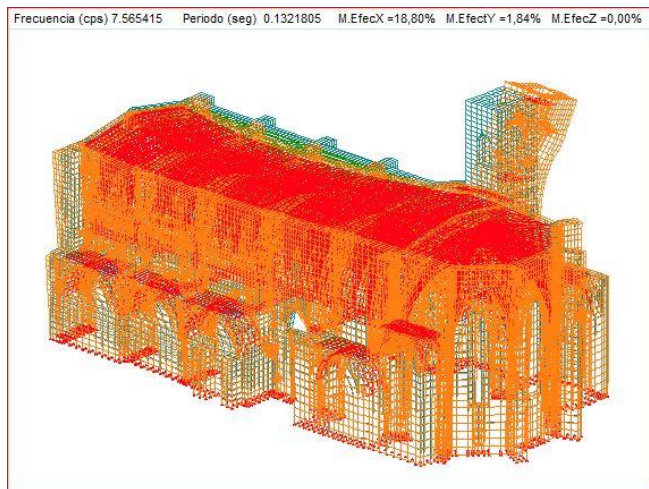


Ilustración 342– Deformada modo 3 modelo completo.

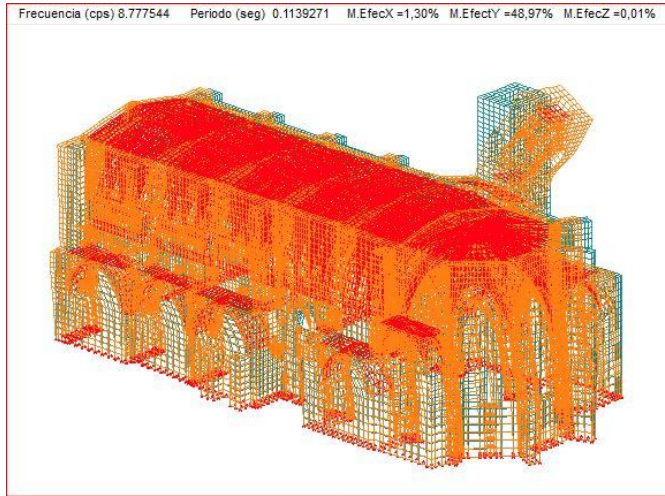


Ilustración 343– Deformada modo 4 modelo completo.

IV.3.1.2.2 Modelo parcial tabiquillos.

Para analizar la influencia de las distintas características mecánicas de los materiales estructurales y poder realizar numerosos cálculos con menos coste computacional se prepara un modelo que comprende los dos últimos tramos de la nave central, comprendidos entre el arco 6-7 y 4-5. De esta manera se puede analizar el entorno del arco y diafragma 5-6 con unas condiciones de contorno suficientes.

El modelo está compuesto por 2714 nodos, 5170 láminas y 22235 sólidos, de los que 17399 son hexaedros, 3924 son tetraedros y 912 son prismas-tri. Se han definido 473 apoyos.

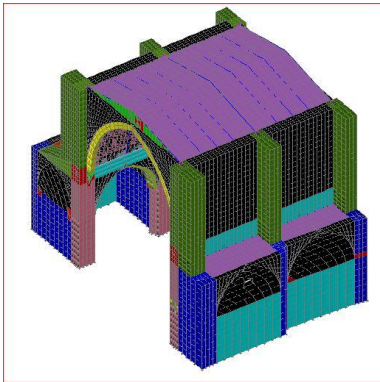


Ilustración 344– Modelo Parcial en CAD.

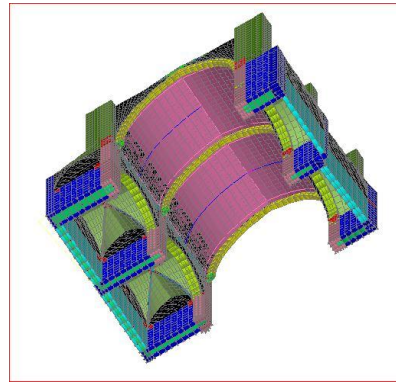


Ilustración 345 – Modelo Parcial. Vista cenital.

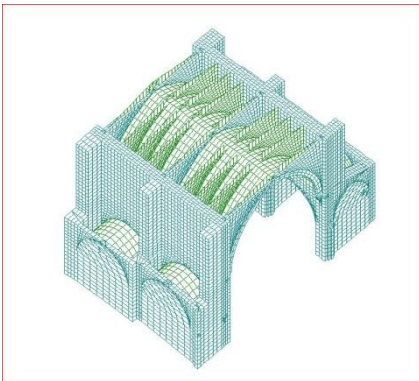


Ilustración 346– Modelo Parcial en ANGLE.

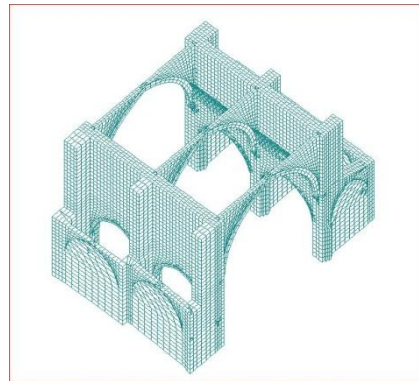


Ilustración 347 – Modelo Parcial en ANGLE

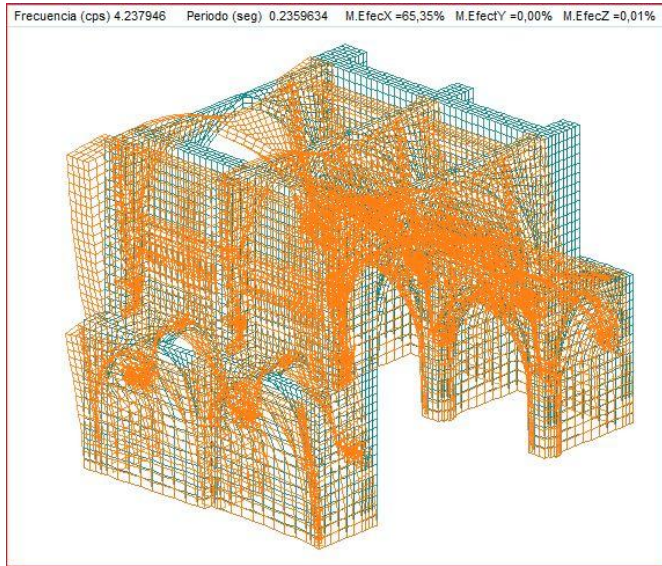


Ilustración 348– Deformada modo 1 modelo tabiquillos.

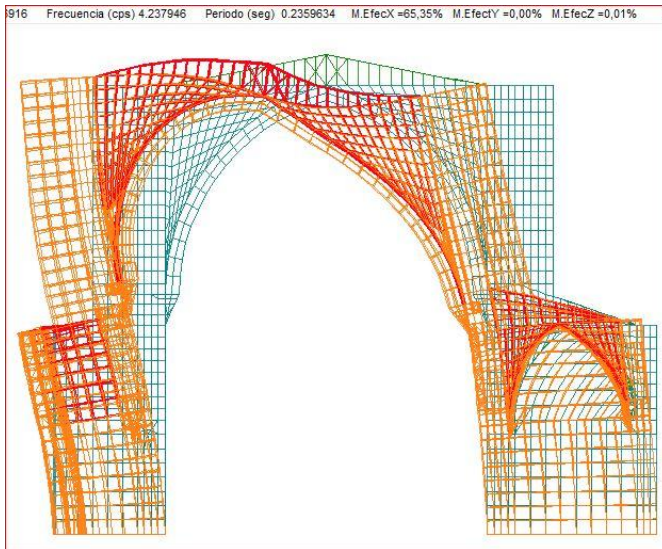


Ilustración 349– Deformada modo 1 modelo tabiquillos.

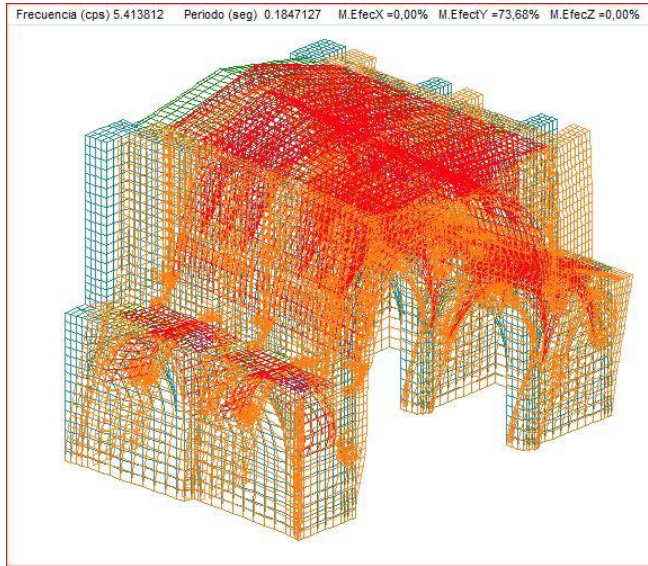


Ilustración 350– Deformada modo 2 modelo tabiquillos.

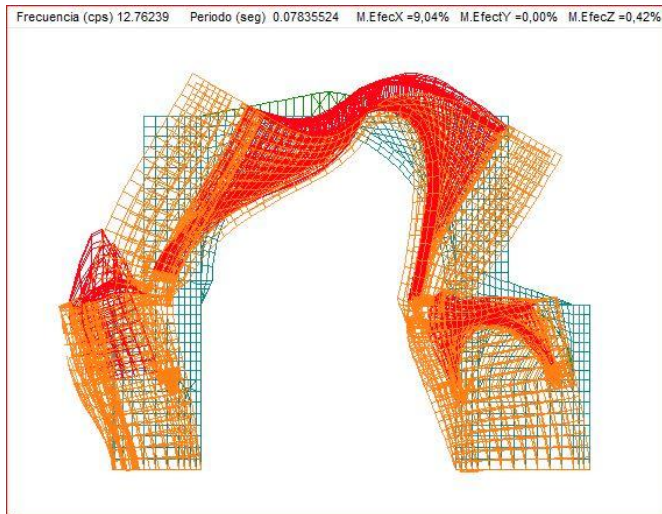


Ilustración 351– Deformada modo 7 modelo tabiquillos.

IV3.1.2.3 Modelo parcial macizo.

En el apartado IV.3.4 se analiza el efecto de un trasdós relleno completamente en vez de aligerado con tabiquillos como el modelo Tab. Para ello, se realiza el modelo parcial macizo, que se describe a continuación.

El modelo es una variación del modelo Tab ampliando con el material de relleno hasta la cota de la cubierta plana.

Está compuesto por 35034 nodos, 3910 láminas y 31234 sólidos, de los que 24239 son hexaedros, 6084 son tetraedros y 912 son prismas-tri. Se han definido 473 apoyos.

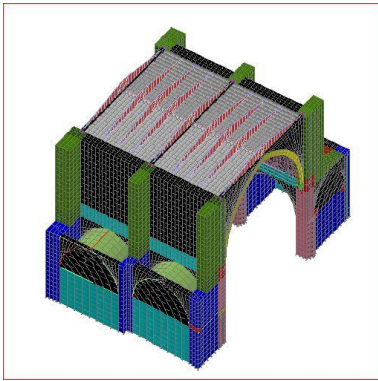


Ilustración 352– Modelo macizo en CAD.

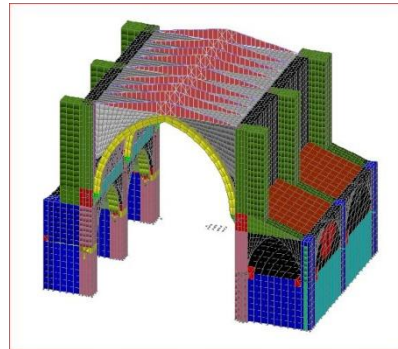


Ilustración 353 – Modelo macizo en CAD

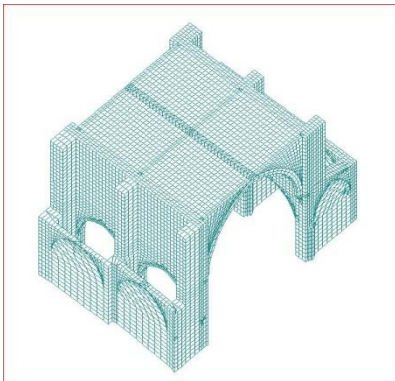


Ilustración 354– Modelo Parcial macizo en ANGLE.

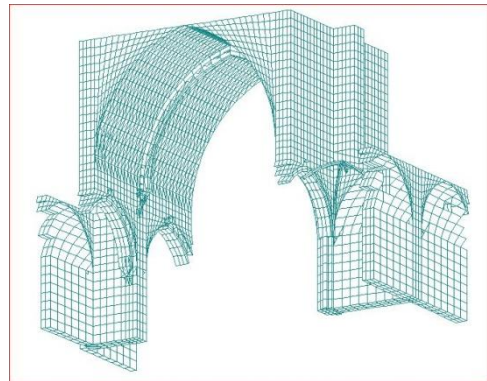


Ilustración 355 – Modelo Parcial macizo en ANGLE

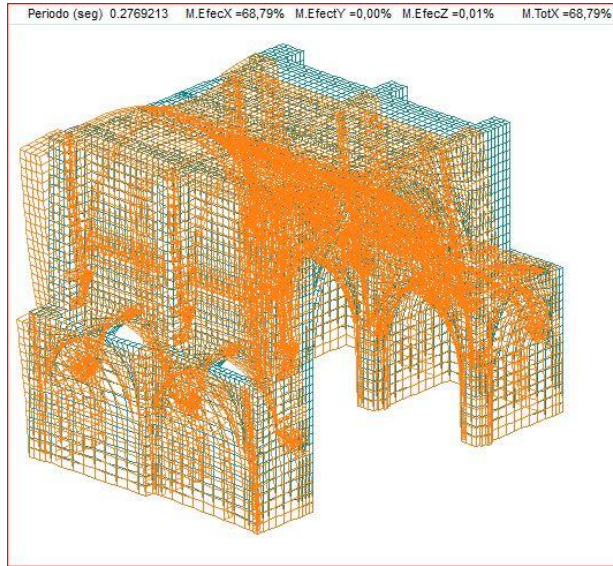


Ilustración 356– Deformada modo 1 modelo macizo.

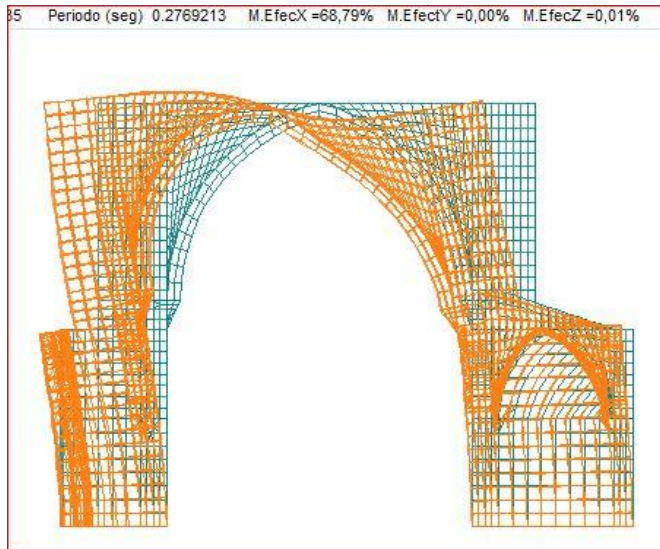


Ilustración 357– Deformada modo 1 modelo macizo.

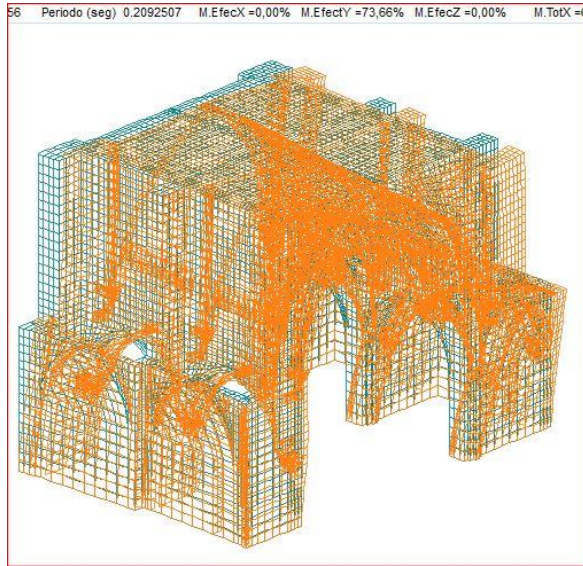


Ilustración 358– Deformada modo 2 modelo macizo.

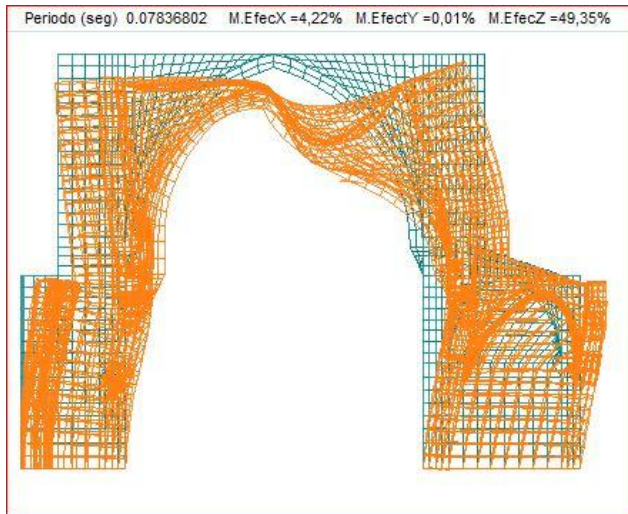


Ilustración 359– Deformada modo 8 modelo macizo.

IV3.1.2.4 Asignación de materiales.

En el modelo de CAD se asigna espesor y material a los elementos finitos planos, mientras que a los sólidos solo se les asigna material. Se han determinado cuatro materiales distintos para el análisis del templo.

La sillería, la fábrica cerámica, el relleno de bóvedas y el relleno de muros.

Como se ha visto en el punto IV.2.1 *Los materiales constructivos* del presente trabajo, existe una gran indeterminación a la hora de fijar las características mecánicas que definen a un material existiendo, como se ha visto, una gran disparidad en literatura científica al respecto. Y aunque pudiera darse un valor la heterogeneidad de las fábricas plantea la duda de que un solo valor pueda representar la totalidad de una fábrica realizada hace siglos y con multitud de añadidos y modificaciones.

Por ellos en el presente trabajo, se realiza un estudio de la respuesta del edificio variando las características mecánicas de los materiales y a partir de la envolvente de los resultados poder determinar el comportamiento del mismo.

Ante de cada uno de los modelos se indicaran los valores que se han asignado en cada uno de ellos.

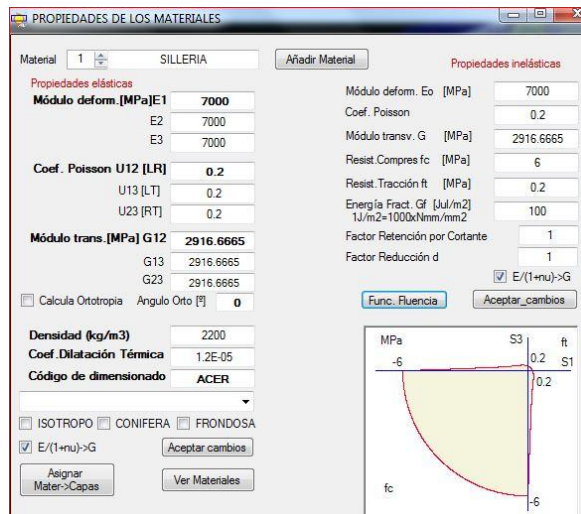


Ilustración 360– Ventana de definición de materiales del modelo en ANGLE.

IV.3.1.3 Sismo de cálculo utilizado.

La estructura en análisis es un edificio con 750 años de historia y vocación de una larga vida útil. Por ello se han realizado los análisis con un sismo máximo que sería el que tiene un periodo de retorno de 975 años como se ha descrito en II.4.7.1.

Para realizar el análisis pushover, descrito en el apartado II.4.7.2, se ha restringido el análisis a los esfuerzos transversales en los modelos parciales. El espectro es el correspondiente a la ciudad de Valencia, con una aceleración básica de 0,06g. Una clase de suelo tipo III según NCSE-02 y un edificio sin ductilidad.

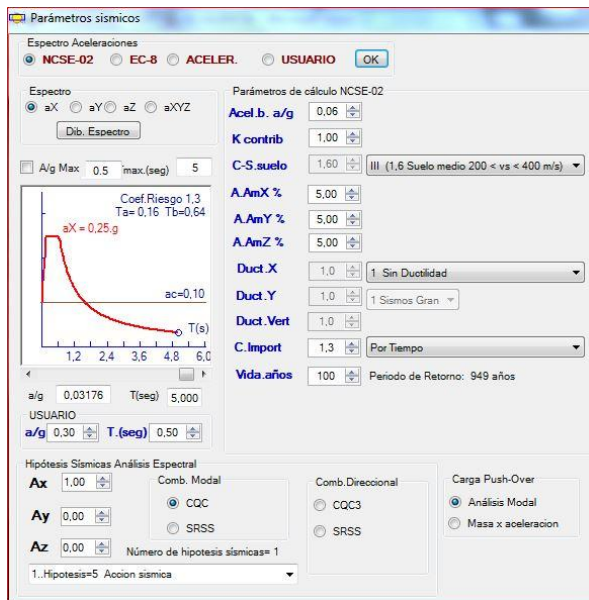


Ilustración 361 – Ventana de definición de los parámetros de sismo en ANGLE.

IV.3.1.4 Interpretación de los datos obtenidos.

Para el análisis estructural se han realizado numerosos modelos de cálculo. Para mostrar los datos obtenidos de cada uno se establece una plantilla tipo para poder comparar los datos de unos y otros modelos. Posteriormente se incluyen dos imágenes de los resultados de cada modelo con el objeto de mostrar el comportamiento general del modelo y los valores de esfuerzos, deformaciones y daño más representativos.

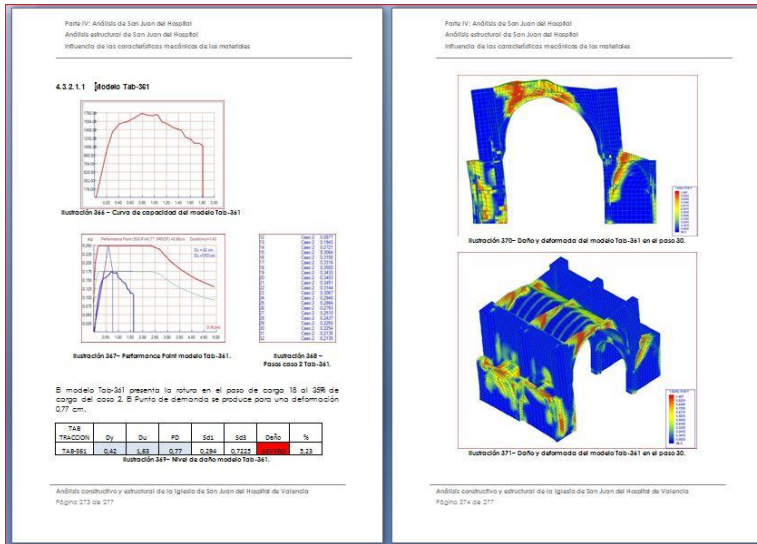


Ilustración 362 – Presentación de los modelos analizados.

En primer lugar se presenta para cada modelo el diagrama que relación a la carga aplicada, indicada en la columna por el cortante basal, con la deformación horizontal sufrida por el punto de control. Este punto será el más alto del diafragma intermedio, el5-6.

Posteriormente se presentan los espectros de capacidad y demanda obtenidos para cada modelo. Se determina el punto de desempeño (Performance point) y además se identifican los umbrales de daño Sd2 (Dy) y Sd4 (Du).

A la derecha aparece una captura de la carga aplicada en cada caso. Este dato es importante porque en él se puede apreciar en qué momento de aplicación de la carga la estructura llega a su punto de máxima capacidad, descendiendo desde ese punto el porcentaje de carga aplicada. En la primera columna se indica el paso de carga, en la segunda el caso y en la tercera el porcentaje de carga, que oscila entre 0 para carga nula y 1 para la aplicación total de la carga prevista.

En los modelos desarrollados los diez primeros pasos corresponden al caso 1 en el que se aplican las cargas gravitatorias. En el caso 2 se aplican las fuerzas horizontales según un patrón de distribución modal. Para cada modelo se han determinado 15 modos de vibración.

Por último se obtiene el estado de daño en función de la localización del punto de desempeño.

RELL-M RIGIDEZ	Dy	Du	PD	Sd1	Sd3	Daño	%
RELL-M-122	0,36	1,47	0,44	0,252	0,6375	MODERADO	28,83

Ilustración 363 – Obtención del estado de daño y su porcentaje.

En esta tabla se recoge en primer lugar el tipo de modelo y la magnitud analizada, y debajo el nombre del modelo concreto. A continuación, en azul, se detallan los valores obtenidos en la gráfica capacidad-demanda. Se calculan los umbrales Sd1 y Sd3 según la formulación propuesta en Risk UE (Ilustración 161). Con todo ello se sitúa el punto de desempeño en uno de los cinco estados de daño determinados por Risk UE (Tabla 1) que son, nulo, leve, moderado, severo y colapso. Dentro de cada categoría se establece una gradación de 0 a 100 pudiendo determinarse dentro de un estado de daño determinado, si se aproxima más al estado inferior o al superior. Este dato se apunta en el porcentaje de la última columna. Así en el ejemplo de la ilustración anterior el estado de daño es moderado y dentro de él la estructura está al 28%, lo que indica que se encuentra más cerca de un daño leve que de un daño severo. Este dato nos permite comparar los distintos modelos para poder evaluar la incidencia de las distintas variables en el comportamiento estructural.

Para poder comparar entre sí unos modelos con otros que se encuentran en diferentes estados de daño se han asignado unos índices de vulnerabilidad que se obtienen multiplicando por 100 el subíndice del umbral de daño y sumándole el porcentaje de daño dentro de su estado.

Estado de daño	Umbral inicial	Índice de vulnerabilidad inicial
Nulo	Origen	0
Leve	Sd1	100
Moderado	Sd2 (Dy)	200
Severo	Sd3	300
Colapso	Sd4	400

Tabla 31 – Índice de vulnerabilidad

Con este sistema podemos comparar el índice de vulnerabilidad obtenido en los diferentes modelos y analizar la influencia de cada variable. Esto se

hará en graficas comparativas que se encuentran al final de cada subapartado.

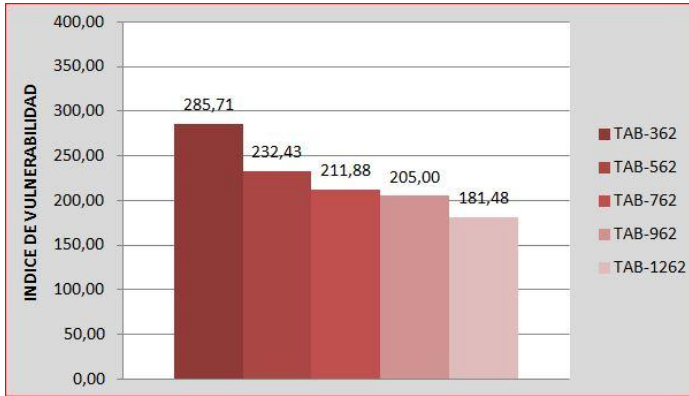


Ilustración 364 – Ejemplo comparativo de índices de vulnerabilidad.

La nomenclatura de cada modelo reúne dos partes, la primera, indica el tipo de cálculo realizado o la variable que se está analizando.

Prefijo del modelo	Significado
Tab	Modelo parcial de tabiquillos.
Rell-M	Se analiza el efecto del relleno de los muros.
Rell-B	Se analiza el efecto del relleno del trasdós de la bóveda.
Ent	Modelo global
Orig	Modelo anterior al recrecido de los contrafuertes.
Desc.	Modelo para analizar el origen de las grietas en la capilla P6.

Tabla 32 – Significado de los prefijos de los modelos de cálculo.

Posteriormente hay un número de tres o cuatro dígitos. El primero hace referencia a la rigidez, el penúltimo a la resistencia a compresión y el último a la resistencia a tracción del material analizado.

Por ejemplo, el modelo Tab-362, es un modelo parcial con tabiquillos ensayado con un modulo de rigidez de 3000MPa, 6 MPa de resistencia a compresión y 0,2 MPa de resistencia a tracción.

IV.3.2 Influencia de las características mecánicas de los materiales

Siguiendo la metodología utilizada en el apartado 3 de esta tesis en el proceso de calibrado del programa, a continuación se analiza como varía la respuesta de la estructura al modificar las características mecánicas de los materiales estructurales que la componen, en especial de la sillería, que es el principal material de este tipo de construcciones y en concreto de San Juan del Hospital.

Para ello se modelizan los dos primeros vanos de la iglesia, los llamados 5 y 6 en la nomenclatura adoptada en este trabajo. De esta manera podemos analizar los movimientos y comportamiento del arco central del modelo, el arco 5-6 con unas condiciones de contorno adecuadas.

Emperezaremos comparando tres magnitudes de la sillería, la resistencia a tracción, la resistencia a compresión el modulo de deformación. Para ello calculamos varios modelos en los que solo se varía el parámetro a analizar.

A continuación analizaremos la influencia de la variación de la rigidez de los rellenos de los muros y las bóvedas.

Dada la incertidumbre de los valores reales de los materiales empleados, esta batería de cálculos también nos va a dar una envolvente de valores que nos permitirán clasificar el comportamiento del templo ante los esfuerzos horizontales.

IV.3.2.1 Análisis de la influencia de la resistencia a tracción de la sillería.

Para analizar la resistencia a tracción de la sillería vamos a fijar las características del resto de materiales estructurales y solo se modificará la sillería en los distintos modelos.

Los valores para los rellenos de los muros y el trasdós de las bóvedas y de las fábricas cerámicas serán los siguientes.

Relleno muros				Relleno bóveda				Ladrillo			
E MPa	f- MPa	f+ MPa	Gf Jul/m2	E MPa	f- MPa	f+ MPa	Gf Jul/m2	E MPa	f- MPa	f+ MPa	Gf Jul/m2
3000	1,5	0,15	60	3000	1,5	0,15	60	3000	2	0,15	60

Tabla 33 – Características de rellenos y cerámica

En los distintos modelos variaremos exclusivamente la resistencia a tracción para analizar su influencia en el comportamiento de la estructura.

	SILLERIA			
	E MPa	f- MPa	f+ MPa	Gf Jul/m2
TAB-361	3000	6	0,1	100
TAB-362	3000	6	0,2	100
TAB-363	3000	6	0,3	100

Tabla 34 – Características de la sillería

IV3.2.1.1 Modelo Tab-361

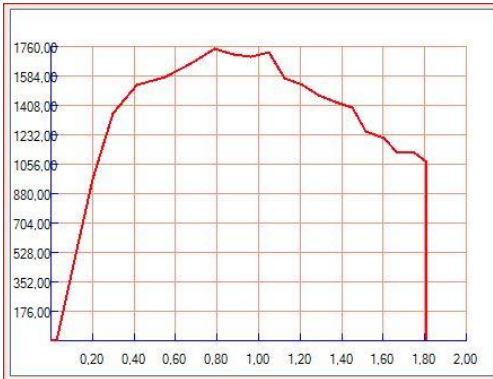


Ilustración 365 – Curva de capacidad del modelo Tab-361

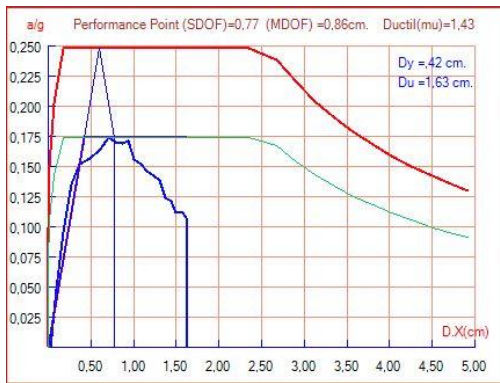


Ilustración 366– Performance Point modelo Tab-361.

12	Caso:2	0,0977
13	Caso:2	0,1943
14	Caso:2	0,2721
15	Caso:2	0,3064
16	Caso:2	0,3150
17	Caso:2	0,3316
18	Caso:2	0,3500
19	Caso:2	0,3433
20	Caso:2	0,3403
21	Caso:2	0,3451
22	Caso:2	0,3144
23	Caso:2	0,3067
24	Caso:2	0,2940
25	Caso:2	0,2864
26	Caso:2	0,2793
27	Caso:2	0,2510
28	Caso:2	0,2437
29	Caso:2	0,2250
30	Caso:2	0,2254
31	Caso:2	0,2135
32	Caso:2	0,2135

Ilustración 367 – Pasos caso 2 Tab-361.

El modelo Tab-361 presenta la rotura en el paso de carga 18 al 35% de carga del caso 2. El Punto de demanda se produce para una deformación 0,77 cm.

TAB TRACCION	Dy	Du	PD	Sd1	Sd3	Daño	%
TAB-361	0,42	1,63	0,77	0,294	0,7225	SEVERO	5,23

Ilustración 368– Nivel de daño modelo Tab-361.

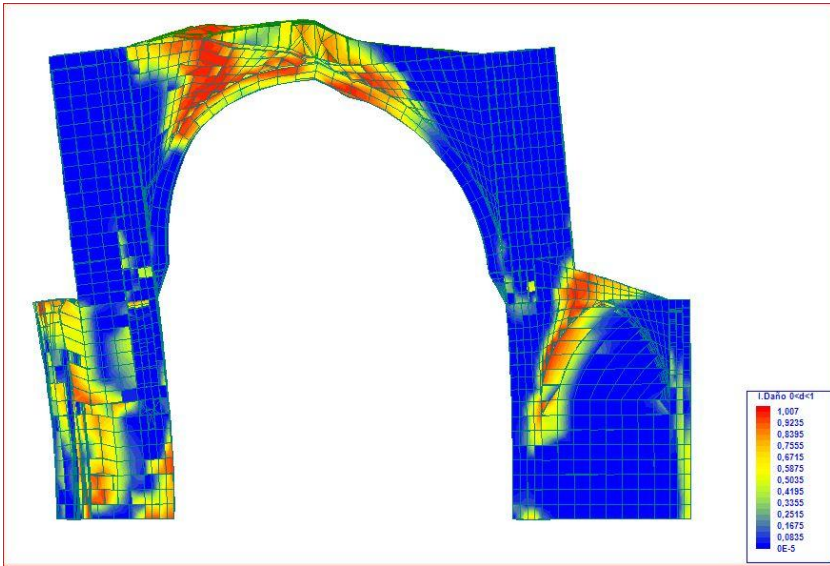


Ilustración 369– Daño y deformada del modelo Tab-361 en el paso 30.

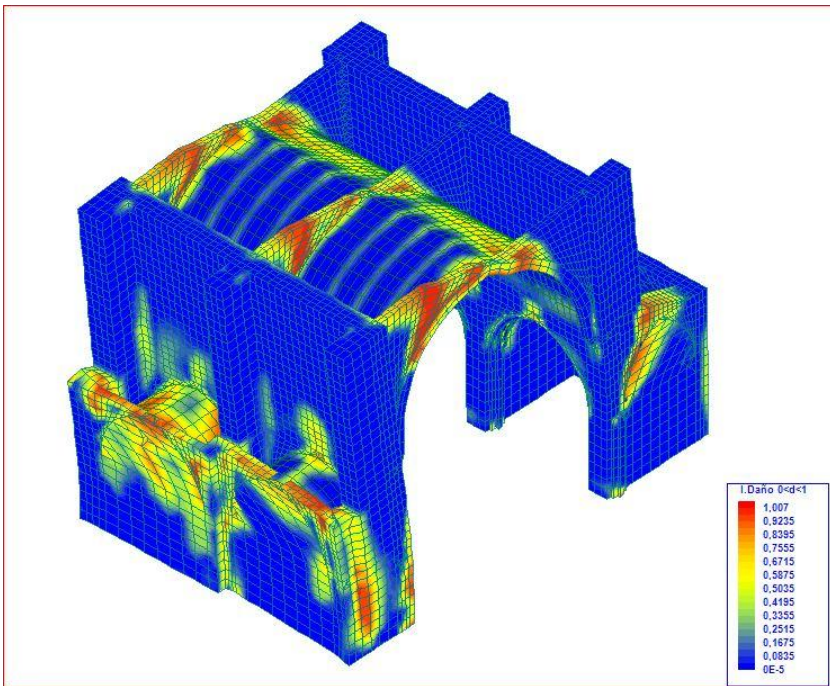


Ilustración 370– Daño y deformada del modelo Tab-361 en el paso 30.

IV3.2.1.2 Modelo Tab-362



Ilustración 371 – Curva de capacidad del modelo Tab-362

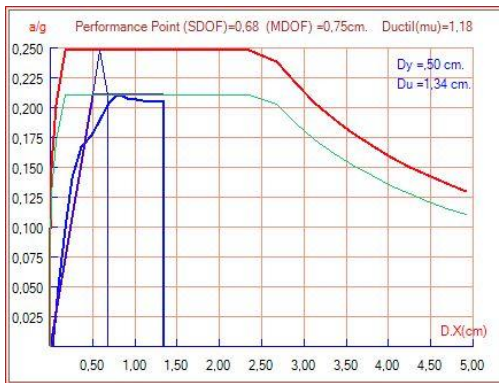


Ilustración 372– Performance Point modelo Tab-362.

12	Caso:2	0,0997
13	Caso:2	0,1990
14	Caso:2	0,2841
15	Caso:2	0,3359
16	Caso:2	0,3560
17	Caso:2	0,3853
18	Caso:2	0,4106
19	Caso:2	0,4242
20	Caso:2	0,4219
21	Caso:2	0,4156
22	Caso:2	0,4160
23	Caso:2	0,4146
24	Caso:2	0,4135
25	Caso:2	0,4134
26	Caso:2	0,4140
27	Caso:2	0,4140

Ilustración 373 – Pasos caso 2 Tab-362.

El modelo Tab-362 presenta la rotura en el paso de carga 19 al 42% de carga del caso 2. El Punto de demanda se produce para una deformación 0,68 cm.

TAB TRACCION	Dy	Du	PD	Sd1	Sd3	Daño	%
TAB-362	0,5	1,34	0,68	0,35	0,71	MODERADO	85,71

Ilustración 374– Nivel de daño modelo Tab-362.

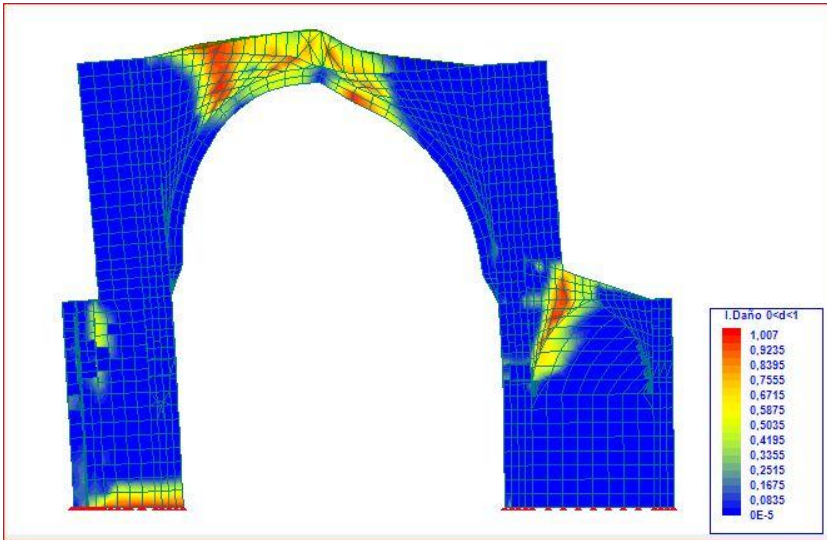


Ilustración 375– Daño y deformada del modelo Tab-362 en el paso 26.

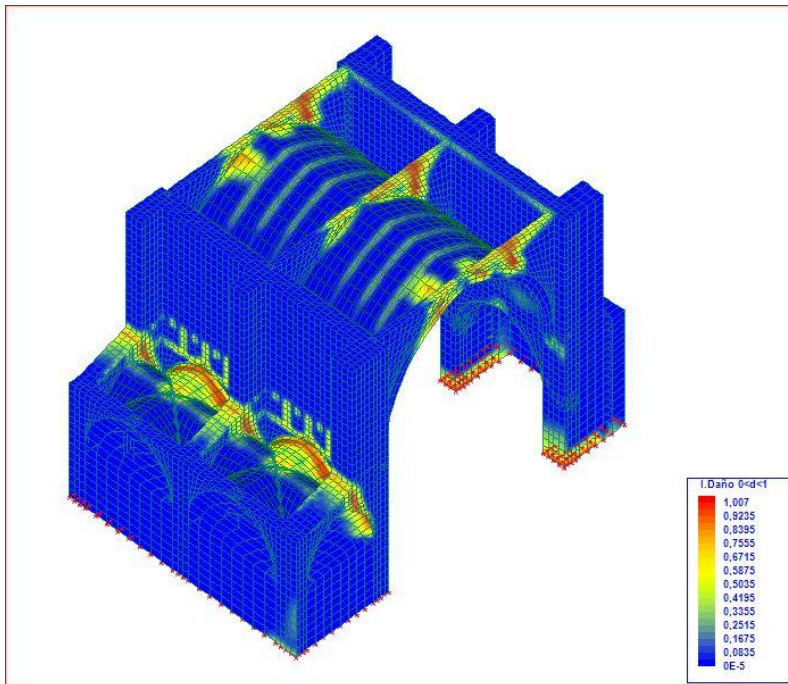


Ilustración 376– Daño y deformada del modelo Tab-362 en el paso 26.

IV3.2.1.3 Modelo Tab-363

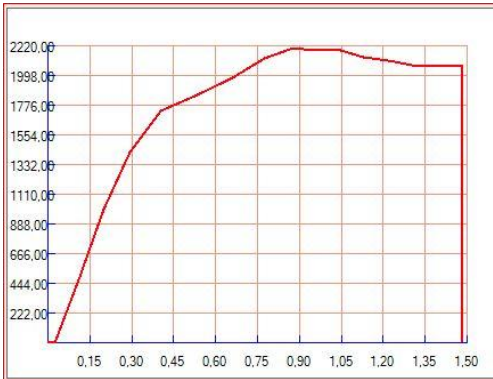


Ilustración 377 – Curva de capacidad del modelo Tab-363

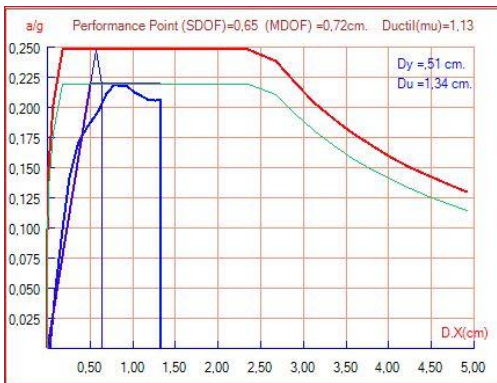


Ilustración 378– Performance Point modelo Tab-363.

12	Caso:2	0,0998
13	Caso:2	0,1992
14	Caso:2	0,2863
15	Caso:2	0,3465
16	Caso:2	0,3713
17	Caso:2	0,3961
18	Caso:2	0,4263
19	Caso:2	0,4410
20	Caso:2	0,4369
21	Caso:2	0,4378
22	Caso:2	0,4271
23	Caso:2	0,4235
24	Caso:2	0,4157
25	Caso:2	0,4168
26	Caso:2	0,4162
27	Caso:2	0,4162

Ilustración 379 – Pasos caso 2 Tab-363.

El modelo Tab-363 presenta la rotura en el paso de carga 19 al 44% de carga del caso 2. El Punto de demanda se produce para una deformación 0,65 cm.

TAB	Dy	Du	PD	Sd1	Sd3	Daño	%
TAB-363	0,51	1,34	0,65	0,357	0,7175	MODERADO	67,47

Ilustración 380– Nivel de daño modelo Tab-363.

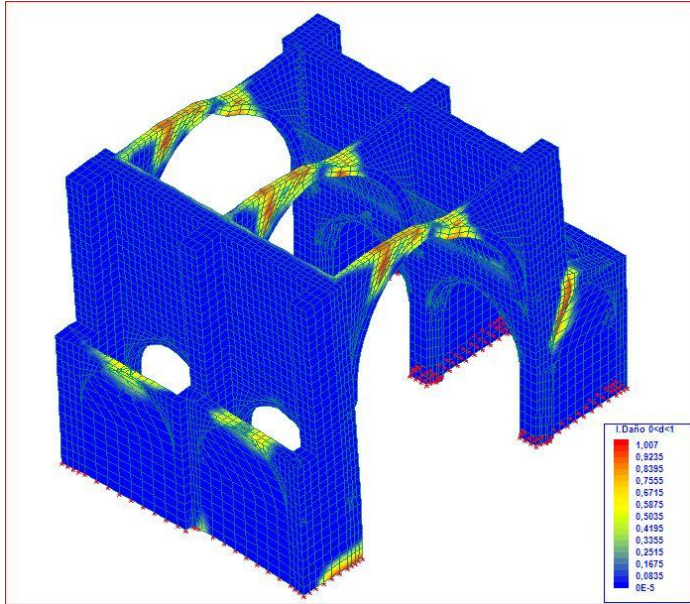


Ilustración 381- Daño y deformada del modelo Tab-363 en el paso 26.

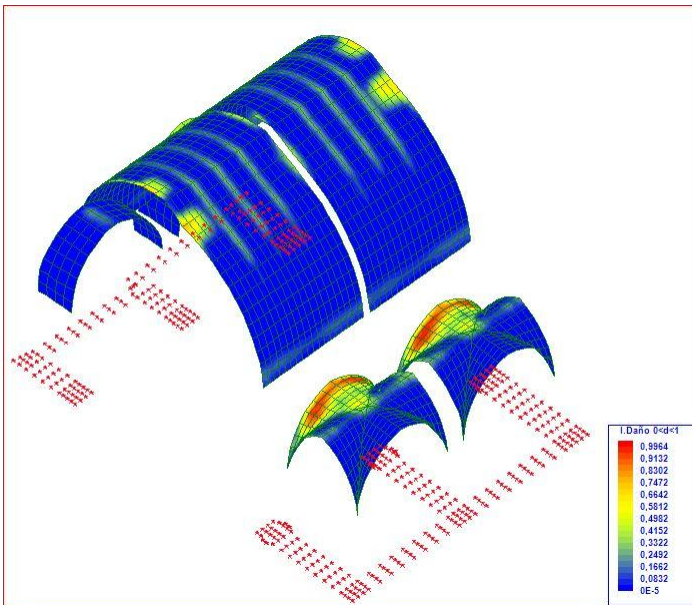


Ilustración 382- Daño y deformada del modelo Tab-363 en el paso 26.

IV3.2.1.4 Análisis de los resultados de la influencia de la variación de la resistencia a tracción de la sillería.

TAB TRACCION	Dy	Du	PD	Sd1	Sd3	Daño	%
TAB-361	0,42	1,63	0,77	0,294	0,7225	SEVERO	5,23
TAB-362	0,5	1,34	0,68	0,35	0,71	MODERADO	85,71
TAB-363	0,51	1,34	0,65	0,357	0,7175	MODERADO	67,47

Tabla 35 - Comparativa índice de daño variando la resistencia a tracción.

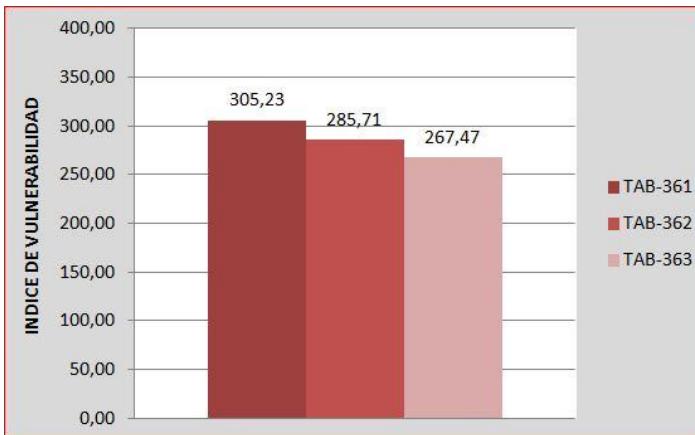


Ilustración 383- Comparativa del índice de vulnerabilidad.



Gráfica 42 - Influencia de la tracción en la gráfica de V-desp.

IV.3.2.2 Análisis de la influencia de la resistencia a compresión de la sillería.

Para analizar la influencia de la variación de la resistencia a compresión de la sillería vamos a fijar las características del resto de materiales estructurales y solo se modificará la sillería en los distintos modelos.

Los valores para los rellenos de los muros y el trasdós de las bóvedas y de las fábricas cerámicas serán los ya tomados en el ensayo a tracción en la *Tabla 33 – Características de rellenos y cerámica.*

En los distintos modelos variaremos exclusivamente la resistencia a compresión para analizar su influencia en el comportamiento de la estructura.

Se toma el modelo Tab 363 ya analizado en el apartado anterior y se analizan los modelos Tab-383 y Tab 3123:

	SILLERIA			
	E MPa	f- MPa	f+ MPa	Gf Jul/m2
TAB-363	3000	6	0,3	100
TAB-382	3000	8	0,2	100
TAB-3123	3000	12	0,3	100

Tabla 36 – Características de la sillería

IV3.2.2.1 Modelo Tab-382

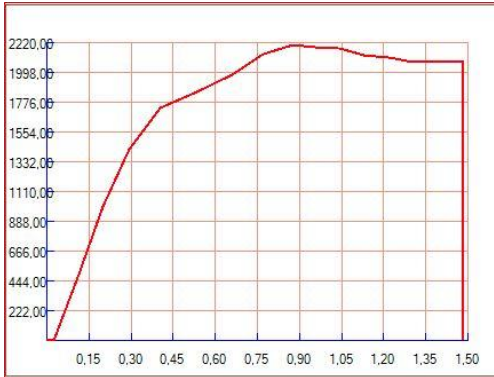


Ilustración 384 – Curva de capacidad del modelo Tab-382

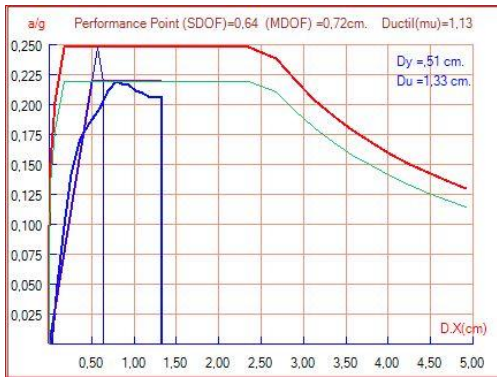


Ilustración 385– Performance Point modelo Tab-383.

12	Caso:2	0,0998
13	Caso:2	0,1992
14	Caso:2	0,2863
15	Caso:2	0,3465
16	Caso:2	0,3715
17	Caso:2	0,3970
18	Caso:2	0,4267
19	Caso:2	0,4413
20	Caso:2	0,4369
21	Caso:2	0,4362
22	Caso:2	0,4263
23	Caso:2	0,4249
24	Caso:2	0,4168
25	Caso:2	0,4166
26	Caso:2	0,4164
27	Caso:2	0,4164

Ilustración 386 – Pasos caso 2 Tab-383.

El modelo Tab-383 presenta la rotura en el paso de carga 19 al 44% de carga del caso 2. El Punto de demanda se produce para una deformación 0,64 cm.

TAB TRACCION	Dy	Du	PD	Sd1	Sd3	Daño	%
TAB-383	0,51	1,33	0,64	0,357	0,715	MODERADO	63,41

Ilustración 387– Nivel de daño modelo Tab-383.

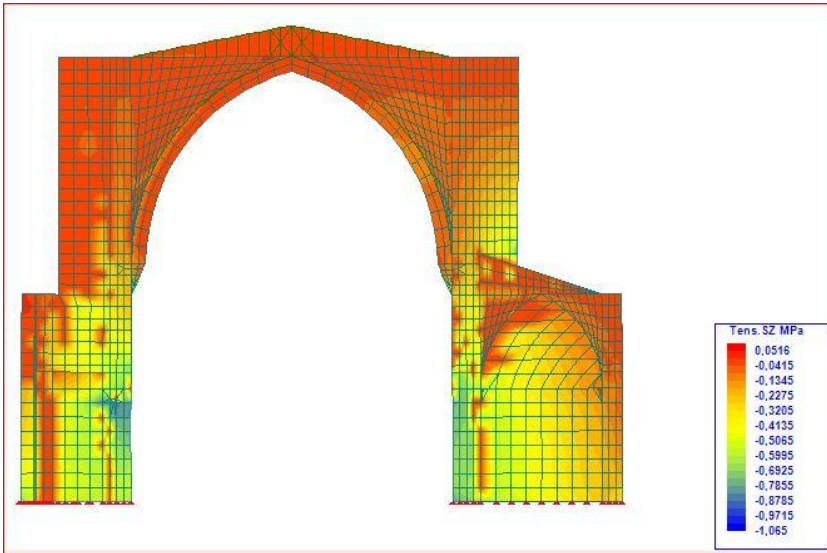


Ilustración 388– Tensiones Sz del modelo Tab-383 en el paso 11.

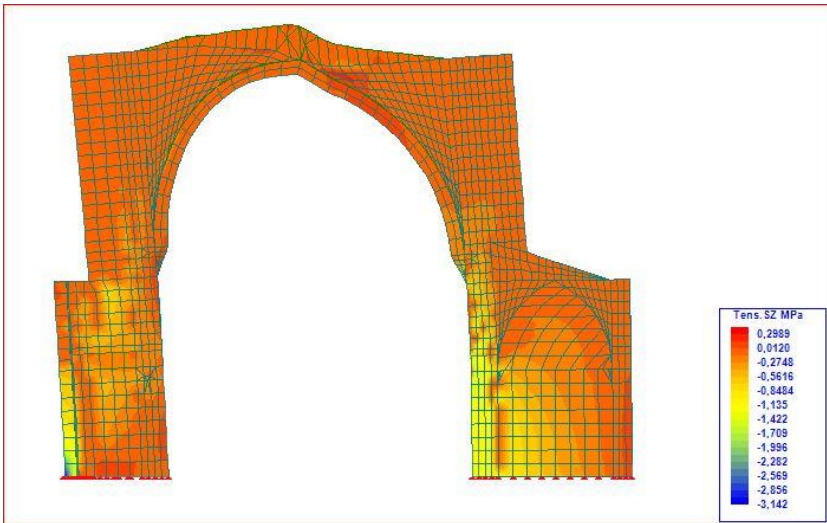


Ilustración 389– Tensiones Sz del modelo Tab-383 en el paso 26.

IV3.2.2.2 Modelo Tab-3122

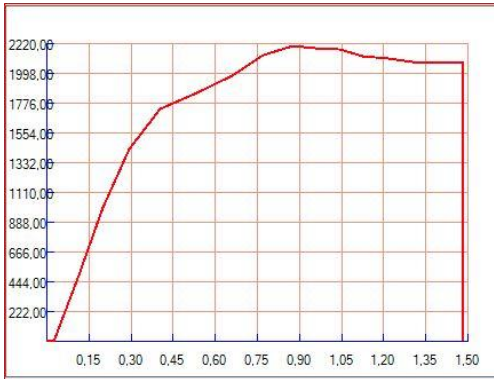


Ilustración 390 – Curva de capacidad del modelo Tab-3122

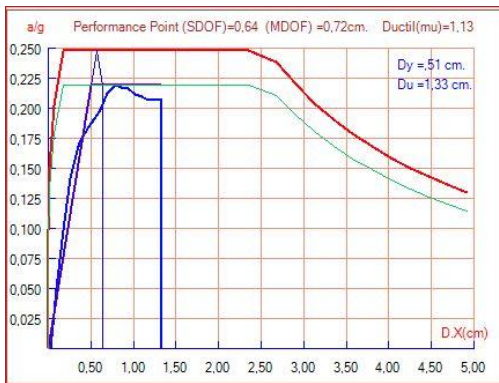


Ilustración 391– Performance Point modelo Tab-3123.

12	Caso:2	0,0998
13	Caso:2	0,1992
14	Caso:2	0,2863
15	Caso:2	0,3465
16	Caso:2	0,3715
17	Caso:2	0,3970
18	Caso:2	0,4267
19	Caso:2	0,4413
20	Caso:2	0,4369
21	Caso:2	0,4362
22	Caso:2	0,4263
23	Caso:2	0,4249
24	Caso:2	0,4168
25	Caso:2	0,4166
26	Caso:2	0,4164
27	Caso:2	0,4164

Ilustración 392 – Pasos caso 2 Tab-3123.

El modelo Tab-3123 presenta la rotura en el paso de carga 19 al 44% de carga del caso 2. El Punto de demanda se produce para una deformación 0,64 cm.

TAB TRACCION	Dy	Du	PD	Sd1	Sd3	Daño	%
TAB-363	0,51	1,34	0,65	0,357	0,7175	MODERADO	67,47

Ilustración 393– Nivel de daño modelo Tab-363.

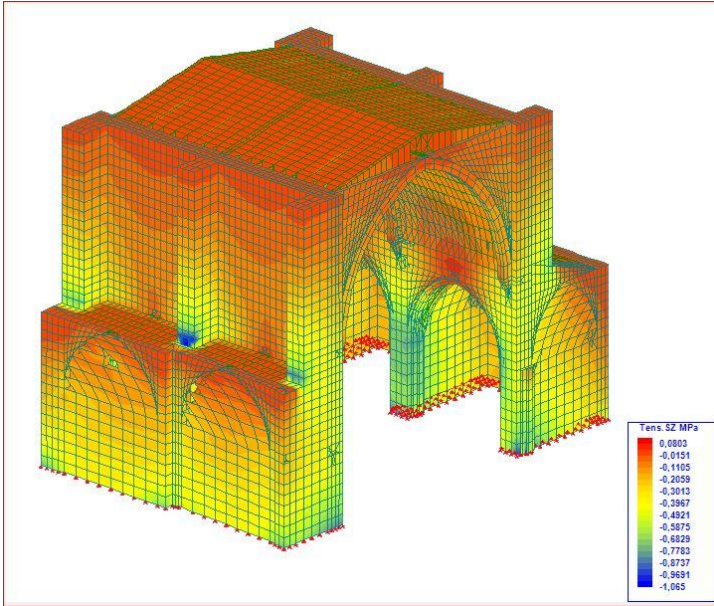


Ilustración 394– Tensiones Sz del modelo Tab-3123 en el paso 11.

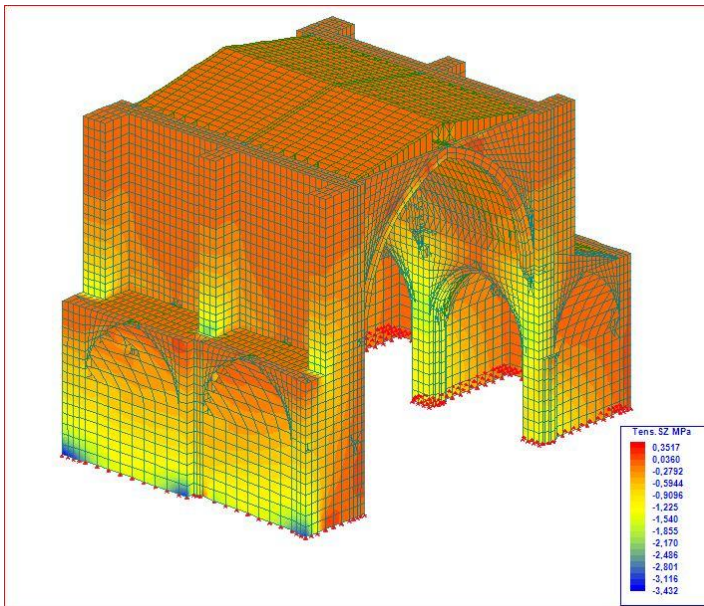


Ilustración 395– Tensiones Sz del modelo Tab-3123 en el paso 26.

IV3.2.2.3 Análisis de los resultados de la influencia de la variación de la resistencia a compresión de la sillería.

TAB COMPRESIÓN	Dy	Du	PD	Sd1	Sd3	Daño	%
TAB-363	0,51	1,34	0,65	0,357	0,7175	MODERADO	67,47
TAB-383	0,51	1,33	0,64	0,357	0,715	MODERADO	63,41
TAB-3123	0,51	1,33	0,64	0,357	0,715	MODERADO	63,41

Tabla 37 - Comparativa índice de daño variando la resistencia a compresión.

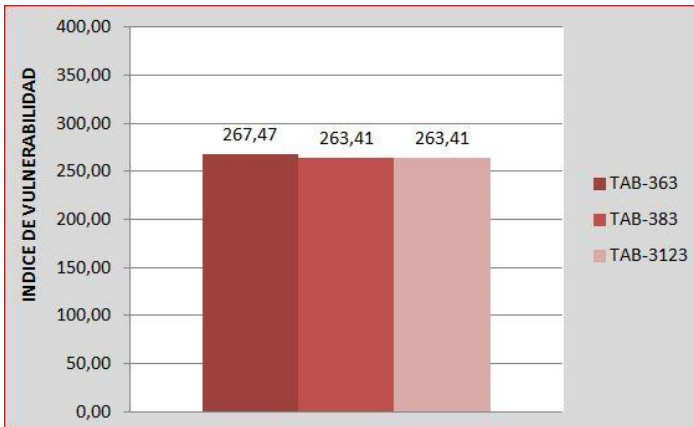
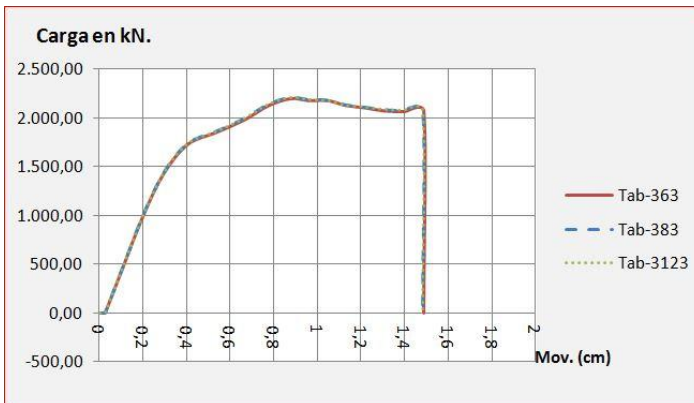


Ilustración 396– Comparativa del índice de daño.



Gráfica 43 – Influencia de la variación de la resistencia a compresión de la sillería en la gráfica de V-desp.

IV.3.2.3 Análisis de la influencia del modulo de deformación de la sillería.

A continuación se analiza la influencia de la variación de la rigidez de la sillería. Para ello volvemos a fijar las características del resto de materiales estructurales y solo se modificará la sillería en los distintos modelos.

Los valores para los rellenos de los muros y el trasdós de las bóvedas y de las fábricas cerámicas serán los ya tomados en el ensayo a tracción en la *Tabla 33 – Características de rellenos y cerámica.*

Se toma el modelo Tab 363 ya analizado en el apartado anterior y se analizan los modelos Tab-562, Tab 762, Tab-962 y Tab-1262:

	SILLERIA			
	E MPa	f- MPa	f+ MPa	Gf Jul/m2
TAB-362	3000	6	0,2	100
TAB-562	5000	6	0,2	100
TAB-762	7000	6	0,3	100
TAB-962	9000	6	0,3	100
TAB-1262	12000	6	0,3	100

Tabla 38 – Características de la sillería

En cada uno de los modelos se muestra la representación de isovalores correspondiente al desplazamiento en el eje x para poder analizar la influencia de la variación de la rigidez en dicho desplazamiento.

IV3.2.3.1 Modelo Tab-562

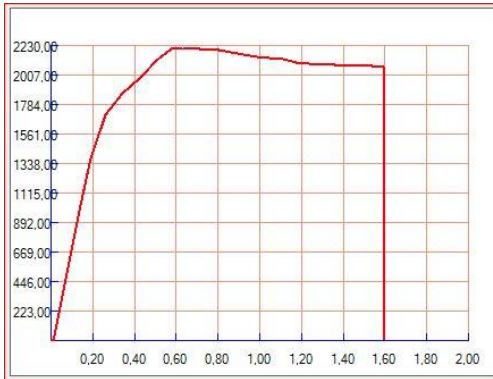


Ilustración 397 – Curva de capacidad del modelo Tab-562

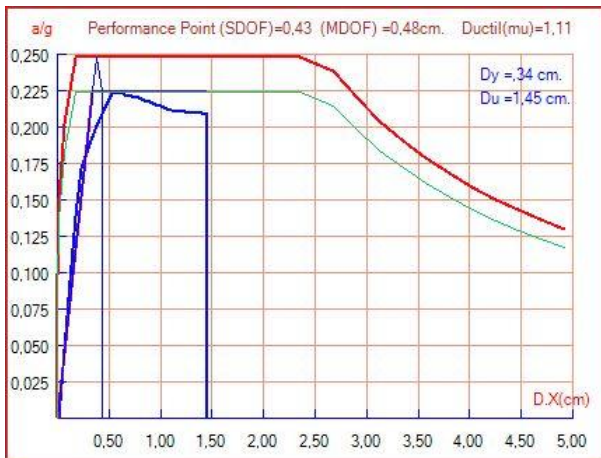


Ilustración 398– Performance Point modelo Tab-562.

12	Caso:2	0,0997
13	Caso:2	0,1990
14	Caso:2	0,2911
15	Caso:2	0,3593
16	Caso:2	0,3934
17	Caso:2	0,4185
18	Caso:2	0,4458
19	Caso:2	0,4650
20	Caso:2	0,4654
21	Caso:2	0,4668
22	Caso:2	0,4623
23	Caso:2	0,4631
24	Caso:2	0,4586
25	Caso:2	0,4554
26	Caso:2	0,4532
27	Caso:2	0,4508
28	Caso:2	0,4489
29	Caso:2	0,4425
30	Caso:2	0,4436
31	Caso:2	0,4397
32	Caso:2	0,4395

Ilustración 399 – Pasos caso 2 Tab-562.

El modelo Tab-562 presenta la rotura en el paso de carga 21 al 47% de carga del caso 2. El Punto de demanda se produce para una deformación 0,43 cm.

	Dy	Du	PD	Sd1	Sd3	Daño	%
TAB-562	0,51	1,33	0,64	0,357	0,715	MODERADO	63,41

Ilustración 400– Nivel de daño modelo Tab-562.

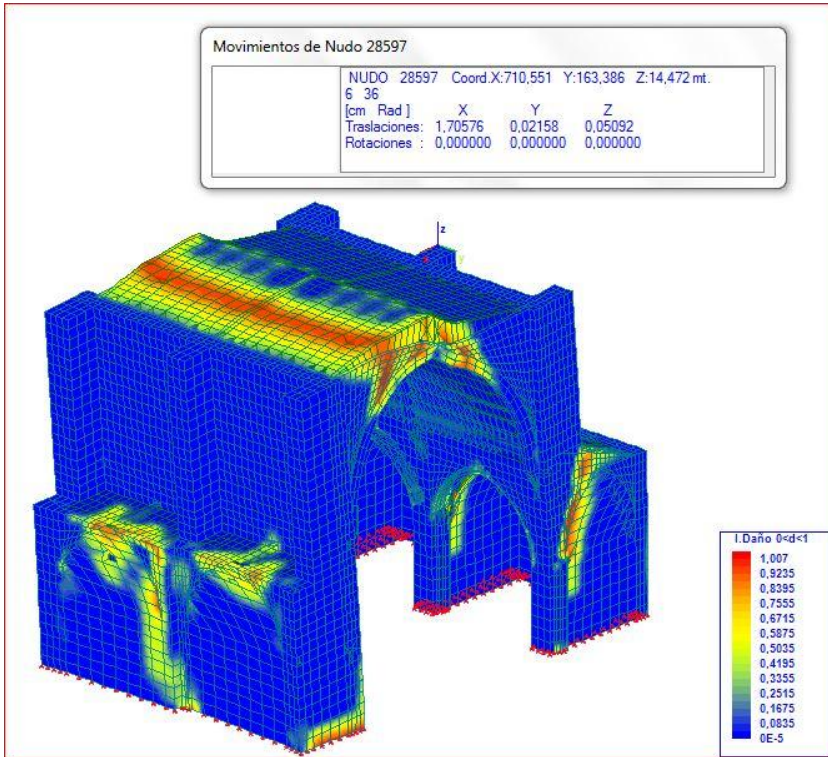


Ilustración 401– Modelo Tab-562. Daño en el paso 36.

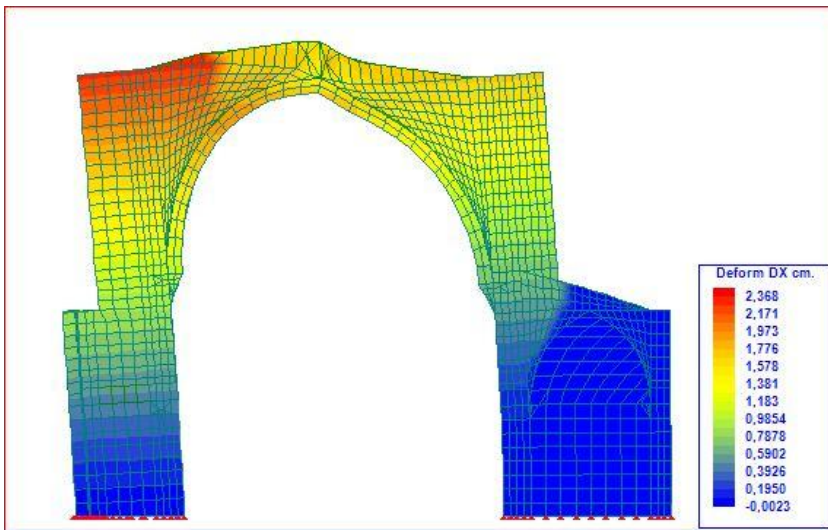


Ilustración 402– Modelo Tab-562. Desplazamiento x en el paso 36.

IV3.2.3.2 Modelo Tab-762

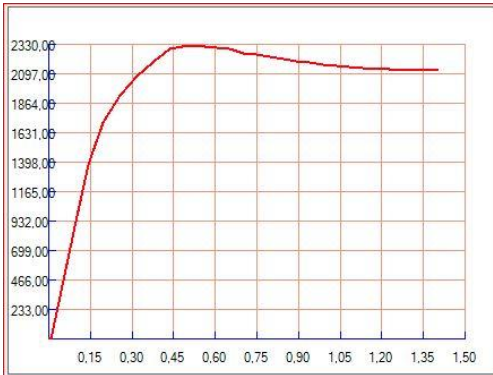


Ilustración 403 – Curva de capacidad del modelo Tab-762

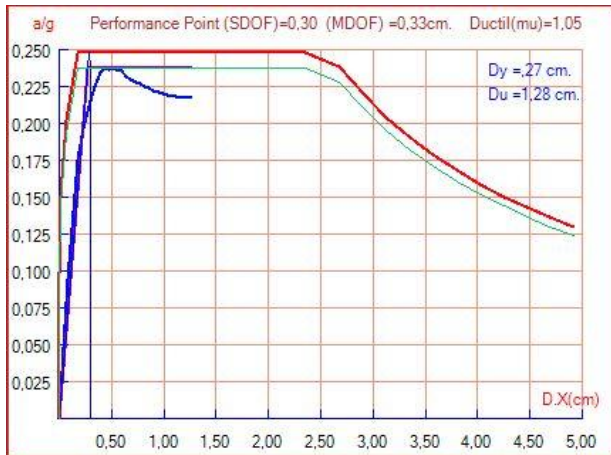


Ilustración 404– Performance Point modelo Tab-762.

12	Caso:2	0,0997
13	Caso:2	0,1990
14	Caso:2	0,2911
15	Caso:2	0,3593
16	Caso:2	0,3934
17	Caso:2	0,4185
18	Caso:2	0,4458
19	Caso:2	0,4650
20	Caso:2	0,4654
21	Caso:2	0,4668
22	Caso:2	0,4623
23	Caso:2	0,4631
24	Caso:2	0,4586
25	Caso:2	0,4554
26	Caso:2	0,4532
27	Caso:2	0,4508
28	Caso:2	0,4489
29	Caso:2	0,4425
30	Caso:2	0,4436
31	Caso:2	0,4397
32	Caso:2	0,4395

Ilustración 405 – Pasos caso 2 Tab-762.

El modelo Tab-762 presenta la rotura en el paso de carga 21 al 47% de carga del caso 2. El Punto de demanda se produce para una deformación 0,43 cm.

TAB TRACCION	Dy	Du	PD	Sd1	Sd3	Daño	%
TAB-383	0,51	1,33	0,64	0,357	0,715	MODERADO	63,41

Ilustración 406– Nivel de daño modelo Tab-762.

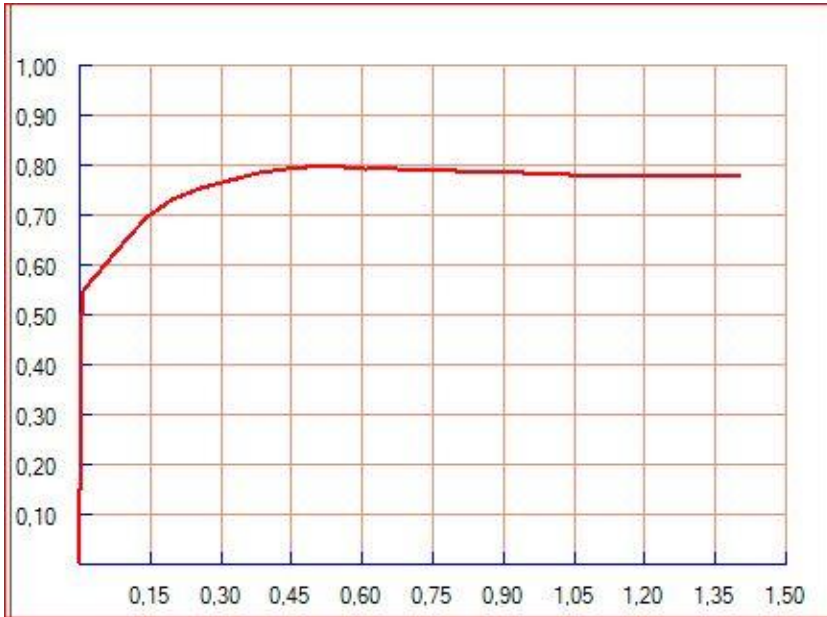


Ilustración 407– Modelo Tab-762. Daño en el paso 36.

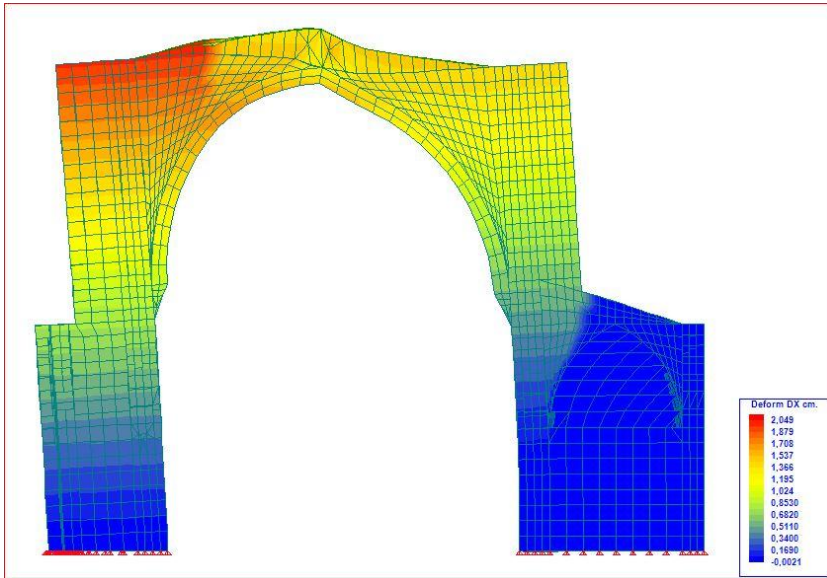


Ilustración 408– Modelo Tab-762. Desplazamiento x en el paso 36.

IV3.2.3.3 Modelo Tab-962



Ilustración 409 – Curva de capacidad del modelo Tab-962

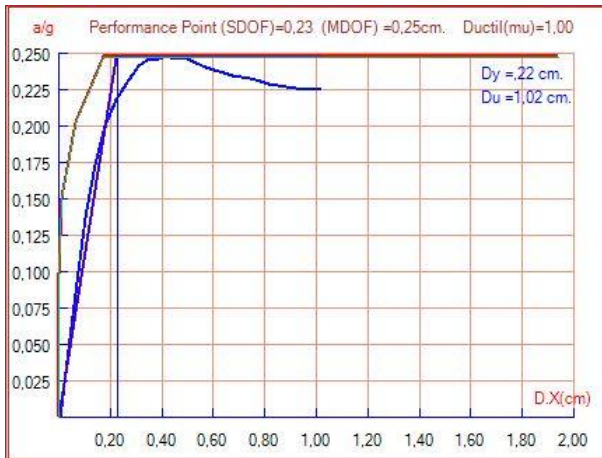


Ilustración 410– Performance Point modelo Tab-962.

12	Caso:2	0,0997
13	Caso:2	0,1985
14	Caso:2	0,2932
15	Caso:2	0,3717
16	Caso:2	0,4256
17	Caso:2	0,4653
18	Caso:2	0,4944
19	Caso:2	0,5147
20	Caso:2	0,5222
21	Caso:2	0,5232
22	Caso:2	0,5258
23	Caso:2	0,5269
24	Caso:2	0,5245
25	Caso:2	0,5240
26	Caso:2	0,5190
27	Caso:2	0,5124
28	Caso:2	0,5091
29	Caso:2	0,5050
30	Caso:2	0,5009
31	Caso:2	0,4999
32	Caso:2	0,4951
33	Caso:2	0,4921

Ilustración 411 – Pasos caso 2 Tab-962.

El modelo Tab-562 presenta la rotura en el paso de carga 23 al 53% de carga del caso 2. El Punto de demanda se produce para una deformación 0,43 cm.

TAB TRACCION	Dy	Du	PD	Sd1	Sd3	Daño	%
TAB-383	0,51	1,33	0,64	0,357	0,715	MODERADO	63,41

Ilustración 412– Nivel de daño modelo Tab-962.

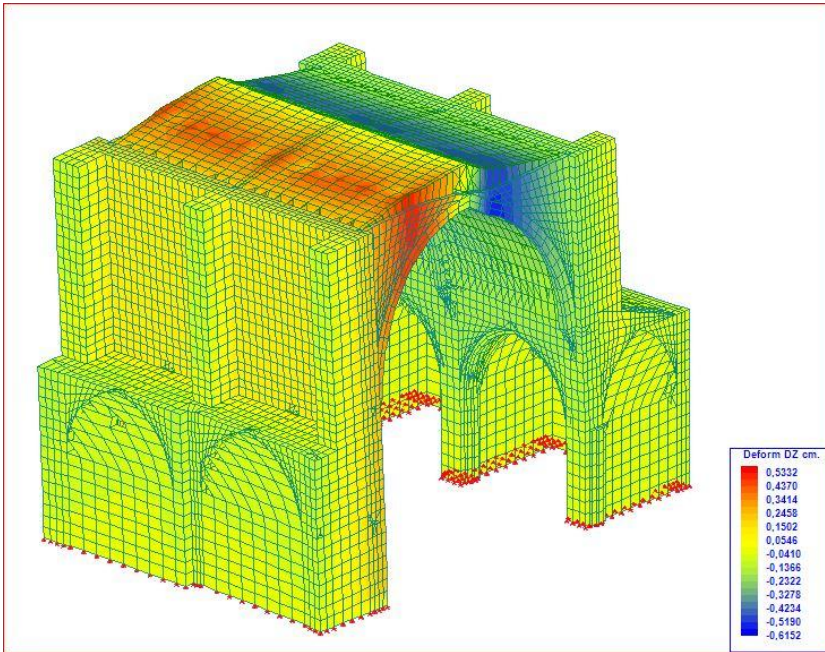


Ilustración 413– Modelo Tab-962. Desplazamiento z en el paso 39.

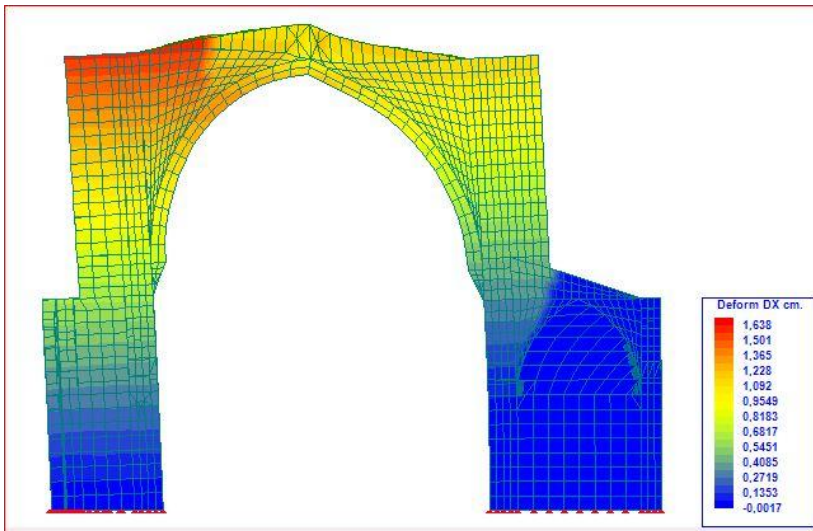


Ilustración 414– Modelo Tab-962. Desplazamiento x en el paso 39.

IV3.2.3.4 Modelo Tab-1262

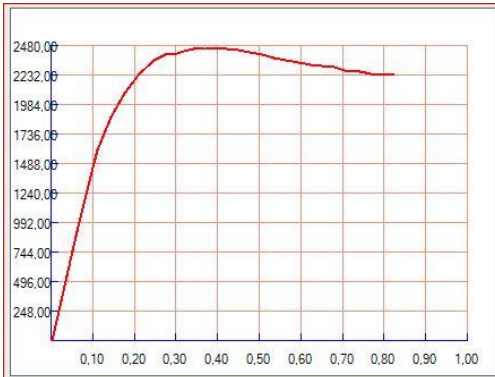


Ilustración 415 – Curva de capacidad del modelo Tab-1262

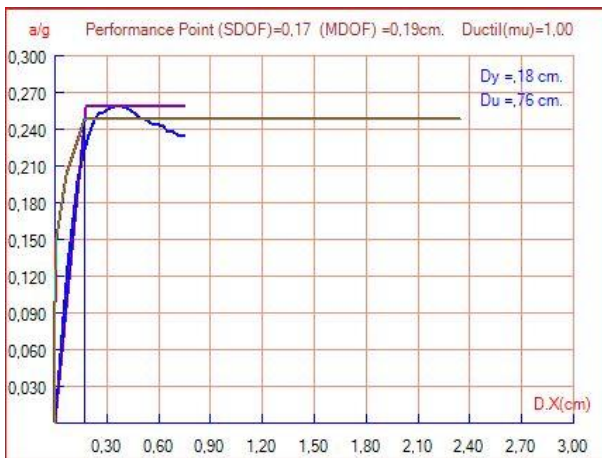


Ilustración 416– Performance Point modelo Tab-1262.

12	Caso:2	0,0997
13	Caso:2	0,1985
14	Caso:2	0,2932
15	Caso:2	0,3717
16	Caso:2	0,4256
17	Caso:2	0,4653
18	Caso:2	0,4944
19	Caso:2	0,5147
20	Caso:2	0,5222
21	Caso:2	0,5232
22	Caso:2	0,5258
23	Caso:2	0,5269
24	Caso:2	0,5245
25	Caso:2	0,5240
26	Caso:2	0,5190
27	Caso:2	0,5124
28	Caso:2	0,5091
29	Caso:2	0,5050
30	Caso:2	0,5009
31	Caso:2	0,4999
32	Caso:2	0,4951
33	Caso:2	0,4921

Ilustración 417 – Pasos caso 2 Tab-1262.

El modelo Tab-1262 presenta la rotura en el paso de carga 23 al 53% de carga del caso 2. El Punto de demanda se produce para una deformación 0,43 cm.

TAB TRACCION	Dy	Du	PD	Sd1	Sd3	Daño	%
TAB-383	0,51	1,33	0,64	0,357	0,715	MODERADO	63,41

Ilustración 418– Nivel de daño modelo Tab-962.

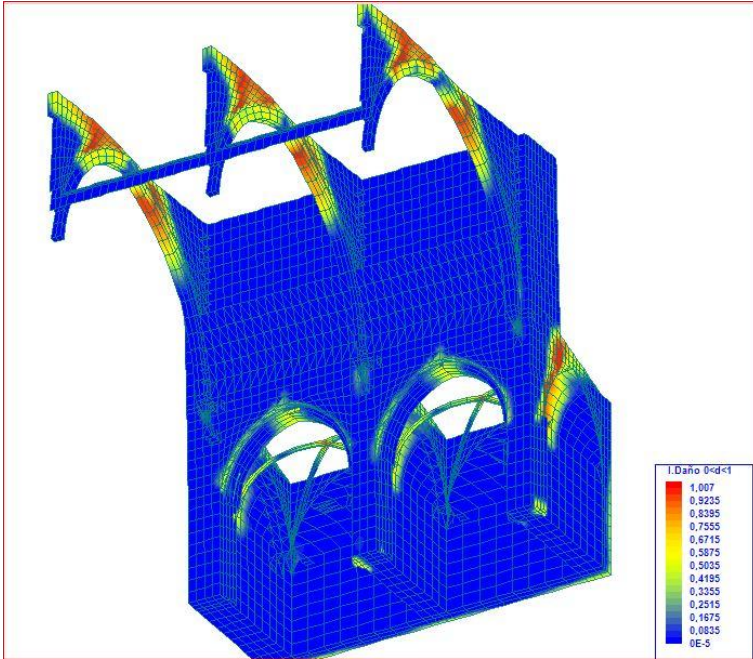


Ilustración 419– Modelo Tab-1262. Daño en el paso 39.

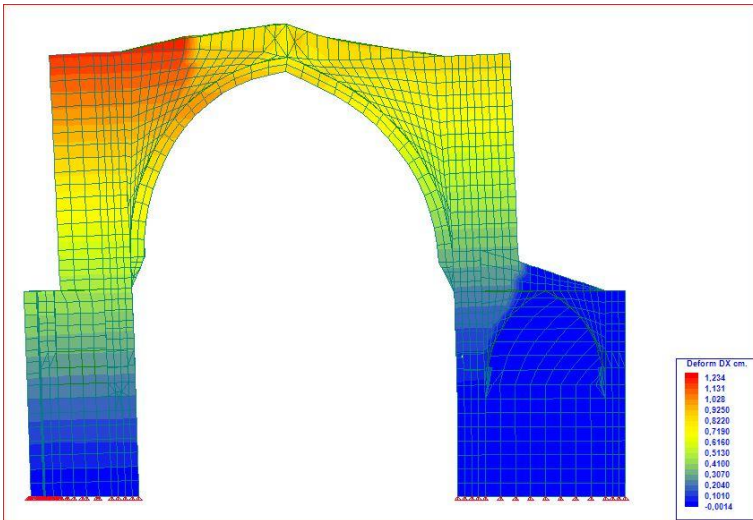


Ilustración 420– Modelo Tab-1262. Desplazamiento x en el paso 39.

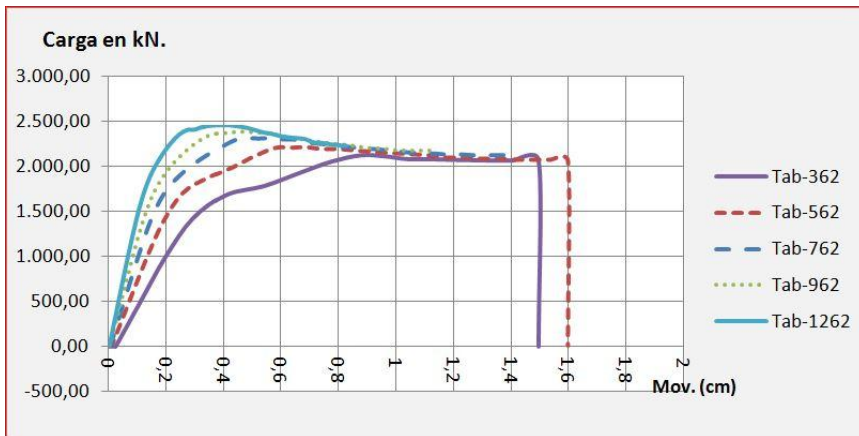
IV3.2.3.5 Análisis de los resultados de la influencia de la variación de la rigidez de la sillería.

TAB RIGIDEZ	Dy	Du	PD	Sd1	Sd3	Daño	%
TAB-362	0,5	1,34	0,68	0,35	0,71	MODERADO	85,71
TAB-562	0,34	1,45	0,43	0,238	0,6175	MODERADO	32,43
TAB-762	0,27	1,28	0,3	0,189	0,5225	MODERADO	11,88
TAB-962	0,22	1,02	0,23	0,154	0,42	MODERADO	5,00
TAB-1262	0,18	0,76	0,17	0,126	0,325	LEVE	81,48

Tabla 39 - Comparativa índice de daño variando la rigidez de la sillería.



Ilustración 421- Comparativa del índice de daño.



Gráfica 44 - Influencia de la variación de la rigidez de la sillería en la gráfica de V-desp.

IV.3.2.4 Análisis de la influencia del modulo de deformación del relleno de los muros.

Una vez analizada la influencia de la variación de las características mecánicas de la sillería vamos a analizar la influencia de que los muros no sean homogéneos sino de que estén formados por tres capas. La exterior y la interior de sillería y entre ellas un relleno de de argamasa y casquijo según García Valldecabres. (García Valldecabres, 2010, pág. 158)

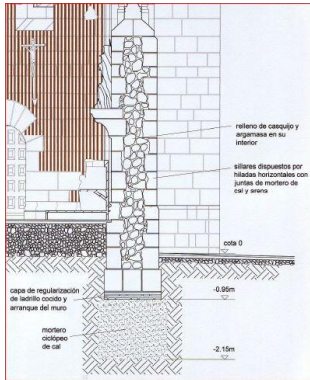


Ilustración 422– Detalle sección muro.(Crespo Godino, 2006)

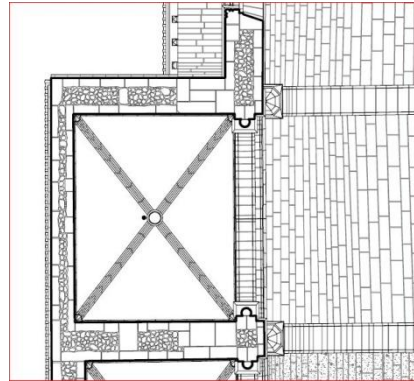


Ilustración 423 – Sección de muro de la capilla V4.(García Valldecabres, 2010)

Para analizar la heterogeneidad del muro se han modelizado tres capas, asignado el material *sillería* a las exteriores y un material diferente llamado *relleno_muros* a la hoja interior.

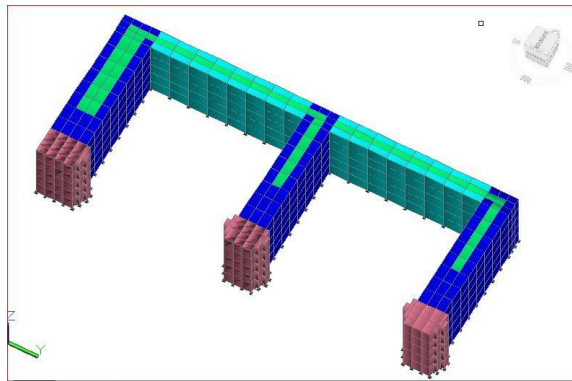


Ilustración 424 – Modelo de cálculo. Muros modelizados en tres capas.

Analicemos, pues, la variación de la rigidez de este relleno y su influencia en el comportamiento del modelo.

Para ello definimos los modelos que llamaremos Rell-M con un sufijo que indicará la rigidez del relleno de muros en el modelo estudiado.

Las características de la sillería y la fábrica cerámica permanecen constantes en todos los modelos estudiados, como se refleja en la siguiente tabla.

	SILLERIA				Ladrillo			
	E MPa	f- MPa	f+ MPa	Gf Jul/m2	E MPa	f- MPa	f+ MPa	Gf Jul/m2
RELL-M-022	5000	6	2	100	3000	2	0,15	60
RELL-M-122	5000	6	2	100	3000	2	0,15	60
RELL-M-322	5000	6	2	100	3000	2	0,15	60
RELL-M-522	5000	6	2	100	3000	2	0,15	60

Tabla 40 – Características de sillería y cerámica.

Para los rellenos se toman los siguientes valores en los distintos modelos.

	Relleno BÓVEDA				Relleno MUROS			
	E MPa	f- MPa	f+ MPa	Gf Jul/m2	E MPa	f- MPa	f+ MPa	Gf Jul/m2
RELL-M-022	500	1,5	0,15	60	500	2	0,2	60
RELL-M-122	1000	1,5	0,15	60	1000	2	0,2	60
RELL-M-322	3000	1,5	0,15	60	3000	2	0,2	60
RELL-M-522	5000	1,5	0,15	60	5000	2	0,2	60

Tabla 41 – Características de los rellenos.

En este análisis el modelo Rell-M-322 es idéntico al modelo Tab-562 ensayado anteriormente.

IV3.2.4.1 Modelo Rell-M-022

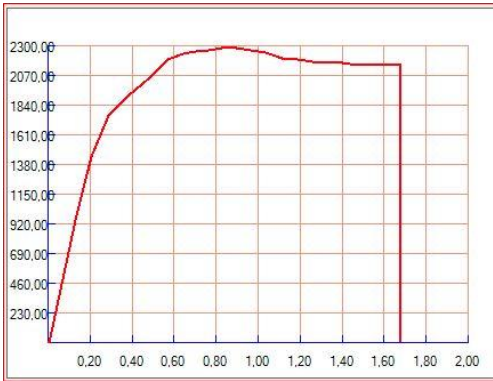


Ilustración 425 – Curva de capacidad del modelo Rell-M-022

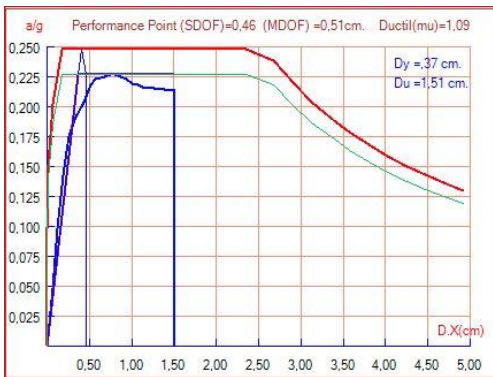


Ilustración 426– Performance Point modelo Rell-M-022.

12	Caso:2	0,0996
13	Caso:2	0,1986
14	Caso:2	0,2886
15	Caso:2	0,3531
16	Caso:2	0,3849
17	Caso:2	0,4109
18	Caso:2	0,4384
19	Caso:2	0,4484
20	Caso:2	0,4508
21	Caso:2	0,4526
22	Caso:2	0,4561
23	Caso:2	0,4573
24	Caso:2	0,4525
25	Caso:2	0,4493
26	Caso:2	0,4413
27	Caso:2	0,4410
28	Caso:2	0,4360
29	Caso:2	0,4367
30	Caso:2	0,4358
31	Caso:2	0,4306
32	Caso:2	0,4317
33	Caso:2	0,4295

Ilustración 427 – Pasos caso 2 Rell-B-022.

El modelo Rell-M-022 presenta la rotura en el paso de carga 23 al 46% de carga del caso 2. El Punto de demanda se produce para una deformación 0,46 cm.

RELL-M RIGIDEZ	Dy	Du	PD	Sd1	Sd3	Daño	%
RELL-M-022	0,37	1,51	0,46	0,259	0,655	MODERADO	31,58

Ilustración 428– Nivel de daño modelo Rell-M-022.

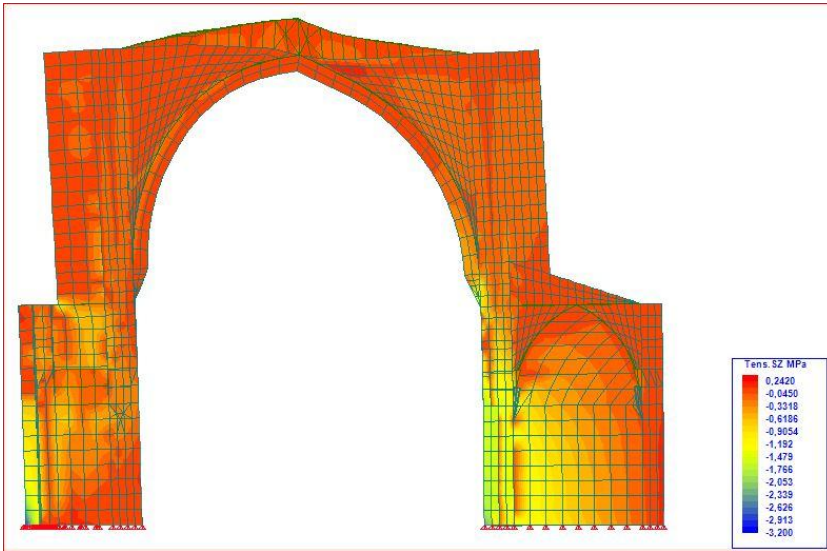


Ilustración 429– Tensiones Sz del modelo Rell-M-022 en el paso 23.

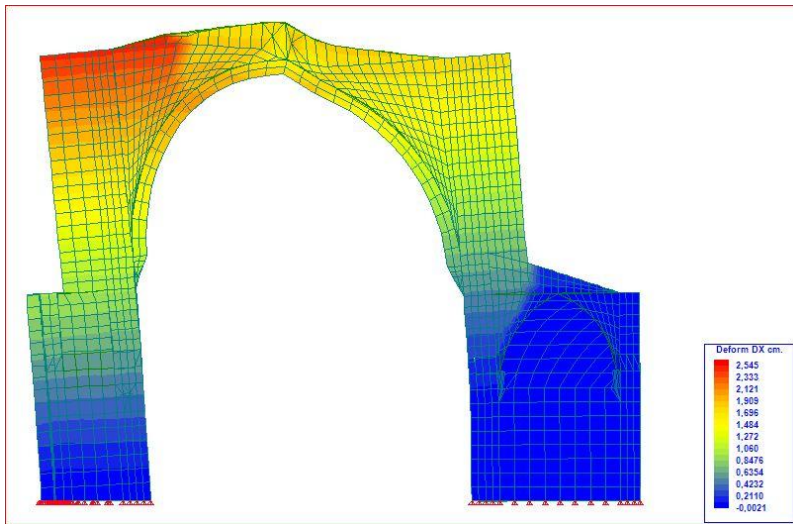


Ilustración 430– Deformación en x del modelo Rell-M-022 en el paso 34.

IV3.2.4.2 Modelo Rell-M-122

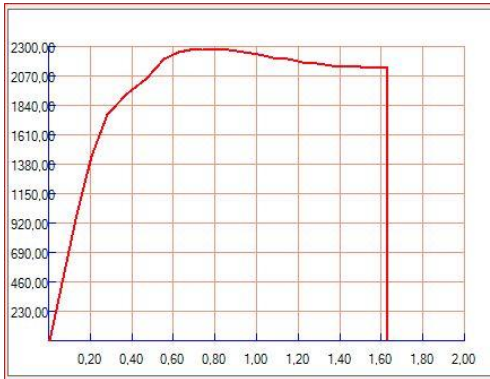


Ilustración 431 – Curva de capacidad del modelo Rell-M-122

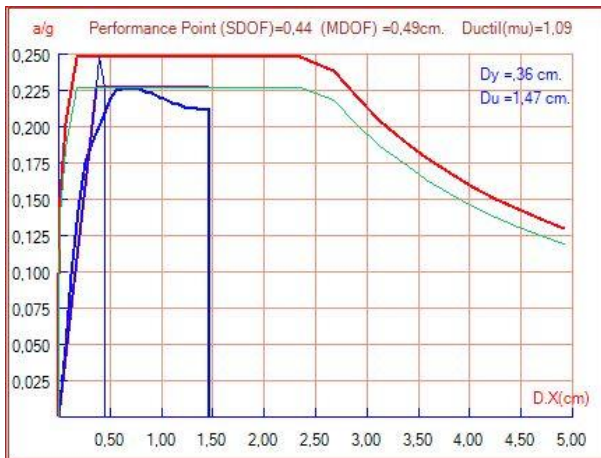


Ilustración 432– Performance Point modelo Rell-M-122.

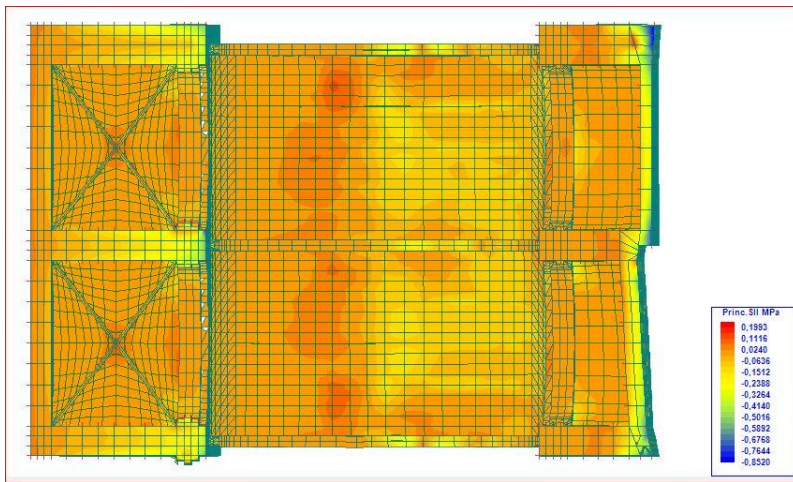
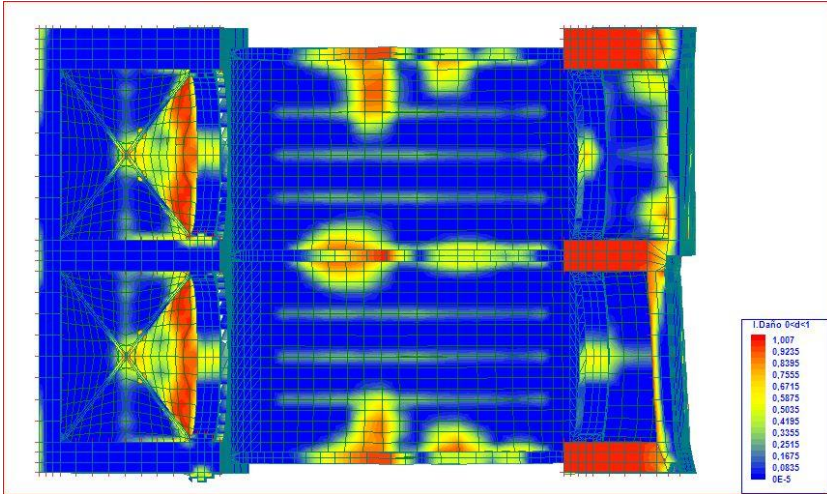
12	Caso:2	0,0996
13	Caso:2	0,1987
14	Caso:2	0,2888
15	Caso:2	0,3533
16	Caso:2	0,3856
17	Caso:2	0,4116
18	Caso:2	0,4408
19	Caso:2	0,4519
20	Caso:2	0,4547
21	Caso:2	0,4548
22	Caso:2	0,4579
23	Caso:2	0,4551
24	Caso:2	0,4509
25	Caso:2	0,4495
26	Caso:2	0,4428
27	Caso:2	0,4413
28	Caso:2	0,4361
29	Caso:2	0,4335
30	Caso:2	0,4302
31	Caso:2	0,4281
32	Caso:2	0,4282
33	Caso:2	0,4265

Ilustración 433 – Pasos caso 2 Rell-M-122.

El modelo Rell-M-122 presenta la rotura en el paso de carga 22 al 46% de carga del caso 2. El Punto de demanda se produce para una deformación 0,44 cm.

RELL-M RIGIDEZ	Dy	Du	PD	Sd1	Sd3	Daño	%
RELL-M-122	0,36	1,47	0,44	0,252	0,6375	MODERADO	28,83

Ilustración 434– Nivel de daño modelo Rell-M-122.



En la vista cenital del modelo observamos como las tracciones de tracción se acumulan en la zona que posteriormente va a presentar el mayor daño en el intradós de la bóveda.

IV3.2.4.3 Modelo Rell-M-522

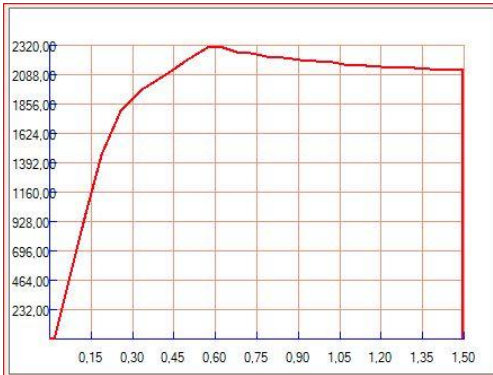


Ilustración 437 – Curva de capacidad del modelo Rell-M-522

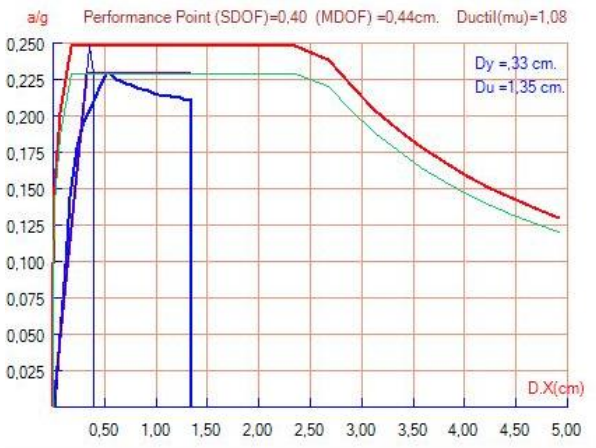


Ilustración 438– Performance Point modelo Rell-M-522.

12	Caso:2	0,0998
13	Caso:2	0,1991
14	Caso:2	0,2917
15	Caso:2	0,3605
16	Caso:2	0,3947
17	Caso:2	0,4175
18	Caso:2	0,4419
19	Caso:2	0,4609
20	Caso:2	0,4599
21	Caso:2	0,4535
22	Caso:2	0,4516
23	Caso:2	0,4464
24	Caso:2	0,4442
25	Caso:2	0,4417
26	Caso:2	0,4398
27	Caso:2	0,4385
28	Caso:2	0,4330
29	Caso:2	0,4319
30	Caso:2	0,4297
31	Caso:2	0,4291
32	Caso:2	0,4285
33	Caso:2	0,4279
34	Caso:2	0,4245

Ilustración 439 – Pasos caso 2 Rell-M-522.

El modelo Rell-M-522 presenta la rotura en el paso de carga 19 al 46% de carga del caso 2. El Punto de demanda se produce para una deformación 0,44 cm.

RELL-M RIGIDEZ	Dy	Du	PD	Sd1	Sd3	Daño	%
RELL-M-522	0,33	1,35	0,4	0,231	0,585	MODERADO	27,45

Ilustración 440– Nivel de daño modelo Rell-M-522.



Ilustración 441– Desplazamiento en el eje x en relación al total de la carga aplicada en el punto 29702 del modelo Rell-M-522.

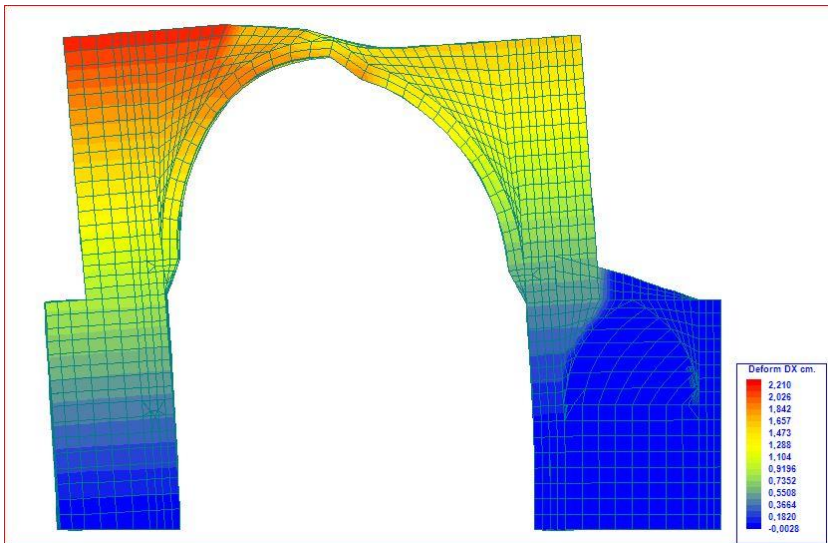


Ilustración 442– Desplazamiento x en el paso 36. Rell-M-522.

IV3.2.4.4 Análisis de los resultados de la influencia de la variación de la rigidez del relleno de los muros.

TAB RIGIDEZ	Dy	Du	PD	Sd1	Sd3	Daño	%
RELL-M-022	0,37	1,51	0,46	0,259	0,655	MODERADO	31,58
RELL-M-122	0,36	1,47	0,44	0,252	0,6375	MODERADO	28,83
TAB-562/RELL-M-322	0,34	1,45	0,43	0,238	0,6175	MODERADO	32,43
RELL-M-522	0,33	1,35	0,4	0,231	0,585	MODERADO	27,45

Tabla 42 - Comparativa índice de daño variando la resistencia rigidez del relleno.

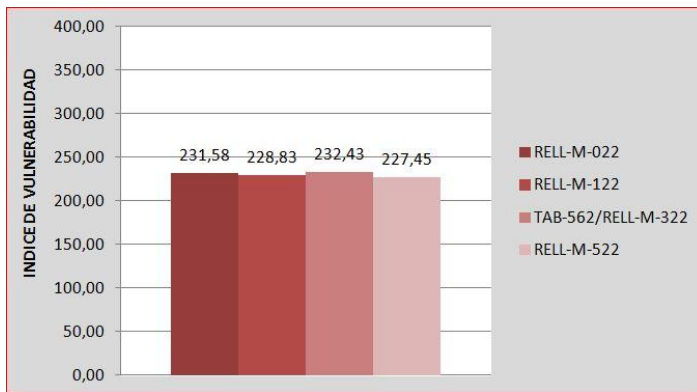
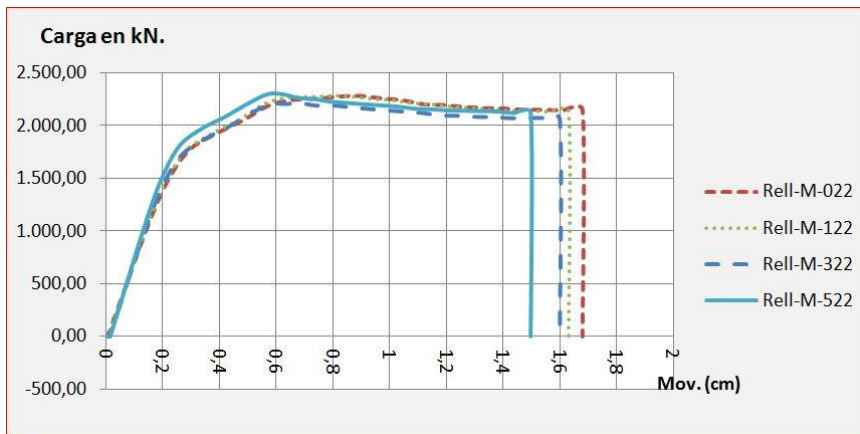


Ilustración 443- Comparativa del índice de daño.



Gráfica 45 - Influencia de la variación de la rigidez del relleno en la gráfica de V-desp.

IV.3.2.5 Conclusiones sobre la influencia de la variación de las características mecánicas de los materiales.

La primera conclusión después de realizar el cálculo de 12 modelos parciales variando las características de los materiales no puede ser otra que el grado de seguridad de la estructura frente al sismo definido para el cálculo.

En este caso observamos que solo en un caso el índice de vulnerabilidad supera el valor de 300 que se ha adjudicado a daño severo. Es el modelo con un modulo de rigidez para la sillería de 3000MPa y una resistencia a tracción de 0,1 MPa. Estos valores, que han sido estudiados para poder tener una horquilla amplia de resultados, son bajos para ele material.

En el resto de modelos el índice de vulnerabilidad estaría entre los 200 y 300, dentro del daño moderado.

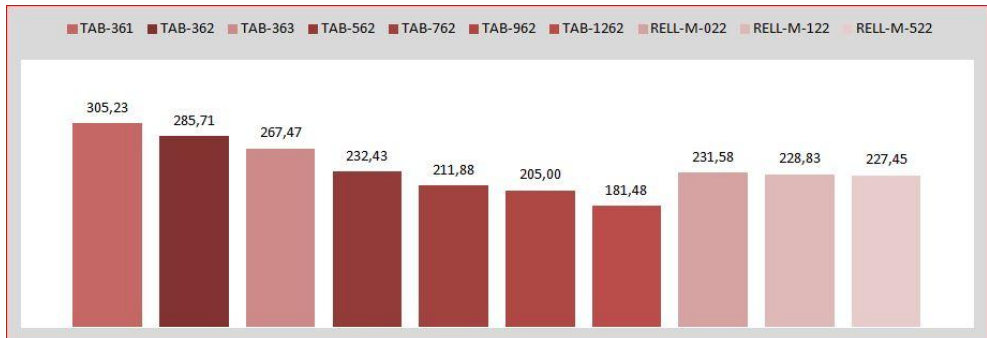
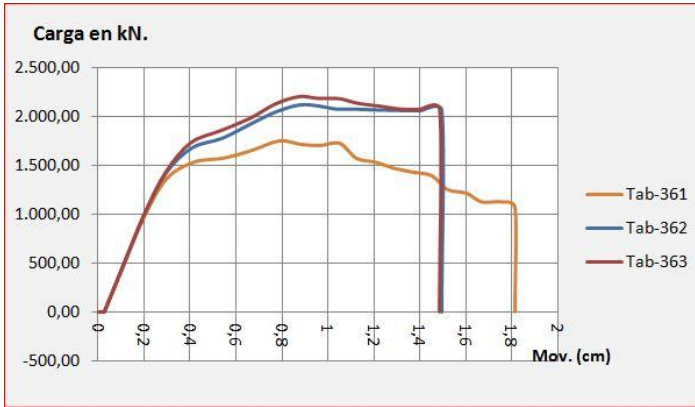


Ilustración 444 - Comparativa del índice de daño de los modelos estudiados.

Por otra parte, entrando en cada una de las características del material, se observa que los valores de tensiones de compresión, que se muestran en las imágenes del punto IV.3.2.2, son bajos para el material teniendo valores entorno a 1 MPa con tensiones punta máximas de 3MPa de compresión; en todo caso lejos del mínimo de 6 MPa esperados para la sillería. Por esta razón el valor de la resistencia a compresión no es relevante a la hora de calcular el modelo.

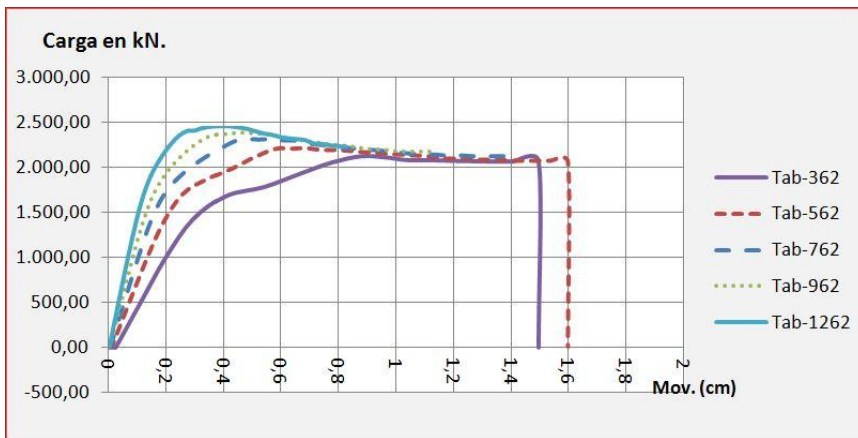
Algo diferente ocurre con la resistencia a tracción de la sillería. Este valor sí que es determinante para el modelo, ya que con valores bajos de tracción, como los del modelo Tab-361, el daño aparece con incrementos de carga tempranos y se extiende con rapidez.



Gráfica 46 – Influencia de la tracción en la gráfica de V-desp.

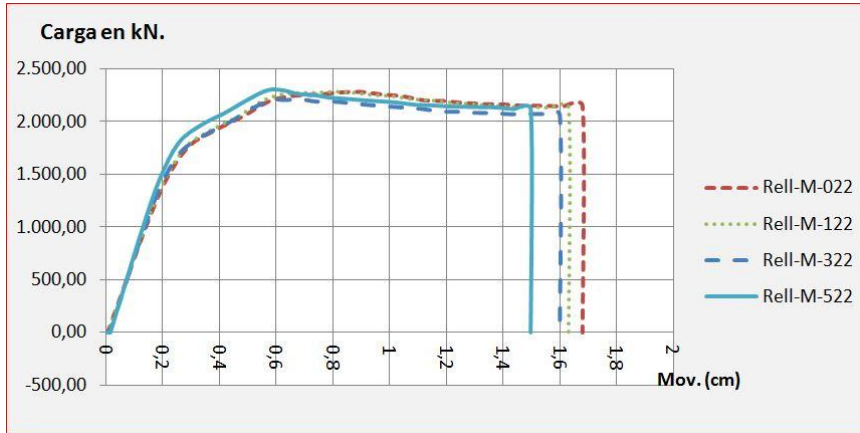
Los modelos Tab-362 y Tab-363 han sido realizados con resistencias a tracción de 0,2 MPa o 0,3 MPa respectivamente. Como se puede observar en la gráfica anterior, estos modelos presentan un comportamiento muy similar.

En cuanto a las variaciones de la rigidez de la sillería, podemos observar como en la rama proporcional el incremento de rigidez proporciona una mayor capacidad de carga inicial, si bien una vez empieza la rotura los modelos con menor rigidez presentan mayor ductilidad y son capaces de asumir una mayor deformación antes de la rotura.



Gráfica 47 – Influencia de la variación de la rigidez de la sillería en la gráfica de V-desp

Por último quedaría comentar a influencia de la rigidez del relleno de los muros en el comportamiento estructural del modelo.



Gráfica 48 – Influencia de la variación de la rigidez del relleno en la gráfica de V-despl.

Como se puede observar la influencia en las primeras fases de carga es prácticamente inexistente. Cuando la estructura se acerca a la rotura, son los modelos con una menor rigidez los que son capaces de absorber mayores deformaciones.

IV.3.3 Análisis global frente a cargas gravitatorias.

Una vez determinada la influencia de las distintas variables de los materiales se ha sometido al modelo completo de la iglesia, descrito en el apartado IV3.1.2.1, a un análisis no lineal bajo las cargas gravitatorias para estudiar su distribución de tensiones y deformaciones.

Para el cálculo del modelo completo se han tomado los siguientes valores.

	SILLERIA				Ladrillo			
	E MPa	f- MPa	f+ MPa	Gf Jul/m2	E MPa	f- MPa	f+ MPa	Gf Jul/m2
ENT-562	5000	6	2	100	3000	2	0,15	60

	Relleno BÓVEDA				Relleno MUROS			
	E MPa	f- MPa	f+ MPa	Gf Jul/m2	E MPa	f- MPa	f+ MPa	Gf Jul/m2
ENT-562	1000	1,5	0,15	60	3000	1,5	0,15	60

Tabla 43 – Valores de los materiales en el modelo Ent.562

El proceso de cálculo presenta los siguientes pasos.

```

INICIA CALCULO NO LINEAL GEO-MATERIAL
Modelo de Daño Isotropo.....266070
Número de ecuaciones.....182655726
Número de terminos No Nulos.....1426.998
Memoria matriz K (Mb).....0 min 5,57 seg
Formacion Ancho banda.....0 min 12,21 seg
Guarda ancho banda.....0 min 12,21 seg
Caso 1.....FX=0 kN
Caso 1.....FY=0 kN
Caso 1.....FZ=-43373,1425023878 kN
PASO 1 en 1 iteraciones
PASO 2 en 1 iteraciones
PASO 3 en 2 iteraciones
PASO 4 en 2 iteraciones
PASO 5 en 1 iteraciones
PASO 6 en 1 iteraciones
PASO 7 en 1 iteraciones
PASO 8 en 1 iteraciones
PASO 9 en 1 iteraciones
PASO 10 en 1 iteraciones
PASO 11 en 1 iteraciones
Termina el cálculo incremental
CALCULO TERMINADO EN = 5 horas 28 min. 21,0 seg.
    
```

Ilustración 445– Proceso de cálculo del modelo Ent-562.

```

Paso Caso Factor de carga
1 Caso:1 0,1000
2 Caso:1 0,2000
3 Caso:1 0,3000
4 Caso:1 0,4000
5 Caso:1 0,5000
6 Caso:1 0,6000
7 Caso:1 0,7000
8 Caso:1 0,7999
9 Caso:1 0,8998
10 Caso:1 0,9997
11 Caso:1 1,0996
    
```

Ilustración 446 – Pasos de aplicación de la carga en el modelo Ent-562.

A continuación pasamos a analizar el modelo estructural, para ello se toman los resultados del paso 11 en el que se encuentra aplicada la totalidad de la carga.

Empezaremos analizando las **tensiones de compresión** vertical, en el eje z. Como se puede observar en la leyenda, los mayores valores son de 1,29MPa, lejos de los 6 MPa de resistencia mínima asignados a la sillería.

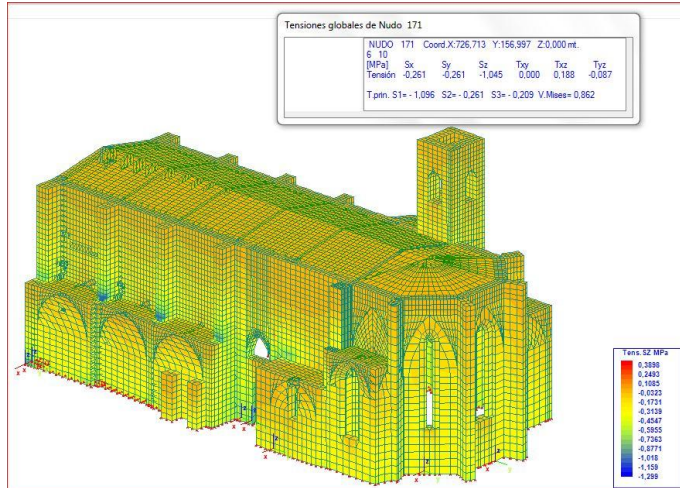


Ilustración 447– Tensiones Sz para cargas gravitatorias en el modelo Ent-562.

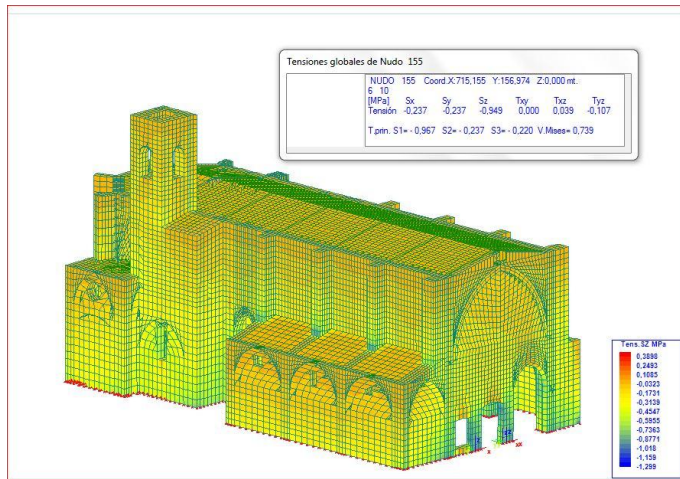


Ilustración 448– Tensiones Sz para cargas gravitatorias en el modelo Ent-562.

Ocultamos a continuación las láminas para poder analizar el interior de la nave.

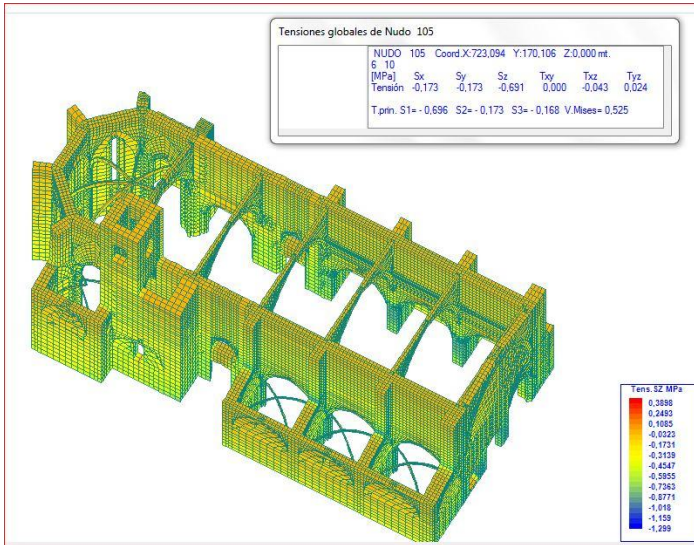


Ilustración 449– Tensiones Sz para cargas gravitatorias en la base del contrafuerte P56 en el modelo Ent-562.

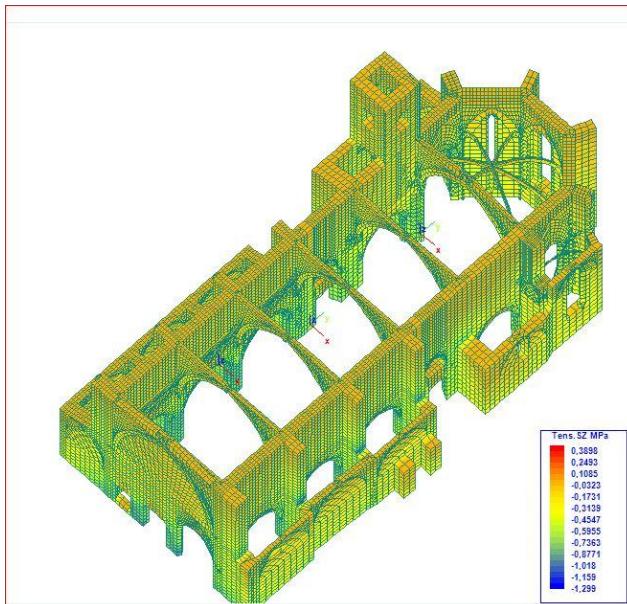


Ilustración 450– Tensiones Sz para cargas gravitatorias en el modelo Ent-562.

Para poder determinar las **tensiones de tracción** que puedan existir en el conjunto y su orden de magnitud estudiaremos las tensiones Sx (en la dirección transversal a la nave) y Sy (en la dirección longitudinal).

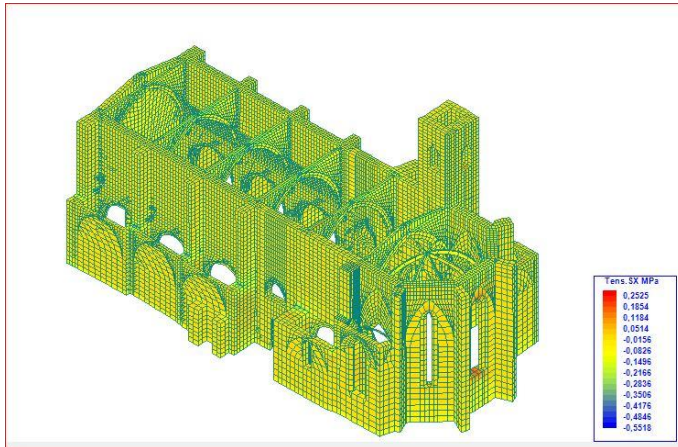


Ilustración 451– Tensiones Sx para cargas gravitatorias en el modelo Ent-562.

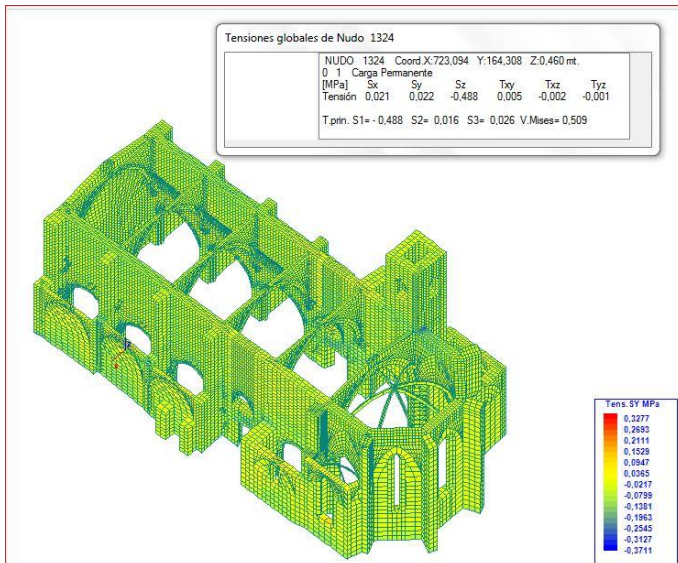


Ilustración 452– Tensiones Sy para cargas gravitatorias en el modelo Ent-562.

Como podemos ver, aunque en algunos picos se alcanzan la resistencia a tracción límite del material establecida en el modelo, 0,2 MPa, en la inmensa mayoría de los elementos las tensiones son de compresión, o en el caso de tracciones de valores bajos.

Al observar las **deformaciones verticales** del conjunto bajo cargas gravitatorias, se determina que son despreciables, encontrándose en general, en el orden de las decimas de milímetro.

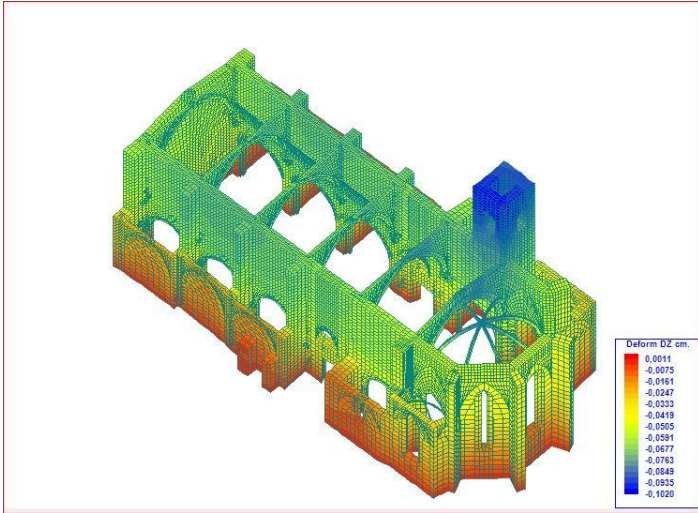


Ilustración 453– Deformaciones Dz para cargas gravitatorias en el modelo Ent-562.

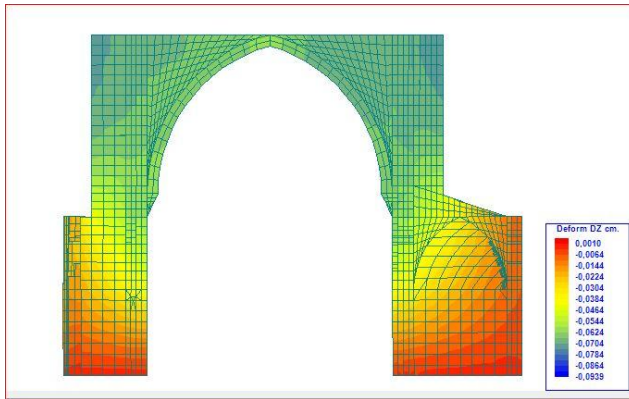


Ilustración 454– Deformaciones Dz para cargas gravitatorias del arco 56 en el modelo Ent-562.

Los **desplazamientos horizontales transversales** son asimismo, muy bajos pero analizándolos podemos observar el efecto del empuje de la bóveda en la zona del arranque de los arcos fajones. El color azul sobre las capillas sur y naranja sobre las capillas norte indica la natural tendencia a abrirse del arco. El orden de magnitud de las deformaciones hace que las consideremos despreciables.

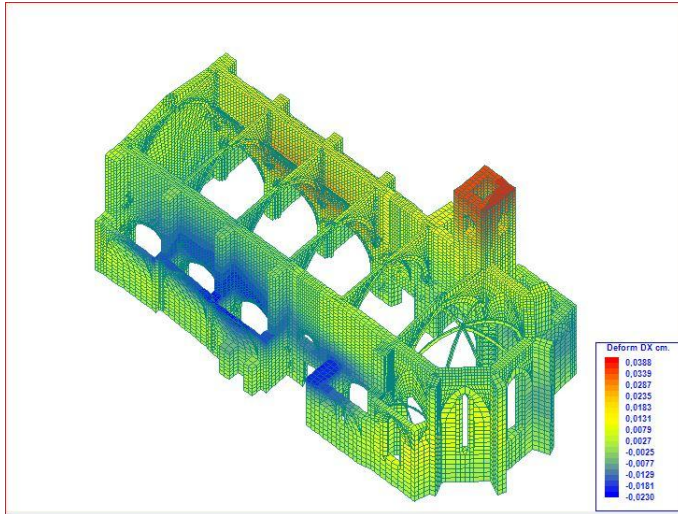


Ilustración 455– Deformaciones Dx para cargas gravitatorias en el modelo Ent-562.

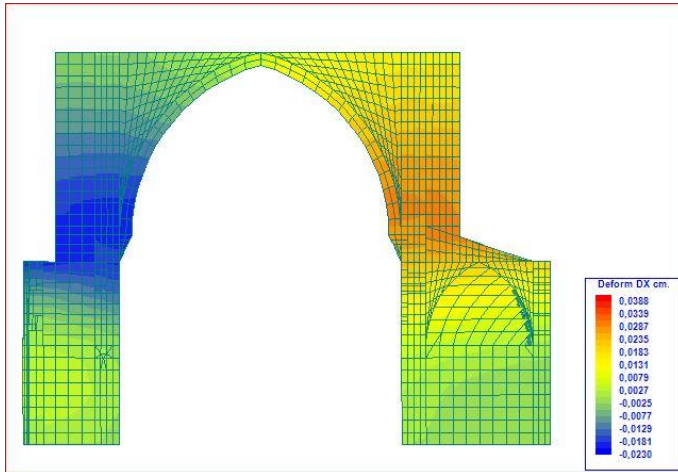


Ilustración 456– Deformaciones Dx para cargas gravitatorias del arco 56 en el modelo Ent-562.

Los **desplazamientos horizontales longitudinales** son igualmente despreciables, si bien es interesante ver el efecto del empuje de la bóveda del ábside en la zona intermedia de los contrafuertes.

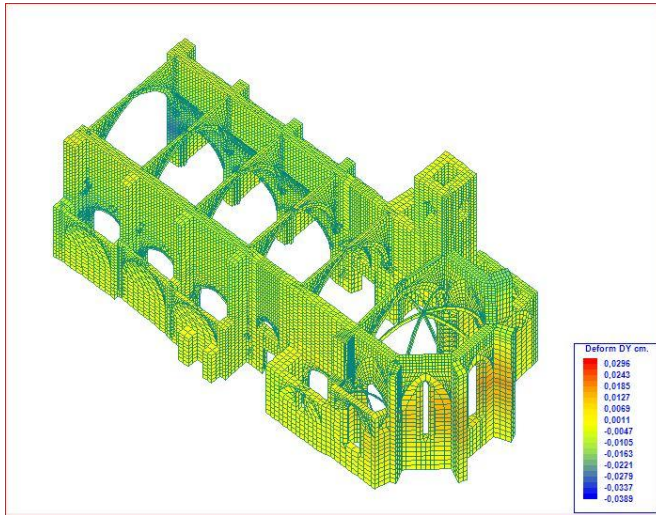


Ilustración 457– Deformaciones Dy para cargas gravitatorias en el modelo Ent-562.

Para estas condiciones de carga hemos visto que las tensiones de tracción y compresión están muy por debajo de sus valores límite. Así que el daño que aparece en el modelo debido a cargas gravitatorias es muy bajo en la inmensa mayoría de los nudos del modelo, alcanzando valores máximos de 0,6 en el intradós de las claves de los arcos formeros de las capillas laterales.

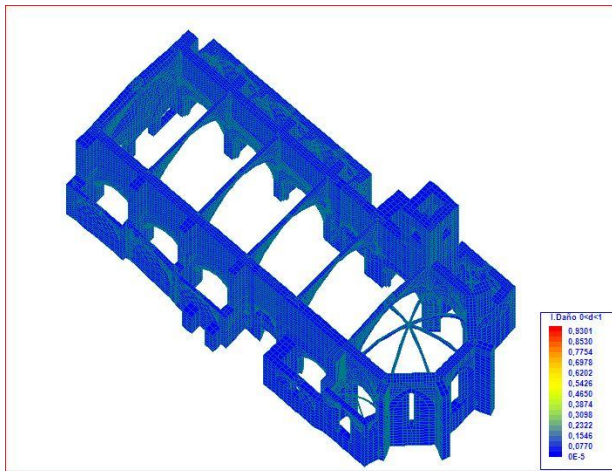


Ilustración 458– Índice de daño para cargas gravitatorias del arco 56 en el modelo Ent-562.

IV.3.4 Análisis del efecto del macizado del trasdós.

Una vez examinado el modelo completo vamos a analizar de nuevo, con el modelo parcial, distintas situaciones particulares. En primer lugar analizaremos la diferencia de comportamiento entre el modelo con el trasdós de la bóveda aligerada con tabiquillos, como hemos visto, gracias a la termografía, que ocurre parcialmente en San Juan y el modelo con el trasdós macizado con un elemento de relleno.

El objeto de esta comparativa es determinar la influencia en el comportamiento de este relleno. Esto nos servirá para determinar si en el análisis de otros templos, este dato, que a veces no es sencillo de obtener, es relevante a la hora del análisis o se puede prescindir de él.

Para ello analizaremos el modelo parcial macizo que hemos definido en el apartado IV3.1.2.3 *Modelo parcial macizo*. Se han realizado dos cálculos, que hemos llamado Rell-B. El primero presenta una rigidez de 1000 MPa y unos valores de resistencia a tracción y compresión similares al relleno de los muros, por el contrario, para el segundo modelo se ha aplicado un material de relleno no coherente.

	SILLERIA				Ladrillo			
	E MPa	f- MPa	f+ MPa	Gf Jul/m2	E MPa	f- MPa	f+ MPa	Gf Jul/m2
RELL-B-122	5000	6	2	100	3000	2	0,15	60
RELL-B-000	5000	6	2	100	3000	2	0,15	60

	Relleno BÓVEDA				Relleno MUROS			
	E MPa	f- MPa	f+ MPa	Gf Jul/m2	E MPa	f- MPa	f+ MPa	Gf Jul/m2
RELL-B-122	1000	2	0,2	60	3000	2	0,2	60
RELL-B-000	25	0,5	0,025	60	3000	2	0,2	60

Tabla 44 – Valores de los materiales en los modelos Rell-B

IV3.4.1.1 Modelo Rell-B-122

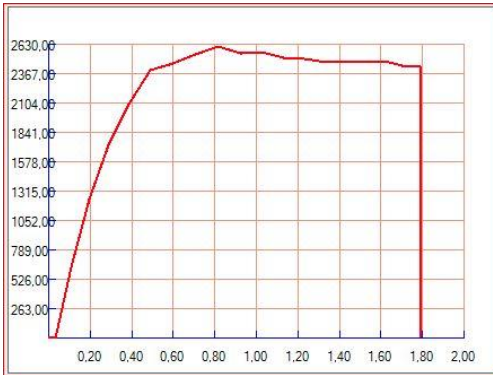


Ilustración 459 – Curva de capacidad del modelo Rell-B-122

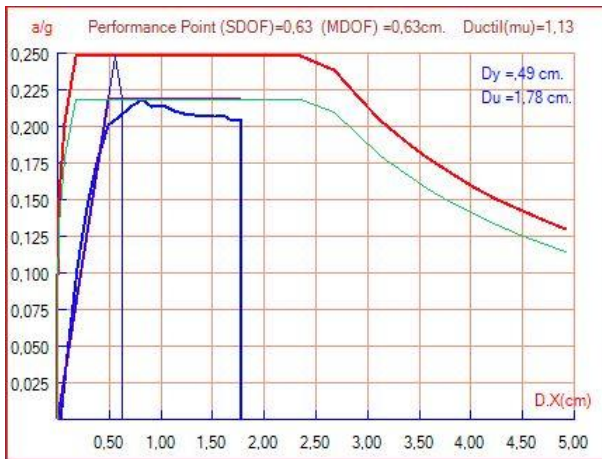


Ilustración 460– Performance Point modelo Rell-B-122.

12	Caso:2	0,0985
13	Caso:2	0,1913
14	Caso:2	0,2663
15	Caso:2	0,3230
16	Caso:2	0,3685
17	Caso:2	0,3791
18	Caso:2	0,3915
19	Caso:2	0,4016
20	Caso:2	0,3923
21	Caso:2	0,3937
22	Caso:2	0,3862
23	Caso:2	0,3838
24	Caso:2	0,3806
25	Caso:2	0,3797
26	Caso:2	0,3799
27	Caso:2	0,3825
28	Caso:2	0,3747
29	Caso:2	0,3741
30	Caso:2	0,3741

Ilustración 461 – Pasos caso 2 Rell-B-122.

El modelo Rell-B-122 presenta la rotura en el paso de carga 19 al 40% de carga del caso 2. El Punto de demanda se produce para una deformación 0,63 cm.

MACIZO	Dy	Du	PD	Sd1	Sd3	Daño	%
RELL-B-122	0,49	1,78	0,63	0,343	0,8125	MODERADO	43,41

Ilustración 462– Nivel de daño modelo Rell-B-122.

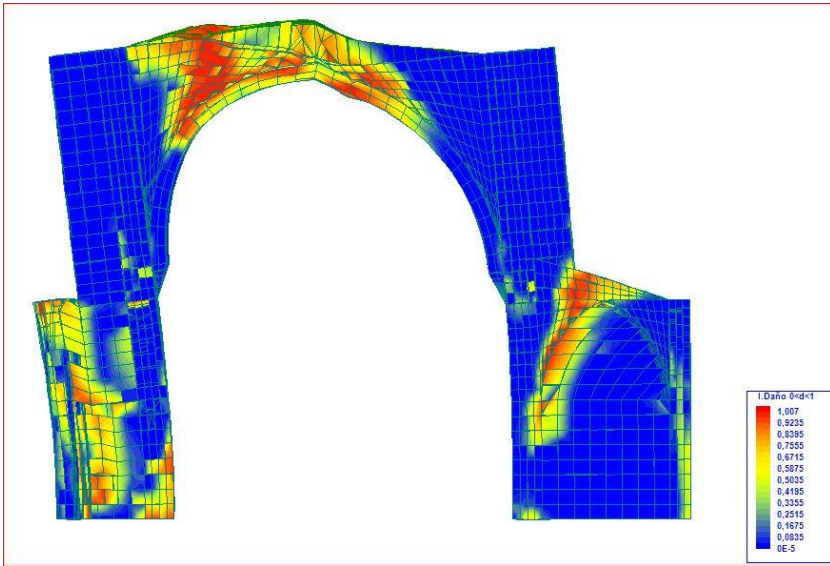


Ilustración 463– Daño y deformada del modelo Rell-B-122 en el paso 29.

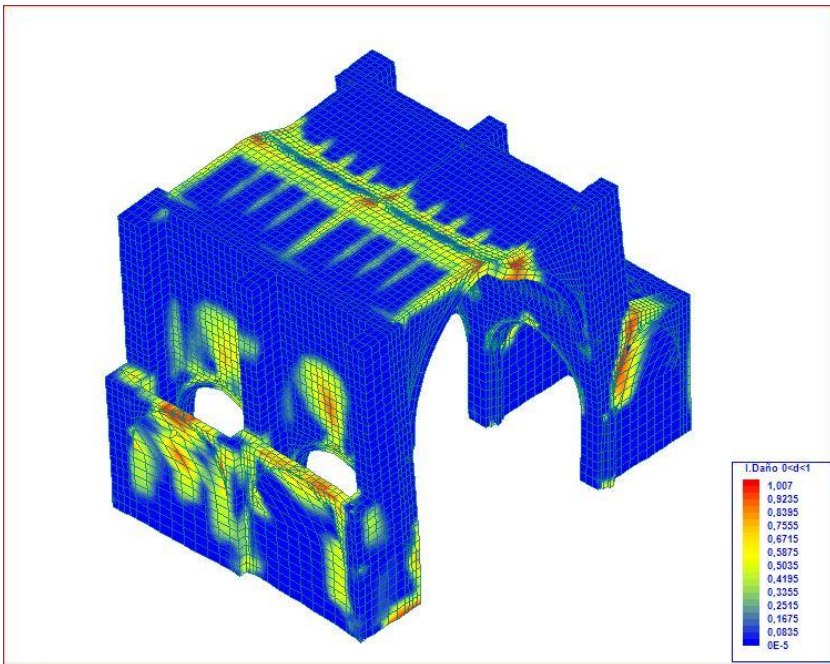


Ilustración 464– Daño y deformada del modelo Rell-B-122 en el paso 29.

IV3.4.1.2 Modelo Rell-B-000

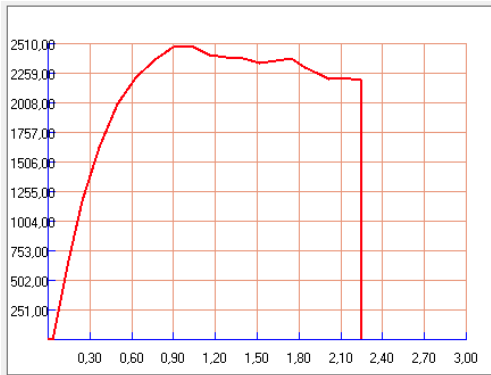


Ilustración 465 – Curva de capacidad del modelo Rell-B-000

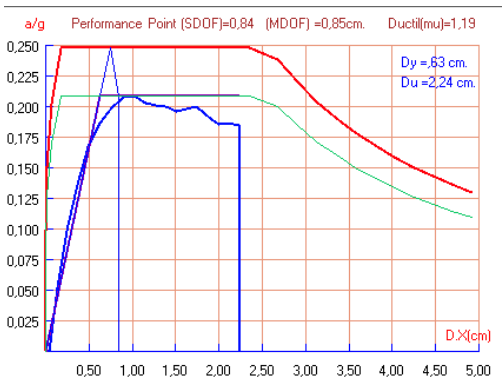


Ilustración 466– Performance Point modelo Rell-B-000.

12	Caso:2	0,0962
13	Caso:2	0,1810
14	Caso:2	0,2512
15	Caso:2	0,3072
16	Caso:2	0,3419
17	Caso:2	0,3661
18	Caso:2	0,3816
19	Caso:2	0,3831
20	Caso:2	0,3723
21	Caso:2	0,3684
22	Caso:2	0,3678
23	Caso:2	0,3605
24	Caso:2	0,3640
25	Caso:2	0,3682
26	Caso:2	0,3557
27	Caso:2	0,3483
28	Caso:2	0,3409
29	Caso:2	0,3416
30	Caso:2	0,3399
31	Caso:2	0,3399

Ilustración 467 – Pasos caso 2 Rell-B-000.

El modelo Rell-B-000 presenta la rotura en el paso de carga 19 al 38% de carga del caso 2. El Punto de demanda se produce para una deformación 0,84 cm.

MACIZO	Dy	Du	PD	Sd1	Sd3	Daño	%
RELL-B-000	0,63	2,24	0,84	0,441	1,0325	MODERADO	52,17

Ilustración 468– Nivel de daño modelo Rell-B-000.

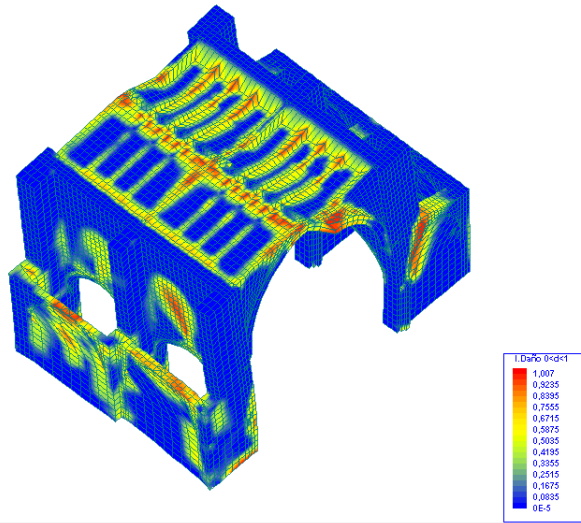


Ilustración 469– Daño y deformada del modelo Rell-B-000 en el paso 30.

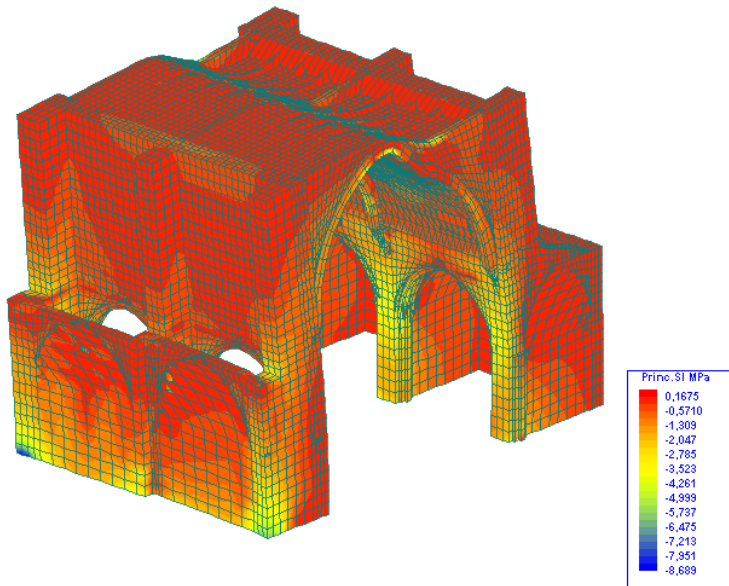


Ilustración 470– Tensiones principales en el modelo Rell-B-000 en el paso 30.

IV3.4.1.3 Análisis del efecto del relleno del trasdós

TAB RIGIDEZ	Dy	Du	PD	Sd1	Sd3	Daño	%
TAB-562	0,34	1,45	0,43	0,238	0,6175	MODERADO	32,43
RELL-B-122	0,49	1,78	0,63	0,343	0,8125	MODERADO	43,41
RELL-B-000	0,63	2,24	0,84	0,441	1,0325	MODERADO	52,17

Tabla 45 - Comparativa índice de vulnerabilidad variando la resistencia rigidez del relleno.

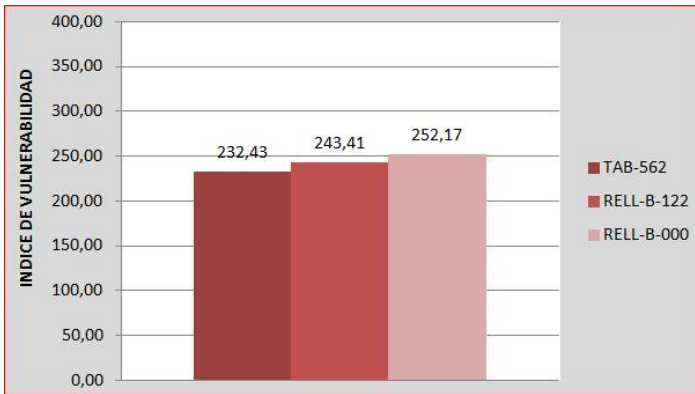
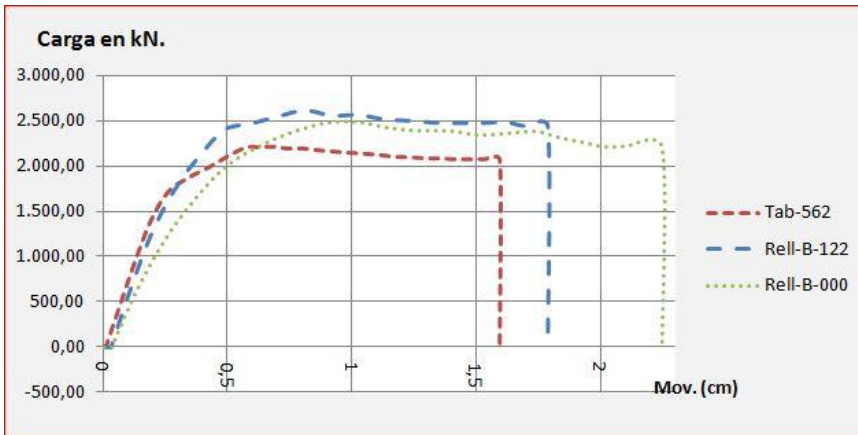


Ilustración 471- Comparativa del índice de vulnerabilidad.



Gráfica 49 - Influencia de la variación de la rigidez del relleno en la gráfica de V-desp.

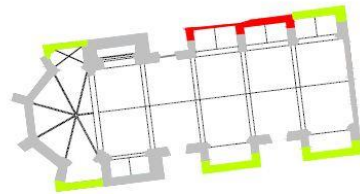
IV.3.5 Análisis del recrecido de los contrafuertes originales.

En el análisis murario realizado por Crespo Godino observamos como los contrafuertes originales del S. XIII fueron recrecidos a final del S XIV al renovar las capillas laterales.



Ilustración 472– S XIV. Fase I. Hipótesis de la construcción del templo según Crespo Godino. .

CAPILLAS ENTRE CONTRAFUERTE. MAESTRO CISTERCIENSE. (Red)
 CAPILLAS ENTRE CONTRAFUERTE. OTRO MAESTRO NO CISTERCIENSE. DISTINTA CONFIGURACIÓN ARQUITECTÓNICA. (Green)



Hipótesis del templo en el siglo XIV en una segunda fase (finales de siglo)

Ilustración 473 –Construcción de las capillas laterales a finales del S. XIV según (García Valdecabres, 2010, pág. 196) veda.



Ilustración 474– Contrafuerte 34 sur recrecido. .

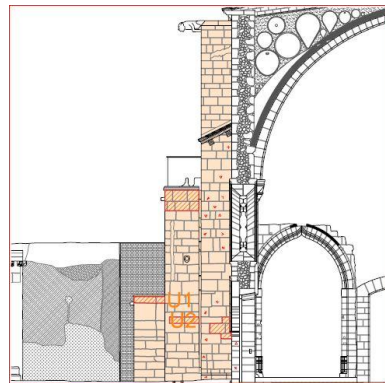


Ilustración 475 –Contrafuerte 34 sur recrecido.(Crespo Godino, 2006)

Como ya se ha indicado en el apartado IV.1.1 existe un desplome en los contrafuertes 4-5 y 5-6. Ya hemos visto que las tensiones debidas a cargas gravitatorias son muy bajas y es improbable que fueran las causantes de un empuje horizontal responsable de esta deformación.

Como ya se ha apuntado, la causa podría ser un defecto de ejecución pero existe una hipótesis alternativa. Otra posible causa pudo ser el terremoto que se produjo, con epicentro en Tavernes de Valldigna, el 18 de diciembre de 1396. Para examinar esta posibilidad se ha realizado un modelo con la dimensión de los contrafuertes originales y se ha sometido a un análisis pushover con el objeto de considerar la respuesta de la estructura original ante un sismo.

El modelo está compuesto por 22192 nodos, 3584 láminas y 16998 sólidos, de los que 13210 son hexaedros, 3008 son tetraedros y 708 son prismas-tri. Se han definido 210 apoyos.

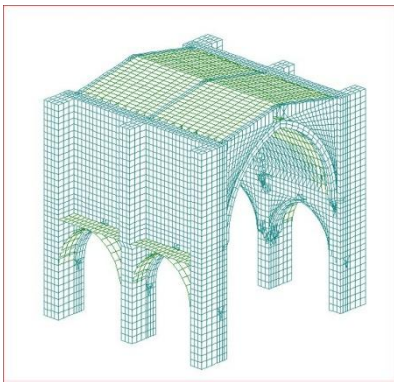


Ilustración 476– Modelo original en ANGLE.

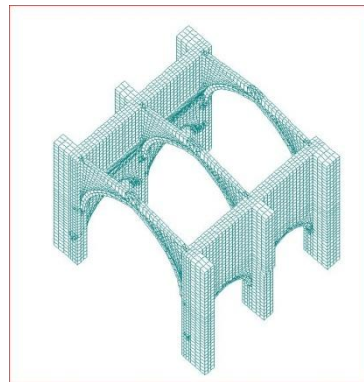


Ilustración 477 – Modelo original en ANGLE

Para analizar el efecto se definieron, en principio, dos modelos con 7000 MPa de rigidez y diferentes resistencias a tracción. Dada la mala respuesta del modelo se realizaron tres modelos más mejorando la rigidez para evaluarla respuesta en un caso más favorable. Los modelos se denominan Orig-XXX

Las características mecánicas de los materiales de cada modelo se detallan en la siguiente tabla:

	SILLERIA				Ladrillo			
	E MPa	f- MPa	f+ MPa	Gf Jul/m2	E MPa	f- MPa	f+ MPa	Gf Jul/m2
ORIG-762	7000	6	2	100	3000	2	0,15	60
ORIG-1462	14000	6	2	100	3000	2	0,15	60
ORIG-1482M	14000	8	2	100	3000	2	0,15	60

	Relleno BÓVEDA				Relleno MUROS			
	E MPa	f- MPa	f+ MPa	Gf Jul/m2	E MPa	f- MPa	f+ MPa	Gf Jul/m2
ORIG-762	3000	1,5	0,15	60	3000	1,5	0,15	60
ORIG-1462	3000	1,5	0,15	60	3000	1,5	0,15	60
ORIG-1482M	14000	8	0,2	60	14000	8	0,2	60

Tabla 46 – Valores de los materiales en los modelos Orig

IV3.5.1.1 Modelo Orig-762

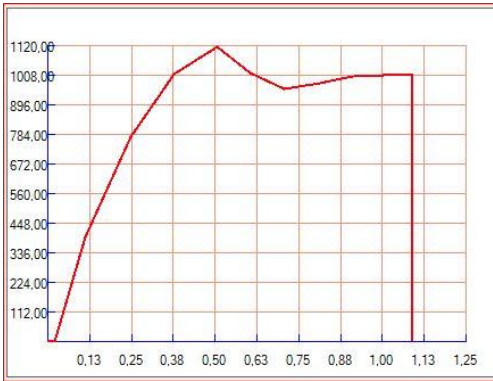


Ilustración 478 – Curva de capacidad del modelo Orig-762

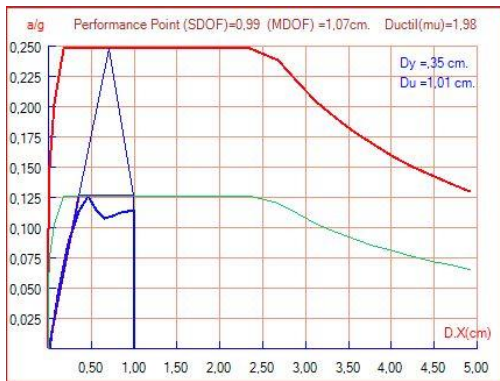


Ilustración 479– Performance Point modelo Orig-762.

1	Caso:1	0.1000
2	Caso:1	0.2000
3	Caso:1	0.3000
4	Caso:1	0.4000
5	Caso:1	0.5000
6	Caso:1	0.6000
7	Caso:1	0.6999
8	Caso:1	0.7996
9	Caso:1	0.8992
10	Caso:1	0.9986
11	Caso:1	1.0980
12	Caso:2	0.0935
13	Caso:2	0.1825
14	Caso:2	0.2378
15	Caso:2	0.2622
16	Caso:2	0.2390
17	Caso:2	0.2248
18	Caso:2	0.2296
19	Caso:2	0.2347
20	Caso:2	0.2362
21	Caso:2	0.2372
22	Caso:2	0.2372

Ilustración 480 – Pasos caso 2 Orig-762.

El modelo Orig-762 presenta la rotura en el paso de carga 16 al 24% de carga del caso 2. El Punto de demanda se produce para una deformación 0,99 cm.

ORIGINAL	Dy	Du	PD	Sd1	Sd3	Daño	%
ORIG-762	0,35	1,01	0,99	0,245	0,515	SEVERO	95,96

Ilustración 481– Nivel de daño modelo Orig-762.

El índice de vulnerabilidad del 95% dentro del daño severo sitúa al modelo prácticamente en el colapso total por lo que vamos a probar con una mayor rigidez.

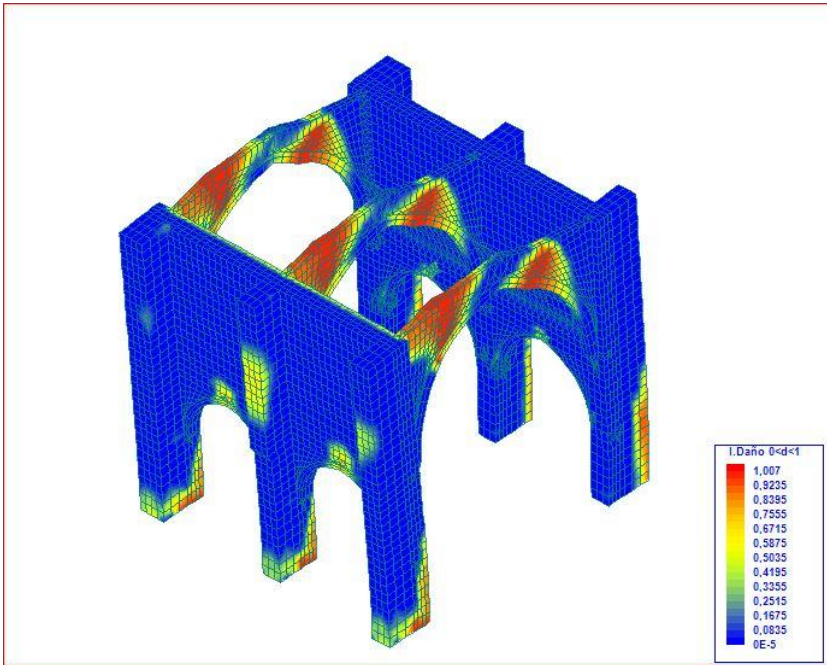


Ilustración 482- Daño y deformada del modelo Orig-762 en el paso 22.

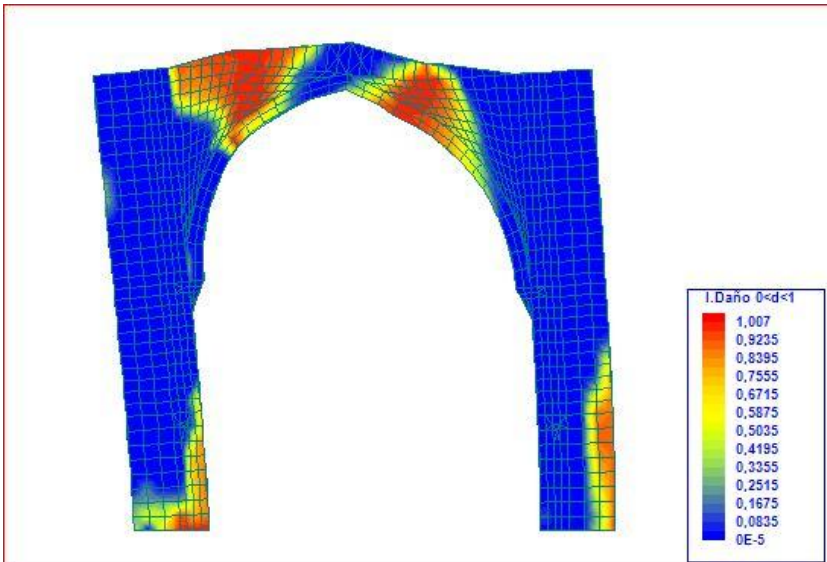


Ilustración 483- Daño y deformada del modelo Orig-762 en el paso 22.

IV3.5.1.2 Modelo Orig-1462

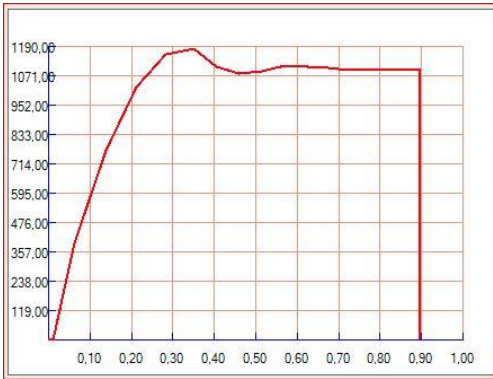


Ilustración 484 – Curva de capacidad del modelo Orig-1462

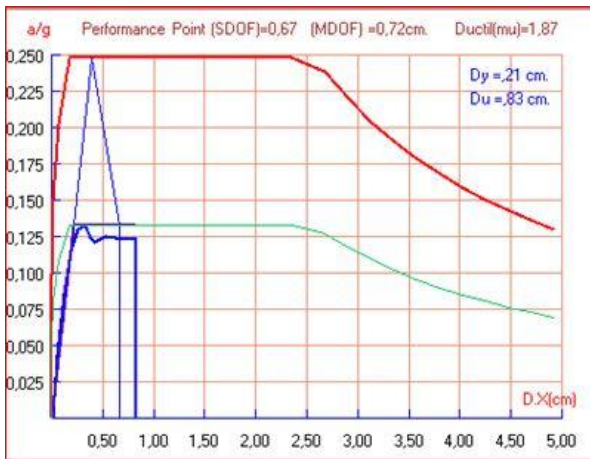


Ilustración 485– Performance Point modelo Orig-1462.

Paso	Caso	Factor de carga
1	Caso:1	0,1000
2	Caso:1	0,2000
3	Caso:1	0,3000
4	Caso:1	0,4000
5	Caso:1	0,5000
6	Caso:1	0,6000
7	Caso:1	0,6998
8	Caso:1	0,7995
9	Caso:1	0,8990
10	Caso:1	0,9984
11	Caso:1	1,0977
12	Caso:2	0,0923
13	Caso:2	0,1802
14	Caso:2	0,2404
15	Caso:2	0,2721
16	Caso:2	0,2772
17	Caso:2	0,2601
18	Caso:2	0,2533
19	Caso:2	0,2562
20	Caso:2	0,2599
21	Caso:2	0,2601
22	Caso:2	0,2592
23	Caso:2	0,2568
24	Caso:2	0,2565
25	Caso:2	0,2569
26	Caso:2	0,2571
27	Caso:2	0,2571

Ilustración 486 – Pasos caso 2 Orig-1462.

El modelo Orig-1462 presenta la rotura en el paso de carga 16 al 27% de carga del caso 2. El Punto de demanda se produce para una deformación 0,67 cm.

ORIGINAL	Dy	Du	PD	Sd1	Sd3	Daño	%
ORIG-1462	0,21	0,83	0,67	0,147	0,365	SEVERO	65,59

Ilustración 487– Nivel de daño modelo Orig-1462.

Con un gran aumento de rigidez el daño sigue siendo severo. Probaremos un modelo con la resistencia a compresión original de la cantera y con el relleno de los muros colaborando con las mismas características que la sillería.

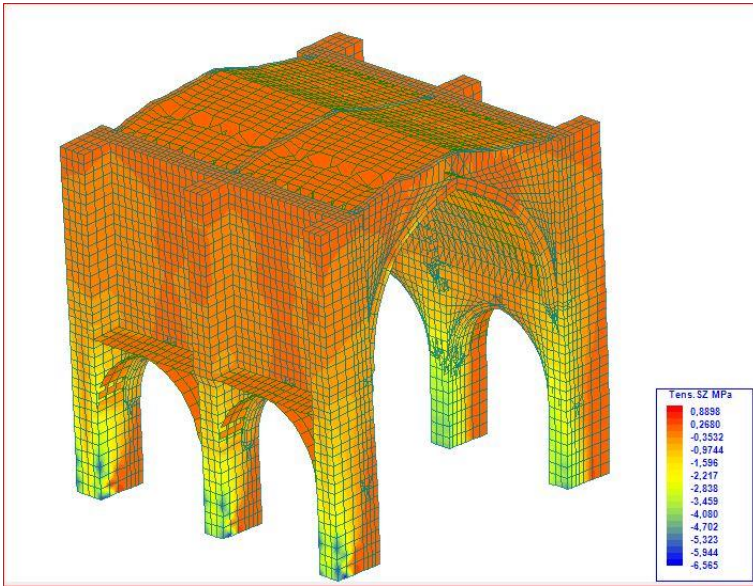


Ilustración 488– Tensiones Sz del modelo Orig-1462 en el paso 25.

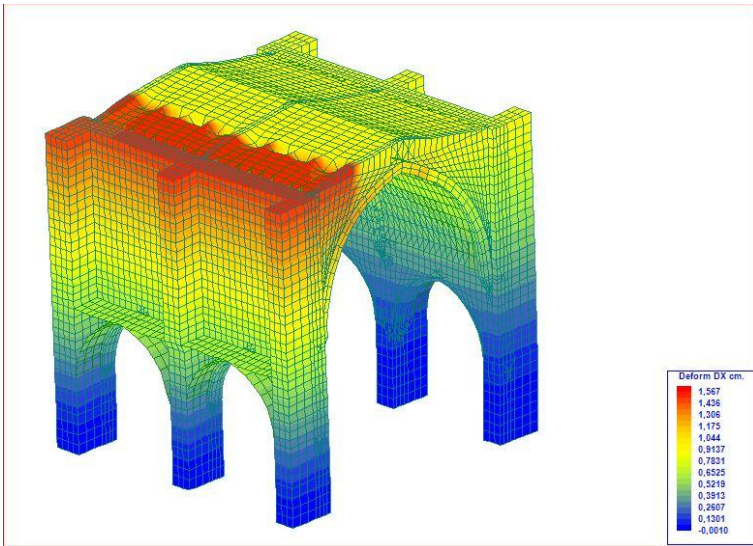


Ilustración 489– Desplazamientos transversales del modelo Orig-1462 en el paso 25.

IV3.5.1.3 Modelo Orig-1482M

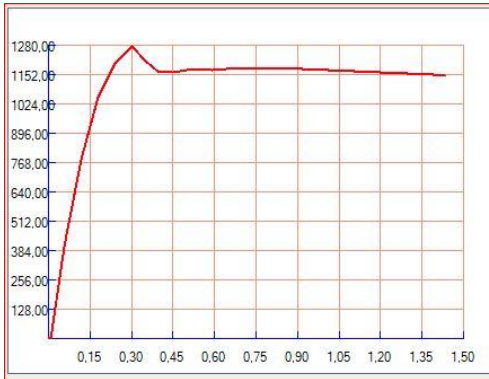


Ilustración 490 – Curva de capacidad del modelo Orig-1482M

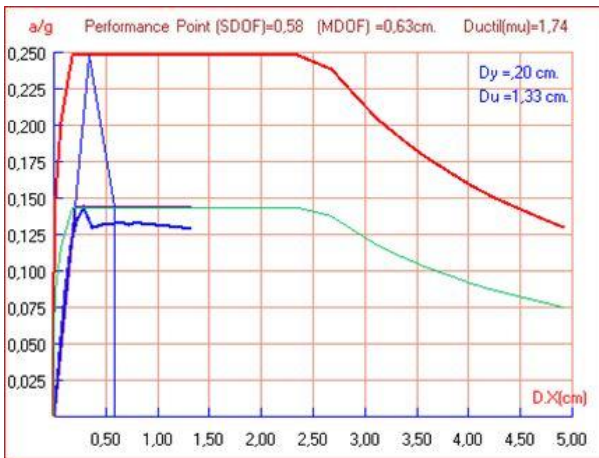


Ilustración 491– Performance Point modelo Orig-1482M.

12	Caso:2	0,0946
13	Caso:2	0,1834
14	Caso:2	0,2470
15	Caso:2	0,2821
16	Caso:2	0,2986
17	Caso:2	0,2847
18	Caso:2	0,2722
19	Caso:2	0,2730
20	Caso:2	0,2747
21	Caso:2	0,2761
22	Caso:2	0,2753
23	Caso:2	0,2767
24	Caso:2	0,2770
25	Caso:2	0,2767
26	Caso:2	0,2762
27	Caso:2	0,2766
28	Caso:2	0,2767
29	Caso:2	0,2765
30	Caso:2	0,2757
31	Caso:2	0,2753
32	Caso:2	0,2747
33	Caso:2	0,2739
34	Caso:2	0,2731
35	Caso:2	0,2725
36	Caso:2	0,2720
37	Caso:2	0,2715
38	Caso:2	0,2709
39	Caso:2	0,2703
40	Caso:2	0,2698

Ilustración 492 – Pasos caso 2 Orig-1482M.

El modelo Orig-1482M presenta la rotura en el paso de carga 16 al 30% de carga del caso 2. El Punto de demanda se produce para una deformación 0,58 cm.

ORIGINAL	Dy	Du	PD	Sd1	Sd3	Daño	%
ORIG-1482-M	0,2	1,33	0,58	0,14	0,4825	SEVERO	11,50

Ilustración 493– Nivel de daño modelo Orig-1482M.

Aun con estas condiciones de rigidez y resistencia de sillería y muros el daño sigue estando dentro del umbral de daño severo.

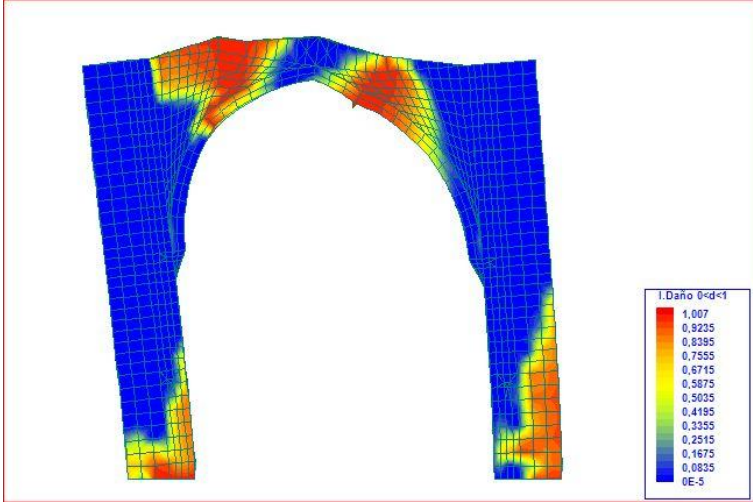


Ilustración 494- Daño del modelo Orig-1482M en el paso 39.

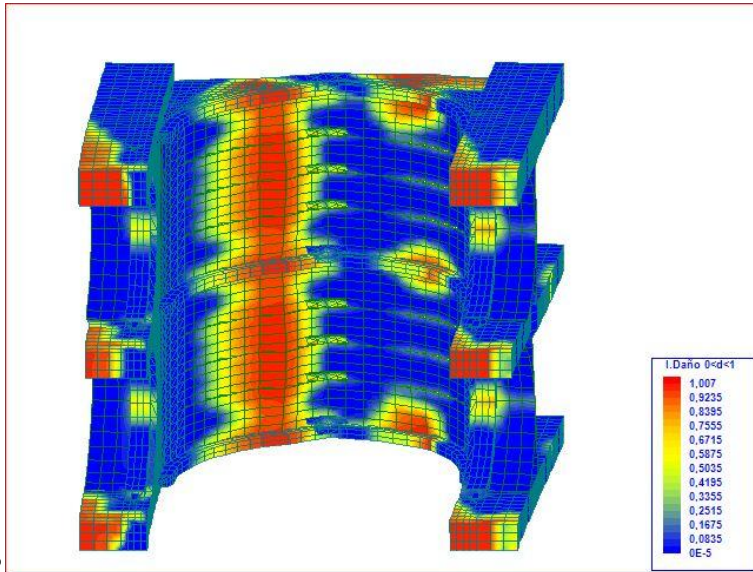


Ilustración 495- Daño del modelo Orig-1482M en el paso 39.

IV3.5.1.4 Conclusiones del modelo original.

ORIGINAL	Dy	Du	PD	Sd1	Sd3	Daño	%
ORIG-762	0,35	1,01	0,99	0,245	0,515	SEVERO	95,96
ORIG-1462	0,21	0,83	0,67	0,147	0,365	SEVERO	65,59
ORIG-1482-M	0,2	1,33	0,58	0,14	0,4825	SEVERO	11,50

Tabla 47 - Comparativa índice de daño variando la resistencia a tracción.

Comparamos los modelos originales con los modelos Tab analizados anteriormente. Se puede observar como la variación del ancho de los contrafuertes es nefasta para la estructura haciendo que sea incapaz de asumir los esfuerzos horizontales sin sufrir un gran daño.

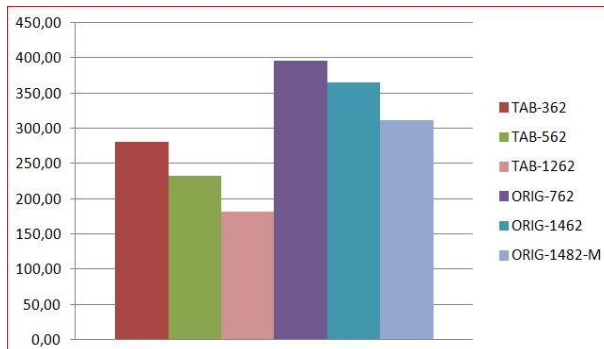
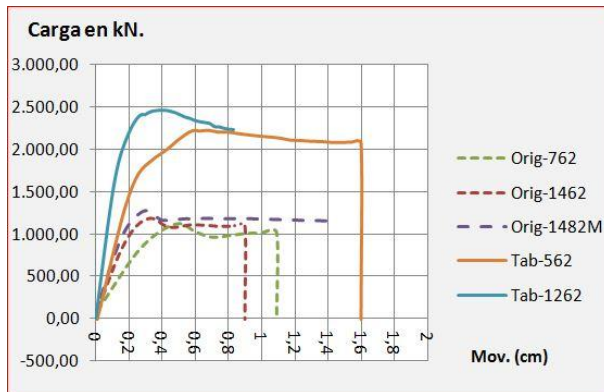


Ilustración 496- Comparativa del índice de vulnerabilidad



Gráfica 50 - Comparativa en la gráfica de V-desp.

El nivel de carga que puede asumir la estructura original antes de la rotura es del orden de la mitad que con los contrafuertes recrecidos.

IV.3.6 Análisis de la grieta de la capilla P6.

Por último, no podríamos concluir este trabajo de investigación sobre el análisis estructural de la Iglesia de San Juan sin fijarnos en la única lesión estructural que aparece en la actualidad.

Tras las obras de 1967-70 se realizó una recuperación integral del templo por lo que se entiende que las numerosas grietas y destrozos descubiertos bajo el revestimiento barroco se repararon. Por lo tanto se puede determinar que esta grieta se ha desarrollado desde entonces, es decir en los últimos 40 años.

Se reproduce a continuación una imagen de la capilla y la misma imagen con la grieta marcada.

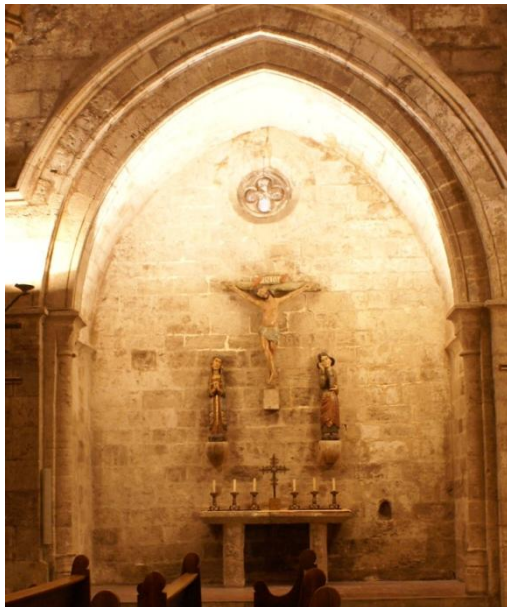


Ilustración 497 – Grieta en pared de la capilla P6

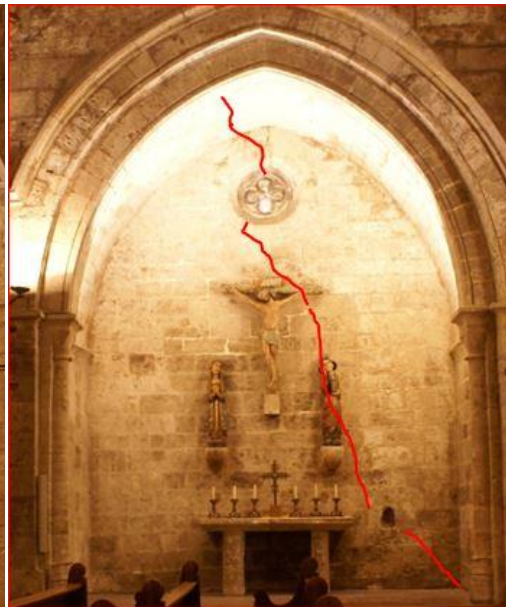


Ilustración 498 – Grieta en pared de la capilla P6



Ilustración 499 – Grieta en pared de la capilla P6

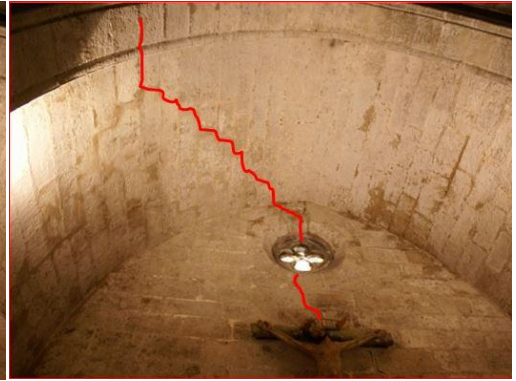


Ilustración 500 – Grieta en bóveda de la capilla P6



Ilustración 501 – Grieta en pared de la capilla P6



Ilustración 502 – Grieta en ventanal de la capilla P6

La situación estructural de esta capilla es distinta de las demás ya que como ya se he indicado el tramo 6 de la iglesia estuvo cubierto con cerchas de madera hasta la rehabilitación del templo en 1968. Fue entonces cuando se eliminó la parte superior del muro de la nave central, que originalmente era de fábrica cerámica para rehacerla de sillería como se aprecia en la actualidad. Por otra parte se hizo la bóveda de piedra del tramo sexto que hasta entonces no existía.

Para ello se realizó de nueva planta el contrafuerte del arco 6-7 que se hizo con núcleo de hormigón armado y revestimiento de aplacado de piedra.

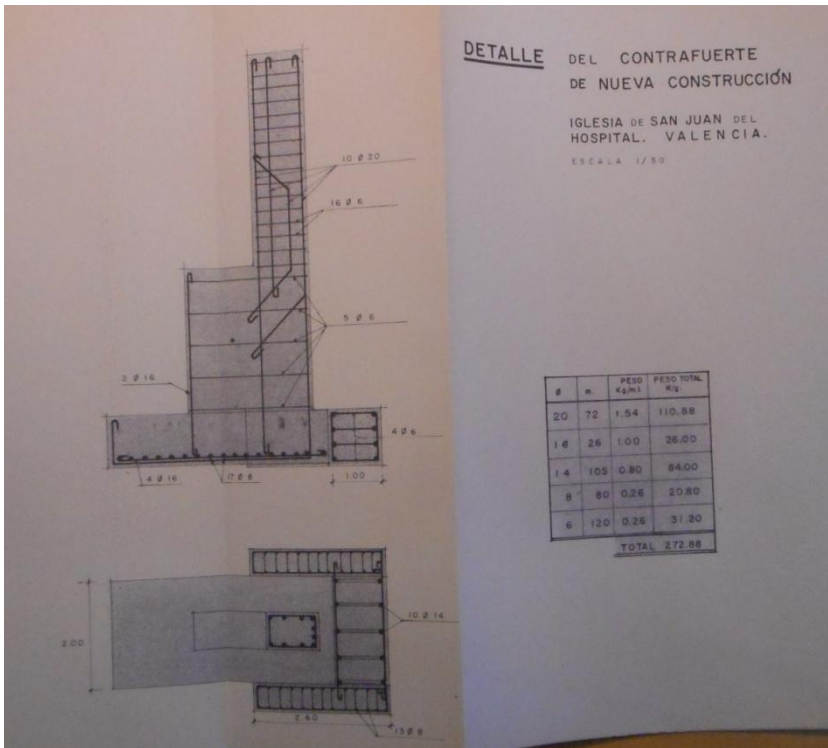


Ilustración 503 – Detalle del contrafuerte de nueva construcción. (Ferrant Vázquez, 1967)

La nueva situación de cargas, con total seguridad, ha provocado nuevos asientos. Para analizar la posible repercusión de estos se analizan dos modelos parciales en los que se han forzado descensos en los contrafuertes del arco 5-6 en primer lugar y del arco 6-7 a continuación.

En las siguientes imágenes se recogen los índices de daño de ambos modelos.

Los modelos, llamados Desc-762 se han calculado con un modulo de deformación de 7000 MPa, con una resistencia a compresión de la sillería de 6 MPa y una resistencia a tracción de 0,2 MPa, correspondiendo el resto de variables con el modelo Tab 762.

IV.3.6.1 Modelo Desc 762-56

En este modelo se introduce el descenso en el contrafuerte intermedio del modelo parcial que corresponde con el contrafuerte 5-6.

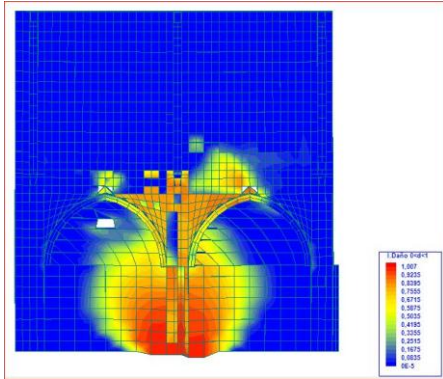


Ilustración 504 – Índice de daño del modelo Desc. 762-56

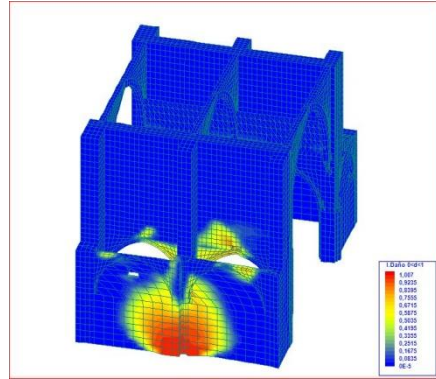


Ilustración 505 – Índice de daño del modelo Desc. 762-56

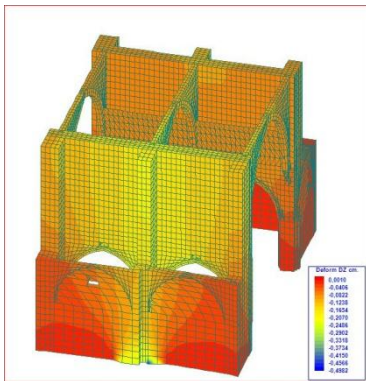


Ilustración 506 – Desplazamiento z del modelo Desc. 762-56

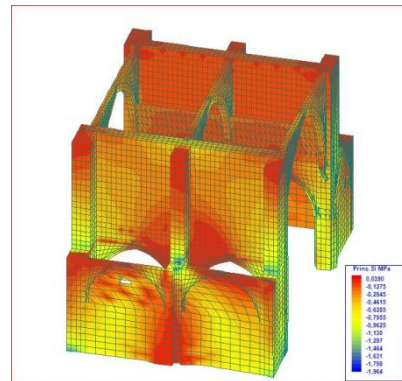


Ilustración 507 – Tensiones principales del modelo Desc. 762-56

El descenso del contrafuerte 5-6 crearía una situación parecida en la capilla P5 a la capilla P6 que es la estamos analizando. Pero en la capilla P5 no aparece ninguna fisura.

IV.3.6.2 Modelo Desc 762-67

Introducimos ahora un descenso en el contrafuerte 6-7 del modelo parcial.

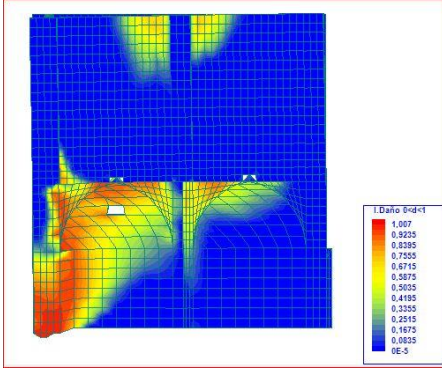


Ilustración 508 – Índice de daño del modelo Desc. 762-67

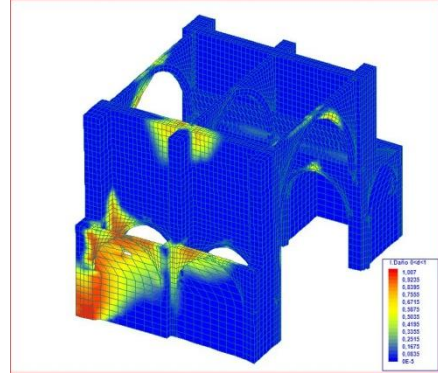


Ilustración 509 – Índice de daño del modelo Desc. 762-67

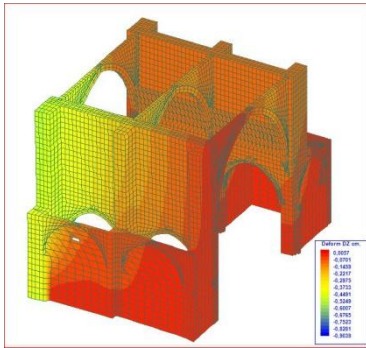


Ilustración 510 – Desplazamiento z del modelo Desc. 762-67

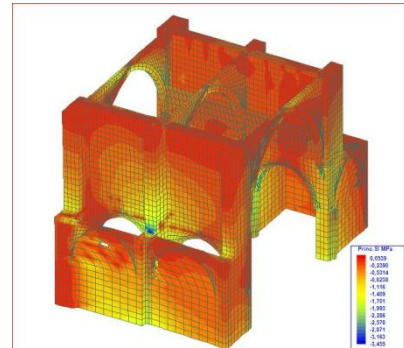


Ilustración 511 – Tensiones principales del modelo Desc. 762-67

En las dos primeras imágenes se observa como el daño reproduce la geometría de la fisura de la capilla P6. Además en la última imagen se puede apreciar como siguiendo esta geometría aparecen tracciones.

IV.3.6.3 Análisis de los descensos de los contrafuertes.

Como se ha comentado, de un descenso en el contrafuerte intermedio, el 5-6, se esperaría un patrón de fisuras simétrico en la capilla 5 y 6 como se ve en los modelos de cálculo. Aunque no se puede pedir a un edificio con 750 años un comportamiento perfectamente simétrico, sí que es llamativo que en la capilla P6 la grieta aparezca con claridad y en la capilla P5 no exista en absoluto.

En cambio en el modelo en el que se fuerza el descenso en el contrafuerte 6-7 sí que se desarrolla un daño y unas tensiones de tracción que corresponden con la fisuración existente.

Se apunta así, que la fisura existente puede ser debida a un posible asiento diferencial debido a las nuevas cargas. Este habría sido mayor en el contrafuerte 6-7.

Para evaluar la gravedad de la grieta consideremos algunos extremos. Como se ha visto en el modelo global con cargas gravitatorias, las tensiones debidas a estas son muy bajas. Por otra parte, las nuevas cargas debieron producir un asiento, pero sin duda este ya está consolidado tras más de cuarenta años. En el escáner láser no se han detectado desplomes preocupantes en la zona que pudieran ser consecuencia de dichos asientos diferenciales. Por lo tanto se puede afirmar que la fisura, mientras no se detecte en ella nueva actividad, carece de gravedad a nivel estructural.

V Conclusiones

V.1 El conocimiento global del objeto de intervención.

La primera conclusión, que no por obvia deja de ser piedra angular, es que el conocimiento global del bien patrimonial estudiado es básico antes de cualquier intervención.

En el caso de este trabajo, el objeto del estudio ha sido un análisis estructural de la iglesia. Pero las conclusiones obtenidas hubieran sido imposibles sin un acercamiento pluridisciplinar que dote al investigador de una visión global del bien estudiado.

En este caso, han sido muchas las vías de estudio y aproximación a la iglesia de San Juan del Hospital.

En primer lugar, el análisis histórico, profundizando en los procesos constructivos a los largo de su historia y en las construcciones coetáneas que ponen en contexto al edificio estudiado.

El conocimiento exacto de su geometría a través del escáner láser con los que se han determinado desplomes y deformaciones.

La información obtenida con la técnica del georradar del sustrato de apoyo de la iglesia que nos ha permitido situar el circo romano de Valencia.

La tecnología infrarroja a través de las termografías que nos han permitido determinar aquello que era inaccesible, el trasdós de las bóvedas.

Todo ello, sin ser estrictamente materia estructural, ha sido de vital importancia para poder realizar un modelo coherente y unas líneas de investigación que han sido sugeridas por el mismo edificio estudiado.

V.2 Calibración del modelo de daño

El calibrado del modelo de daño era un objetivo prioritario de esta tesis antes de acometer el análisis de San Juan y de seguir con la presente línea de investigación. Así pues, la conclusión principal de este apartado es que el modelo de daño testado responde fielmente a los modelos experimentales siempre que se tengan en cuenta ciertos parámetros.

Del elemento lineal de hormigón armado testado, se deduce que en este material es necesario corregir la resistencia a cortante debido a que las armaduras cosen la sección y a pesar de tener un daño total, la rugosidad de sus caras en contacto sigue proporcionando resistencia a cortante. Mediante una ligera variación del Factor de Reducción de Daño por Cortante (FRDC) los modelos teóricos se ajustan perfectamente a los experimentales. Mientras el hormigón no está dañado o presenta valores bajos de daño, el FRDC no afecta a la respuesta del modelo. Este empieza a ser determinante a partir del momento de formación de las fisuras. En estas vigas de hormigón armado la variación de la resistencia a tracción del hormigón no es determinante al absorber las armaduras estos esfuerzos.

Algo totalmente diferente ocurre cuando examinamos la viga de hormigón en masa. La resistencia a compresión del material no tiene influencia ya que las tensiones de compresión alcanzadas son muy inferiores a la tensión admisible del material. La variación de la rigidez influye ligeramente pero sin ser un factor determinante.

El parámetro que si es muy relevante en elementos en masa y que lo será en las fábricas, es la resistencia a tracción. Parte de estas conclusiones se pueden extrapolar a la fábrica, dadas las similares limitaciones de resistencia a tracción frente a la compresión.

Por último, en cuanto a modelizar el objeto de ensayo con Hexaedros o Tetraedros y el número de elementos utilizados; se puede concluir que para mallas muy tupidas no existen diferencias apreciables pero al aumentar el tamaño de los elementos los tetraedros dan resultados algo más rígidos que la realidad mientras que los hexaedros se ajustan mejor. Por ellos se decide modelizar San Juan del Hospital principalmente con hexaedros.

En cuanto a los modelos realizados con bóvedas tabicadas, se corrobora lo analizado en el hormigón en masa siendo clave la resistencia a tracción, que no puede ser nula para que el modelo funcione. La variación de la rigidez del material tiene una influencia considerable en la capacidad de carga y el desarrollo del daño.

V.3 Del análisis constructivo del templo

De las medidas tomadas en el escáner láser se deduce que las deformaciones no son significativas. Como no se tienen referencias anteriores no se puede determinar si son deformaciones originales o provocadas por algún hecho puntual a lo largo de la historia del edificio como pudiera ser un terremoto.

Se detectan unos desplomes de los muros laterales en los tramos situados a los pies de la iglesia (4 y 5 principalmente) que no se explican con los esfuerzos debidos a cargas gravitatorias.

Al analizar las diferentes alturas de las claves de los arcos fajones encontramos que no existe un patrón que defina una deformación global del templo.

Los menores asientos diferenciales en los arcos fajones coinciden con las zonas en las que se han detectado restos del circo romano con las inspecciones con georradar. Por ello, se plantea la hipótesis de que estas diferencias de altura en las claves de los arcos fajones respondan a una diferencia de rigidez del apoyo del cimiento y no de una deformación provocada por un exceso de tensiones en los diafragmas.

Al no ser posible el acceso al espacio del trasdós de la bóveda de la nave central, y para determinar su naturaleza constructiva, se ha realizado un estudio termográfico y se ha podido determinar que en la zona superior del trasdós de la bóveda existe una zona vacía mientras que en los laterales hay una zona maciza. Este hecho ha sido determinante para la realización del modelo de cálculo, en que se ha incluido esta geometría.

V.4 La influencia del valor de las características mecánicas de los materiales.

En la misma línea que en el trabajo de calibración, se ha analizado la influencia de los valores de resistencia y rigidez de los materiales estructurales encontrados.

La resistencia a compresión de la sillería no influye en el modelo debido a que las tensiones alcanzadas están lejos de la resistencia del material. La resistencia a tracción tiene relevancia en valores bajos, al pasar de valores medios a valores mayores, el comportamiento del modelo no sufre variación.

La rigidez del material permite una mejora en la capacidad de absorber cargas del modelo antes de la rotura. Las diferencias de comportamiento se dan en las primeras fases de carga y antes de que la estructura empiece a sufrir daño. Una vez empieza la fisuración el comportamiento de los diferentes modelos se iguala, perdiendo la rigidez importancia en la fase plástica.

Por último, la variación de la rigidez del relleno de los muros aporta desviaciones de escasa magnitud en tensiones y deformaciones, así como en el índice de vulnerabilidad.

V.5 El comportamiento estructural de la iglesia de San Juan del Hospital

Las variaciones de los valores propios de cada material realizadas, son básicas en el análisis del patrimonio dada la incertidumbre de los valores reales de las fábricas y la imposibilidad de aplicar un único valor a un material utilizado a lo largo de siglos por distintos operarios con distintas técnicas.

Así, a nivel dinámico, los distintos modelos de cálculo realizado nos dan una envolvente de posibles valores del índice de vulnerabilidad de la estructura. En general muestran una buena respuesta de la iglesia ante el sismo, en la que se situaría con un daño moderado en la inmensa mayoría de las hipótesis realizadas.

El modelo global de la iglesia ante cargas gravitatorias indica que las tensiones tanto en compresión como en tracción son bajas y por lo tanto no se alcanza el daño en ninguno de sus puntos, como por otra parte era de esperar dada la ausencia de lesiones estructurales relevantes en la iglesia.

V.6 Macizado del trasdós.

En San Juan del Hospital, se ha podido determinar, con la termografía, la disposición constructiva del trasdós de la bóveda, pero es posible, que en futuros templos analizados sea complejo disponer de este dato. Para poder determinar su relevancia en el comportamiento estructural frente a acciones horizontales, se ha realizado un modelo estructural con el espacio entre la bóveda y la cubierta plana macizado y se ha evaluado la diferencia de comportamiento entre el modelo de tabiquillos y el macizo determinando que la diferencia es escasa si bien el modelo macizo presenta una mayor rigidez antes de la rotura.

V.7 El recrecido de los contrafuertes.

Ante el desplome de los muros interiores de las capillas laterales de los tramos 2º y tercer comenzando desde los pies de la iglesia (tramos 4 y 5), se plantea que una posible causa sean los movimientos provocados por el sismo de 1396. Originalmente los contrafuertes de la iglesia eran de menor entidad por lo que se ha realizado un modelo según la geometría original y se ha determinado que ante esfuerzos horizontales el daño es severo y prácticamente al borde del colapso por lo que se plantea la hipótesis de que dicho terremoto causara graves daños en San Juan y que como consecuencia de ello se planteara la ampliación de las capillas con el consiguiente recrecido de los contrafuertes. Esta hipótesis se refuerza con el hecho de que el desplome solo se detecta en la cara interior de los contrafuertes, la original, y no en la cara exterior, la recrecida.

V.8 La grieta de la capilla P6

En la capilla P6, última capilla lateral del lado sur, existe una grieta en diagonal que debe ser posterior a la obra de rehabilitación de 1968. En esta intervención se construyó la bóveda de la nave central de ese tramo que hasta entonces era una cubierta ligera de madera así como dos nuevos contrafuertes en el último diafragma.

Se han analizado dos modelos simulando el descenso de los contrafuertes de cada lado de la capilla afectada. Los modelos de daño al aplicar el descenso en el último contrafuerte, situado a los pies de la iglesia, reproducen la geometría de la fisura existente. Por lo tanto, se puede concluir que la nueva situación de cargas ha provocado un asiento diferencial entre los dos contrafuertes y este ha sido el origen de la grieta. Dado el bajo nivel de tensiones y la inexistencia de desplomes en la actualidad, si la grieta no presenta nueva actividad, esta carece de gravedad.

V.9 Epilogo

Vistas al final del camino las preguntas a la investigación que nos planteábamos al principio de este trabajo se puede concluir que se ha respondido aquellas que han resultado de interés mientras que otras que inicialmente nos planteábamos han dejado de serlo. Por el contrario, en el proceso de la investigación han surgido nuevas incógnitas, fruto del un mayor conocimiento del edificio, que han sido claves.

Sea, esta investigación, un paso más hacia un modelo de índice de vulnerabilidad que nos permita clasificar, ante esfuerzos sísmicos, la arquitectura monumental del gótico mediterráneo.

Queda también, el presente trabajo, como una instantánea del estado actual del templo de San Juan del Hospital de Valencia en 2015, deseando que el conocimiento aportado pueda ser de utilidad en futuras investigaciones y que contribuya a un mejor conocimiento del templo.

V.10 Investigaciones futuras.

El presente trabajo ha de servir como base para el estudio de otros edificios de la arquitectura gótica mediterránea que pueden tener en cuenta las conclusiones de la influencia del modelizado y de la resistencia de los materiales aquí analizada.

Así pues, queda pendiente, el desarrollo de una metodología que nos permita establecer una clasificación del patrimonio construido, sobre unos mismos procedimientos de cálculo y características de los materiales, con el objeto de que los resultados en el análisis de los distintos edificios sean comparables entre sí.

En cuanto a San Juan queda pendiente el desarrollo de un cálculo dinámico en el tiempo del modelo global y la comparación de los resultados de este con los obtenidos con el método Pushover empleado en esta investigación.

VI Referencias bibliográficas

- Alonso Durá, A., Martínez Boquera, A., & Llopis Pulido, V. (2012). Analysis and Characterization of Earthen Architecture as a Structural Material: The Corbelled Course Domes in Syria.
- Alonso Durá, A., Martínez Boquera, A., Moreno Puchalt, J., & Llopis Pulido, V. (2012). Analysis and Rehabilitation of San Miguel Arcángel Church in Jalance. *Green Lines Institute*.
- Alonso Durá, A., Martínez Boquera, A., Moreno Puchalt, J., & Llopis Pulido, V. (2013). Construction and Structural Analysis of the Dome of the Cathedral of Valencia. *Proceedings of the 8th International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures*, (págs. 698-704).
- Alonso, A. (2003). *Un modelo de integración del análisis estructural en entornos de CAD para estructuras de edificación*. Valencia: Universidad Politecnica de Valencia.
- Anzani, A., Binda, L., & Mirabella-Roberti, G. (2008). Experimental researches into long-term behavior of historical masonry. *Learning from failure: long term behaviour of heavy masonry structures*. Southampton: WIT Press.
- Archivo de la Corona de Aragón. (Registro nº 205, folio 126).
- Binda, L., Saisi, A., Messina, S., & Tringali, S. (2001). Mechanical damage due to long term behaviour of multiple leaf pillars in Sicilian churches. *III International seminar: historical constructions. Possibilities of numerical and experimental techniques*. (págs. 707–18). Guimaraes: Lourenço PB, Roca P, editors.
- Bosch, A. N., Sevilla, L. L., Boquera, A. M., & Durá, A. A. (2009). Origen, influencias y realidad en la construcción del puente de trinidad de Valencia. *Actas del Sexto Congreso Nacional de Historia de la Construcción* (págs. 989–1002). Valencia: Instituto Juan de Herrera.
- Bravo Navarro, M. (2000). *La Iglesia de San Juan del Hospital*. Valencia: Comisión Histórico artística de la Iglesia de San Juan del Hospital.
- Brencich, A., & Lagomarsino, S. (1998). A macroelement dynamic model for masonry shear walls. En *Computer Methods in Structural Masonry - 4: Fourth International Symposium*.
- Cervera Ruiz, M., Chiumenti, M., & de Saracibar, C. (2003). *Shear band localization via local J2 continuum damage mechanics*. CIMNE.
- Cervera, M. (2003). *Viscoelasticity and rate-dependent continuum damage models*. Barcelona: CIMNE.

- Cervera, M., Pelà, L., Clemente, R., & Roca, P. (2010). A crack-tracking technique for localized damage in quasi-brittle materials. *Fract Mech*, 77(13), 2431–50.
- Crespo Godino, D. (2006). *Iglesia de San Juan del Hospital de Valencia: Evolución constructiva a través de la lectura muraria y de las fuentes documentales*. Valencia: Universidad Politécnica de Valencia.
- De Borst, R. (1987). Smearred cracking, plasticity, creep, and thermal loading—A unified approach. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 62, 89-110.
- Diez Arnal, J. (Agosto de 2015). *Solo cultura, Valencia y Benimàmet*. Obtenido de www.jdiezarnal.com
- Faria, R., Oliver, J., & Cervera, M. (1998). A strain-based plastic viscous-damage model for massive concrete structures. *Solids Struct*(35), 1533–58.
- Ferrando y Frances, A. (1979). *Llibre de repartiment de Valencia*. Paterna: Vicent Garcia Editores S.A.
- Ferrant Vázquez, A. (1967). Archivo Fotografico. Valencia.
- Ferrer Anaya, A. (2014). *La ermita de San Roque*. Valencia.
- Fondos San Juan del Hospital, A. (s.f.). *Fondos archivísticos de la iglesia y del museo de San Juan del Hospital de Valencia*. Valencia.
- Galvañ Llopis, V., & Mas Tomás, M. A. (1992). La superposición de estilos: Etapas constructivas en la Iglesia de los Santos Juanes de Valencia. *Teoría e Historia de la Arquitectura*, 55-60.
- Gambarotta, L., & Lagomarsino, S. (1997). Damage models for the seismic response of brick masonry shear walls. Part I: the mortar joint model and its applications. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*(26), 423-439.
- García García, F. (2011). LA GEOFÍSICA NO CARTOGRÁFICA: TÉCNICA NO INVASIVA DE ALTA RESOLUCIÓN EN EL ESTUDIO DEL PATRIMONIO HISTÓRICO-ARTÍSTICO VALENCIANO. Valencia: REAL ACADÈMIA DE CULTURA VALENCIANA.
- García García, F., Ramírez Blanco, M., Benlloch Marco, J., & Ballester Bernal, C. (2004). Study of archaeological structures of the subsurface in churches of the Society of Jesús, city of Valencia (Spain), derived from the GPR technique. *Proceedings of the Tenth International Conference on Ground Penetrating Radar*, (págs. 467-470).
- García García, F., Ribera Lacomba, A., Die Cusi, E., & Orgdeig Corsini, M. (2004). Localización de las gradas del Circo Romano de Valencia en la Iglesia de San Juan del Hospital por georradar. *4ª Asamblea Hispano Portuguesa de Geodesia y Geofísica*. Figueira da Foz.

- García Valdecabres, J. (2010). *La métrica y las trazas de San Juan del Hospital de Valencia*. Valencia: Universidad Politécnica de Valencia.
- García Valdecabres, J., & Salvador García, E. (2014). La necesidad de la nube de puntos para el modelado BIM de elementos complejos. 2ª *Congreso nacional BIM*. Valencia.
- García Valdecabres, J., Lopez Gonzalez, C., & Crepo Godino, D. (2011 y 2012). Génesis constructiva de la Iglesia de San Juan del Hospital. *Arche*(6 y 7), 143-150.
- García Valdecabres, J. (2004). *El cementerio medieval de San Juan del Hospital de Valencia siglos XIII y XIV*. Valencia: Universidad politécnica de Valencia.
- García Valdecabres, J., March Oliver, R., & Salvador García, E. (2015). INTERPRETACIÓN DE LAS FASES CONSTRUCTIVAS PROPIAS DE LA METODOLOGÍA BIM COMO ÉPOCAS HISTÓRICAS PARA EDIFICIOS PATRIMONIALES. *EUBIM2015*. Valencia.
- Garín Ortiz de Taranco, F. (1988). *Historia del Arte Valenciano*. Valencia: Consorci editors valencians S.A.
- Gasco Pascual, L. (1969). *La Iglesia de San Juan del Hospital de Valencia y su relación con la soberana orden de Malta*. Valencia: Edit. Facsimil reeditado por Paris Valencia.
- Gilbert, M., Casapulla, C., & Ahmed, H. (2006). Limit analysis of masonry block structures with non-associative frictional joints using linear programming. *Computing structures*(84), 873–87.
- Guastavino, R. (1893). *Essay on the theory and history of cohesive construction: applied especially to the timber vault*.
- Heyman, J. (1999). *El Esqueleto de piedra. Mecánica de la arquitectura de fábrica*. Madrid: Instituto Juan de Herrera.
- Huerta, S. (1999). La mecánica de las bóvedas tabicadas en su contexto histórico: la aportación de los Guastavino. En *Las bóvedas de Guastavino en America*. Instituto Juan Herrera.
- I, J. (1989). *Llibre dels feyts, Cronica de Jaime I*. Paterna: Vicent Garcia Editores S.A.
- Janson, J., & Hult, J. (1977). Fracture mechanics and damage mechanics- A combined approach. En *International Congress of Theoretical and Applied Mechanics, 14 th, Delft, Netherlands, Aug. 30-Sept. 4, 1976*. (págs. 69--84). Delft.
- Jordán Palomar, I. (2015). *La metodología HBIM; diseño de un método para la gestión de la información y el conocimiento del patrimonio arquitectónico medieval aplicado al patio sur de San Juan del Hospital de Valencia*. Valencia.
- Kachanov, L. (1958). Time of the rupture process under creep conditions. *Isv. Akad. Nauk. SSR. Otd Tekh. Nauk*, 8, 26-31.

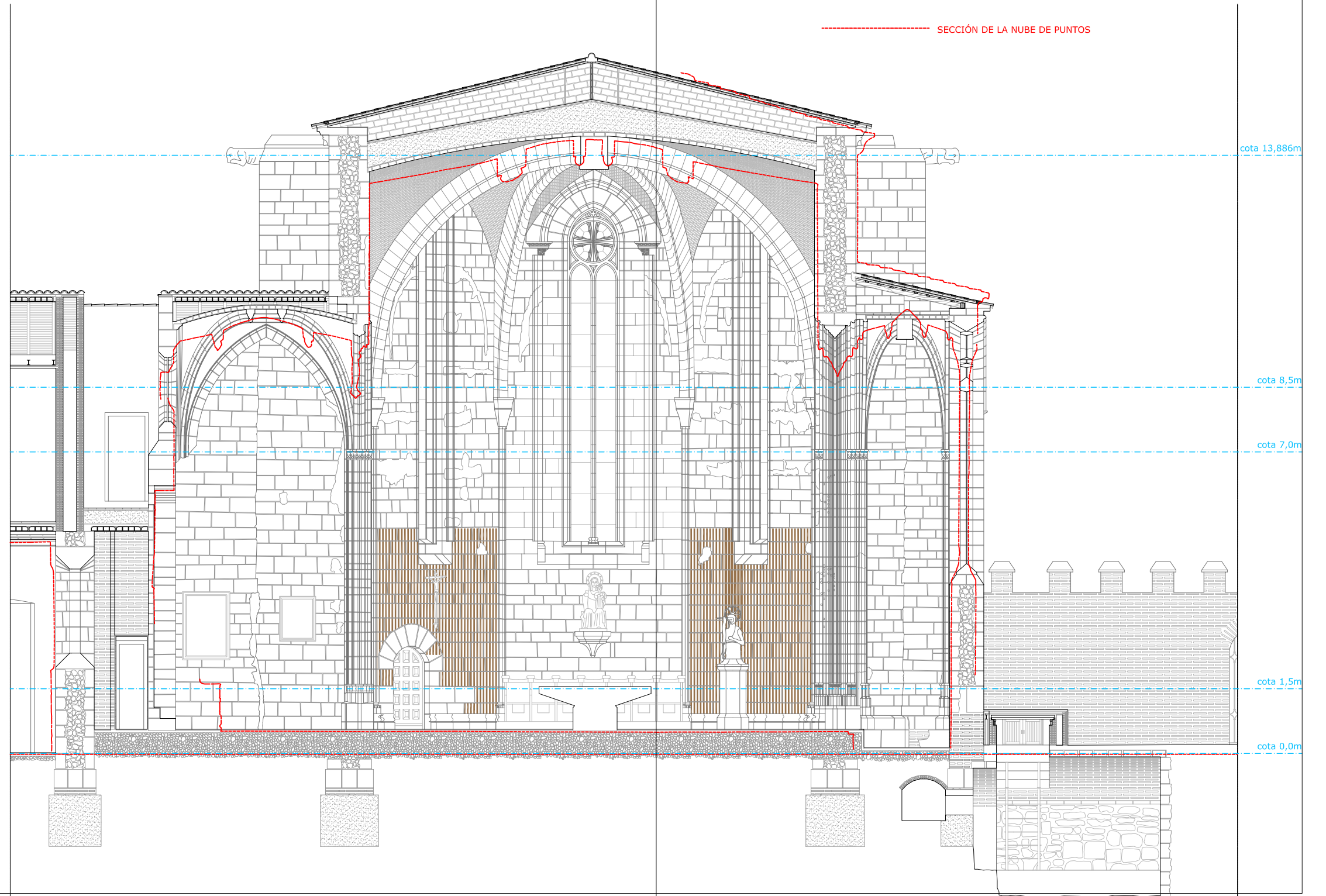
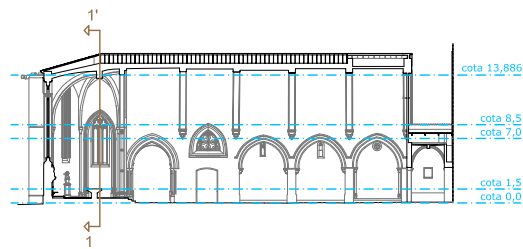
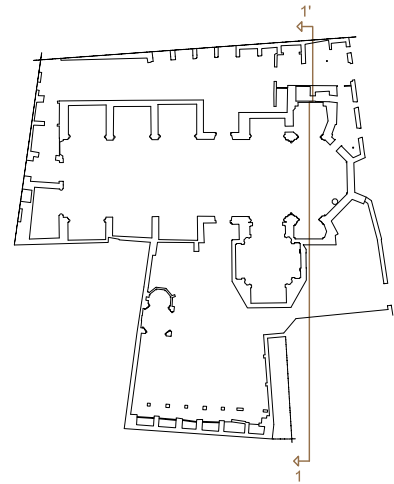
- Krajcinovic, D. (1985). Continuous damage mechanics revisited: basic concepts and definitions. *Journal of Applied Mechanics*, 52(4), 829-834.
- Krajcinovic, D., & Fonseka, G. (1981). The continuous damage theory of brittle materials. *Journal of applied Mechanics*, 48(4), 809-815.
- Lavedan, P. (1935). *La arquitectura Gothique religiuse en Catalogno, Valence el Baleares*. Paris.
- Lemaitre, J. (1985). A continuous damage mechanics model for ductile fracture. *Journal of Engineering Materials and Technology*, 107, 83-89.
- Llobregat, E. A. (1974). L'essglesia vella: Un descobriment del gòtic valencià. *Revista de fiestas*.
- Llopis Pulido, V. (2014). *La Catedral de Valencia: Construcción y estructura. Análisis del Címborio*. Valencia: Universidad Politécnica de Valencia.
- Llorca, F. (1930). *San Juan del Hospital de Valencia, Fundación del SXIII*. Valencia: Prometeo.
- López, D. L. (2012). *Análisis estructural de bóvedas tabicadas*. Barcelona.
- Lourenço, P. (1995). *An orthotropic continuum model for the analysis of masonry structures*. Delft: University of Delft.
- Lourenco, P., Krakowiak, K., Fernandes, F., & Ramos, L. (2007). Failure analysis of Monastery of Jeronimos. *Engineering Failure Analysis*, 280-300.
- Lourenco, P., Milani, G., Tralli, A., & Zucchini, A. (2006). Homogenisation approaches for structural analysis of masonry buildings. En *Structural Analysis of Historical Constructions* (págs. 59-76). New Delhi: MacMillan.
- Lourenco, P., Milani, G., Tralli, A., & Zucchini, A. (2007). Analysis of masonry structures: review and recent trends of homogenisation techniques. *Canadian Journal of Civil Engineering*(34), 1443-1457.
- Luccioni, B., & Oller, S. (2003). A directional damage model. *Computer methods in applied mechanics and engineering*, 192(9), 1119-1145.
- Magenes, G., & Della fontana, A. (1998). Simplified Non-linear Seismic Analysis of Masonry Buildings. *Proc. of the British Masonry Society*, 8.
- Male, E. (1986). *L'architecture gothique du Midi de la France*. Paris.
- Mallardo, V., Malvezz, R., Milani, E., & Milani, G. (2008). Seismic vulnerability of historical masonry buildings: a case study in Ferrara. *Eng Struct*(30), 2223-41.
- Milani, G. (2004). *Homogenization techniques for in- and out-of-plane loaded masonry walls*. Ferrara: University of Ferrara.
- Milani, G., Lourenco, P., & Tralli, A. (2007). 3D homogenized limit analysis of masonry buildings under horizontal loads. *Engineering Structures*(29), 3134-3148.

- Mouroux, P., & Brun, B. L. (2006). Presentation of RISK-UE Project. *Bulletin of Earthquake Engineering*.
- Odqvist, F., & Hult, J. (1962). *Creep Strength of Metallic Materials*. Berlin: Springer.
- Oliver, J., & Idelsohn, S. (1993). *Modelado de la fisuración en estructuras de hormigón*. Barcelona: Cimne.
- Oliver, J., & Pulido, D. (2006). Contribuciones a la simulación numérica del fallo material en deformaciones infinitesimales. Modelos de degradación y daño continuo. *Rev. Int. Met. Num Calc. Dis Ing.*, 299-334.
- Oliver, J., Huespe, A., & Blanco, S. (2005). Modelado tridimensional del fallo material mediante la Formulación de discontinuidad fuerte de continuo. *Anales de mecánica de la fractura*, 22.
- Oller, S. (1991). *Modelización numérica de materiales friccionales*. CIMNE.
- Oller, S. (2001). *Fractura mecánica. Un enfoque global*. CIMNE.
- Orduña, A., & Lourenço, P. (2003). Model for limit analysis and strengthening of masonry structures. *Struct Eng*(129), 1367–75.
- Orduña, A., & Lourenço, P. (2005). Three-dimensional limit analysis of rigid blok assemblages. Part I: torsion failure on frictional interfaces and limit analysis formulation. *Solid structures*(42), 5140–60.
- Palaia, L., Tormo, S., & Sanchez, R. (2011). Aplicación de la termografía como END en la restauración del Patrimonio arquitectónico. 12º Congreso Nacional de Ensayos No Destructivos. Valencia.
- Peña, L. (2004). *Cien años en la vida de la luz*. Mexico D.F.: Fondo de la cultura.
- Perelló Rosso, R. (2015). *Aproximación al comportamiento estructural de la iglesia y torre del monasterio de Santa Maria de la Murta*. Valencia.
- Rabotnov, Y. (1963). On the equations of state for creep. *Progress in Applied Mechanics*, 12, 305-307.
- Ribera Lacomba, A. (2001). El circo romano de Valentia (Hispania Tarraconensis). En F. Nogales Basarrate, *El Circo en Hispania Romana* (págs. 175-96). Madrid: Sanchez Palencia.
- Roca, P. (2004). Considerations on the significance of history for the structural analysis of ancient constructions. *Structural analysis of historical constructions*, IV, 63–73.
- Roca, P., Cervera, M., & Pelà, L. (2011). Continuum damage model for orthotropic materials: application to masonry. *Comput Methods Appl Mech Eng*(200), 917–30.
- Roca, P., Cervera, M., Gariup, G., & Pelà, L. (2010). Structural analysis of masonry historical constructions. Classical and advanced approaches. *Architect Comput Methods*(17), 299–325.

- Roca, P., Cervera, M., Pelà, L., Clemente, R., & Chiumenti, M. (2013). Continuum FE models for the analysis of Mallorca Cathedral. *Engineering Structures*(46), 653–670.
- Roca, P., Molins, C., & Marí, A. (2005). A Macroelement dynamic model for masonry shear walls. *Journal of Structural Engineering*(131(10)), 1601-1610.
- Rodriguez Culebras, R. (1974). Para el estudio de la arquitectura religiosa medieval castellanense. *Revista de la Universidad Complutense*, XII(85).
- Rots, J., Nauta, P., Kuster, G., & Blaauwendraad, J. (1985). Smearred crack approach and fracture localization in concrete. *Heron*, 30(1).
- Saloustros, S., Pelá, L., Roca, P., & Portal, J. (2015). Numerical analysis of structural damage in the church of the Poblet Monastery. *Engineering Failure Analysis*, 41–61.
- Sutcliffe, D., Yu, H. S., & Page, A. W. (2001). Lower bound limit analysis of unreinforced masonry shear walls. *Computers and Structures*(79), 1295–1312.
- Teixidor. (s.f.). *Antigüedades valencianas*.
- Tormo Esteve, S., & Royo Pastor, R. (s.f.). La aplicación de la termografía en el ámbito de la rehabilitación y conservación arquitectónica.
- Tormo Monzó, E. (1944). *Monumentos de la ciudad de Valencia en peligro de pérdida*. Madrid: Viuda de Estanislao Maestre.
- Tormo Monzón, E. (1923). *Levante*. Madrid.
- Torres Balbas, L. (1959). Naves con edificios anteriores al SXII cubiertas con armaduras de madera sobre arcos transversales. *Archivo Español de Arte*, XXXII, 109-119.
- Torres Balbas, L. (1960). Naves cubiertas con armadura de madera sobre arcos perpiañosa partir del S XIII. *Archivo Español de Arte*, XXXIII, 13-43.
- Valcuende, M., & Benlloch, J. (2002). Ductility of reinforced concreted beams strengthened with CFRP strips and fabric. *FRPRCS-6: Externally bounded Reinforcement for flexure*.
- Vargas Alzate, Y. F., Pujades Beneit, L., Barbat Barbat, H. A., & Hurtado Gómez, H. (2014). Incremental dynamic analysis and pushover analysis: a probabilistic comparison.
- Walraven, J. (1978). *The influence of depth on the shear strength of lightweight concrete beams without shear reinforcement*. Delft: University of Technology.
- Zaragozá Catalán, A. (1990). *Iglesias de Arcos Diafragma y Armadura de madera en la Arquitectura Medieval Valenciana*. Valencia: Universidad Politécnica de Valencia.

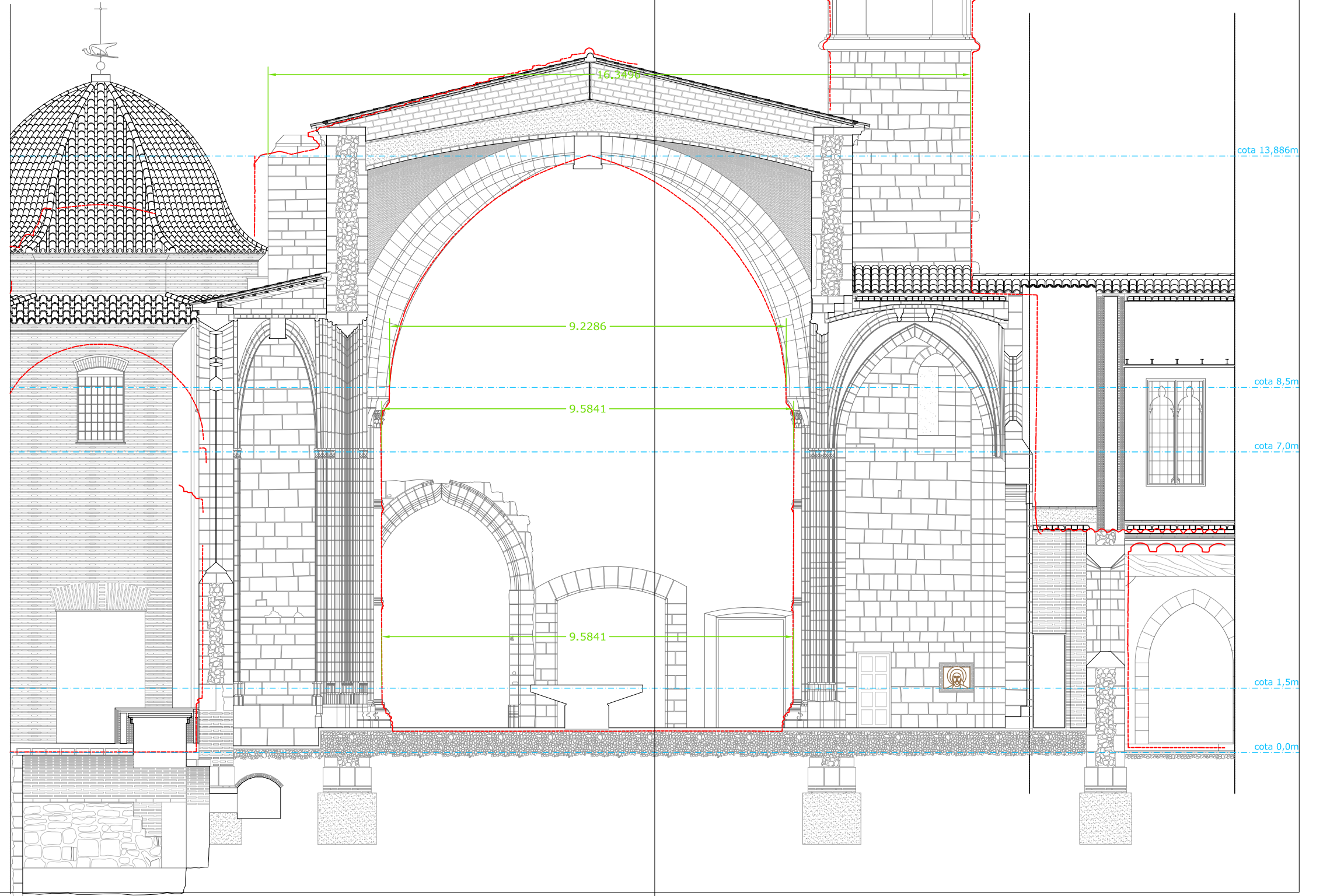
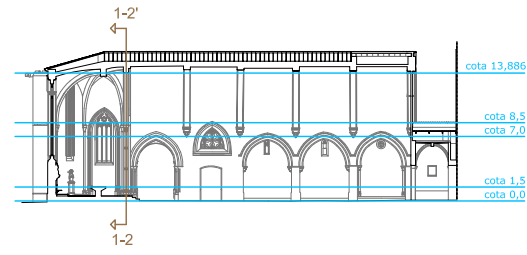
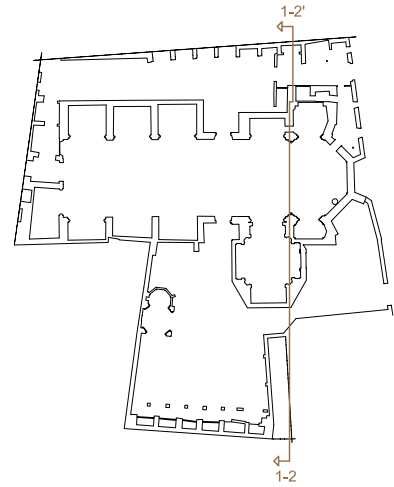
Zaragozá Catalan, A. (s.f.). Naves de arcos diafragma y techumbre de madera en la arquitectura civil valenciana. *Primer congreso nacional de la construcción*. Madrid.

VII ANEXO DE PLANOS



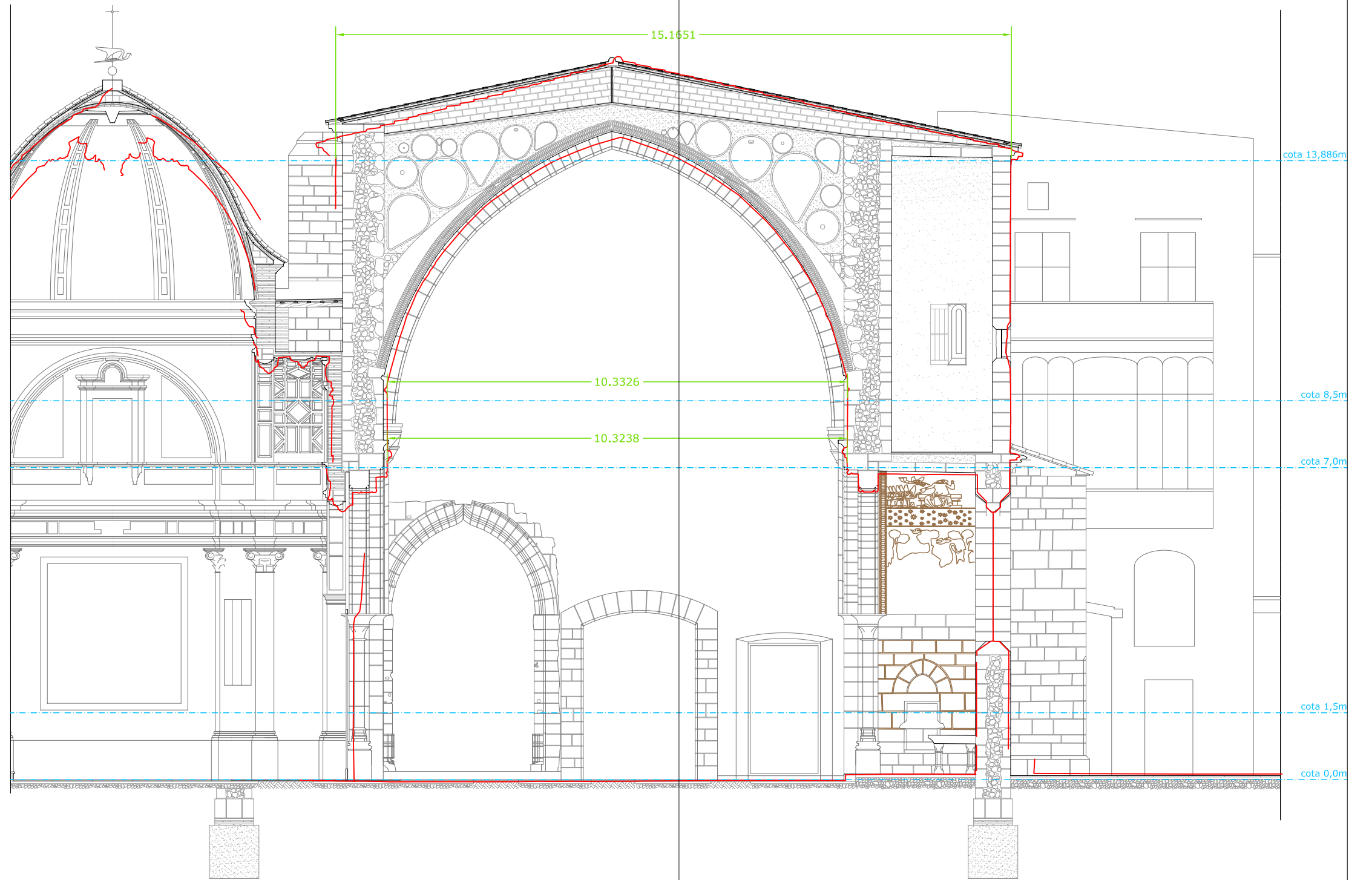
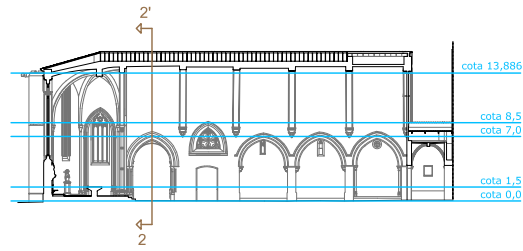
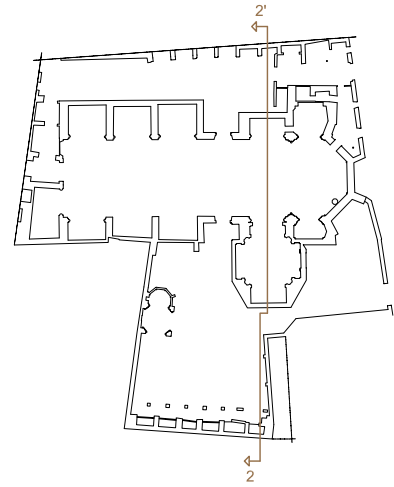
SECCIÓN 1
IGLESIA DE SAN JUAN DEL HOSPITAL DE VALENCIA

ESC 1:100



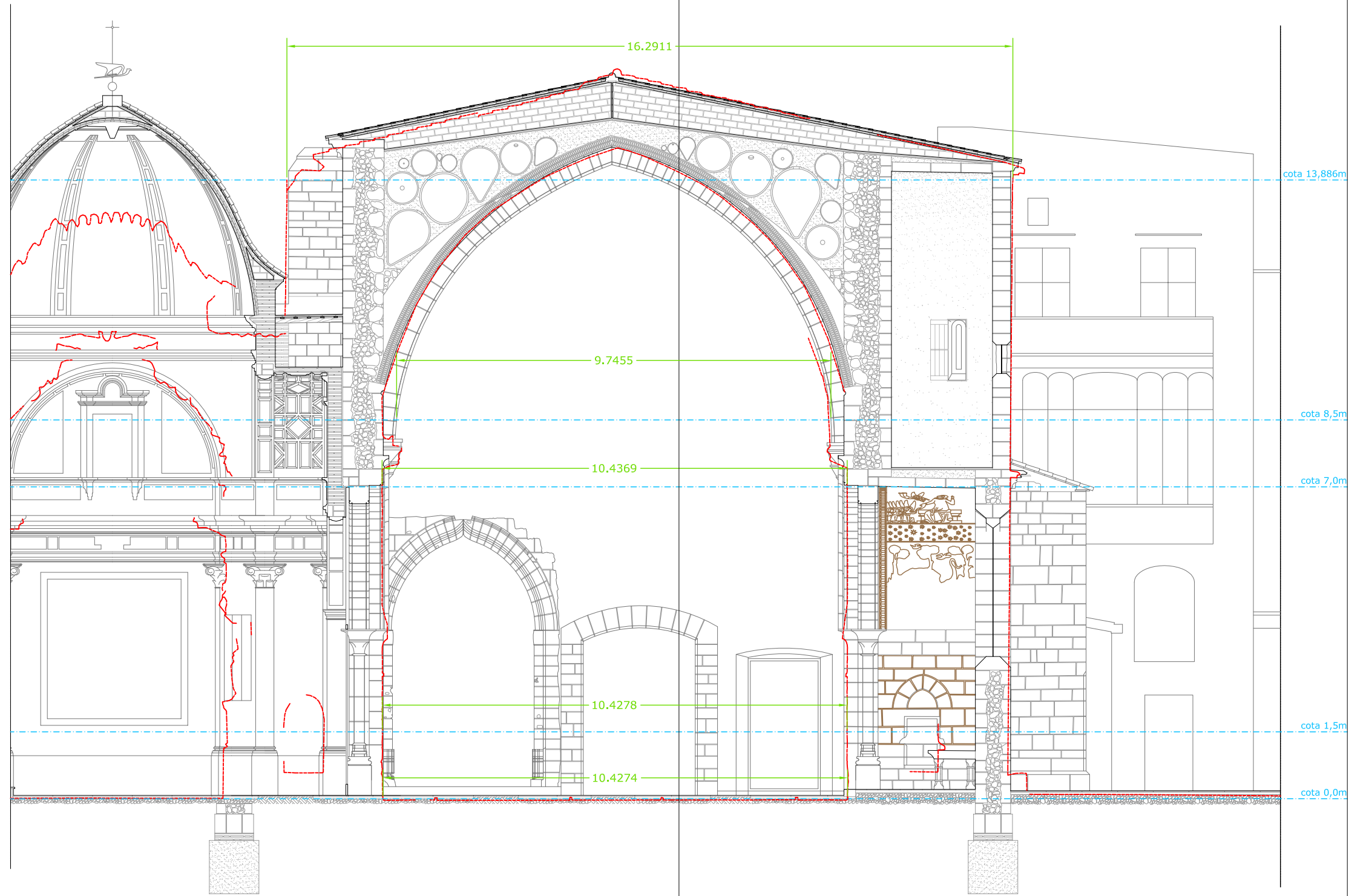
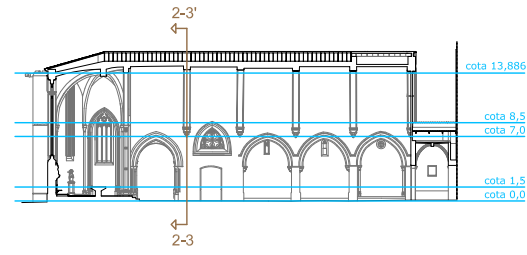
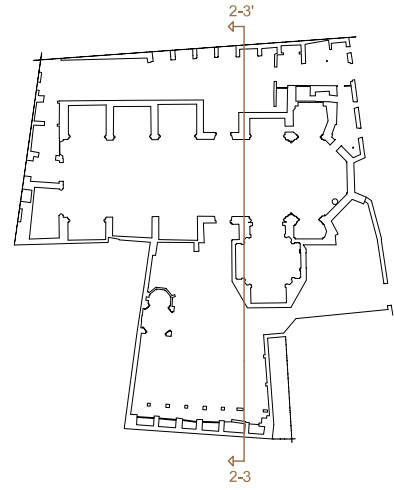
SECCIÓN 1-2
IGLESIA DE SAN JUAN DEL HOSPITAL DE VALENCIA

ESC 1:100



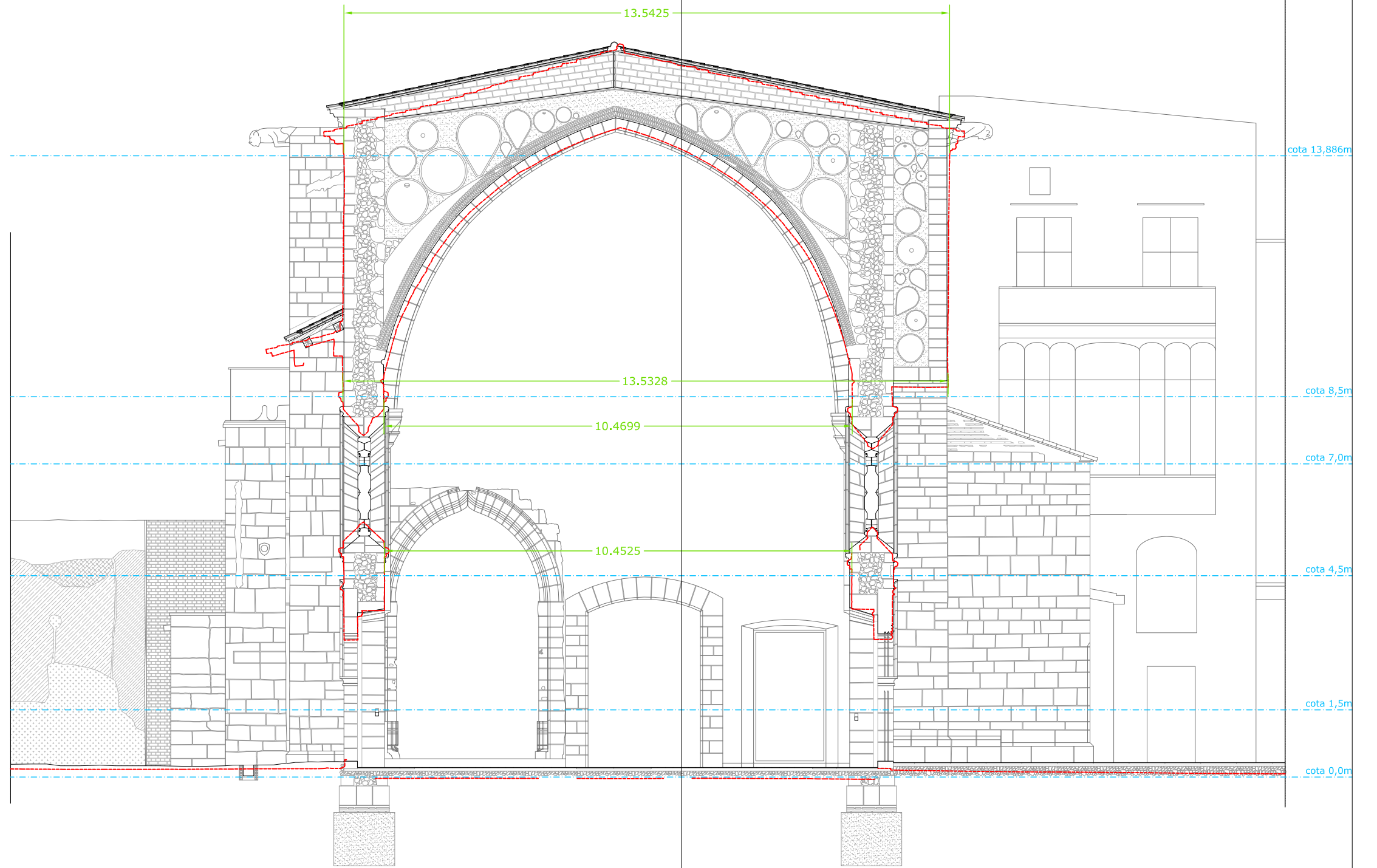
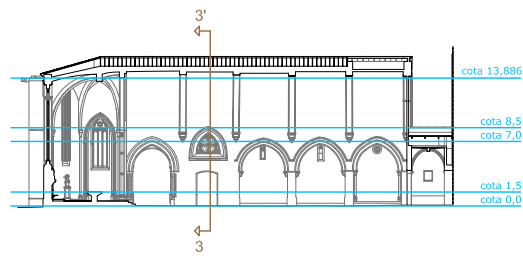
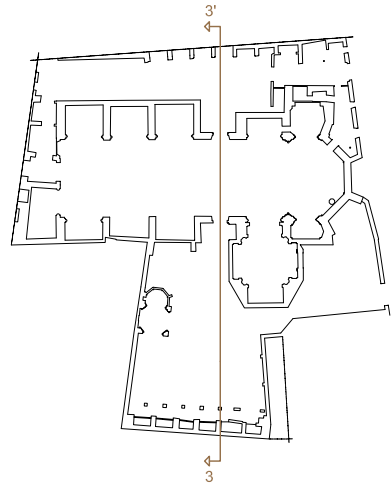
SECCIÓN 2
IGLESIA DE SAN JUAN DEL HOSPITAL DE VALENCIA

ESC 1:100



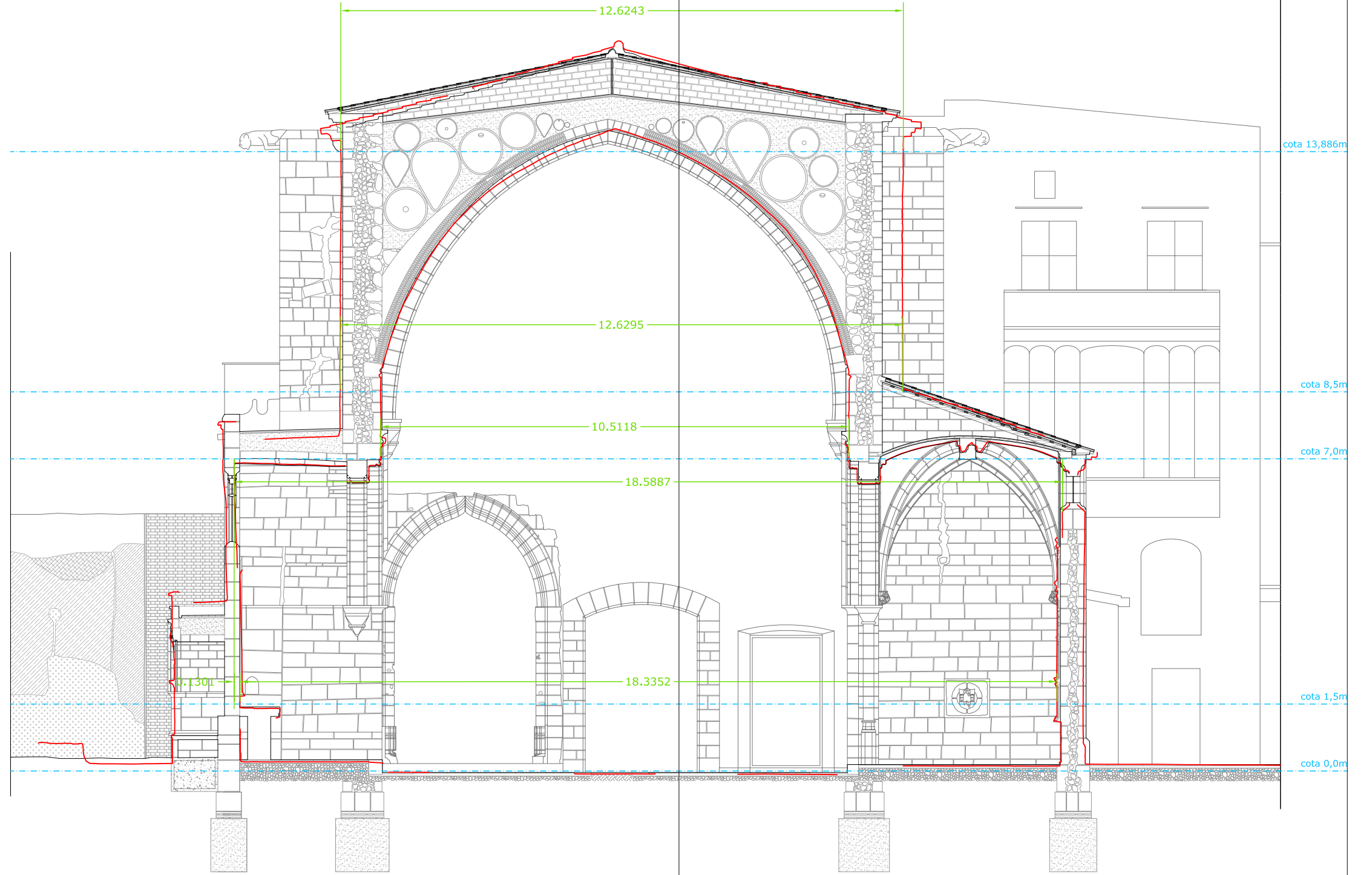
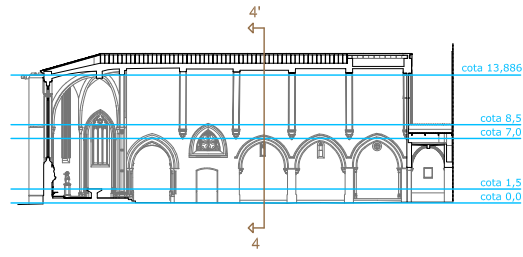
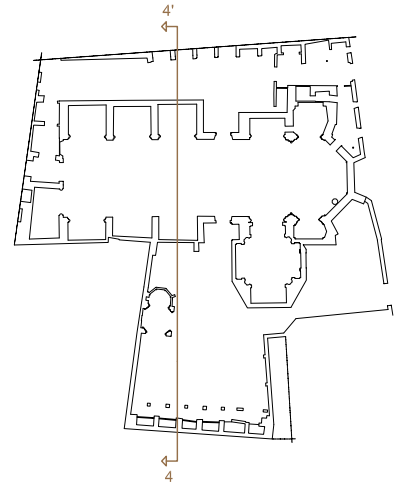
SECCIÓN 2-3
IGLESIA DE SAN JUAN DEL HOSPITAL DE VALENCIA

ESC 1:100



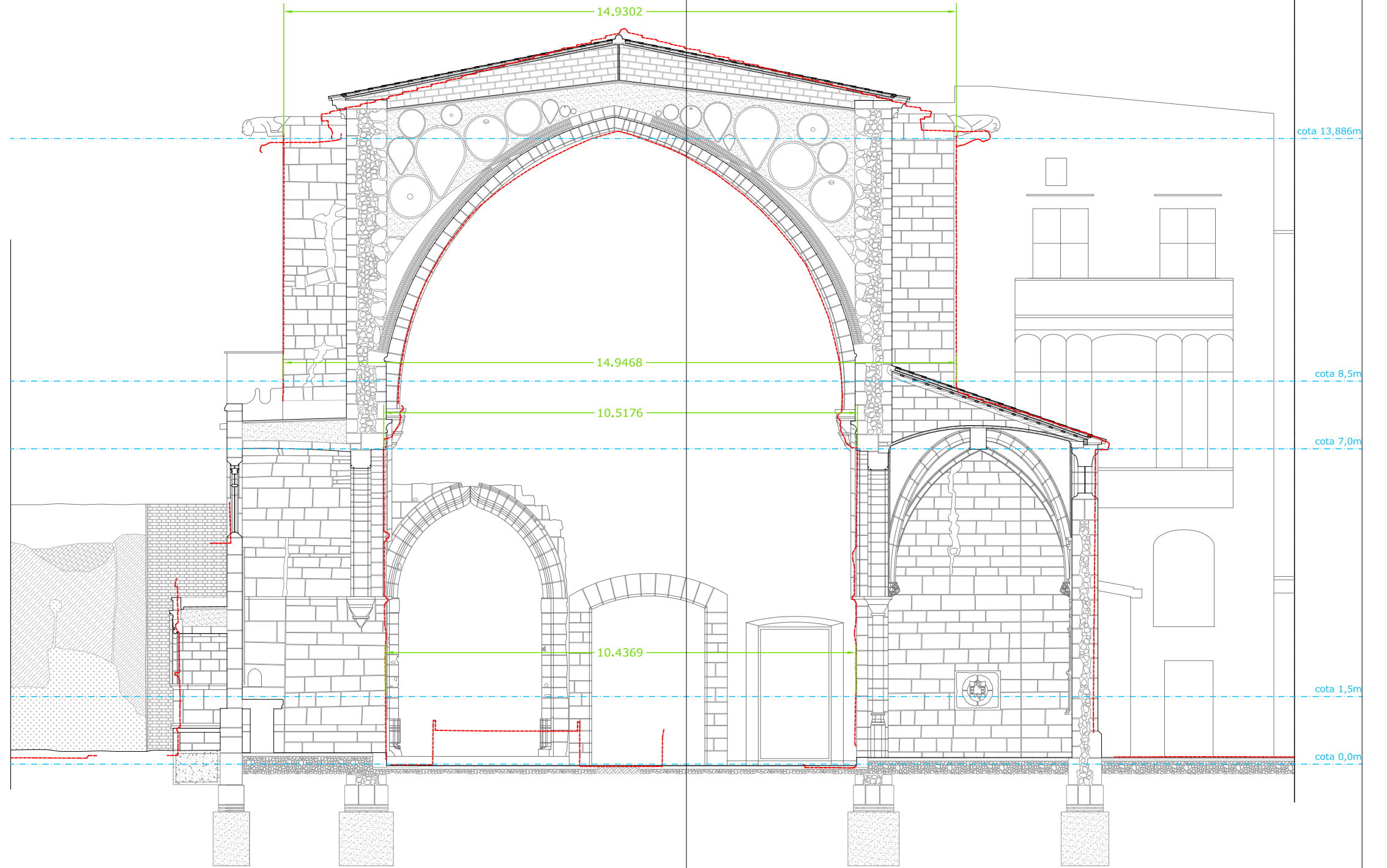
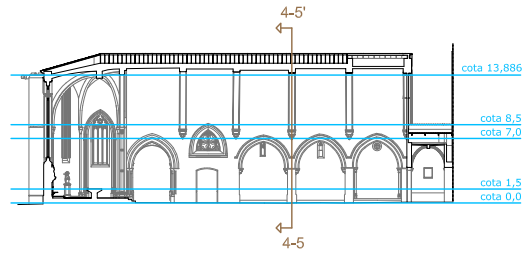
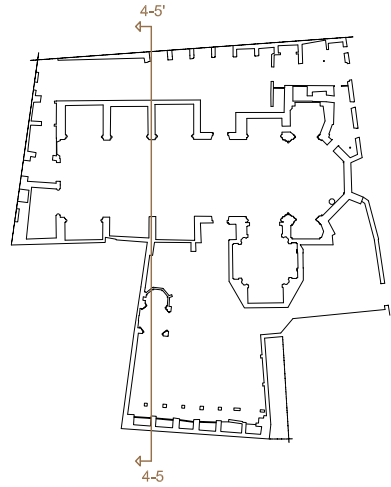
SECCIÓN 3
IGLESIA DE SAN JUAN DEL HOSPITAL DE VALENCIA

ESC 1:100



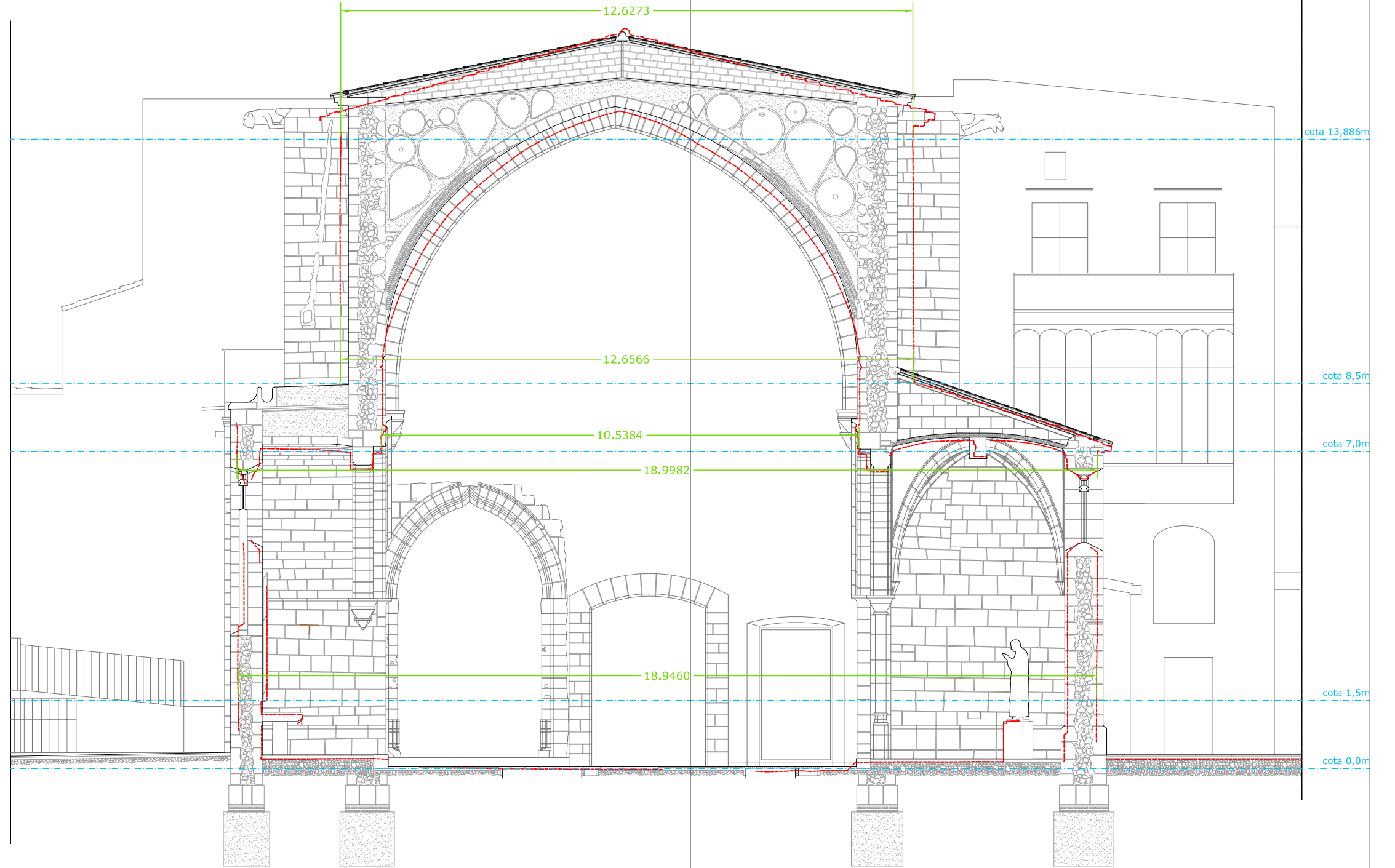
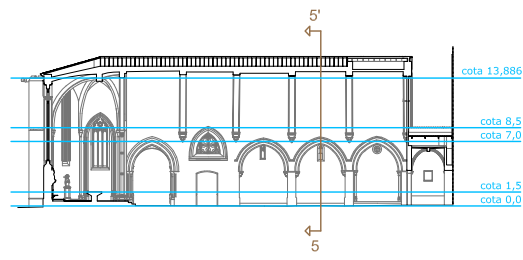
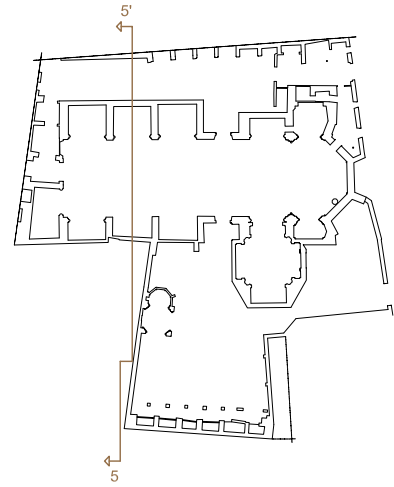
SECCIÓN 4
IGLESIA DE SAN JUAN DEL HOSPITAL DE VALENCIA

ESC 1:100



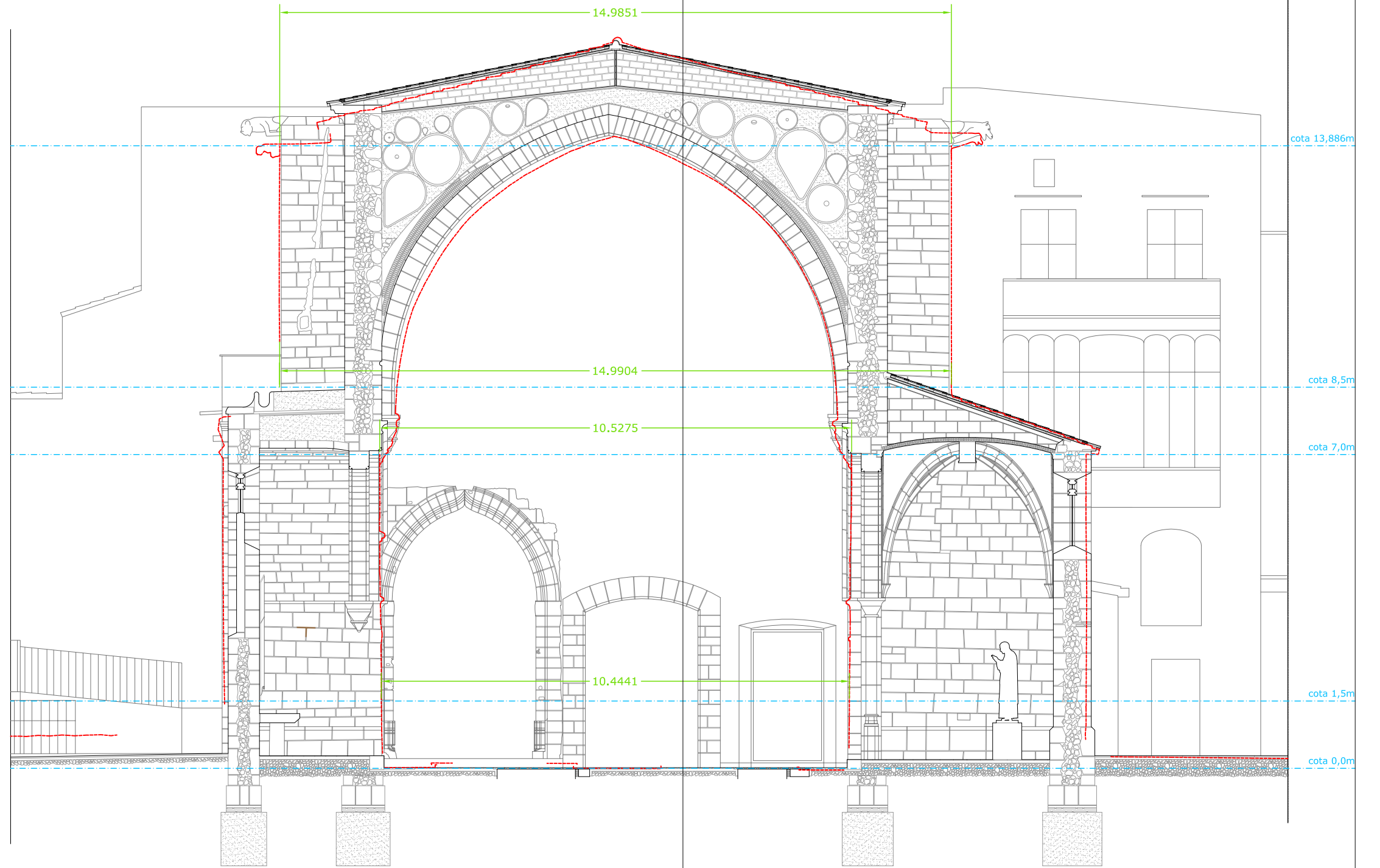
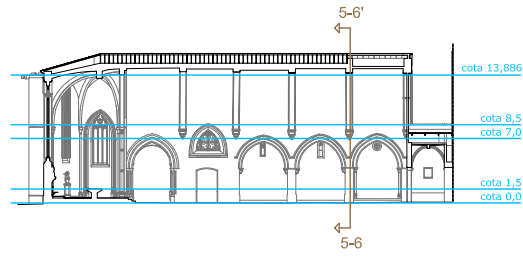
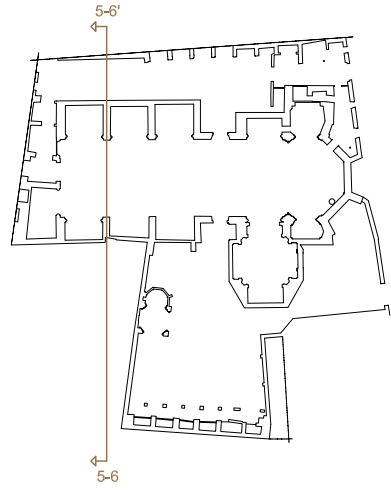
SECCIÓN 4-5
IGLESIA DE SAN JUAN DEL HOSPITAL DE VALENCIA

ESC 1:100



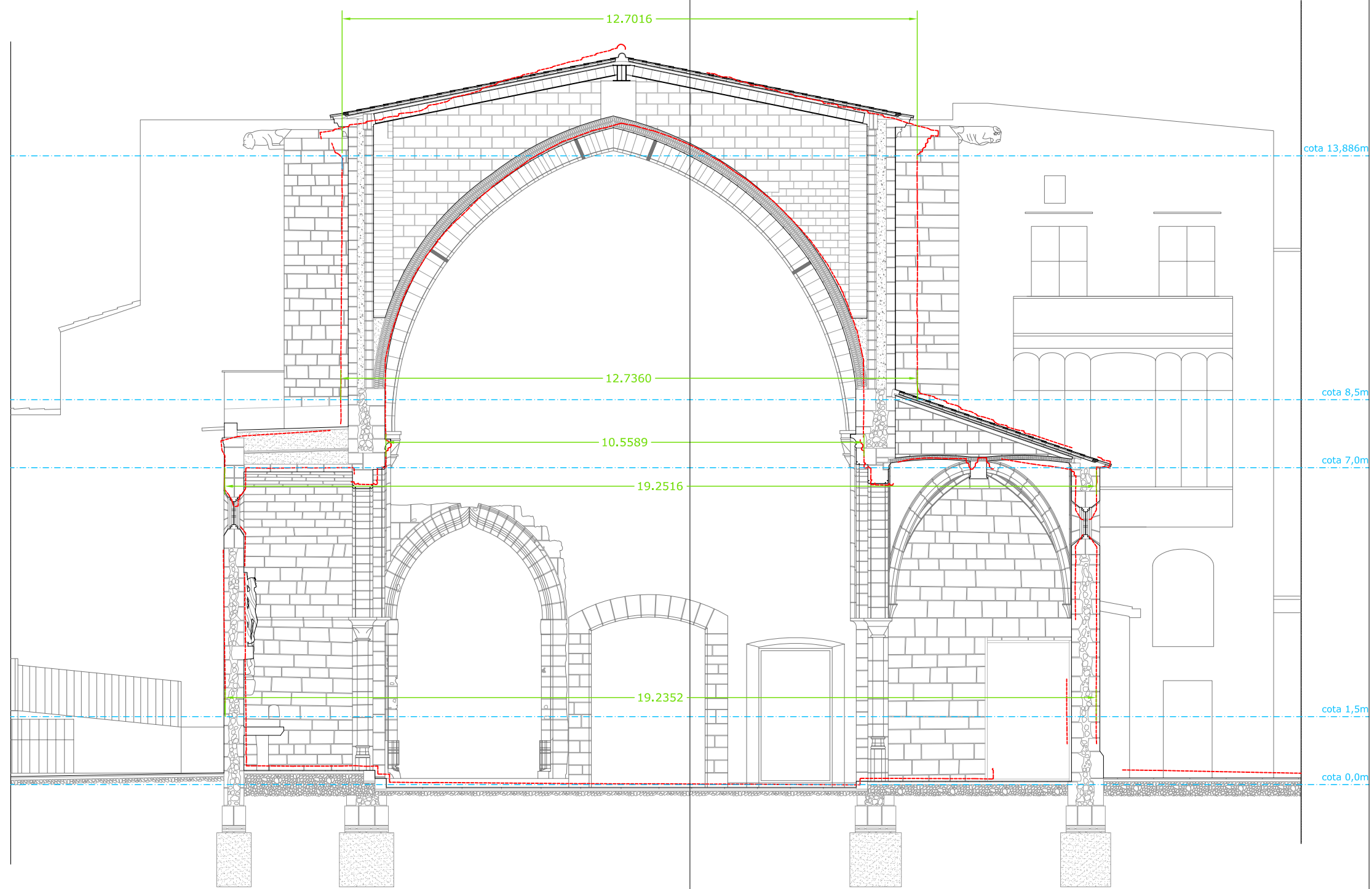
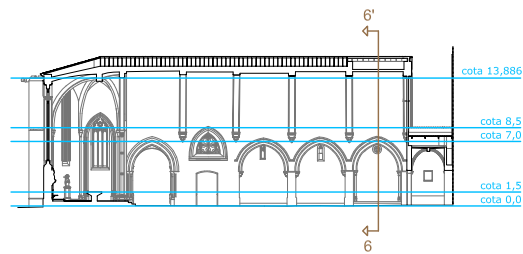
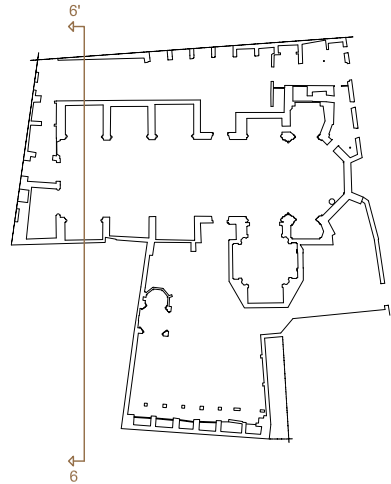
SECCIÓN 5
IGLESIA DE SAN JUAN DEL HOSPITAL DE VALENCIA

ESC 1:100



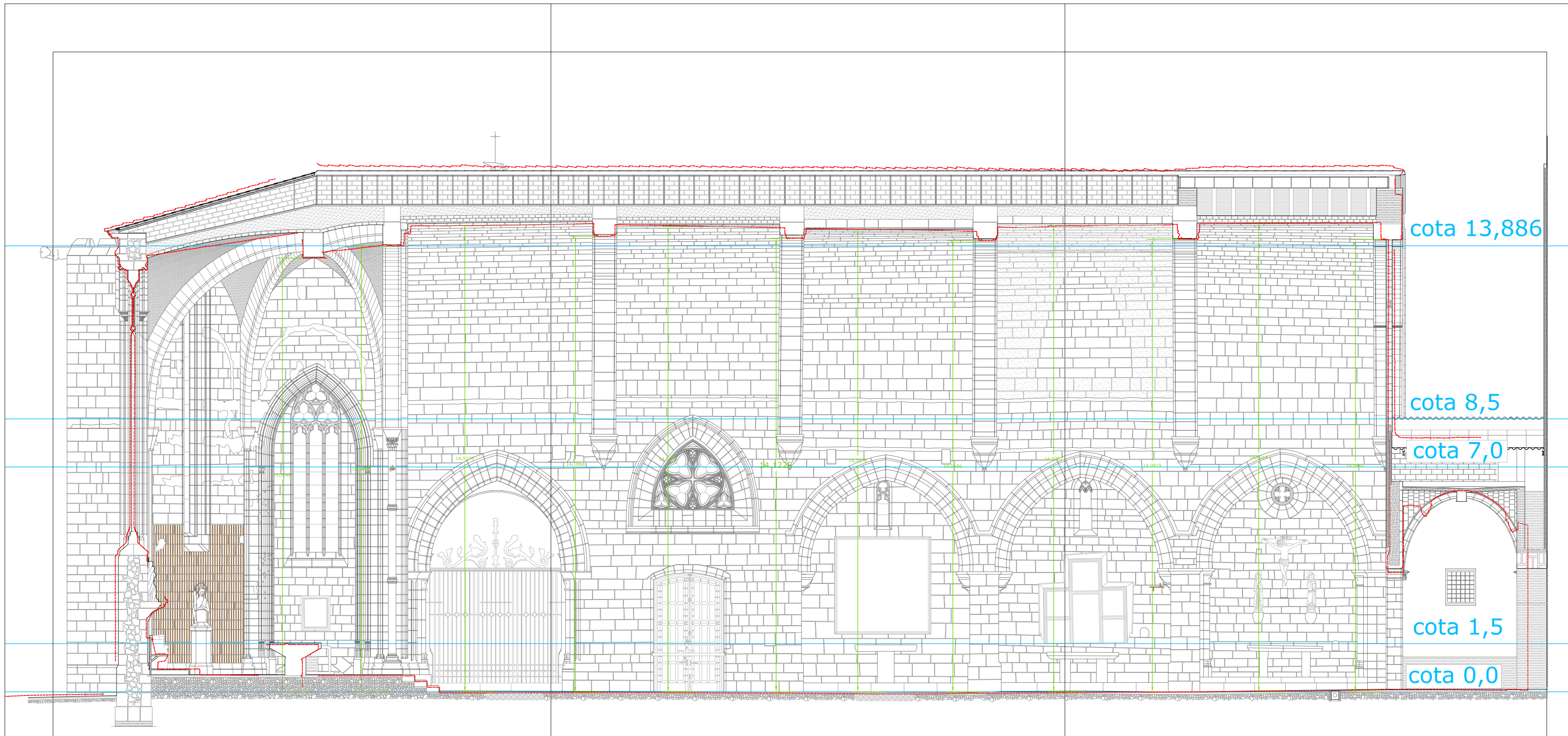
SECCIÓN 5-6
IGLESIA DE SAN JUAN DEL HOSPITAL DE VALENCIA

ESC 1:100



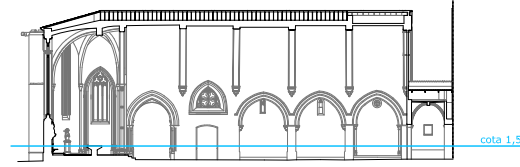
SECCIÓN 6
IGLESIA DE SAN JUAN DEL HOSPITAL DE VALENCIA

ESC 1:100



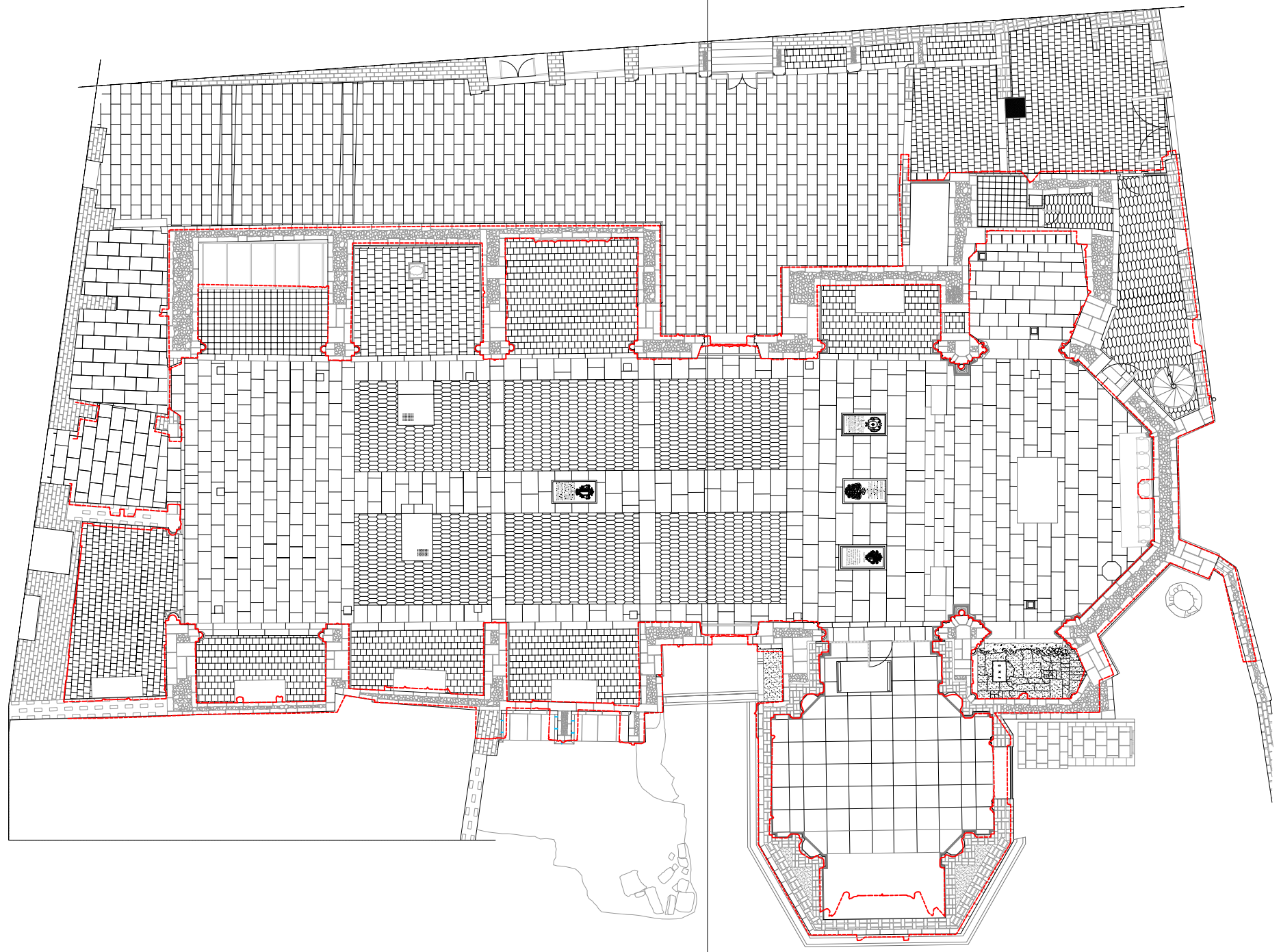
SECCIÓN LONGITUDINAL
IGLESIA DE SAN JUAN DEL HOSPITAL DE VALENCIA

ESC 1:100



cota 1,5

----- SECCIÓN DE LA NUBE DE PUNTOS



PLANTA
IGLESIA DE SAN JUAN DEL HOSPITAL DE VALENCIA

ESC 1:100