

# ANÁLISIS DE COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL; IGLESIA ARCIPRESTAL DE CALLOSA D'EN SARRIÁ. ALICANTE.

Taimi Gómez Bourg

TRABAJO FINAL DE MÁSTER



*Escuela Técnica Superior de Arquitectura.*

2016



## RESUMEN.

---

El presente Trabajo Fin de Máster (TFM) ha tenido como objetivo analizar el comportamiento estructural de un edificio histórico. Para lo cual se han tenido en cuenta las cargas gravitatorias actuantes y fuerzas horizontales de sismo.

El estudio se realizó a la Iglesia Arciprestal San Juan Bautista en Callosa d'en Sarriá en Alicante; a partir de un Modelo de Elementos Finitos (macroelementos) resultante de la información geométrica obtenida.

El siguiente trabajo inicia con un repaso a las estructuras de fábrica, su composición y comportamiento, una breve caracterización de los sismos, descripción del edificio objeto de estudio y su análisis estructural, resultados y conclusiones.

Los resultados demuestran que la respuesta de la estructura ante las cargas gravitatorias es, en general, satisfactoria. Y, por otro lado, al someterla a las acciones de cargas sísmicas se producen daños importantes dejándola debilitada o parcialmente destruida.

Se propone, por lo tanto, establecer criterios de intervención para mejorar su comportamiento sísmico y, sobre todo, salvaguardar el patrimonio de Callosa, pues la iglesia es una construcción histórica con valores históricos y artísticos que enorgullecen y fortalecen los sentimientos de identidad de los callosinos.

Finalmente, este estudio ha servido para comprender que a partir de datos que se pueden obtener fácilmente, geométricos básicamente, podemos concebir una idea de cuál será la respuesta frente a un sismo de los elementos componentes en edificios históricos, pudiendo así decidir si es necesario un análisis más exhaustivo que nos ayude en la toma de decisiones de una futura intervención.

## ABSTRACT.

---

The objective of this Master Thesis (TFM) is to analyze the structural behavior of a historical building. For this purpose, acting gravity loads and horizontal earthquake forces have been taken into account.

The research was conducted at the San Juan Bautista Arciprestal in Callosa d'en Sarriá Church in Alicante based on a Finite Elements Model (macro elements) resulting from the geometric information obtained.

The thesis begins with an overview of masonry structures, their composition and behavior, a brief characterization of earthquakes, a description of the stated building under study and its structural analysis, results and a closing.

While the results show that the response of the structure towards the gravity loads is satisfactory overall; it also confirms that when experiencing seismic action significant damage is done, thus, leaving the structure weakened and partially destroyed.

It is proposed, therefore, to establish set criteria for interventions in order to improve seismic performance and, above all, safeguard the heritage of Callosa since the church is a building of historical and artistic value that fill the people of Callosa with pride and strengthen their feelings of identity.

In conclusion, this study has shown from easily obtainable data, specially geometrical data, how to gain a better understanding of what the response of the component elements of historical buildings will be in an earthquake; thus enabling us to decide whether further analysis is necessary in order to help make decisions for future interventions.

# ÍNDICE DE CONTENIDO.

---

RESUMEN.

ABSTRACT.

ÍNDICE DE CONTENIDO. .... I

ÍNDICE DE FIGURAS..... IV

ÍNDICE DE TABLAS..... VIII

**CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN..... 3**

1.1. INTRODUCCIÓN..... 3

1.2. OBJETO DEL TRABAJO FIN DE MÁSTER. .... 4

1.3. METODOLOGÍA DE TRABAJO. .... 5

1.4. ESTRUCTURA DEL TRABAJO..... 6

**CAPÍTULO 2. ELEMENTOS DE FÁBRICA. .... 9**

2.1. INTRODUCCIÓN..... 9

2.2. COMPONENTES DE LAS OBRAS DE FÁBRICA. .... 10

2.2.1 *La Piedra*. .... 11

2.2.2 *Ladrillo*. .... 12

2.2.3 *Los morteros*. .... 13

2.3. LA OBRA DE FÁBRICA COMO MATERIAL COMPUESTO..... 13

2.3.1 *Muros*..... 15

2.3.2 *Arcos*. .... 20

2.3.3 *Bóvedas y cúpulas*..... 25

2.4. ANÁLISIS ESTRUCTURAL PARA OBRAS DE FÁBRICA..... 29

2.4.1 *Estática gráfica*. .... 30

2.4.2 *Teoría plástica*. .... 31

2.4.3	<i>Análisis límite</i> .....	32
<b>CAPÍTULO 3. MARCO TEÓRICO</b> .....		<b>37</b>
3.1.	INTRODUCCIÓN.....	37
3.2.	MECANISMOS DE LOS TERREMOTOS.....	37
3.3.	PLACAS TECTÓNICAS O LITOSFÉRICAS.....	40
3.4.	HIPOCENTRO Y EPICENTRO.....	42
3.5.	ONDAS SÍSMICAS.....	43
3.6.	CARACTERÍSTICAS DE LOS TERREMOTOS.....	46
3.6.1.	MAGNITUD.....	46
3.6.2.	INTENSIDAD.....	48
3.6.3.	SISMICIDAD.....	50
<b>CAPÍTULO 4. MEMORIA DESCRIPTIVA E HISTÓRICA</b> .....		<b>57</b>
4.1.	ÁMBITO DE TRABAJO. CALLOSA D'EN SARRIÁ.....	57
4.2.	ANTECEDENTES.....	58
4.2.1.	IGLESIA ARCIPRESTAL DE SAN JUAN BAUTISTA. ANÁLISIS HISTÓRICO.....	59
4.3.	DESCRIPCIÓN ARQUITECTÓNICA.....	61
4.4.	DESCRIPCIÓN CONSTRUCTIVA.....	63
4.5.	ESTUDIOS Y HALLAZGOS.....	64
4.5.1.	ESTUDIOS.....	64
4.5.2.	HALLAZGOS.....	67
<b>CAPÍTULO 5. ANÁLISIS ESTRUCTURAL</b> .....		<b>71</b>
5.1.	GENERALIDADES.....	71
5.2.	ANÁLISIS POR EQUILIBRIO.....	71
5.3.	ANÁLISIS POR EL MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS.....	72
5.4.	DESCRIPCIÓN DEL MÉTODO EMPLEADO PARA EL ANÁLISIS.....	72
5.4.1	ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO: MÉTODO PUSHOVER.....	73
5.4.2	MODELO DE DAÑO.....	75
5.4.3	ACCIONES SÍSMICAS.....	77
5.4.4	CARACTERIZACIÓN DE LOS MATERIALES.....	78
5.5.	ANÁLISIS DEL SISTEMA ESTRUCTURAL DE LA IGLESIA.....	80
5.5.1.	COMPORTAMIENTO DE MUROS.....	81
5.5.2.	COMPORTAMIENTO BÓVEDAS Y CÚPULAS.....	91
5.5.3.	COMPORTAMIENTO GLOBAL, CARGAS SÍSMICAS.....	98

<b>CAPÍTULO 6. CONCLUSIONES. ....</b>	<b>105</b>
<b>CAPÍTULO 7. BIBLIOGRAFÍA. ....</b>	<b>111</b>
<b>ANEXO 1. PLANOS.....</b>	<b>117</b>
<b>ANEXO 2. FOTOS.....</b>	<b>125</b>

## ÍNDICE DE FIGURAS.

---

### Capítulo 2.

FIG. 2. 1 APAREJOS DE SILLAR Y LADRILLO. FUENTE: TOMAN, 2007A. ....	10
FIG. 2. 2 RESISTENCIAS MECÁNICAS Y PESO ESPECÍFICO DE LAS PIEDRAS.....	12
FIG. 2. 3 A) FUERZAS EN UN MURO DEBIDAS AL PESO PROPIO. B) FUERZAS EN UN MURO DE LA COMBINACIÓN DEL PESO PROPIO Y LAS CARGAS APLICADAS; REACCIONES Y DESPLONES. FUENTE: MARK, 2002, P.78. ....	15
FIG. 2. 4 TENSIONES EN UN MURO. FUENTE: MARK, 2002, P.82. ....	17
FIG. 2. 5 TENSIONES EN MUROS DEBIDAS A LA COMBINACIÓN DE FUERZAS AXIALES Y LATERALES (COMBINACIÓN DE ESFUERZOS DE COMPRESIÓN Y FLEXIÓN). FUENTE: MARK, 2002, P.82. .	18
FIG. 2. 6 TENSIONES EN UN MURO DEBIDO A UNA FUERZA AXIAL DE COMPENSACIÓN. FUENTE: MARK, 2002, P.83. ....	19
FIG. 2. 7 PUERTA DE LOS LEONES. TESORO DE ATREO, MICENAS. S. XIII A.C. FUENTE: WIKIPEDIA.ORG .....	20
FIG. 2. 8 A) PARTES COMPONENTES DE UN ARCO: 1) CLAVE; 2) DOVELA; 3) TRASDÓS; 4) IMPOSTA; 5) INTRADÓS; 6) FLECHA; 7) LUZ; 8) CONTRAFUERTE. FUENTE: <a href="https://es.wikipedia.org/wiki/Arco_%28arquitectura%29">HTTPS://ES.WIKIPEDIA.ORG/WIKI/ARCO_%28ARQUITECTURA%29</a> . B) COMPORTAMIENTO DE UN ARCO VERDADERO Y SUS REACCIONES. MARK: 2002. ....	21
FIG. 2. 9 A) PALACIO DE CTESIFONTE, IRAQ – S. II A.C. PÓRTICO DE ENTRADA, ARCOS DE LADRILLO. B) BASÍLICA DE SANTA SOFÍA, ESTAMBUL – S. VI. ARCOS DE FÁBRICA DE LADRILLO DE 33 METROS DE LUZ. FUENTE: <a href="http://whc.unesco.org">HTTP://WHC.UNESCO.ORG</a> .....	22
FIG. 2. 10 A) REPRESENTA EL MÍNIMO EMPUJE DE CONTRARRESTO EN UN ARCO DE MEDIO PUNTO. B) MÁXIMO EMPUJE DE CONTRARRESTO PARA UN ARCO DE MEDIO PUNTO. C) FALLO DEL ESTRIBO. ....	23
FIG. 2. 11 A) REPRESENTA EL CONTRARRESTO DEL EMPUJE HORIZONTAL CON EL USO DE UN TIRANTE. B) EL USO DE CONTRAFUERTE ABSORBE EL EMPUJE OBLICUO. C) LA SOBRECARGA SOBRE LOS PUNTOS DE APOYO DEL ARCO DESVÍA EL RESULTADO DE LAS FUERZAS HASTA EL EJE VERTICAL DEL PUNTO PORTADOR. FUENTE: TARICAT, 2010, P.44.....	23

---

FIG. 2. 12 A) TRAZADO DE ARCOS APUNTADOS. B) LA ALTURA DEL ARCO OJIVAL O APUNTADO PUEDE MANTENERSE CONSTANTE A PESAR DE SU LUZ DIFERENTE. FUENTE: TOMAN: 2007B, P.22.....	24
FIG. 2. 13 FORMAS GENERADAS POR UN ARCO DE MEDIO PUNTO. FUENTE: RISEBERO, 1982, P. 34. ....	25
FIG. 2. 14 DISPOSICIÓN DE CUBIERTA CON BÓVEDAS DE CRUCERÍA. TOMAN: 2007B, P.22. ....	25
FIG. 2. 15 A) TRACCIÓN EXCÉNTRICA Y COMPRESIÓN MERIDIONAL EN UNA CÚPULA SEMIESFÉRICA. B) LA LÍNEA DISCONTINUA MARCA DONDE CAMBIAN LOS ESFUERZOS. FUENTE: TARICAT, 2010, P.25.....	26
FIG. 2. 16 A) LA BÓVEDA DE CAÑÓN REQUERÍA UN APOYO CONTINUO EN EL BORDE, POR LO TANTO LAS VENTANAS ERAN PEQUEÑAS. B) LA BÓVEDA NERVADA Y LOS CONTRAFUERZOS PERMITEN LA CONCENTRACIÓN DE LOS ESFUERZOS Y ABRIR VANOS EN LOS MUROS. FUENTE: RISEBERO, 1982, P.66. ....	28
FIG. 2. 17 BAJO LA ACCIÓN DE UNA FUERZA LATERAL OBLICUA F, UN ESTRIBO MONOLÍTICO VOLCARÁ SI EL MOMENTO DESESTABILIZANTE ES MAYOR QUE EL MOMENTO ESTABILIZANTE PRODUCIDO POR EL PESO TOTAL DEL ESTRIBO.....	28
FIG. 2. 18 A) ESQUEMA DE CÚPULA SOBRE PECHINA. B) CÚPULA SOBRE PECHINAS DE SILLERÍA. IGLESIA SAINT ETIENNE DE LA CITÉ - FRANCIA, S. XII. FUENTE: TOMAN, 2007A, P. 29.....	29
FIG. 2. 19 ESQUEMA POLAR Y LÍNEA DE EMPUJE PARA UN SEMI ARCO. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.....	31
FIG. 2. 20 COLAPSO DE UN ARCO SOMETIDO A UNA CARGA PUNTUAL. HEYMAN: 1999. ....	33
FIG. 2. 21 ARCO ESTABLE. HEYMAN: 1999.....	33

### Capítulo 3.

FIG. 3. 1 EVOLUCIÓN DEL MOVIMIENTO DE PLACAS SEGÚN LO PLANTEA LA TEORÍA DE LA DERIVA CONTINENTAL. ....	38
FIG. 3. 2 CORTE QUE REPRESENTA ESTRUCTURA INTERNA DE LA TIERRA.....	39
FIG. 3. 3 PLACAS TECTÓNICAS MAYORES O PRINCIPALES. ....	40
FIG. 3. 4 PLACAS CONVERGENTES. (A) CONVERGENCIA CONTINENTAL – CONTINENTAL. TRAS LA COLISIÓN, UNA PLACA SUBDUCE BAJO LA OTRA Y SE FUNDE PARCIALMENTE EN LA ASTENOSFERA. (B) CONVERGENCIA OCEÁNICA – CONTINENTAL. PLACAS CON CORTEZA OCEÁNICA Y CONTINENTAL COLISIONAN. LA OCEÁNICA ES MÁS DENSA Y SUBDUCE BAJO LA CONTINENTAL FUNDIÉNDOSE PARCIALMENTE EN LA ASTENOSFERA. (C) CONVERGENCIA OCEÁNICA – OCEÁNICA. DOS PLACAS CON CORTEZA OCEÁNICA COLISIONAN, UNA SUBDUCE BAJO LA OTRA FUNDIÉNDOSE PARCIALMENTE EN LA ASTENOSFERA. ....	41
FIG. 3.5 REPRESENTACIÓN GEOMÉTRICA DE UN TERREMOTO. FUENTE: <a href="https://es.wikipedia.org/wiki/Hipocentro">HTTPS://ES.WIKIPEDIA.ORG/WIKI/HIPOCENTRO</a> .....	42
FIG. 3. 6 ONDAS INTERNAS O DE CUERPO, (A) PRIMARIA Y (B) SECUNDARIA. ....	44

FIG. 3. 7 ONDAS SUPERFICIALES, (A) LOVE Y (B) RAYLEIGH. ....	45
FIG. 3. 8 GRÁFICA DESPLAZAMIENTO/DISTANCIA. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA. ....	45
FIG. 3. 9 REPRESENTACIÓN DE DIFERENCIA ENTRE ONDAS Y VIBRACIÓN. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA. ....	46
FIG. 3. 10 REPRESENTACIÓN GRÁFICA DE LA ESCALA DE RICHTER. ....	47
FIG. 3. 11 CINTURONES CIRCUMPACÍFICO Y TRANSASIÁTICO. ....	51
FIG. 3. 12 MAPA DE PELIGROSIDAD SÍSMICA. NCSE-02. ....	52

#### Capítulo 4.

FIG. 4. 1 A) COMUNIDAD VALENCIANA. B) LOCALIZACIÓN DE CALLOSA D´EN SARRIÁ RESPECTO A LA MARINA BAJA, RESALTADO EN ROJO. ....	58
FIG. 4. 2 PLANTA DE LA IGLESIA DE CALLOSA QUE APARECE EN BERCHÉZ, 1987, P. 173. ....	60
FIG. 4. 3 REPRESENTACIÓN DE ARCOS Y PILASTRAS. AXONOMÉTRICO SW. ....	61
FIG. 4. 4 A) FACHADA PRINCIPAL. B) FACHADA SUR. ....	62
FIG. 4. 5 ISOMÉTRICO Y ALZADOS. ....	63
FIG. 4. 6 CORTE LONGITUDINAL. ....	64
FIG. 4. 7 MODELOS TRIDIMENSIONALES OBTENIDOS POR LA TÉCNICA DEL ESCÁNER LÁSER 3D. ....	65
FIG. 4. 8 HUMEDADES AL INTERIOR. ....	67
FIG. 4. 9 UBICACIÓN DE FISURAS Y DEFORMACIÓN EN CÚPULA EXTERIOR. ....	68

#### Capítulo 5.

FIG. 5.1 PATRÓN DE CARGAS APLICADO EN EL MÉTODO PUSHOVER. ....	74
FIG. 5.2 A) UMBRALES DE LOS ESTADOS DE DAÑO. B) CLASIFICACIÓN DE LOS UMBRALES DE DAÑO. FUENTE: LLOPIS, 2014. ....	74
FIG. 5. 1 ESQUEMA DE LOS PARÁMETROS QUE DEFINEN LA VARIABLE DE DAÑO "D". FUENTE: ALONSO, A; MARTÍNEZ A., 2003. ....	76
FIG. 5.3 ESPECTRO ELÁSTICO DE DISEÑO PARA CALLOSA D´EN SARRIÁ. FUENTE: PROPIA, PROGRAMA ANGLE. ....	77
FIG. 5.4 MODELO DE PARTIDA. ANÁLISIS NO LINEAL GEOMÉTRICO DEL MATERIAL. (71.663 NODOS; 78.039 SÓLIDOS; 45.084 TETRAEDROS; 32.395 HEXAEDROS; 12.897 LÁMINAS) ....	81
FIG. 5.5 TENSIONES EN EJE Z PARA CARGAS GRAVITATORIAS. ....	82
FIG. 5. 6 TENSIONES EN EJE Z PARA CARGAS GRAVITATORIAS. ....	82
FIG. 5. 7 TENSIONES EN EJE Y PARA CARGAS GRAVITATORIAS. ....	84
FIG. 5. 8 TENSIONES EN EJE X PARA CARGAS GRAVITATORIAS. ....	84
FIG. 5. 9 MODELO DE DAÑO PARA CARGAS GRAVITATORIAS EN LOS MUROS. ....	85
FIG. 5. 10 TENSIONES EN EJE Z PARA CARGAS SÍSMICAS. ....	87

FIG. 5.11 TENSIONES EN EJE Y PARA CARGAS SÍSMICAS. ....	88
FIG. 5.12 TENSIONES EN EJE X PARA CARGAS SÍSMICAS. ....	89
FIG. 5.13 MODELO DE DAÑO PARA CARGAS SÍSMICAS. ....	90
FIG. 5.14 TENSIONES EN EJE Y PARA CARGAS GRAVITATORIAS. ....	92
FIG. 5.15 TENSIONES EN EJE X PARA CARGAS GRAVITATORIAS. ....	93
FIG. 5.16 TENSIONES SX EN CÚPULA EXTERIOR DEBIDAS A CARGAS GRAVITATORIAS. ....	94
FIG. 5.17 MODELO DE DAÑO PARA LAS CARGAS GRAVITATORIAS. ....	95
FIG. 5.18 TENSIONES SY DEBIDAS A CARGAS SÍSMICAS. ....	96
FIG. 5.19 TENSIONES SX DEBIDAS A CARGAS SÍSMICAS. ....	97
FIG. 5.20 MODELO DE DAÑO PARA CARGAS SÍSMICAS. ....	98
FIG. 5.21 MODELO DE DAÑO DEL MODELO GLOBAL ANTE CARGAS SÍSMICAS. ....	100
FIG. 5.22 DEFORMACIONES EN EL EJE Z PROVOCADAS POR CARGA SÍSMICA. ....	101
FIG. 5.23 DEFORMACIONES EN EL EJE X PROVOCADAS POR CARGA SÍSMICA. ....	101
FIG. 5.24 DEFORMACIONES EN EL EJE Y PROVOCADAS POR CARGA SÍSMICA. ....	102

## Anexo 1.

ILUSTRACIÓN 1 SITUACIÓN DE CALLOSA D'EN SARRIÁ E IGLESIA. ....	117
ILUSTRACIÓN 2 ISOMÉTRICO SO. PALACIO; MOLINES: 2014. ....	118
ILUSTRACIÓN 3 ALZADOS OESTE Y SUR. PALACIO; MOLINES: 2014. ....	119
ILUSTRACIÓN 4 PLANTA, VISTA INFERIOR. PALACIO; MOLINES: 2014. ....	120
ILUSTRACIÓN 5 CORTE LONGITUDINAL. PALACIO; MOLINES: 2014. ....	121
ILUSTRACIÓN 6 REPRESENTACIÓN DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES SOBRE NIVEL DE PAVIMENTO. PALACIO; MOLINES: 2014. ....	122
ILUSTRACIÓN 7 PROCESO DE MODELADO SOBRE PLATAFORMA CAD, HERRAMIENTA BÓVEDAS 3D. ELABORACIÓN PROPIA. ....	123
ILUSTRACIÓN 8 MODELO GLOBAL DE ELEMENTOS FINITOS, PLATAFORMA CAD. HERRAMIENTA ANGLE. ELABORACIÓN PROPIA. ....	124

## Anexo 2.

FOTOS. 1 CÚPULA Y EXTERIORES DE LA IGLESIA. ELABORACIÓN PROPIA. ....	126
FOTOS. 2 ALTAR, CÚPULA INTERIOR Y NAVE CENTRAL. ....	126

## ÍNDICE DE TABLAS

---

### Capítulo 3.

TABLA 3.1 ESCALA ABIERTA DE RICHTER. ....	48
TABLA 3.2 RESUMEN DE LA ESCALA MACROSÍSMICA EUROPEA (EMS-98). ....	49
TABLA 3. 3 TERREMOTOS OCURRIDOS EN C.A.V Y CERCANÍAS CON MAGNITUD $M_B \geq 4.5$ Y DURANTE LA ÉPOCA INSTRUMENTAL. FUENTE: GINER; MOLINA, 2001, P.60. ....	53

### Capítulo 4.

TABLA 4. 4 LÍNEA DE TIEMPO DE HECHOS CONSTRUCTIVOS. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA EN BASE A INFORMACIÓN CEDIDA POR ARQUITECTOS PALACIO Y MOLINES. ....	66
---	----

### Capítulo 5.

TABLA 5.1 PESO ESPECÍFICO APARENTE DE LOS PRINCIPALES TIPOS DE PIEDRA ( $kN/m^3$ ). (MARTÍNEZ: 2003, TABLA 2.2A).....	78
TABLA 5.2 PESO ESPECÍFICO APARENTE DEL LADRILLO ( $kN/m^3$ ). (MARTÍNEZ: 2003, TABLA 2.2B) 78	
TABLA 5.3 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE LA PIEDRA ( $N/mm^2$ ). (MARTÍNEZ: 2003, TABLA 2.3) .....	79
TABLA 5.4 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DEL LADRILLO ( $N/mm^2$ ). (MARTÍNEZ: 2003, TABLA 2.4) .....	79
TABLA 5.5 MÓDULOS DE ELASTICIDAD PARA PIEDRAS Y LADRILLOS. ( $N/mm^2$ ). (LLOPIS: 2014, T.16 Y T.17).....	79
TABLA 5.6 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES PARA EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LA IGLESIA. .	80



# INTRODUCCIÓN





## **CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN.**

---

### **1.1. Introducción.**

El análisis estructural de edificios históricos no se trata sólo de la toma de datos necesarios requeridos, en dependencia del método y programa de cálculo a emplear para alcanzar su diagnóstico, sino que requiere del conocimiento del edificio en sí. La búsqueda de datos relevantes relacionados con su evolución constructiva, será una herramienta complementaria necesaria en la interpretación de resultados con la intención de emprender el Proyecto de Restauración de manera rigurosa.

Proteger el patrimonio arquitectónico no debe limitarse a remediar los estragos del paso del tiempo, se debe además reflexionar sobre su capacidad de afrontar peligros súbitos y difundir modelos de actuación adecuados que incluyan la necesidad de la conservación estructural preventiva.

Al sur de Alicante y al este de la Región de Murcia se encuentran las zonas de mayor riesgo sísmico de España<sup>1</sup>. A pesar de que el Instituto Geográfico Nacional clasifica de intensidad moderada la actividad sísmica en la Comunidad Valenciana, deben preverse actuaciones en el ámbito de las construcciones históricas ante sismos.

---

<sup>1</sup> Mapa de peligrosidad sísmica. Instituto Geográfico Nacional.  
<http://www.ign.es/ign/layoutIn/actividadesSismoRiesgo.do>

Teniendo en cuenta el peligro súbito que representa un sismo, este Trabajo Fin de Máster planteó como objetivo principal, conocer la respuesta estructural de una edificación histórica al interior de la provincia de Alicante.

Tomando como base teórica-conceptual varios textos sobre el comportamiento y análisis de obras de fábrica, que se van enumerando en el desarrollo de este trabajo, se planteó un modelo de cálculo donde se desarrollan bloques, a modo de dovelas virtuales, que permiten estudiar el equilibrio estático del conjunto frente a las acciones gravitatorias y acciones sísmicas.

Los valores obtenidos de tensiones, deformadas y modelos de daño permiten determinar el grado de seguridad de la estructura, y pueden tomarse como paso previo a una investigación más profunda que deriva diferentes líneas de investigación.

## 1.2. Objeto del Trabajo Fin de Máster.

El principal objetivo de este trabajo es evaluar el comportamiento estructural de una edificación histórica y su respuesta ante un eventual sismo aplicando el Método Pushover, motivada principalmente por la búsqueda de conocimiento en el campo de los estudios previos del Proyecto de Restauración Arquitectónica y los conocimientos específicos relacionados con el comportamiento estructural del edificio.

Para alcanzar este objetivo se realiza un modelo estructural tridimensional de la Iglesia Arciprestal de San Juan Bautista de Callosa d'en Sarriá, siendo el objeto de estudio. En el modelo se engloban los elementos constructivos, muros, pilastras, arcos, bóvedas y cúpulas. Partiendo del modelo estructural se evaluará su comportamiento frente a cargas gravitatorias y cargas horizontales de sismo.

### 1.3. Metodología de trabajo.

La primera de las fases ha sido el desarrollo del marco teórico – conceptual como guía de realización del esquema lógico – organizativo, enfocado en el objetivo principal planteado.

Las técnicas utilizadas para el levantamiento de información, perseguían el interés específico de alcanzar el conocimiento de los valores intrínsecos en las formas preexistentes de la edificación, además de conocer la situación de partida y poder organizar una metodología efectiva de trabajo basada en:

- o Objetivo principal.
- o Información y recursos disponibles.
- o Medios a utilizar.
- o Tiempo.

Con la geometría obtenida sobre la plataforma de CAD, fase intermedia de trabajo, se generaron los modelos de cálculo. Para ello se utilizó como herramienta de trabajo el programa ANGLE, programa desarrollado por el profesor Adolfo Alonso Durá. Dentro de esta interfaz los modelos son calculados y analizados.

La fase final consistió en el análisis, conclusiones y recomendaciones basados en los resultados obtenidos.

Programas computacionales empleados en este trabajo como herramientas de cálculo:

ANGLE.

Programa de Análisis estructural No-lineal por elementos finitos.

Desarrollado por: Adolfo Alonso Durá (Universidad Politécnica de Valencia).

## BOVEDAS 3D.

Programa de Estática gráfica en 3D, en interfaz Autocad.

Desarrollado por: Adolfo Alonso Durá (Universidad Politécnica de Valencia).

### 1.4. Estructura del trabajo.

El trabajo se estructura de la siguiente manera:

- o Capítulo 2. (Marco teórico). Breve descripción de las fábricas, sus propiedades y comportamiento estructural.
- o Capítulo 3. (Marco conceptual). Conceptos relacionados con los sismos.
- o Capítulo 4. (Marco descriptivo). Memoria descriptiva e histórica de la Iglesia Arciprestal de San Juan Bautista de Callosa d´en Sarriá.
- o Capítulo 5. Análisis estructural y resultados.
- o Capítulo 6. Conclusiones del trabajo.
- o Capítulo 7. Bibliografía consultada.
- o Anexos. Agrupa información de planos y fotos.



**ELEMENTOS DE FÁBRICA.**





## **CAPÍTULO 2. ELEMENTOS DE FÁBRICA.**

---

### **2.1. Introducción.**

El éxito de permanencia de la obra de fábrica se basa principalmente en su relativa facilidad de construcción, la disponibilidad de los materiales constituyentes y la durabilidad de los mismos. El arte de construir con materiales de fábrica fue evolucionando de acuerdo a la región, el clima y los materiales disponibles, alcanzando conocimientos y técnicas de gran perfección.

La construcción de obra de fábrica consiste en la superposición de bloques, ya sean de piedra, adobe<sup>2</sup> o unidades de ladrillo, los unos sobre los otros de forma ordenada alternando las juntas; el sellado de las juntas se puede realizar con algún material ligante, como el mortero, aunque también cabe la posibilidad de acomodar las piezas componentes a hueso<sup>3</sup>, quedando dispuestas cara a cara de su propia geometría permaneciendo juntas por equilibrio.

La estabilidad global de las construcciones de fábrica está asegurada por la compactación bajo la gravedad de los diversos elementos; existe un estado general de tensiones de compresión, pero sólo pueden resistirse pequeñas tracciones. (Heyman: 1999)

---

<sup>2</sup> Tierra moldeada en forma de pequeños bloques a base de tierra secados al sol.

<sup>3</sup> Aparejo a hueso es aquel en el que los elementos componentes de la obra de fábrica se asientan sobre la hilada inferior sin argamasa o mortero.

La resistencia de los distintos tipos de piedra es variable dependiendo de diferentes factores. Mark (2002) menciona entre ellos la dirección en la cual las fuerzas son aplicadas sobre ella, además de señalar que el valor de la resistencia a la tracción para todo tipo de piedra es de un orden de magnitud menor que el de los valores de compresión. La sustitución de la piedra por el ladrillo cocido en horno provoca mínimas diferencias en el comportamiento estructural global. Sin embargo la construcción se simplifica y los costes se reducen drásticamente.

Este Capítulo presenta un acercamiento hacia algunos de los elementos estructurales más representativos en las construcciones históricas de fábrica y sus principios de funcionamiento.

## 2.2. Componentes de las obras de fábrica.

Una obra de fábrica se compone, en general, de piedras o ladrillos de diferentes formas y tamaños, aparejados con algún tipo de mortero, o sin él, como se ejemplifica en la figura 2.1.

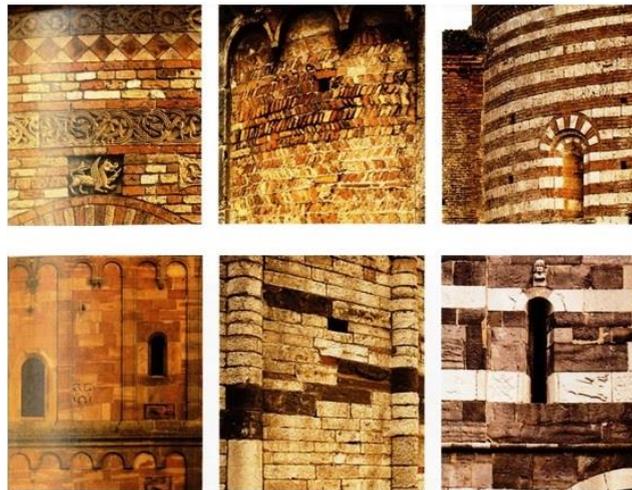


Fig. 2. 1 Aparejos de sillar y ladrillo. Fuente: Toman, 2007a.

### 2.2.1 La Piedra.

La elegibilidad de las piedras para la construcción de los edificios históricos ha estado directamente determinada por: su resistencia, durabilidad, facilidad de labra y distancia de transporte a la obra.

#### i. Geometría.

De acuerdo a su forma y tamaño puede clasificarse en:

- ↳ *Sillar: piedra bien labrada y escuadrada. La fábrica resultante recibe el nombre de sillería.*
- ↳ *Mampuesto: piedra sin labrar, o prácticamente sin labrar. La fábrica resultante de la unión de estos elementos con mortero, recibe el nombre de mampostería.*

#### ii. Propiedades mecánicas.

Las propiedades mecánicas de las piedras sólo se empezaron a estudiar de forma científica a partir de mediados del siglo XVIII. (Huerta: 2004, p.12)

Suele ser anisótropa<sup>4</sup> en lo que a propiedades mecánicas se refiere. El peso específico de las piedras se determina mediante ensayos y es una importante propiedad a determinar, ya que la mayoría de las cargas gravitatorias, que suponen la principal sollicitación en muros debido a su carácter masivo, están directamente influenciadas por su valor.

La resistencia a compresión de las piezas es un índice de calidad válido para comparar distintas piedras entre sí y, a igualdad de dimensiones de las piezas, mortero y aparejo, incide sensiblemente en la resistencia de la fábrica. Sin

---

<sup>4</sup> Un material es isótropo cuando posee las mismas propiedades, en cualquier dirección en que se las considere. Por el contrario un material es anisótropo cuando sus propiedades varían conforme sea la dirección considerada.

embargo, por sí misma no permite hacer afirmaciones definitivas sobre la resistencia a compresión de la fábrica de la que forma parte. La resistencia se determina mediante ensayos de compresión simple sobre muestras extraídas de un elemento estructural o de bloques similares a los de la estructura que se estudia si se dispone de ellos. (Martínez: 2003)

La tabla que se muestra en la figura 2.2, destaca la elevada resistencia a compresión  $\sigma_c$  y la baja resistencia a tracción  $\sigma_t$  que presentan distintos tipos de piedras (entre 1/10 y 1/20 de la resistencia a compresión).

	$\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	$E$ (kN/mm <sup>2</sup> )	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )
Tiza	2-12	0,1-1,5	2-10	14,0
Caliza	7-40	0,5-5	5-30	21,0
Caliza compacta	40-100	4-15	30-60	23,6
Esquistos	15-70	1-10	7-50	22,2
Granito	60-180	6-15	15-70	28,5
Cuarcita	80-300	7-20	25-80	30,6

Fig. 2. 2 Resistencias mecánicas y peso específico de las piedras.<sup>5</sup>

A finales del siglo XIX se consideró que se podía, y debía, realizar un análisis elástico de las construcciones de fábrica. Los valores del módulo de Young que aparecen en la tabla anterior son orientativos, pues éste varía con la tensión de trabajo e, incluso, el comportamiento es distinto para distintas piedras de la misma cantera. (Huerta: 2004)

### 2.2.2 Ladrillo.

Los ladrillos empleados en la construcción de las fábricas históricas se han moldeado a partir de arcillas con formas y tamaños variables; el proceso de secado ha sido tanto al sol como cocidos en hornos.

---

<sup>5</sup> Tabla 2.1 Huerta: 2004, p. 14.

### i. Propiedades mecánicas.

La resistencia a compresión de los ladrillos depende principalmente de su composición y del proceso de secado. Los ladrillos cocidos en horno muestran una resistencia a compresión muy superior a los ladrillos crudos o adobes, secados al sol. La resistencia a tracción del ladrillo en general, es muy baja, alrededor del 3% de su resistencia a compresión. (Huerta: 2004)

### 2.2.3 Los morteros.

En general, los morteros tradicionales son de cal, resultado de la mezcla de cal apagada, arena y agua. En la construcción tabicada se han empleado morteros de yeso, mezclando ocasionalmente con cal para acelerar el fraguado.

### i. Propiedades mecánicas.

La resistencia de los morteros tradicionales empleados en las antiguas edificaciones es difícil de precisar. Sólo hay datos de ensayos sobre morteros tradicionales de cal y puzolana en el siglo XIX y las resistencias a compresión están comprendidas entre 2 y 15 N/mm<sup>2</sup>; en general, son menores que las de la piedra y ladrillo. Para edificaciones más antiguas es preciso extraer probetas y realizar ensayos. (Huerta: 2004)

### 2.3. La obra de fábrica como material compuesto.

El material fábrica es el resultado de la combinación de elementos, pudiendo ser: sillar, piedra, adobe o ladrillo tomados con mortero. Existen fábricas conformadas por elementos de la misma naturaleza o por la combinación de varios tipos. A decir de Huerta (2004), en las construcciones históricas lejos de ser una excepción, las fábricas mixtas son casi una norma.

El reto en el estudio del comportamiento de las obras de fábrica, desde el punto de vista mecánico, radica en que las propiedades que se le atribuyan sean comunes a todos los elementos componentes.

Las juntas y las posibles fisuras en la obra de fábrica, provocan la pérdida de continuidad del material, por tanto las propiedades mecánicas dependen del nivel de tensiones aplicado, no existiendo una relación lineal entre tensiones y deformaciones. (Alonso A.; Martínez, A.: 2003)

### i. Propiedades mecánicas.

Las propiedades mecánicas dependen, fundamentalmente, de la naturaleza de las unidades componentes.

Los primeros ensayos con probetas de fábrica<sup>6</sup> fueron realizados, al parecer, hacia 1800. Los ensayos concluyeron que las juntas introducían una debilidad en la fábrica disminuyendo su resistencia. (Huerta: 2004)

En 1885 tras un estudio que pretendía estimar la influencia del espesor de las juntas de mortero sobre la resistencia de las fábricas, se concluyó lo siguiente (Huerta: 2004):

- o El agotamiento del mortero en las juntas de las fábricas se produce a tensiones muy superiores a la resistencia intrínseca del mortero, pero muy inferiores a la resistencia de la piedra.
- o La tensión que produce la disgregación del mortero está en razón inversa del espesor de la junta, manteniendo constantes los otros factores.

---

<sup>6</sup> Rondelet ensayó, para distintos tipos de piedra, primero un cubo; luego dos cubos uno encima de otro, y, finalmente, tres cubos superpuestos. La probeta de dos cubos resistía menos que la simple, y la de tres cubos menos que la de dos. (Huerta: 2004, p.22).

- o Las fábricas formadas por piedras colocadas sin juntas de mortero (a hueso) dan resistencias inferiores a las de la piedra, pero superiores a las de la fábrica con juntas de mortero.
- o Las piedras unidas por una simple lechada de cemento parecen funcionar monolíticamente y dan resistencias semejantes a las de las piedras, y muy superiores a las de las fábricas con juntas de mortero.

Del resultado anterior se deduce que si aumentamos el espesor de las juntas, la resistencia de la fábrica disminuirá.

### 2.3.1 Muros.

Para que una estructura cargada mantenga su integridad o equilibrio, las fuerzas de resistencia de la estructura deben contrarrestar las cargas aplicadas.

En la figura 2.3 a, se ilustra un muro cargado sólo con su peso propio, en el remate del muro la fuerza de compresión experimentada será nula, sin embargo en su base, equivale al peso total del muro.

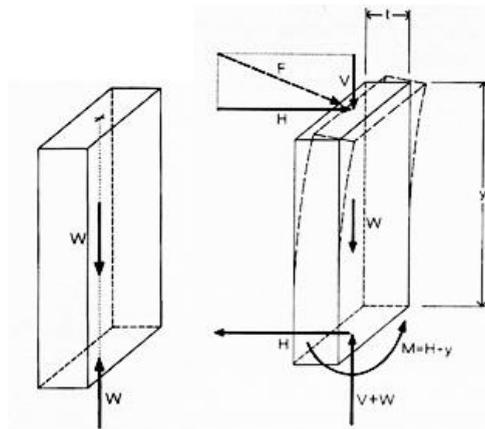


Fig. 2. 3 a) Fuerzas en un muro debidas al peso propio. b) Fuerzas en un muro de la combinación del peso propio y las cargas aplicadas; reacciones y desplomes. Fuente: Mark, 2002, p.78.

Por otro lado, si además de su peso propio el muro llegara a experimentar la influencia de otras fuerzas necesitará de reacciones o fuerzas internas capaces de contrarrestarlas.

En la figura 2.3 b se ilustra como una fuerza aplicada e inclinada  $F$  actúa en el remate de un muro, la cual representa, por ejemplo, el empuje aplicado por una bóveda de arista. La fuerza  $F$  puede ser descompuesta en sus componentes vertical y horizontal. La componente vertical  $V$  de la fuerza se suman a la compresión que provoca el peso del muro, y la componente horizontal  $H$  de la fuerza somete al muro a flexión interna y a fuerzas de deslizamiento. Bajo flexión, una cara del muro recibe las fuerzas de tracción y la cara opuesta experimenta una compresión adicional procedente de la flexión.

Ocurrirá un desplome si la sección de la base se fisura y la fuerza de flexión aplicada ( $H \times y$ ) excede el momento admisible  $(W + V) \times (t/2)$  provocado por las fuerzas descendentes que tienden a hacer girar el muro. Por lo tanto, elevar el muro para incrementar su peso ( $W$ ) o aumentar su base ( $t$ ) para incrementar su grosor, ayudará a estabilizarlo.

La influencia de las cargas laterales pueden provocar el alabeo e incluso el colapso de los muros, dichas cargas pueden ser debidas a, entre otros, el viento, sismos, y empujes laterales de arcos y bóvedas. En algunos grandes edificios de fábrica que no poseen muros transversales la estabilidad contra el derrumbe debido a fuerzas laterales depende del peso propio de la masa del muro o de refuerzos externos como los arbotantes. (Mark: 2002)

Los muros sometidos a flexión experimentan distribuciones de presiones mucho más complejas que aquellos que están sujetos a compresión pura. La flexión de un muro provoca que una de sus caras se acorte y que la otra se alargue. Si el

material se alarga experimenta fuerzas de tracción que pueden dar lugar a la rotura, especialmente en las capas de mortero.

Rara vez se encuentra un estado de flexión pura en las construcciones de fábrica. La flexión debida a cargas laterales está acompañada normalmente por la compresión que provoca el peso propio de la fábrica. (Mark: 2002)

La tensión es una medida de la intensidad local de una fuerza. Para una estructura sencilla cargada concéntricamente, el esfuerzo axial de tracción se halla dividiendo la fuerza total aplicada por el área de su sección transversal.

El esfuerzo de compresión en la base de un muro se halla igualmente dividiendo la carga vertical axial total por el área de la sección transversal en su base como se muestra en la figura 2.4.

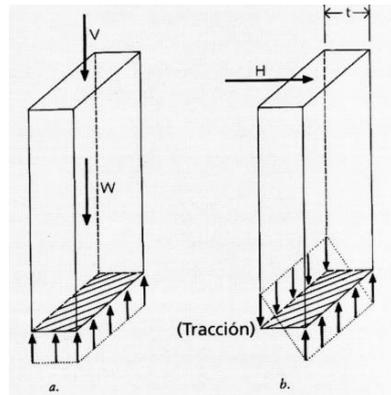


Fig. 2. 4 Tensiones en un muro. Fuente: Mark, 2002, p.82.

La magnitud del esfuerzo de flexión que acompaña al momento causado por carga lateral, es inversamente proporcional al producto del grosor del muro por el área de su sección transversal.

Puesto que cualquier incremento en el grosor ( $t$ ) del muro lleva consigo un incremento en el área de su sección, el esfuerzo de flexión varía de forma inversa al cuadrado del grosor del muro ( $1/t^2$ ). Por lo que duplicar el espesor del muro reduce el esfuerzo de flexión a sólo  $1/4$  de su valor inicial. El esfuerzo de tracción máximo se da en la superficie de la cara del muro que recibe la carga y es aquí donde tiende a desarrollarse la rotura en las fábricas. El esfuerzo de flexión es en efecto cero en el centro del muro, mientras que el esfuerzo de compresión máximo se da en la superficie opuesta del muro. (Mark: 2002). (Figura 2.5).

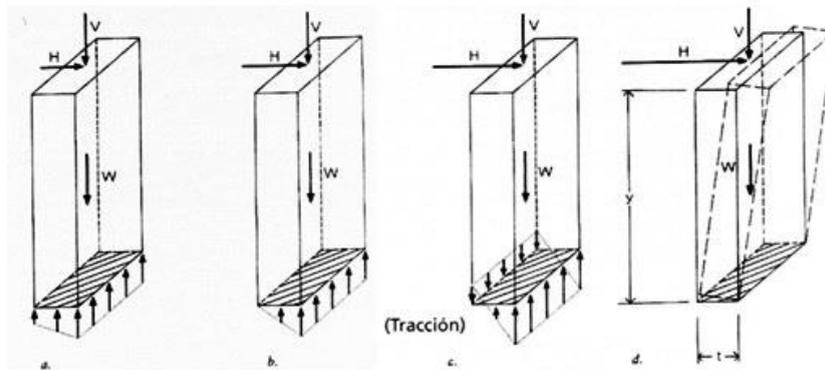


Fig. 2. 5 Tensiones en muros debidas a la combinación de fuerzas axiales y laterales (combinación de esfuerzos de compresión y flexión). Fuente: Mark, 2002, p.82.

Haciendo más complejo el análisis se puede suponer el caso de que una determinada fuerza de compresión actúe sobre un muro con una cierta excentricidad ( $e$ ) desde la línea neutra del muro, entonces su equilibrio dependerá de la fuerza concéntrica que se genera y del momento flector como se representa en la figura 2.6.

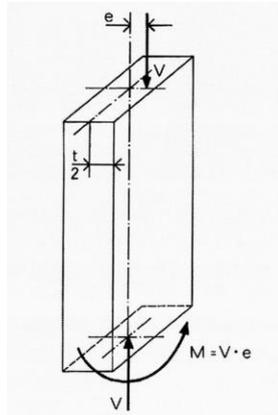


Fig. 2. 6 Tensiones en un muro debido a una fuerza axial de compensación. Fuente: Mark, 2002, p.83.

Un ejemplo del caso anterior sucede cuando cargas laterales como las debidas al abovedado o el viento ejercen presión contra el muro, la línea de fuerzas se desplaza fuera del centro, con una excentricidad que crece en proporción a la magnitud de esas cargas laterales.

En casos extremos, cuando  $e > t/2$ , y la línea de fuerzas cae fuera de la superficie del muro o del pilar, el fallo se debe a la incapacidad de la mayoría de los morteros para mantener unidas o fijar con seguridad las piedras entre sí.

Un problema más usual, y menos peligroso, sucede cuando la línea de fuerzas cae dentro de la superficie del muro, pero fuera del núcleo central, es decir  $t/6 < e < t/2$ . En este tipo de cargas, las compresiones mayores se dan en la superficie del muro, o del pilar, cerca de la línea de fuerzas y la tracción, que generalmente da por resultado la fisuración o rotura del muro, se presentan en el lado opuesto. Con las líneas de fuerza dentro del límite del núcleo central del muro o pilar, es decir  $e$  es igual o menor que  $t/6$ , los esfuerzos por toda la sección son de compresión y no se producirá ninguna rotura. (Mark: 2002)

Muchos de los problemas estructurales que han presentado los muros de construcciones históricas, pudieron evitarse construyéndolos más gruesos y pesados, sin embargo esto representaba mayor volumen de piedra a extraer y transportar desde la cantera, no sólo a causa del muro sino también para refuerzo de cimentaciones en épocas donde la tecnología de extracción no estaba mecanizada y la infraestructura para el transporte no era la más adecuada, lo que suponía un sobre coste.

### 2.3.2 Arcos.

El método más simple para crear en los muros los vanos necesarios para ventanas y puertas consiste en el uso de soportes adintelados.

La debilidad de la piedra en cuanto a la tensión limita la luz de los vanos que se encuadran con piedra monolítica.

Aunque no tan práctico para proporcionar aberturas en los muros como el sistema adintelado, el arco en saledizo previene muchos de sus problemas. Los arcos en saledizo se construyen con elementos relativamente pequeños, normalmente de piedra o ladrillo, cada uno de los cuales sobresale levemente hacia el interior de la abertura por delante del elemento situado debajo de él, como se puede ver en la figura 2.7.



Fig. 2. 7 Puerta de los leones. Tesoro de Atreo, Micenas. s. XIII a.C. Fuente: Wikipedia.org

La estabilidad de los elementos individuales en el arco en saledizo está asegurada por la masa del muro situado por encima; lo que sería una limitación puesto que su altura debe ser mucho mayor que el ancho de su base y, como sucede con el dintel monolítico, restringe las longitudes que se pueden alcanzar en su luz.

Por otro lado el arco en saledizo es clasificado como “falso” arco o también llamado arco en ménsula, arco acartelado o arco maya. A diferencia de un arco "verdadero" no funciona puramente a compresión.

Un arco típico se construye apilando piedras, llamadas dovelas, unas al lado de las otras sobre una estructura auxiliar de madera o cimbra. La cimbra da la forma al arco, las piedras se empiezan a colocar a partir de los arranques y queda terminado al colocar la clave o dovela central. (Huerta: 2004). (Figura 2.8).

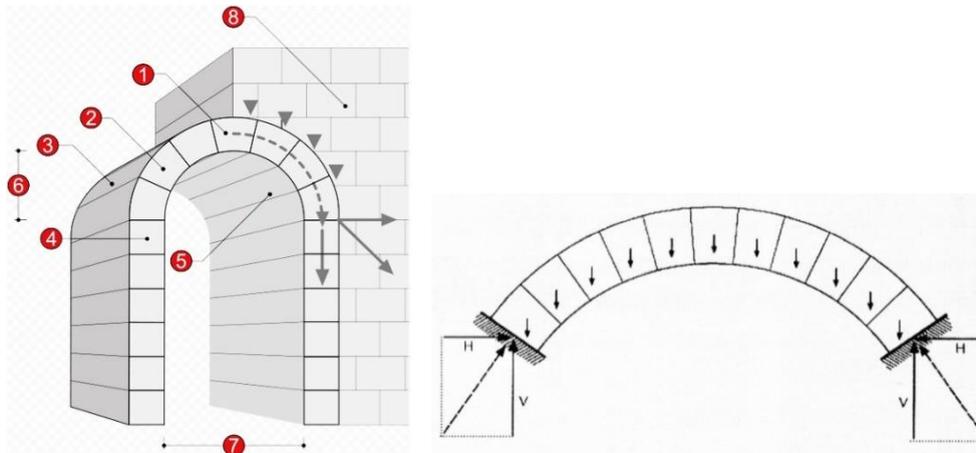


Fig. 2. 8 a) Partes componentes de un arco: 1) Clave; 2) dovela; 3) trasdós; 4) imposta; 5) intradós; 6) flecha; 7) luz; 8) contrafuerte. Fuente: [https://es.wikipedia.org/wiki/Arco\\_%28arquitectura%29](https://es.wikipedia.org/wiki/Arco_%28arquitectura%29). b) Comportamiento de un arco verdadero y sus reacciones. Mark: 2002.

Los arcos fueron la solución para salvar las limitaciones de luz intrínsecas al sistema adintelado ya que pueden proporcionar grandes luces interiores además de su clara ventaja constructiva realizándose el montaje mediante elementos relativamente pequeños y fácilmente manipulables, un potencial que convirtió al arco en el sistema estructural preferente para los edificios monumentales a gran escala. (Figura 2.9).



Fig. 2. 9 a) Palacio de Ctesifonte, Iraq – s. II a.C. Pórtico de entrada, arcos de ladrillo<sup>7</sup>. b) Basílica de Santa Sofía, Estambul – s. VI. Arcos de fábrica de ladrillo de 33 metros de luz. Fuente: <http://whc.unesco.org>

Los arcos exigen un tratamiento especial en su construcción, debido a las reacciones horizontales (figura 2.8 b) que se producen como respuesta a las cargas gravitatorias verticales. Los arcos necesitan de contrarrestos rígidos o elementos que soporten la tracción a través de sus bases para prevenir la separación de sus elementos y su posible desplome. (Mark: 2002). (Figura 2.10).

---

<sup>7</sup> Ctesifonte fue la corte del gran imperio persa (siglo III a.C. – 651 d.C.). Los grandes reyes persas erigieron un Palacio que fue ampliado en varias ocasiones (Hattstein; Delius: 2012). Incluía el palacio de Cosroes I y el gran arco o Taq Kisra. El salón del trono, presumiblemente bajo el arco o tras él, tenía más de 30 metros de altura. La gran bóveda de cañón cubría una superficie de unos 25 metros de ancho y 50 de largo, y era la mayor bóveda construida en Persia.

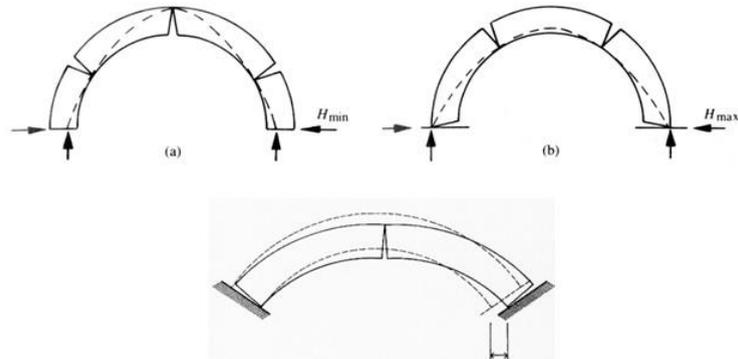


Fig. 2. 10 a) Representa el mínimo empuje de contrarresto en un arco de medio punto. b) Máximo empuje de contrarresto para un arco de medio punto. c) Fallo del estribo.

Cuando un arco se inserta en un muro la región del muro que queda por encima del arco actúa como sobrecarga. Cuando una galería de arcos está emplazada en un muro, el empuje horizontal de cada arco contrarresta el de su vecino, de modo que el pilar inferior de soporte experimenta sólo compresión vertical. (Figura 2.11).

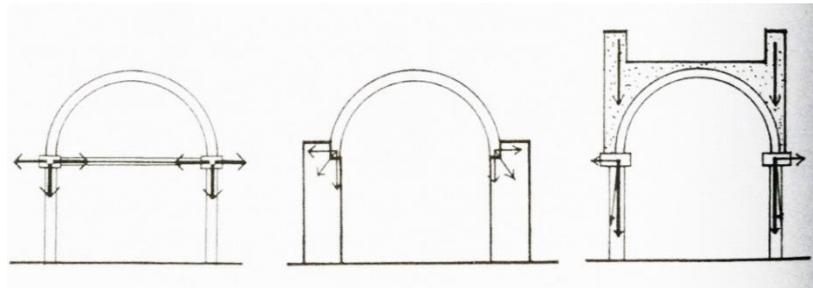


Fig. 2. 11 a) Representa el contrarresto del empuje horizontal con el uso de un tirante. b) El uso de contrafuertes absorbe el empuje oblicuo. c) La sobrecarga sobre los puntos de apoyo del arco desvía el resultado de las fuerzas hasta el eje vertical del punto portador. Fuente: Taricat, 2010, p.44.

Las necesidades de iluminación interior determinó el desarrollo formal de los muros. En los períodos románico y gótico, particularmente, el muro se convirtió en

una superficie activada tanto visual como estructuralmente por una serie de aberturas con forma de arco y abovedadas, iluminadas mediante paneles de vidrio de color. (Mark: 2002)

La adopción, en el gótico, del arco apuntado fue crucial. A diferencia del arco semicircular, cuyo centro fijo necesita que su flecha sea siempre la mitad de la luz, la situación de los centros de los segmentos del arco apuntado es flexible. (Mark: 2002). (Figura 2.12).

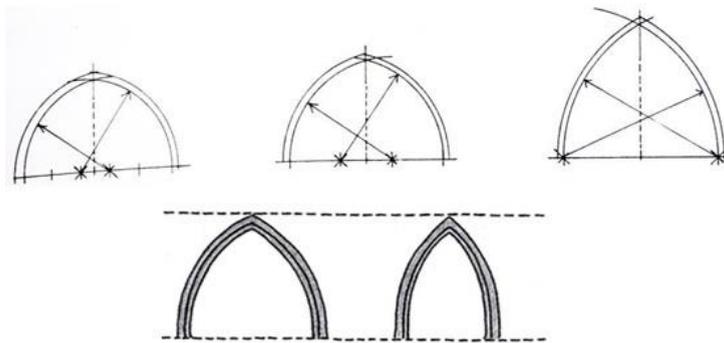


Fig. 2. 12 a) Trazado de arcos apuntados. b) La altura del arco ojival o apuntado puede mantenerse constante a pesar de su luz diferente. Fuente: Toman: 2007b, p.22.

La componente horizontal del empuje, en el arco apuntado, que actúa en contra de su contrarresto, es inversamente proporcional a su flecha. Como la flecha de los arcos apuntados es mayor que la de los semicirculares, tienden a generar menos empuje, incluso en el caso de que esta reducción esté un tanto contrarrestada por su mayor peso.

Los arbotantes, atributo importante de la estructura gótica, tienen que ver tanto con la adopción de la bóveda de arista como con el arco apuntado. Funcionan simplemente como un refuerzo lineal, resistiendo el empuje de una bóveda o de las cargas provocadas por el viento.

### 2.3.3 Bóvedas y cúpulas.

Para cubrir grandes espacios, los constructores romanos crearon bóvedas de cañón, alineando eficazmente una secuencia de arcos de medio punto paralelos a lo largo de un eje longitudinal común. (Mark: 2002). (Figura 2.13).

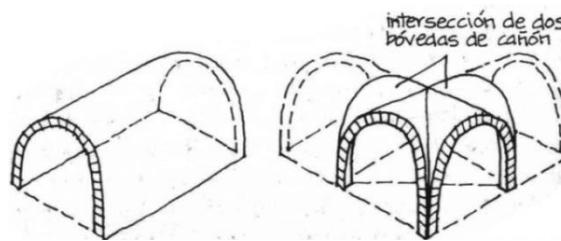


Fig. 2. 13 Formas generadas por un arco de medio punto. Fuente: Risebero, 1982, p. 34.

Pero, mientras que una bóveda de cañón cargada con su propio peso se comporta como un arco plano, el comportamiento estructural de las bóvedas de arista y de las cúpulas es mucho más complejo.

Las aristas se reforzaron con nervaduras, que a menudo arrancaban por encima de los capiteles de los pilares evolucionando así hacia las bóvedas de crucería. (Figura 2.14)

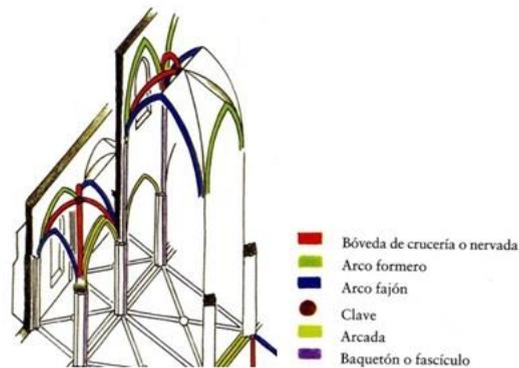


Fig. 2. 14 Disposición de cubierta con bóvedas de crucería. Toman: 2007b, p.22.

Una cúpula semiesférica bajo su propio peso tiende a achatarse en su parte superior y a expandirse en la zona de sus riñones. Esta extensión de los riñones dilata la fábrica a lo largo de su circunferencia, produciendo una tracción, conocida como *tracción excéntrica*.

Si la fábrica de la cúpula puede contener esta tracción sin agrietarse se ejercerá una pequeña fuerza hacia el exterior sobre la estructura portante de la misma. Al agrietarse, la cúpula se comporta como una serie de arcos en forma de cuña y como tales arcos, dependen por completo para su estabilidad de la firmeza de los estribos. Los pilares o los muros en los que se apoyan deben resistir los empujes horizontales para prevenir su difusión y su desplome. (Mark: 2002) (Figura 2.15).

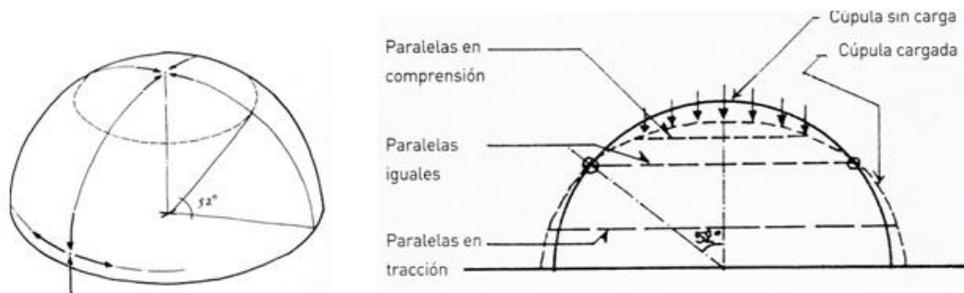


Fig. 2. 15 a) Tracción excéntrica y compresión meridional en una cúpula semiesférica. b) La línea discontinua marca donde cambian los esfuerzos. Fuente: Taricat, 2010, p.25.

Las bóvedas y cúpulas de mampostería de gran escala comparten la necesidad de estar provistas de un soporte estructural suficiente. Los constructores de la antigüedad emplearon varias estrategias para tratar el problema general de los estribos. Los empujes hacia el exterior de bóvedas y cúpulas, pueden contenerse, por ejemplo, mediante contrafuertes macizos con peso suficiente como para anular de forma eficaz el efecto de los empujes.

Otro método consistiría en la reducción de los empujes mediante la disminución del peso de la estructura de las bóvedas o cúpulas a través del uso de materiales ligeros y/o elementos constructivos huecos, una estrategia particularmente eficaz cuando se aplica en las zonas de las bóvedas o de la cúpula más alejadas de los apoyos. Al elevar la cúspide de la estructura de la bóveda o de la cúpula, por ejemplo dándole un perfil apuntado, se tiende también a reducir los componentes horizontales de los empujes a la manera de los arcos apuntados, una solución ventajosa en la construcción ya que puede que las partes más empinadas y bajas de una estructura abovedada no requieran cimbras para su colocación.

Mark (2002) hace ver que el mayor beneficio de las bóvedas de arista proviene de su facultad para concentrar las fuerzas generadas por el peso propio dentro del sistema de bóvedas en puntos de apoyo específicos. La resultante de las fuerzas concentradas en un punto de apoyo interior consta de tres componentes:

1° Una componente vertical hacia abajo debida a las partes abovedadas de las crujías adyacentes y se transmiten directamente a los pilares inferiores.

2° Una componente horizontal actuando hacia el exterior que debe ser arriostrada lateralmente, habitualmente mediante pilares macizos o muros laterales.

3° Una componente horizontal longitudinal que actúa contra las bóvedas de las naves adyacentes y, por lo general, los estabiliza.

Los muros exteriores que se encuentran directamente bajo las bóvedas de arista, no proporcionan soporte alguno y se puede prescindir por completo de ellos, permitiendo la introducción de grandes ventanas. (Figura 2.16).

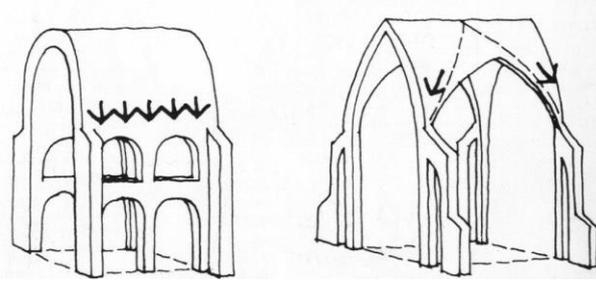


Fig. 2. 16 a) La bóveda de cañón requería un apoyo continuo en el borde, por lo tanto las ventanas eran pequeñas. b) La bóveda nervada y los contrafuertes permiten la concentración de los esfuerzos y abrir vanos en los muros. Fuente: Risebero, 1982, p.66.

La seguridad de las estructuras de fábrica abovedadas depende de la estabilidad de los estribos que soportan el empuje resultante de los arcos. Conocido el empuje del arco o bóveda, el análisis o cálculo de los estribos es un problema sencillo de estática: el momento desestabilizante que produce el empuje debe ser contrarrestado por el peso del estribo. (Figura 2.17)

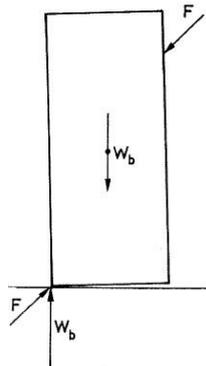


Fig. 2. 17 Bajo la acción de una fuerza lateral oblicua  $F$ , un estribo monolítico volcará si el momento desestabilizante es mayor que el momento estabilizante producido por el peso total del estribo.

Es importante tener en cuenta que el planteamiento hecho en el párrafo anterior, es considerando un estribo monolítico. Aunque en realidad sabemos que

un estribo de fábrica está formado por una serie de piedras o ladrillos dispuestos en hiladas, más o menos horizontales, tomadas con algún tipo de mortero o en seco. Considerando que el material puede únicamente transmitir esfuerzos de compresión es posible que se produzca un agrietamiento o fractura del elemento.

En una cúpula que se levanta sobre el crucero debe haber un sistema que permita superponer el cuadrado y el círculo. Las trompas, construidas mediante hiladas escalonadas o mediante arcos, completan las esquinas superiores de los espacios de planta cuadrada o poligonal para proporcionar la transición a una planta de base circular o poligonal. Las pechinas son segmentos triangulares de bóveda que se colocan en la base de una cúpula para poder realizar la transición de una planta de base circular a otra de base cuadrada (Figura 2.18). La estabilidad de una vecina de mampostería, de forma similar a la de un arco semicircular plano, depende de la sobrecarga que exista tras su superficie. (Mark: 2002)

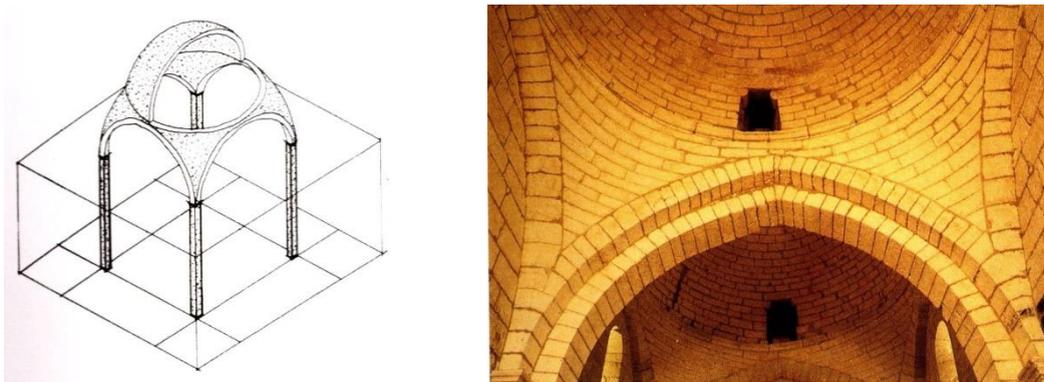


Fig. 2. 18 a) Esquema de cúpula sobre pechina. b) Cúpula sobre pechinas de sillaría. Iglesia Saint Etienne de la Cité - Francia, s. XII. Fuente: Toman, 2007a, p. 29.

#### 2.4. Análisis estructural para obras de fábrica.

El análisis teórico empleado para realizar la evaluación de estructuras históricas de fábrica está basado en el estudio comparativo de la situación de equilibrio en la

que se encuentra la estructura al ser sometida a una serie de acciones con respecto a sus límites de estabilidad.

Para realizar este análisis se emplean las ecuaciones de equilibrio teniendo influencia sobre el resultado sólo la geometría de la estructura, el valor de las acciones a que está sometida y las restricciones consideradas en sus apoyos. La base fundamental del análisis teórico de estructuras históricas de fábrica es la teoría de los análisis límite.

Este apartado hará una breve descripción de las hipótesis y teoremas que se aplican para el análisis límite, el análisis elástico lineal (parte de las hipótesis de proporcionalidad y reversibilidad en la relación entre tensiones y deformaciones) y el análisis no lineal.

### 2.4.1 Estática gráfica.

La estática gráfica comprende una serie de técnicas sencillas para la obtención de fuerzas y resolución de problemas estáticos en un solo plano.

Se caracteriza por emplear reglas gráficas en vez de métodos numéricos para obtener una solución analítica. Para ello, se emplean vectores con una determinada dirección, sentido, módulo y punto de aplicación como representación gráfica de las fuerzas resultantes del análisis de las acciones que actúan sobre la estructura. Los vectores son empleados para construir el esquema polar del que se obtienen los radios polares con los que se puede construir el polígono antifunicular de fuerzas<sup>8</sup>. Superponiendo el polígono antifunicular sobre la representación gráfica de la estructura de fábrica se deduce entonces la línea de empujes. (Figura 2.19).

---

<sup>8</sup> Notas de clase asignatura, "Análisis estructural en sistemas abovedados."

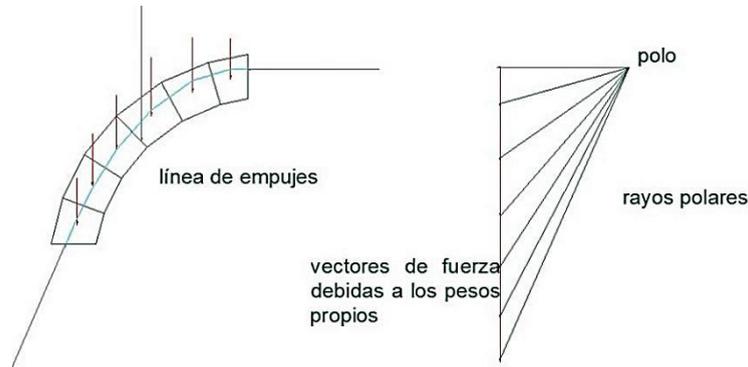


Fig. 2. 19 Esquema polar y línea de empuje para un semi arco. Fuente: Elaboración propia.

La línea de empujes obtenida representa el lugar geométrico donde se transmiten los esfuerzos de contacto entre las piezas de una estructura de fábrica para conservar su estabilidad. La geometría de esta curva depende de las acciones que actúan sobre la estructura, de la geometría de esta y de las restricciones consideradas en los apoyos.

Huerta (1995) nos dice que a pesar de estos resultados las ecuaciones de equilibrio por sí mismas no dan suficiente información para poder determinar la posición real de la línea de empujes. Por ejemplo, para el arco de la figura 2.19 soportando su propio peso, existen infinitas configuraciones de equilibrio.

### 2.4.2 Teoría plástica.

Antes de que surgiera la teoría plástica, el análisis estructural estaba basado en la obtención del estado real de la estructura calculando los esfuerzos presentes en sus elementos. El objetivo era que ninguno de esos esfuerzos excediera una fracción segura de sus valores últimos.

La diferencia entre ambas aproximaciones es que durante el cálculo de un hipotético colapso de la estructura, cuando se alcanza un estado de equilibrio para la estructura sujeta a una configuración de cargas específica, la teoría elástica

considerará éste como el estado actual de la estructura, mientras que la teoría plástica considerará haber encontrado un estado particular de las infinitas opciones posibles.

En ambos casos se aplica el Teorema de la Seguridad: “Si se encuentra cualquier estado de equilibrio en el cual una configuración de fuerzas internas está en equilibrio con las cargas externas, y, además, se satisface el criterio de resistencia para cada elemento interno de la estructura, entonces la estructura es segura.” (Heyman: 1999)

### 2.4.3 Análisis límite.

El análisis límite pretende determinar el estado real de la estructura y por tanto la carga última susceptible a los efectos de la inestabilidad.

La teoría del análisis límite está basada en tres Teoremas Fundamentales:

- o **Teorema de la unicidad:** establece que la carga de colapso es única.
- o **Teorema fundamental del límite superior o aproximación cinemática:** se ocupa de los valores de la carga que producen el colapso de la estructura. Una estructura se hundirá si desarrolla un número suficiente de articulaciones como para convertirse en un mecanismo de colapso cinemáticamente admisible. (Figura 2.20).
- o **Teorema fundamental del límite inferior o aproximación estática:** una estructura de fábrica es segura (estable) si es posible encontrar una situación de equilibrio compatible con las cargas que no viole la condición de límite (cuando las cargas se transmiten dentro de la fábrica, Figura 2.21) siendo la carga aplicada una cota inferior de la carga última.

En resumen si se encuentra una situación de cargas que cumplan simultáneamente los teoremas del límite superior e inferior, considerando el

teorema de la unicidad, se puede afirmar que esa será la carga de colapso real de la estructura.

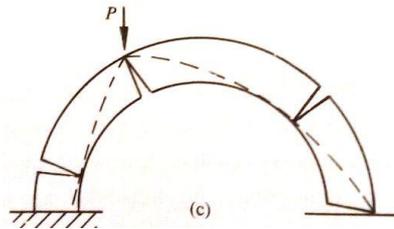


Fig. 2. 20 Colapso de un arco sometido a una carga puntual. Heyman: 1999.

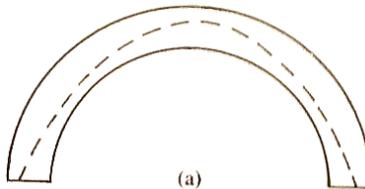


Fig. 2. 21 Arco estable. Heyman: 1999.

La aplicación de la teoría del análisis límite requiere, primeramente, la resolución de las ecuaciones de equilibrio tanto por métodos numéricos o aplicando la estática gráfica.

Las hipótesis de partida son las siguientes (Heyman: 1999):

- ↪ *Las piezas de fábrica son incomprensibles: se comportan como sólidos rígidos debido al estado tensional tan bajo a que son sometidas las piezas. (Resistencia a la compresión ilimitada).*
- ↪ *La resistencia a la tracción de la fábrica es nula: la resistencia a tracción del mortero es despreciable.*
- ↪ *El fallo por deslizamiento no es posible.*

El análisis elástico-lineal es comúnmente empleado para el diagnóstico de estructuras de acero y hormigón. Sin embargo, para las estructuras de fábrica, este enfoque queda limitado debido a su incapacidad para reproducir el comportamiento real de la estructura; esto se debe a su no consideración de la baja resistencia a la tracción que presenta el material y la proporcionalidad de tensiones y deformaciones son limitadas. (Llopis: 2014)

Para abordar el estudio de estructuras con materiales frágiles como la mampostería, es necesario plantearlo desde el enfoque del análisis no-lineal, el mismo está orientado a considerar el comportamiento tenso-deformacional de los materiales y la no linealidad geométrica.



**MARCO TEÓRICO**





## **CAPÍTULO 3. MARCO TEÓRICO.**

---

### **3.1. Introducción.**

La Península Ibérica está posicionada en la proximidad de la zona de contacto entre las placas Euroasiática y Africana; su movimiento relativo respecto de ambas origina cinturones de sismicidad.

En este capítulo se definirán conceptos importantes para el entendimiento de los movimientos sísmicos y sus efectos, además de una breve reseña de la sismicidad en la provincia de Alicante.

### **3.2. Mecanismos de los terremotos.**

Hace millones de años todos los continentes estaban unidos en una sola masa<sup>9</sup>; al interior de la Tierra la liberación de energía acumulada, consecuencia de la transferencia de calor a través de sus fluidos, provocó su fractura. Los pedazos resultantes han experimentado movimientos de desplazamiento y rotación de acuerdo a su posición original. La figura 3.1 representa, de manera esquemática, el proceso antes comentado.

---

<sup>9</sup> Alfred Wegener. Teoría de la deriva continental.

Los movimientos de las nuevas masas, lo que se conoce como continentes hoy en día, son movimientos tectónicos y han sido los responsables de la aparición de las montañas, los volcanes, la formación de plegamientos y fallas geológicas.

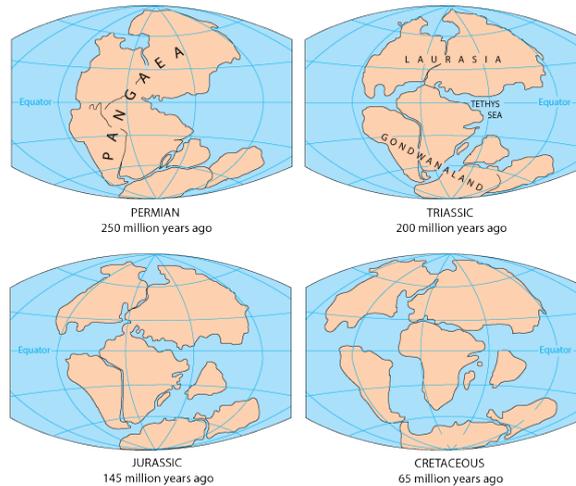


Fig. 3. 1 Evolución del movimiento de placas según lo plantea la teoría de la deriva continental.

Hooke en su “*A Discourse on the causes of earthquakes*” publicado en 1705, fue el primero en proponer la idea de que los terremotos<sup>10</sup> representaban una reacción elástica a un fenómeno de generación de esfuerzos (fuerzas tectónicas). El primer modelo mecánico que definiese el origen de los terremotos fue propuesto por H.F. Reid en 1911 con la Teoría del Rebote Elástico, según la cual las deformaciones elásticas se van acumulando hasta que se supera la resistencia del material, produciéndose una fractura y una liberación de las deformaciones acumuladas. (Giner; Molina: 2001)

Nuestro planeta se compone de tres capas principales (Figura 3.2):

<sup>10</sup> También se pueden utilizar los términos sismo y seísmo.

- o **Corteza (corteza terrestre).** Composición rígida y muy fina comparada con las otras dos capas. Más delgada bajo los océanos y de mayor espesor en el área continental.
- o **Manto.** No existe una diferenciación obvia entre el manto superior e inferior, los límites se indican por los cambios entre presión y temperatura. Es una capa densa y caliente de rocas semisólidas de aproximadamente 2.900 km de espesor.
- o **Núcleo.** Casi el doble de densa que el manto debido a los minerales presentes (*aleación hierro-níquel*), compuesto por:
  - ↳ Núcleo externo líquido de 2.200 km de espesor.
  - ↳ Núcleo interno sólido de 1.250 km de espesor.

El líquido que compone el núcleo externo se mueve debido al movimiento de rotación de la Tierra, gira con ella, provocando procesos complejos que dan origen al campo magnético terrestre.

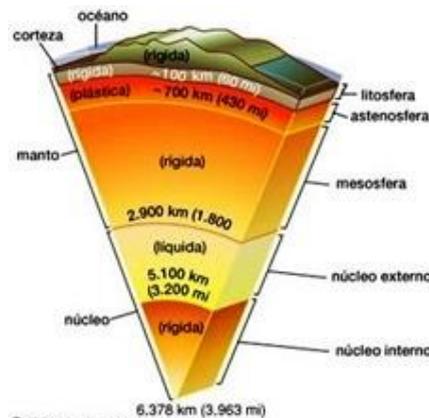


Fig. 3. 2 Corte que representa estructura interna de la Tierra.

Por tanto se puede describir a los terremotos en movimientos de la corteza terrestre y pueden ser provocados por: fricciones en el borde de las placas tectónicas, procesos volcánicos o la ruptura de fallas geológicas.

Los más fuertes y frecuentes son los tectónicos, que están asociados a los movimientos de la litosfera terrestre. En este caso el origen del movimiento proviene de las ondas elásticas resultantes de la liberación de energía acumulada al interior de la corteza terrestre. (Barbat; Bozzo: 2000)

### 3.3. Placas tectónicas o litosféricas.

Se denomina placa tectónica a cada una de las porciones de la litosfera terrestre que se mueve de manera independiente sobre la astenosfera, tienen forma irregular y por lo general están formadas de una parte continental y otra oceánica.

El tamaño de cada placa es variable (Figura 3.3), las del Pacífico y la Euroasiática están entre las de mayor tamaño.

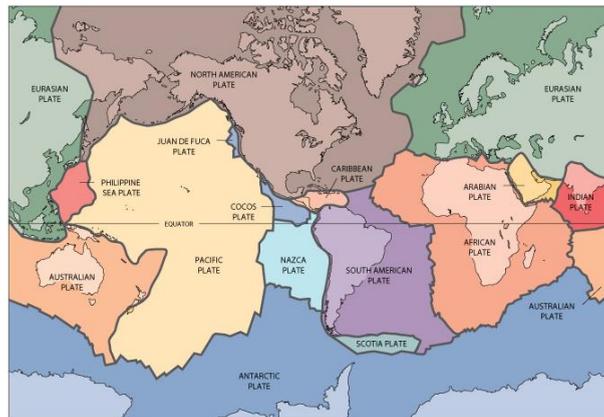


Fig. 3. 3 Placas tectónicas mayores o principales.

Al tener un área restringida de movimiento (*la superficie terrestre*), las placas interactúan entre ellas a lo largo de sus bordes o límites, dando lugar a varios eventos: formación de volcanes, fosas oceánicas, montañas y la mayor parte de los terremotos. Las placas pueden ser de tipos de acuerdo a sus límites e interacciones (Figura 3.4):

- o **Divergentes o constructivo.** Las placas se alejan una de otra con movimientos de separación.
- o **Convergentes o destructivo.** Las placas se aproximan. Este tipo de encuentro puede provocar dos fenómenos diferentes:
  - ↪ *Subducción: una de las placas se introduce bajo la otra fundiéndose parcialmente en el manto superior.*
  - ↪ *Colisión: se produce una colisión entre placas, siendo el mecanismo principal de formación de cordilleras.*
- o **Transformante o conservativo.** El movimiento de las placas es horizontal, se deslizan rozando entre ellas.

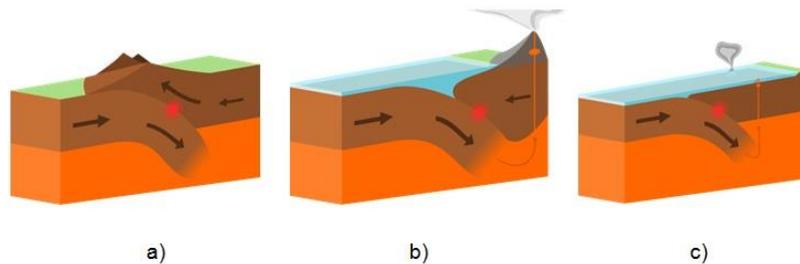


Fig. 3. 4 Placas convergentes. (a) Convergencia continental – continental. Tras la colisión, una placa subduce bajo la otra y se funde parcialmente en la astenosfera. (b) Convergencia oceánica – continental. Placas con corteza oceánica y continental colisionan. La oceánica es más densa y subduce bajo la continental fundiéndose parcialmente en la astenosfera. (c) Convergencia oceánica – oceánica. Dos placas con corteza oceánica colisionan, una subduce bajo la otra fundiéndose parcialmente en la astenosfera.

Los puntos de mayor actividad sísmica, a nivel mundial, están asociados con el límite convergente.

### 3.4. Hipocentro y epicentro.

El hipocentro o foco, es el punto al interior de la Tierra desde donde se libera la energía causante de los movimientos sísmicos, su profundidad varía en cada caso.

Según la profundidad del hipocentro, hay tres tipos de terremotos:

- o Terremoto superficial: hipocentro hasta los 60 Km de profundidad.
- o Terremoto de foco intermedio: entre 60 y 300 Km.
- o Terremoto de foco profundo: por debajo de los 300 Km.

El epicentro es la proyección ortogonal del hipocentro sobre la superficie terrestre y suele ser la localización en la superficie donde la intensidad del terremoto es mayor. (Figura 3.5)

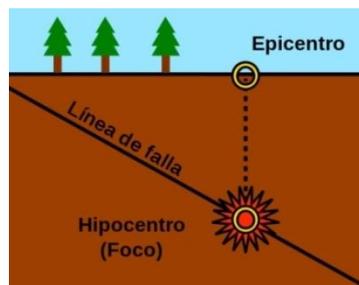


Fig. 3.5 Representación geométrica de un terremoto. Fuente: <https://es.wikipedia.org/wiki/Hipocentro>

### 3.5. Ondas sísmicas.

La energía liberada en el proceso de ruptura, que tiene lugar en el foco, es energía de tipo elástico<sup>11</sup>. El efecto es parcialmente similar al ocurrido cuando lanzamos una piedra en un estanque, aunque su progreso es irregular debido a la variación de propiedades y presión de las rocas a lo largo del plano de falla.

Hay dos tipos de ondas sísmicas, las internas y las superficiales. Las ondas internas o de cuerpo, transmiten los temblores preliminares pero tienen poco poder destructivo si se las compara con las ondas superficiales, siendo estas últimas, como su nombre lo indica, las ondas que se propagan en la superficie terrestre. (Buchholdt: 1997)

Ondas internas o de cuerpo (Figura 3.6):

- o **Onda P o primaria.** Su movimiento es idéntico al de una onda de sonido, es la más rápida de las ondas internas, su velocidad depende de la densidad de los medios que atraviese. El material rocoso se comprime y dilata con el paso de la onda. Es capaz de propagarse a través de las rocas y el agua; su efecto sobre las estructuras es menor ya que las hacen vibrar principalmente en dirección vertical. (Giner; Molina: 2001)
- o **Onda S o secundaria.** Avanza, aproximadamente, a la mitad de la velocidad de las ondas P. Es de tipo transversal, el material rocoso situado en su trayectoria sube y baja o se mueve lateralmente de forma perpendicular a la dirección de propagación de la onda, similar a una onda que se propaga a lo largo de una cuerda. No son capaces de propagarse a través de los fluidos.

---

<sup>11</sup> Un medio es elástico cuando, sujeto a la acción de fuerzas exteriores, es capaz de recuperarse con deformaciones reversibles.

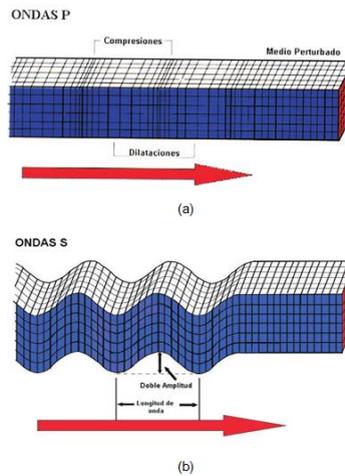


Fig. 3. 6 Ondas internas o de cuerpo, (a) primaria y (b) secundaria.

Las ondas superficiales se transmiten a partir del epicentro con velocidades menores a las ondas internas capaces de deformar la superficie pudiendo llegar a causar graves daños en las estructuras construidas. Los tipos de ondas superficiales son (Figura 3.7):

- o **Ondas Love.** La superficie terrestre se mueve de lado a lado en forma de cizalla con dirección perpendicular a la dirección de propagación. Este tipo de onda viaja más lentamente que las ondas P y S; generalmente son más rápidas que las ondas Rayleigh. Puede romper carreteras o grandes conductos. (Buchholdt: 1997)
- o **Ondas Rayleigh.** La superficie terrestre se mueve en el plano vertical de forma elíptica en la dirección de propagación. Puede desplazar los edificios de sus cimientos.

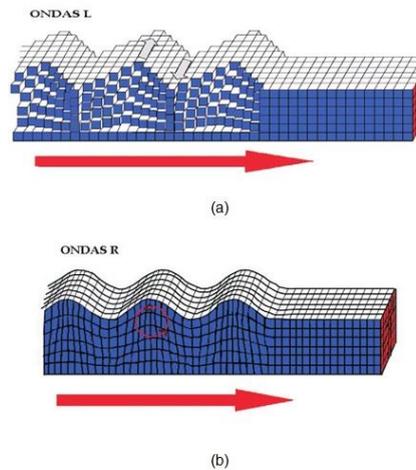


Fig. 3. 7 Ondas superficiales, (a) Love y (b) Rayleigh.

Por otro lado, la trayectoria de una onda sísmica se define por los siguientes parámetros (Figura 3.8):

- o Longitud de onda,  $\lambda$ : distancia existente entre dos ondas sucesivas.
- o Periodo, T: tiempo en segundos que transcurre entre dos puntos equivalente, de igual posición en crestas sucesivas, de la onda.
- o Frecuencia, f: número de veces que se repite una vibración (número de ciclos) en una unidad de tiempo determinada. Se mide en Hz, hercios.
- o Amplitud, A: máximo desplazamiento de una onda (cresta o valle).

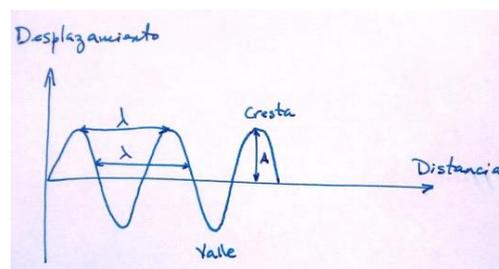


Fig. 3. 8 Gráfica desplazamiento/distancia. Fuente: Elaboración propia.

Es importante diferenciar entre onda y vibración, ya que la primera se produce por una condición medioambiental de cualquier tipo (natural o artificial) que se transmite de un lugar a otro a través de un cierto medio, el cual no se transporta; mientras que una vibración es un movimiento inducido por la acción de las ondas o cualquier otra excitación sobre los sistemas mecánicos, estructuras y obras civiles. (Figura 3.9)

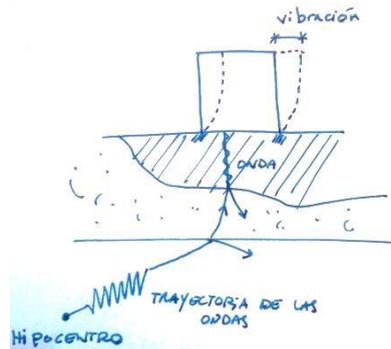


Fig. 3. 9 Representación de diferencia entre ondas y vibración. Fuente: Elaboración propia.

## 3.6. Características de los terremotos.

### 3.6.1. Magnitud.

La energía total liberada por un terremoto es la suma de la energía transmitida en forma de ondas sísmicas y la disipada mediante otros fenómenos, principalmente en forma de calor. (Barbat; Bozzo: 2000)

La escala de Richter, la más difundida y utilizada mundialmente, es una escala logarítmica “abierta” (Tabla 3.1). Se le llama así ya que de acuerdo a su definición no tiene límite matemático establecido, sin embargo físicamente si lo tendría y está determinado por la variación de las características y propiedades de los diferentes materiales al interior de la Tierra.

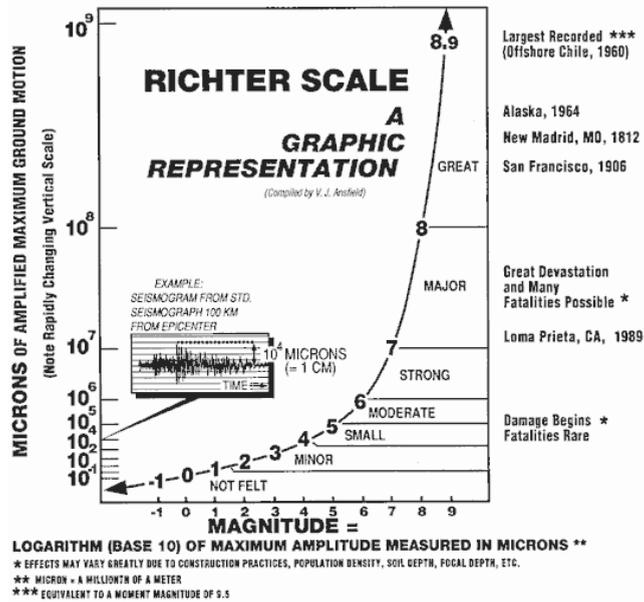


Fig. 3. 10 Representación gráfica de la Escala de Richter.

En la figura 3.10 se puede apreciar como los grados, o valores, en que se establece la magnitud no crecen de manera lineal, sino que aumentan 10 veces su fuerza de un grado a otro. Por ejemplo, un temblor de grado 5 es 10 veces más potente que uno de grado 4 y un temblor de grado 8 no es el doble de fuerte que uno de 4 grados, sino 10 mil veces más poderoso.

La magnitud de un sismo es la medida de su tamaño, sin importar la distancia entre el hipocentro y el sitio de observación; lo que significa que es un dato objetivo de valor único, independientemente de la parte del mundo donde se calcule.

Tabla 3.1 Escala abierta de Richter.

<b>Magnitud</b>	<b>Efectos del terremoto</b>
Menos de 3.5	Generalmente no se siente, pero se registra.
3.5 a 5.4	A menudo se siente, pero sólo causa daños menores.
5.5 a 6.0	Ocasiona daños ligeros a edificios.
6.1 a 6.9	Puede ocasionar daños severos en áreas muy pobladas.
7.0 a 7.9	Terremoto mayor. Causa graves daños.
8.0 o mayor	Gran terremoto. Destrucción total de comunidades cercanas.

### 3.6.2. Intensidad.

A diferencia de las escalas sísmicas de magnitud, las escalas de intensidad indican el grado en que un terremoto afecta a un área en concreto dependiendo principalmente de las condiciones del terreno, la vulnerabilidad de las construcciones y la distancia epicentral.

En Europa actualmente se utiliza la escala EMS-98. (Tabla 3.2)

Tabla 3.2 Resumen de la Escala macrosísmica Europea (EMS-98).

<b>Grado</b>	<b>Descripción</b>
I. No sentido	No se siente, ni en las circunstancias más favorables.
II. Apenas sentido	La vibración se percibe solo por algunas personas (1%) especialmente personas en reposo en los pisos superiores de los edificios.
III. Débil	La vibración es débil y se percibe en interiores sólo por unas pocas personas. Las personas en reposo sienten un balanceo o ligero temblor.
IV. Ampliamente observado	El terremoto se percibe en interiores por muchas personas, pero al aire libre por muy pocas. Algunas personas se despiertan. El nivel de vibración no es alarmante. Traqueteo de ventanas, puertas y platos. Los objetos colgados se balancean.
V. Fuerte	El terremoto se percibe en interiores por la mayoría, al aire libre por unos pocos. Muchas personas que dormían se despiertan. Algunos escapan de los edificios, que tiemblan en su totalidad. Los objetos colgados se balancean considerablemente. Los objetos de porcelana y cristal entrechocan. La vibración es fuerte. Los objetos altos se vuelcan. Puertas y ventanas se abren y cierran solas.
VI. Levemente dañino	Sentido por la mayoría en los interiores y por muchos en el exterior. En los edificios muchas personas se asustan y escapan. Los objetos pequeños caen. Daño ligero en los edificios corrientes, por ejemplo, aparecen grietas en el enlucido y caen trozos.
VII. Dañino	La mayoría de las personas se asustan y escapan al exterior. Los muebles se desplazan y los objetos caen de las estanterías en cantidad. Muchos edificios corrientes sufren daños moderados: pequeñas grietas en las paredes, derrumbe parcial de chimeneas.
VIII. Gravemente dañino	Pueden volcarse los muebles. Muchos edificios corrientes sufren daños: las chimeneas se derrumban; aparecen grandes grietas en las paredes y algunos edificios pueden derrumbarse parcialmente.
IX. Destructor	Monumentos y columnas caen o se tuercen. Muchos edificios corrientes se derrumban parcialmente, unos pocos se derrumban completamente.
X. Muy destructor	Muchos edificios corrientes se derrumban.
XI. Devastador	La mayoría de los edificios corrientes se derrumban.
XII. Completamente devastador	Prácticamente todas las estructuras por encima y por debajo del suelo quedan gravemente dañadas o destruidas.

Magnitud e intensidad son dos mediciones diferentes que tienden a confundirse. El valor de intensidad proporciona una estimación de los daños ocasionados y el de magnitud caracteriza al sismo.

### 3.6.3. Sismicidad.

La sismicidad describe la actividad sísmica que tiene una región geográfica determinada. Una zona puede ser de alta o baja sismicidad dependiendo de la frecuencia con que ocurren sismos en ese lugar.

Las principales zonas sísmicas están agrupadas en tres cinturones (Figura 3.11):

- o **Circumpacífico.** Comprende toda la parte oeste del Continente americano, islas de Japón, Indonesia, Nueva Zelanda, entre otras; también se le llama Cinturón o Anillo de Fuego del Pacífico debido a que el 85% de la energía total liberada por los terremotos anualmente en el mundo corresponde a dicha zona. (Barbat; Bozzo: 2000)
- o **Transasiático.** Se extiende desde las islas Azores, al sur de España, mar Mediterráneo, Italia, Grecia, Turquía, Irán, norte de India, Himalaya y China.
- o **Centro del Océano Atlántico.** Formada por las cordilleras submarinas que dividen el Atlántico de norte a sur.

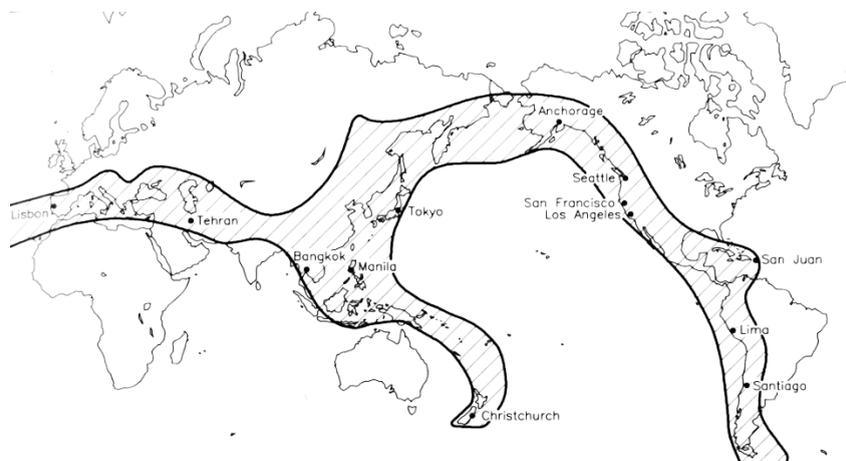


Fig. 3. 11 Cinturones Circumpacífico y Transasiático.

Con el desarrollo de la instrumentación sismológica y la instalación de estaciones para medir la actividad sísmica la localización de un terremoto viene definida por cuatro parámetros: hora, origen, coordenadas geográficas del epicentro y profundidad del foco. Un estudio de sismicidad es aquel que muestra en un mapa los epicentros y el número de sismos que ocurren en un período de tiempo determinado.

#### i. Mapa peligrosidad sísmica. NCSE-02.

La peligrosidad sísmica del territorio español se define en el mapa de la figura 3.12. El mapa suministra, expresada en relación al valor de la gravedad,  $g$ , la aceleración sísmica básica,  $a_b$ , y el coeficiente de contribución  $K$ , que tiene en cuenta la influencia de los distintos tipos de terremotos esperados en la peligrosidad sísmica de cada punto.

El valor de aceleración sísmica básica para la ubicación del estudio, Callosa d'en Sarriá, según la norma es 0,08g.

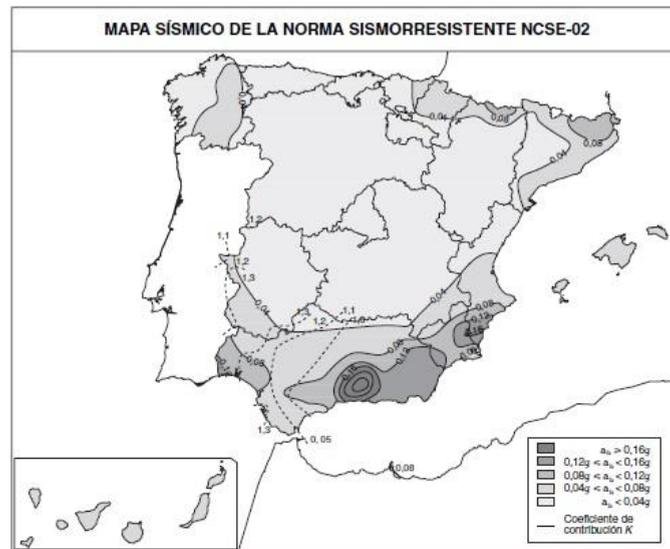


Fig. 3. 12 Mapa de peligrosidad sísmica. NCSE-02.

## ii. Historial sísmico de la provincia de Alicante.

Giner y Molina en su libro, Sismicidad y Riesgo Sísmico en la C.A.V, recogen información histórica sobre los diferentes eventos sísmicos de la Comunidad Valenciana y zonas cercanas.

La sismicidad de carácter histórico posee un mayor error en su localización epicentral debido al carácter subjetivo de la información que se ha utilizado para obtener dicho parámetro. Por tanto, conviene utilizar únicamente la sismicidad de tipo instrumental cuya magnitud sea superior o igual a 3.0 y cuyo error en su localización epicentral sea menor de 5 km. (Giner; Molina: 2001).

Debido a lo antes comentado se crea la tabla 3.3 donde se agrupan los terremotos con magnitud mayor o igual a 4.5 durante la época instrumental.

Tabla 3. 3 Terremotos ocurridos en C.A.V y cercanías con magnitud mb  $\geq$  4.5 y durante la época instrumental. Fuente: Giner; Molina, 2001, p.60.

<b>Localidad</b>	<b>Fecha</b>	<b>Longitud</b>	<b>Latitud</b>	<b>Intensidad</b>	<b>mb</b>
Jacarilla	10/09/1919	0° 50.0W	38° 5.0	VIII	5.2
Jacarilla	10/09/1919	0° 50.0W	38° 5.0	VII	5.1
Lúcar	05/03/1932	2° 27.0W	37° 25.0	VII	4.8
Cieza	13/06/1936	1° 25.0W	38° 14.0	IV	4.5
Mogente	30/12/1937	0° 40.0W	38° 48.0	V	4.7
Enguera	12/12/1938	0° 41.0W	38° 59.0	V	4.5
Onteniente	01/07/1945	0° 35.0W	38° 48.0	VII	4.8
Cehegín	23/06/1948	1° 45.0W	38° 8.5	VIII	5.0
Used	28/09/1953	1° 35.0W	41° 8.0	VII	4.7
Mediterráneo	21/12/1957	1° 34.0W	36° 52.4	VII	4.6
Elda	05/02/1958	0° 44.1W	38° 27.5	VI	4.7
Lubrín	11/02/1962	2° 6.4W	37° 14.0	IV	4.8
Caniles	05/11/1962	2° 39.0W	37° 22.0	IV	4.7
Galera	09/06/1964	2° 34.0W	37° 44.2	VIII	4.8
Golfo de V.	09/12/1968	0° 13.0W	39° 20.7	V	4.5
Portaloa	16/03/1972	2° 14.7W	37° 25.2	VII	4.8
Mediterráneo	28/07/1975	0° 38.4E	38° 38.3	III	4.5
Mediterráneo	05/03/1981	0° 12.9E	38° 29.6	V	4.9
Sierra Alhamilla	13/09/1984	2° 23.9W	37° 2.7	V	5.0
Sierra Alhamilla	13/09/1984	2° 23.9W	37° 2.7	V	4.8
Mula	02/02/1999	1° 29.4W	38° 6.6	V	4.8



**MEMORIA DESCRIPTIVA E  
HISTÓRICA.**







## **CAPÍTULO 4. MEMORIA DESCRIPTIVA E HISTÓRICA.**

---

### **4.1. Ámbito de trabajo. Callosa d'en Sarriá.**

Callosa d'en Sarriá es un municipio de la Comunidad Valenciana, situado en el norte de la provincia de Alicante, en la comarca de la Marina Baja. (Figura 4.1).

En la Edad Media, Callosa era una aldea o alquería, fundada por árabes en fecha desconocida. Tuvo un florido pasado musulmán que se prolongó tras la conquista y hasta su expulsión en 1609. (Gregori: 2004)

Tras la reconquista cristiana hecha por el rey Jaime I de Aragón en el s. XIII, fue adquirida en propiedad por el Almirante Bernardo de Sarriá en 1290, dando origen a su nombre. (Salvá: 1960)

La ciudad conserva en su casco antiguo parte de su estructura urbana medieval, delimitada por la línea de murallas de la Callosa intramuros. Los restos de murallas (s. XIV) y del Castillo (± 1395 - s. XVIII) están declarados Bien de Interés Cultural desde el año 2005.

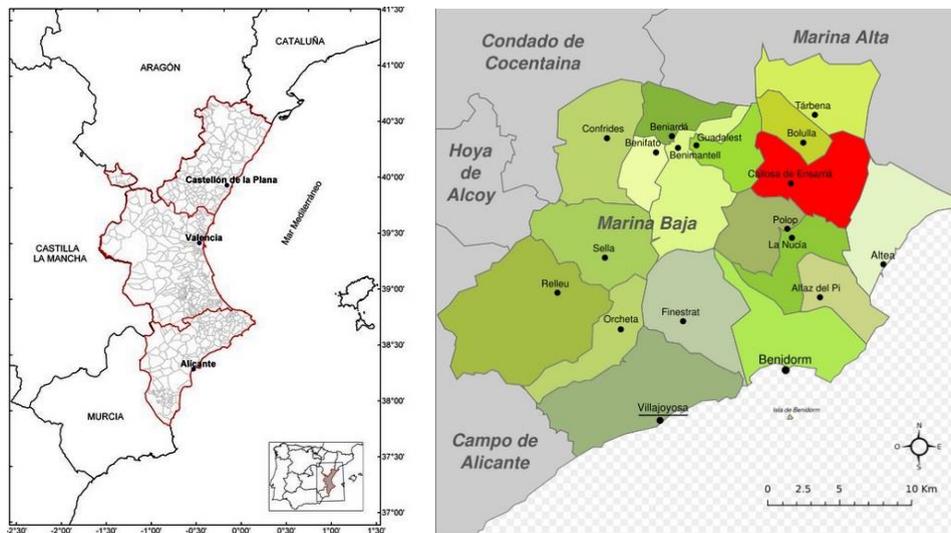


Fig. 4. 1 a) Comunidad Valenciana. b) Localización de Callosa d'en Sarriá respecto a la Marina Baja, resaltado en rojo.

#### 4.2. Antecedentes.

El análisis histórico comenzó con la consulta de los archivos existentes. En primer lugar el archivo Parroquial y Municipal de Callosa d'en Sarriá. Posteriormente al Archivo del Reino de Valencia y por último el Archivo de la Corona de Aragón, en Barcelona.

En el Archivo Parroquial, desgraciadamente no se encontró información alguna relacionada con la construcción y evolución de la Iglesia. El actual párroco maneja la hipótesis de que muchos documentos fueron destruidos en la época de la Guerra Civil y otros entregados a fieles para su custodia.

Algo parecido ocurrió en el Archivo Municipal, no encontrándose información alguna relacionada con la construcción y reformas de la Iglesia Arciprestal de San Juan Bautista de Callosa d'en Sarriá, los datos históricos que se recogen

pertenecen a información de festividades religiosas y acontecimientos eclesiásticos, fundamentalmente.

Finalmente consultando la obra de Salvá Ballester, “La Villa de Callosa de Ensariá”, se pudieron encontrar documentos referenciados a los Archivos de la Corona de Aragón, del Corpus Christi de Valencia y de la Real Academia de Bellas Artes de San Carlos.

#### 4.2.1. Iglesia Arciprestal de San Juan Bautista. Análisis histórico.

La Iglesia fue inaugurada en 1578, la construcción actual ha sido el resultado de diferentes etapas constructivas entre 1765 y 1786 por fray Jaime Gil. En el año 1819 se comienza la construcción de la actual fachada con grandes retrasos en su avance.

Para 1846 se conoce un informe con el reporte de avances de obra (Berchéz: 1987):

“...desde hace 16 años las obras estaban paralizadas, aunque lo principal se hallaba enteramente hecho, cubierta su parte superior, incluida la media naranja, dividida como debe la Iglesia, levantados casi todos los altares, terminada la capilla de la comunión, la sacristía... Queda por hacer el altar mayor, algunos altares, el frontispicio que está muy adelantado y las Torres o Campanario que se haya con muy poca diferencia a la altura de la nave del templo.”

Berchéz (1987) hace un análisis en su libro sobre los últimos años de trabajo del arquitecto clasicista valenciano Antonio Gilabert Fornés, de la Academia de San Carlos; concluyendo en la dificultad de establecer con cierta precisión la participación de Gilabert en la obra, ante lo prolongado de las mismas. (Figura 4.2)

Haciendo comparaciones estilísticas con algunas obras del arquitecto Gilabert, se establece una aproximación a la iglesia de Callosa, pudiendo decir que si pudo ser de su autoría aunque faltan datos para confirmarlo a decir de Berchéz (1987).

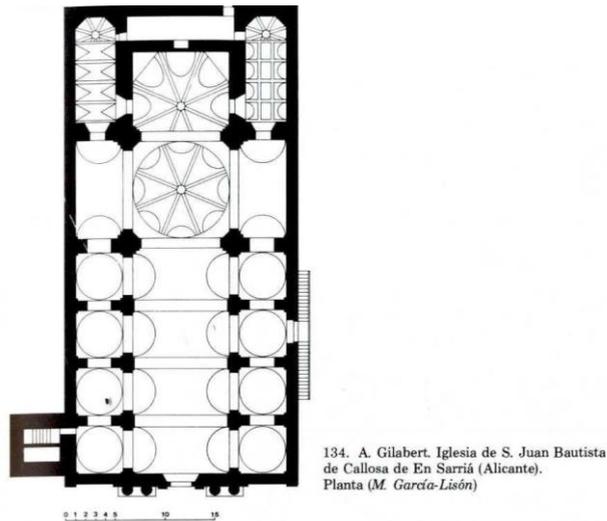


Fig. 4. 2 Planta de la Iglesia de Callosa que aparece en Berchéz, 1987, p. 173.

La Iglesia se encuentra en el centro de Callosa, su portada y la torre dan hacia una plaza en la que también se sitúa el Ayuntamiento.

La Iglesia constituye un ejemplo del período de transición del barroco al neoclásico, en el que destacan su imponente fachada de estilo neoclásico y su cúpula de tejas azules típica de la zona. La planta es de tres naves con seis tramos y una gran cúpula en el crucero.

La torre, de planta cuadrada apenas resalta, tiene cuatro cuerpos, siendo el último el de campanas, el más pequeño rematado con una pequeña espadaña.

### 4.3. Descripción arquitectónica.

La tipología es de planta cruciforme y tres naves, dividida en seis tramos por arcos torales y pilastras, el ábside está integrado en el último tramo. La nave se cubre con bóvedas de cañón que apoyan sobre arcos fajones y pilastras de gran tamaño, contrafuertes integrados en los muros y sin capillas laterales. El crucero está cubierto por una cúpula de gran tamaño. (Figura 4.3)

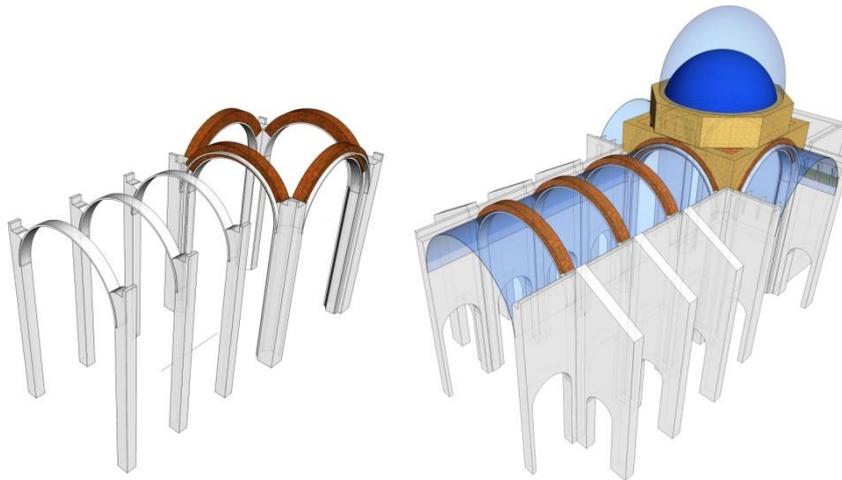


Fig. 4. 3 Representación de arcos y pilastras. Axonométrico SW.

La torre de planta cuadrada tiene cuatro cuerpos que van reduciendo su planta, siendo primero muy bajo, el segundo de mayor altura y otros dos más pequeños,

Su fachada principal de orden gigante está formada por cuatro columnas jónicas que soportan un entablamento rematado por una gran cornisa, con un segundo plano en el que se encuentran cuatro semicolumnas también jónicas. El pórtico de acceso de dintel recto con un frontón superior. Existe un remate añadido con revestimiento de cemento. (Figura 4.4)

La fachada sur tiene un pórtico en el lado de la epístola al que se accede por una escalinata de fuerte pendiente, con dintel recto y pilastras toscanas a los lados, entablamento sencillo de alero pronunciado.



Fig. 4. 4 a) Fachada principal. b) Fachada sur.

Todo el edificio fue repintado en la década de los años 40, tras su reapertura, y parece ser que la decoración de las ventanas recogió los motivos originales.

El interior está decorado mediante estuco en blanco, con algunas partes pintadas con colores rococó-neoclásicos, especialmente las bóvedas de la capilla de la comunión, zócalos, invitados de arcos y pilastras.

Los retablos que se encuentran en cada una de las capillas y el altar mayor, responden a los gustos neoclásicos, con predominio de las formas prismáticas, rectas y colores vivos.

Muchos de los estucos pretenden ocultar la falta del uso de materiales nobles, como los mármoles, los cuales son imitados.

#### 4.4. Descripción constructiva.

La fachada principal, sus columnas, semicolumnas y arcos son de sillería, al igual que la portada sur. La mayoría de los muros laterales son de mampostería vista con recercados de vanos de sillería.

La cubierta es a dos aguas con teja curva formando un crucero con la cúpula de teja vidriada azul en el centro. Las cubiertas de las naves laterales están en un plano inferior. (Figura 4.5)

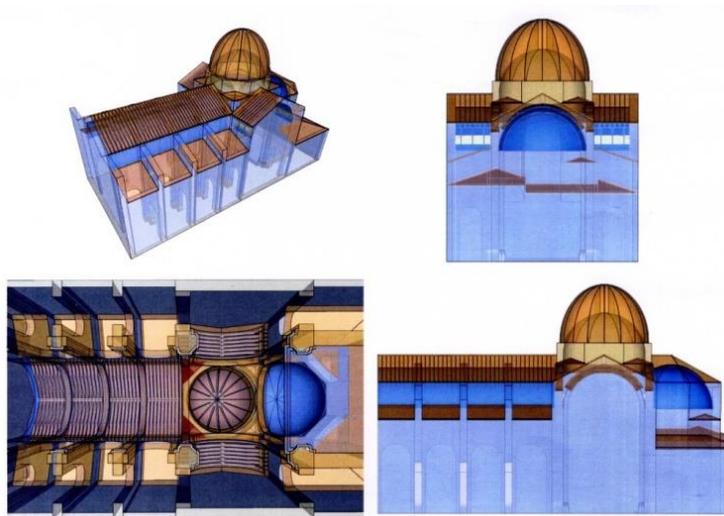


Fig. 4. 5 Isométrico y alzados.

La cúpula en su conjunto está formada por una doble cúpula tabicada con una hoja exterior compuesta por tablero de una hoja de ladrillo cerámico macizo de 15x30 cm y 3 cm de espesor, dispuestos a panderete y revestida exterior e interiormente con mortero de yeso de 1 a 1,5 cm de espesor.

La cúpula interior es de forma semiesférica con un diámetro de 11,30 m y 12 cm de espesor. Compuesta de dos roscas de ladrillo macizo, de espesor 6 y 3 cm respectivamente, tomados con mortero de yeso y revestida tanto interior como exteriormente con capa de mortero de 1 cm de espesor. (Figura 4.6)

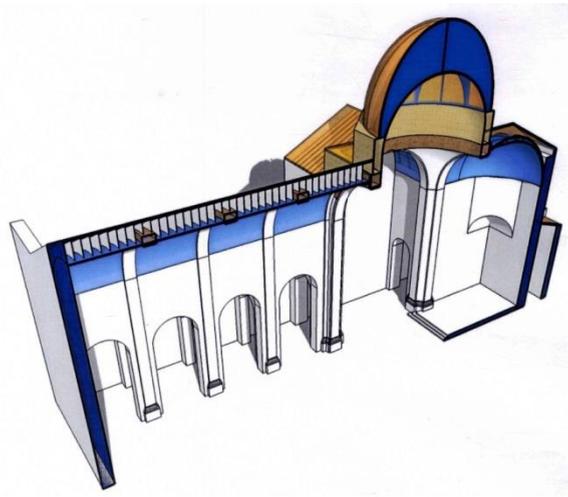


Fig. 4. 6 Corte longitudinal.

## 4.5. Estudios y hallazgos.

### 4.5.1. Estudios.

Para conocer la realidad del edificio objeto de estudio se realizaron varias visitas a la iglesia entre diciembre del 2015 y marzo 2016. Un complemento de mucha utilidad fueron las entrevistas realizadas al párroco, alcalde Josep Saval y a los arquitectos Palacio y Molines, integrantes todos de la Comisión de Restauración de la Iglesia de Callosa d'en Sarriá.

Los arquitectos Palacio y Molines, habían comenzado estudios a fondo del edificio, empleado diferentes herramientas de trabajo, como el georrádar para el

estudio del subsuelo y escáner láser 3D permitiendo obtener un modelo tridimensional de alta definición. (Figura 4.7)

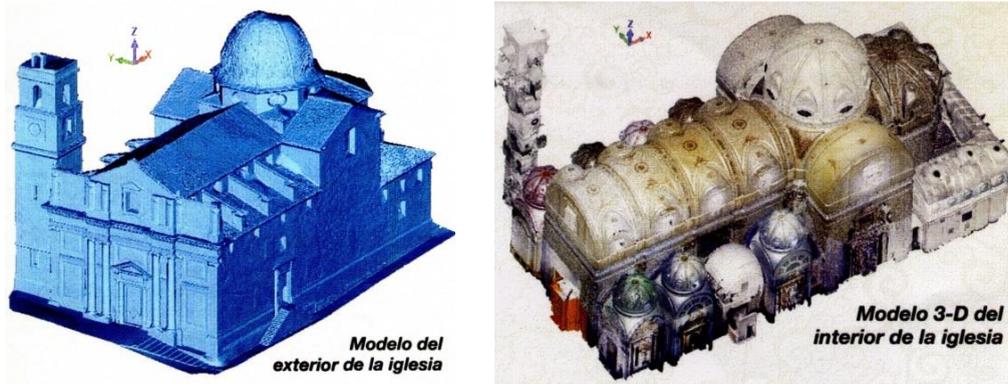


Fig. 4. 7 Modelos tridimensionales obtenidos por la técnica del escáner láser 3D.

La Tabla 4.1, resume los hechos relevantes encontrados en la información complementaria cedida por los arquitectos Palacio y Molines.

Fuente	Descripción de hechos	Fecha
Salvador Gregorí La Historia con Mapas	Iglesia en Callosa - Bernat de Sarriá	1290
	Construcción del Castillo por Bernat de Sarriá	1322
	Capilla del Castillo	mediados s.XIV
	Primer Templo, puede que sobre antigua mezquita	1386
	Revueltas moriscas que afectan al Templo	siglo XVI
	Nuevo Templo de menor longitud que el actual, sin utilizar construcción anterior. 5 capillas y 4 altares.	Inauguración 1578
Salvador Gregorí	El Templo cuenta con campanario	siglo XVII
	Se funda el Convento de los Capuchinos	1721
	Proyecto de Antonio Gilabert	
	Fray Jaime Gil continua obras con la ampliación del crucero	1765 - 1786
	Obras en fachada y nave	1819 - 1831
	Pintura interior de la Iglesia	1912
	Ejecución de remate superior de fachada	1917
	Cierre del templo al culto	1936
	Reapertura del templo	1939
	Se derriba cárcel hacia fachada sur y se construye el Mercado Municipal	1960
	Pintura interior. Abside, altar mayor, presbiterio, cúpula, crucero, nave central y sagrario.	1986
	Obras en el trasagrario	1987-1993
	Proyecto reparación y consolidación de cubiertas	Dic. 1998
	Estudios geotécnicos INGEO-21	2000
	Ejecución de trabajos en cubierta	2001
	Restauración pinturas interiores	2003 - 2005
Estudio diagnostico Universidad de Alicante	2010	
Estudio arquitectos José Vicente Palacio y José Miguel Molines	2013	

Tabla 4. 4 Línea de tiempo de hechos constructivos. Fuente: Elaboración propia en base a información cedida por arquitectos Palacio y Molines.

#### 4.5.2. Hallazgos.

Los daños que más destacan son las humedades, tanto por filtración como por capilaridad. (Figura 4.8)



Fig. 4. 8 Humedades al interior.

El pavimento presenta roturas, hundimientos y elevaciones.

Los revocos exteriores son prácticamente inexistentes.

Existen fisuras de diferentes calibres y extensiones, destacando dos en la cúpula exterior. (Figura 4.9)



Fig. 4. 9 Ubicación de fisuras y deformación en cúpula exterior.

Este trabajo centra sus objetivos en conocer el comportamiento estructural actual y la respuesta estructural de la iglesia ante la posibilidad de sismos.

El próximo Capítulo describirá metodología y resultados de modelos de cálculo numérico que permiten la visualización de la distribución de esfuerzos y tensiones en las diferentes partes del volumen.



# ANÁLISIS ESTRUCTURAL





## **CAPÍTULO 5. ANÁLISIS ESTRUCTURAL.**

---

### **5.1. Generalidades.**

Las estructuras históricas tienen un comportamiento mecánico complejo que requiere de la utilización de métodos de análisis adecuados. Como se expuso en el Capítulo 2, las estructuras de fábrica tienen diferentes respuestas frente a las tensiones de compresión y tracción; siendo esta última la de menor magnitud, condición que obliga a adoptar una geometría de formas constructivas que resistan la compresión.

En la actualidad existen varias técnicas de análisis estructural que están basadas en diferentes teorías; intentan evaluar el nivel de tensiones, la carga de colapso o grado de seguridad que poseen las estructuras.

A continuación se mencionan algunas ventajas y desventajas de acuerdo a la técnica de análisis empleada.

### **5.2. Análisis por equilibrio.**

Consiste en establecer el equilibrio posible entre las diferentes partes de la estructura y las cargas actuantes, suponiendo un comportamiento rígido-plástico del material.

Una ventaja de este método es que no resulta necesario el conocimiento de las propiedades mecánicas del material, siempre que se den las condiciones enunciadas en las bases del método. Una desventaja que presenta el método es que la geometría de la estructura se ha de definir con precisión y esto exige una afinada toma de datos tanto de dimensiones como de disposiciones constructivas. (Alonso A.; Martínez A.: 2003)

### 5.3. Análisis por el Método de Elementos Finitos.

El Método de los Elementos Finitos permite analizar una gran variedad de formas estructurales en cuanto a su disposición geométrica y materiales utilizados. Exige una definición topológica de la estructura (forma geométrica y dimensiones) y los parámetros mecánicos de los materiales que la componen. (Alonso A.; Martínez A.: 2003)

Como desventaja en cuanto al análisis de estructuras de fábrica, pudiera decirse que para su proceso de cálculo supone que la estructura está formada por un material continuo de comportamiento elástico lineal y requiere del conocimiento completo de sus propiedades mecánicas. (Alonso A.; Martínez A.: 2003)

### 5.4. Descripción del método empleado para el análisis.

La no linealidad en las estructuras de fábrica se fundamenta en los fenómenos de fisuración y fractura por tensiones de tracción. Este comportamiento requiere de un análisis no lineal, por lo mismo para el análisis estructural de este trabajo ha sido elegido el método del Modelo de daño frente a cargas estáticas y dinámicas.

El modelo se basa en la diferencia de comportamiento en compresión y tracción que experimenta la fábrica, la degradación de su rigidez por el nivel tensional y el efecto en la respuesta en función del tamaño de la malla empleada en la modelización (macro-modelización) por elementos finitos.

Sobre el Método de Elementos Finitos se hacen necesarias algunas precisiones:

- o Es un método de análisis numérico donde el objeto de estudio queda dividido en un número finito de elementos, de esta manera se consigue limitar las variables y las ecuaciones.
- o El enfoque de la *micro-modelización* describe los elementos que componen la fábrica. Distingue cada elemento, la unidad y el mortero en las juntas. Este método se utiliza exclusivamente para el análisis de detalle. Es la herramienta más precisa de la que se dispone para simular la respuesta local y el comportamiento real del material. (Llopis: 2014).
- o El enfoque de la *macro-modelización* es el más utilizado en el análisis de estructuras complejas. Considera el material homogéneo y ortotrópico<sup>12</sup>, no se describe con precisión la estructura interna de la fábrica. Se elabora un modelo por medio de elementos finitos sin corresponderse con las dimensiones reales del elemento que configura la fábrica. (Llopis: 2014).

#### 5.4.1 Análisis no lineal estático: Método Pushover.

La capacidad de la estructura está representada por una curva fuerza vs desplazamiento, obtenida mediante un análisis estático no lineal (Pushover). La acción sísmica se introduce sometiendo a la estructura a un patrón de cargas laterales  $F_i$  que se incrementa de manera monótonica hasta alcanzar la capacidad máxima de la estructura. (Llopis: 2014) (Figura 5.2)

La capacidad de respuesta estructural se representa mediante la curva de capacidad que relaciona las reacciones en la base, cortante basal  $V_b$  y los desplazamientos  $D$  en el nivel superior de la estructura.

---

<sup>12</sup> Que está constituido de un mismo material.

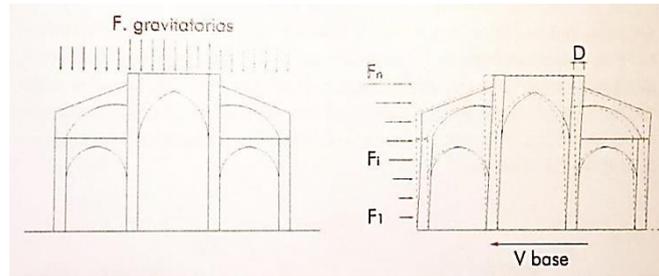
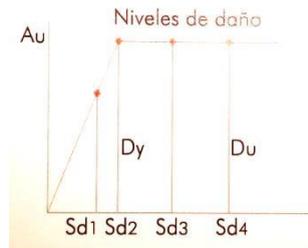


Fig. 5.1 Patrón de cargas aplicado en el Método Pushover.

La demanda sísmica se cuantifica mediante el espectro de respuesta en aceleración-período de vibración definido por la norma sísmica para el lugar donde se levanta la estructura. Para este trabajo se utilizan los espectros definidos por la norma española NCSE-02 para Callosa d'en Sarriá.

Según la posición del punto de desempeño se definen los umbrales de los estados de daño. (Figura 5.3)



Umbrales de daño	Definición
Leve	$Sd1 = 0,7 D_y$
Moderado	$Sd2 = D_y$
Severo	$Sd3 = D_y + 0,25 (D_u - D_y)$
Completo	$Sd4 = D_u$

Fig. 5.2 a) Umbrales de los estados de Daño. b) Clasificación de los umbrales de daño. Fuente: Llopis, 2014.

### 5.4.2 Modelo de daño.

El modelo de daño permite introducir cambios microestructurales en el comportamiento del material a través de variables internas; estas variables modifican la influencia de la historia del comportamiento del material en la evolución de las tensiones.

La aparición de fisuras y la evolución de las mismas en el tiempo se pueden describir como las trayectorias de los puntos que están dañados. La fractura queda representada con un efecto de daño local que se puede caracterizar en función de la resistencia a compresión y a tracción del material, los parámetros conocidos del material y las funciones que controlan la evolución de la fisuración según el estado sucesivo de las tensiones en cada uno de los puntos. (Llopis: 2014)

Se considera un punto de un material con un cierto nivel de deterioro. Esta degradación se representa como huecos que ha sufrido el material. (Figura 5.4). Se define la variable de daño “d” como:

$$d = \frac{S - S'}{S} = 1 - \frac{S'}{S}$$

S: superficie total

S': área resistente efectiva

S-S': superficie de huecos que ha sufrido el material

*d*: variable de daño. Indica el grado de deterioro del material, siendo 0, el estado no dañado y 1, el deterioro total del área resistente. ( $0 \leq d \leq 1$ )

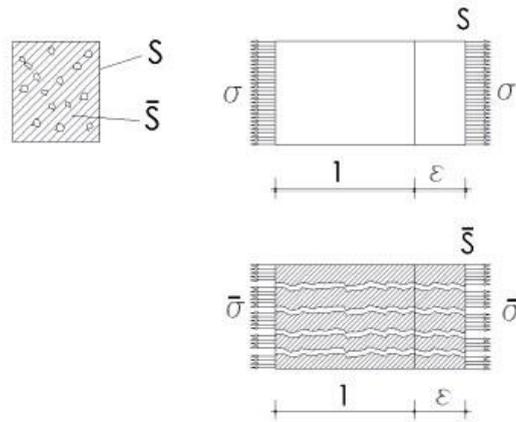


Fig. 5. 1 Esquema de los parámetros que definen la variable de daño "d". Fuente: Alonso, A; Martínez A., 2003.

El análisis posterior requiere del análisis entre tensión estándar y tensión efectiva sobre la parte de sección resistente efectiva.

Extendida esta relación al vector total de tensiones se obtiene:

$$\begin{pmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{xy} \\ \tau_{xz} \\ \tau_{yz} \end{pmatrix} = (1-d) |D| \begin{pmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{xz} \\ \gamma_{yz} \end{pmatrix}$$

Siendo D, la matriz de elasticidad para un material isótropo.

El efecto que produce sobre el comportamiento mecánico del material es una reducción de la rigidez proporcional a (1-d). (Alonso A.; Martínez A: 2003)

### 5.4.3 Acciones sísmicas.

La acción de un terremoto es un fenómeno aleatorio e imprevisible. Para definir la acción sísmica a efectos de cálculo se recurre a métodos estadísticos y de probabilidad. Las normas sísmicas definen la acción del sismo mediante espectros de respuesta de las estructuras frente al movimiento del suelo inducido por el terremoto.

El espectro representa la aceleración sobre un punto de la estructura que provoca la acción sísmica en función de la frecuencia o el período de vibración de la misma.

Según la NCSE-02, los parámetros sísmicos para el cálculo se pueden ver en la figura 5.4; el valor de aceleración para la zona de este trabajo es de 0,08g.

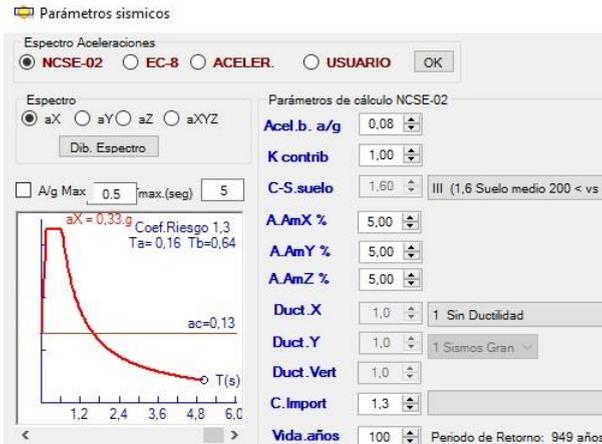


Fig. 5.3 Espectro elástico de diseño para Callosa d'en Sarriá. Fuente: Propia, programa ANGLE.

El período de recurrencia o de retorno es una expresión del periodo promedio de tiempo, expresado en años, que transcurre entre la ocurrencia de un seísmo que produce daños de una severidad igual o superior a una determinada.

#### 5.4.4 Caracterización de los materiales.

El edificio está constituido por diferentes materiales siendo la mampostería la de mayor presencia combinada con ladrillos de diferentes tipos y épocas junto con la piedra caliza local utilizada en pilares y fachada.

Las propiedades mecánicas consideradas a efectos del análisis son: densidad aparente, módulo de elasticidad (módulo de deformación longitudinal) y la resistencia a compresión. A continuación se agrupan valores orientativos en orden de hacer una selección adecuada posterior para el análisis.

Tabla 5.1 Peso específico aparente de los principales tipos de piedra ( $\text{kN/m}^3$ ). (Martínez: 2003, Tabla 2.2a)

Tipo de piedra	Baker [21] min-med-máx	Camuñas [26] medio	Hütte [27] min-máx	Arredondo [28] min-máx	PIET 70 [18]	UIC [29] min - máx
Granito	25-26-28	28	23-27	26-27	26-30	26 - 28
Caliza	23-25-27	23	19-28	24-28	20	20 - 26
Arenisca	19-22-24	23	19-27	23-29	-	-
Mármol	25-27-28	27	19-28	27-28	-	-

Tabla 5.2 Peso específico aparente del ladrillo ( $\text{kN/m}^3$ ). (Martínez: 2003, Tabla 2.2b)

Tipo/Calidad del Ladrillo	UIC	Ponts en maçonnerie [30]
1 Ladrillo blando	17 - 19	Calidad inferior 14
2 Ladrillo medio	19 - 21	Calidad media 14 - 18
3 Ladrillo duro	20 - 22	Calidad buena 14 - 18
4 Ladrillo de clinker	21 - 23	Calidad excelente 18 - 22

Tabla 5.3 Resistencia a la compresión de la piedra (N/mm<sup>2</sup>). (Martínez: 2003, Tabla 2.3)

Tipo de piedra	Baker *	Arredondo **	Hütte **	Camuñas **
Granito	14-134-191	80-270	80-270	180
Caliza	25-65-166	80-150	25-190	60-130
Arenisca	30-64-105	10-180	15-320	50
Mármol	48-88-123	80-150	40-280	140

Tabla 5.4 Resistencia a la compresión del ladrillo (N/mm<sup>2</sup>). (Martínez: 2003, Tabla 2.4)

Calidad del ladrillo	UIC		Ponts en Maçonnerie	
	1	Blando	4 – 8	Inferior
2	Medio	8 – 15	Medio	10 – 20
3	Duro	15 – 30	Bueno	20 – 30
4	Clinker	30 – 50	Excelente	35 – 70

Tabla 5.5 Módulos de elasticidad para piedras y ladrillos. (N/mm<sup>2</sup>). (Llopis: 2014, T.16 y T.17)

Módulo de elasticidad de piedras (N/mm <sup>2</sup> )			
Piedra	Baker	UIC	ASTM
Granito	8,500-32,000-67,500	10,000-100,000	47,000 (Barre)
<b>Caliza</b>	<b>17,000-32,000-76,000</b>	<b>20,000-100,000</b>	<b>33,000 (Salem)</b>
Arenisca	7,000-15,000-40,000	10,000-50,000	12,500 (Berea)
Mármol	25,000-48,000-82,000	-	76,000 Tennessee

Módulo de elasticidad del ladrillo (N/mm <sup>2</sup> )		
Calidad ladrillo	UIC	Ponts en maçonnerie
Ladrillo blando	1,000-5,000	
Ladrillo medio	5,000-10,000	5,000-25,000
Ladrillo duro	10,000-15,000	
Ladrillo de clinker	15,000-20,000	

Como resumen de los valores recopilados en las Tablas 5.1 a la 5.5, se debe destacar la dispersión de los mismos. Buscando la seguridad se resumen en la

tabla 5.6 los valores tomados para el análisis estructural a llevar a cabo en este trabajo.

Tabla 5.6 Propiedades de los materiales para el análisis estructural de la iglesia.

	$\gamma$ (kg/m <sup>3</sup> )	Eo (MPa)	Coef. Poisson	fc (Mpa)	ft (Mpa)
Mampostería	2300	10000	0,2	4	0,25
Ladrillo	1800	6000	0,2	2	0,15
Fábrica tejado	2400	6000	0,2	5	4

$\gamma$ : Densidad.

Eo: Módulo de deformación.

fc: Resistencia a la compresión.

ft: Resistencia a la tracción.

### 5.5. Análisis del sistema estructural de la Iglesia.

El análisis se realiza a través de modelos de elementos finitos por medio del software ANGLE a partir de la geometría real de la iglesia y tres modelos base realizados en CAD. (Figura 5.5)

Modelo 1: Muros.

Modelo 2: Sistema abovedado.

Modelo 3: Sistema global que agrupa muros y sistema abovedado.

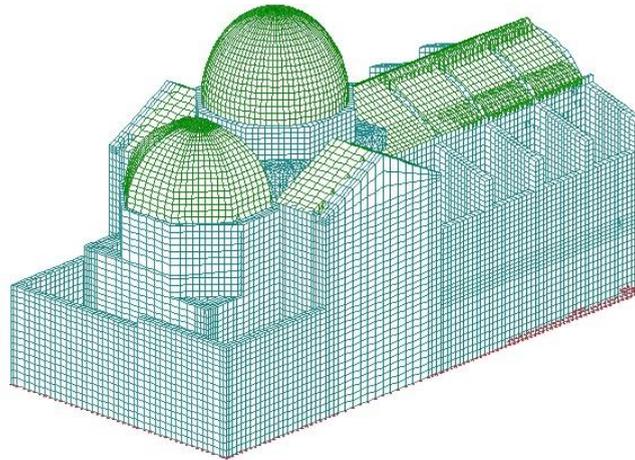


Fig. 5.4 Modelo de partida. Análisis no lineal geométrico del material. (71.663 Nodos; 78.039 Sólidos; 45.084 Tetraedros; 32.395 Hexaedros; 12.897 Láminas)

### 5.5.1. Comportamiento de muros.

#### i. Cargas Gravitatorias.

En la figura 5.6 se representan los isovalores correspondientes a las tensiones según eje Z (dirección vertical) frente a cargas gravitatorias. Como se puede observar las tensiones máximas, para fuerzas de compresión, se concentran en la base de los pilares centrales, oscilando entre los valores 1,117 y 1,695 MPa.

$S_z$  (tensión vertical de compresión) es menor que el 50% de la resistencia a compresión considerada de 4 MPa; por lo que se puede concluir que los muros se comportan de manera satisfactoria en sus bases para las solicitaciones correspondientes a la carga gravitatoria propia de sus materiales.

Son de destacar las tracciones en el tercio superior de los muros y en el anillo inferior del tambor octogonal de la cúpula. (Figura 5.7)

La tensión máxima en el tambor es de 0,3278 MPa superando la resistencia del material 0,25 MPa. Es necesario tomar medidas para su contrarresto puesto que se pone en riesgo la estabilidad de la cúpula.

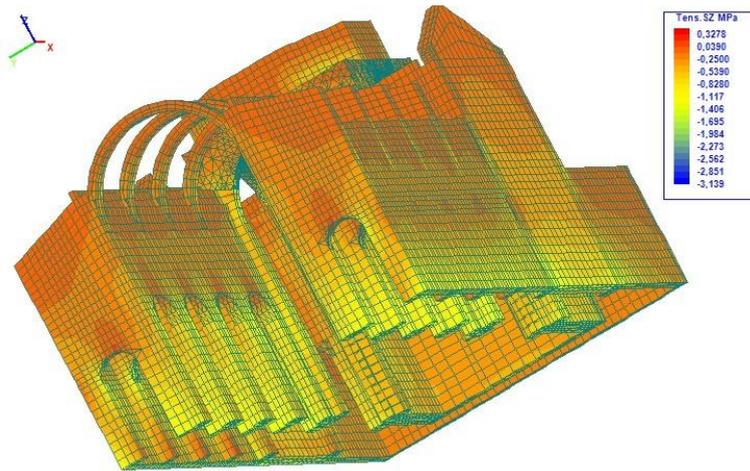


Fig. 5.5 Tensiones en eje Z para cargas gravitatorias.

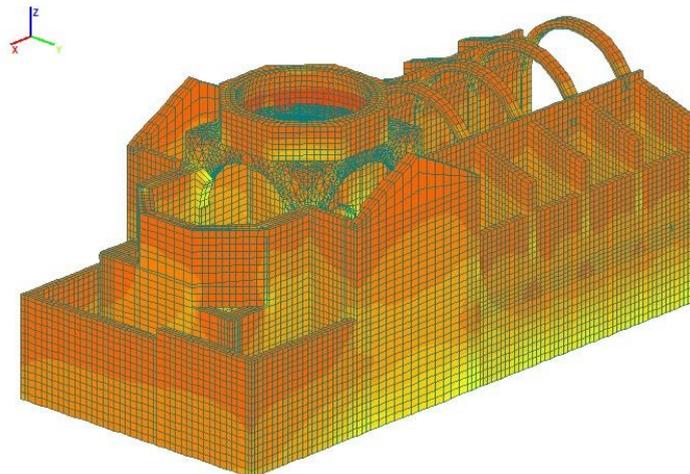


Fig. 5. 6 Tensiones en eje Z para cargas gravitatorias.

Analizando los valores  $S_y$ , tensiones en la dirección perpendicular al eje longitudinal de la iglesia, se detectan los valores máximos de tracción en la zona cercana a la clave en los arcos de los muros transversales (contrafuertes). (Figura 5.8)

Las tensiones máximas resultantes están entre los valores 0,1524 y 0,2778 MPa, superando en algunos puntos el valor de resistencia a tracción considerada para este material de 0,25 MPa.

En el sentido del eje X, los valores de tensiones, debido a la tracción, se concentran en zonas de los muros longitudinales perimetrales y en las claves de algunos arcos en muro longitudinal interior. (Figura 5.9)

La figura 5.10 representa el Modelo de daño alcanzado por los muros bajo la influencia de las cargas gravitatorias. Como indica la imagen, el índice de daño no alcanza el valor 1 de rotura, sin embargo los daños se concentran en la zona cercana a la clave en los arcos de los muros transversales (contrafuertes), justo donde indicaban los valores de la tensión superiores a los valores de resistencia a la tracción para este material.

En los capítulos 2 y 3 se expuso como la resistencia de las estructuras de fábrica, ante fuerzas de tracción, son muy bajas en comparación con las resistencia a compresión de las mismas.

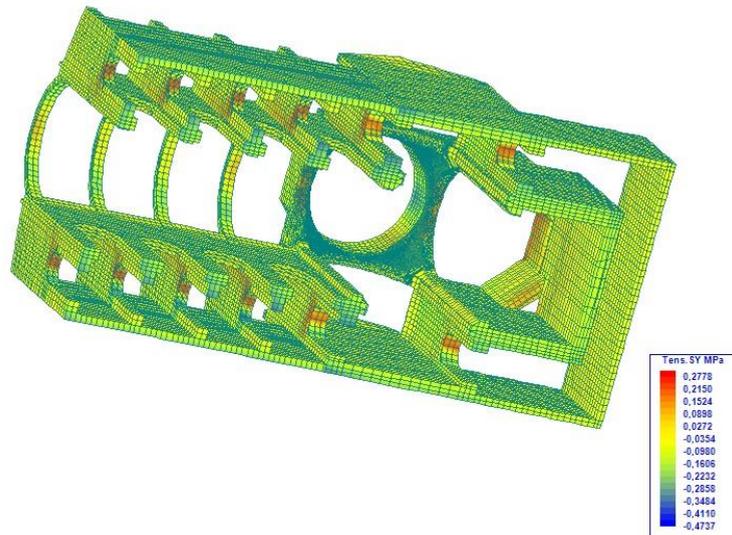


Fig. 5. 7 Tensiones en eje Y para cargas gravitatorias.

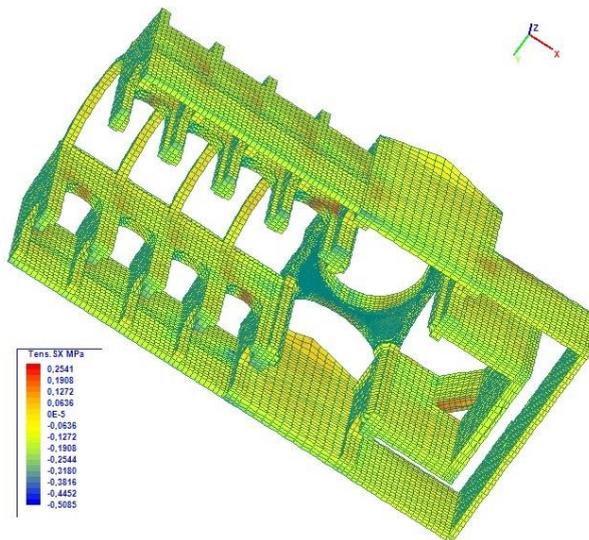


Fig. 5. 8 Tensiones en eje X para cargas gravitatorias.

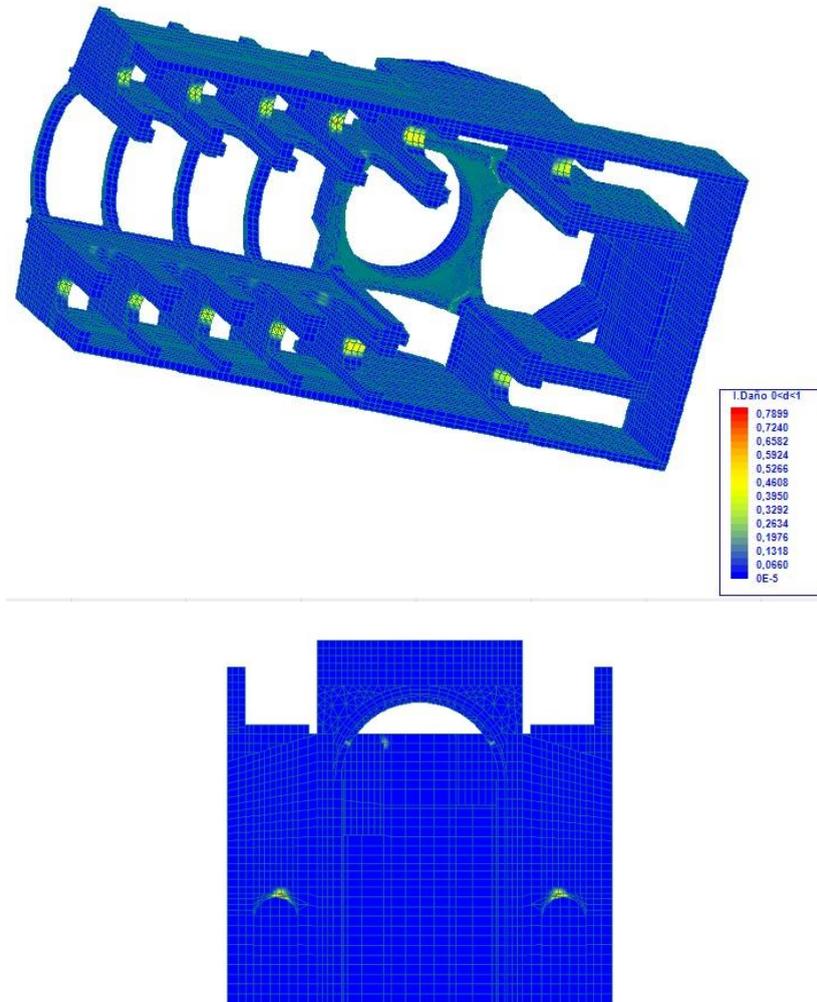


Fig. 5. 9 Modelo de daño para cargas gravitatorias en los muros.

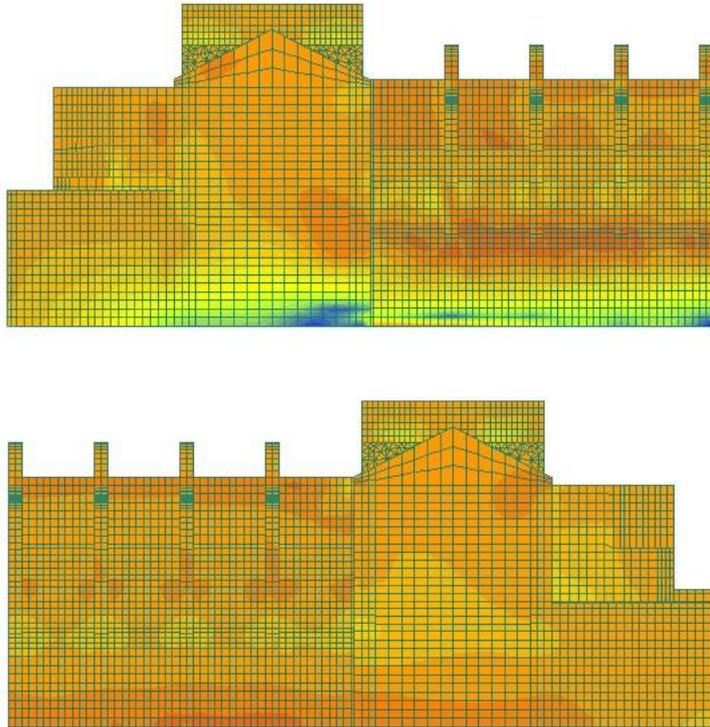
## ii. Cargas Sísmicas.

Analizando los valores  $S_z$ , tensiones en la dirección vertical de la iglesia, se detectan los valores máximos de tracción en la zona central del muro norte perimetral y en el tambor octogonal de la cúpula. (Figura 5.11)

Los valores máximos de tensiones debidas a la compresión se destacan en la parte inferior del muro norte perimetral.

Las tensiones máximas resultantes de tracción son del orden de 0,9074 MPa superando el valor de resistencia a tracción considerada para, mampostería 0,25 MPa y para ladrillo 0,15 Mpa.

Las tensiones máximas resultantes de compresión son del orden de 4,274 MPa superando el valor de resistencia a compresión considerada para este material de 2 MPa.



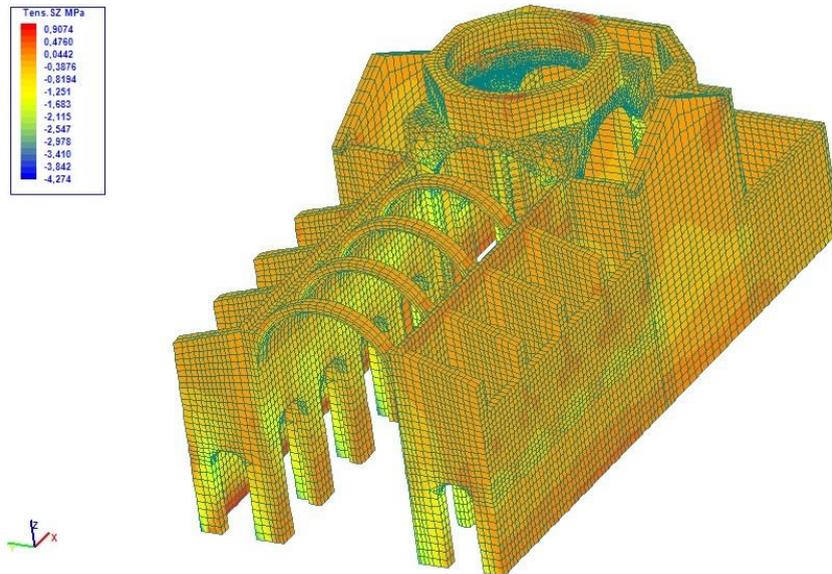


Fig. 5. 10 Tensiones en eje Z para cargas sísmicas.

Como se indica en la figura 5.12, los valores de  $S_y$ , tensiones en la dirección perpendicular al eje longitudinal, tiene sus valores máximos de tracción en la zona central del muro norte perimetral, tercio superior de muros transversales (contrafuertes) y en el tambor octogonal de la cúpula.

Las tensiones máximas resultantes de tracción son del orden de 0,6429 MPa superando el valor de resistencia a tracción considerada para, mampostería 0,25 MPa y para ladrillo 0,15 Mpa.

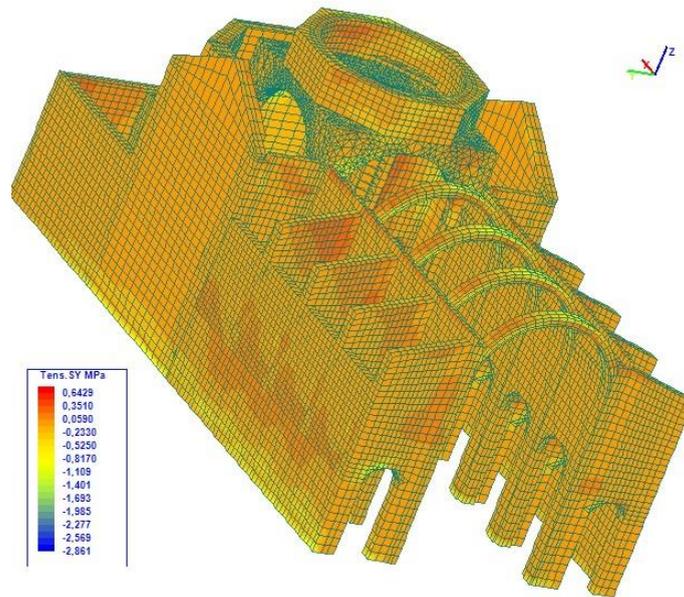


Fig. 5.11 Tensiones en eje Y para cargas sísmicas.

De la figura 5.13 se puede observar como los valores de  $S_x$ , tensiones en la dirección del eje longitudinal, tiene sus valores máximos de tracción en el tercio inferior del muro norte perimetral, tercio superior de muros perimetrales del crucero y en el tambor octogonal de la cúpula.

Las tensiones máximas resultantes de tracción son del orden de 0,3989 MPa superando el valor de resistencia a tracción considerada para, mampostería 0,25 MPa y para ladrillo 0,15 MPa.

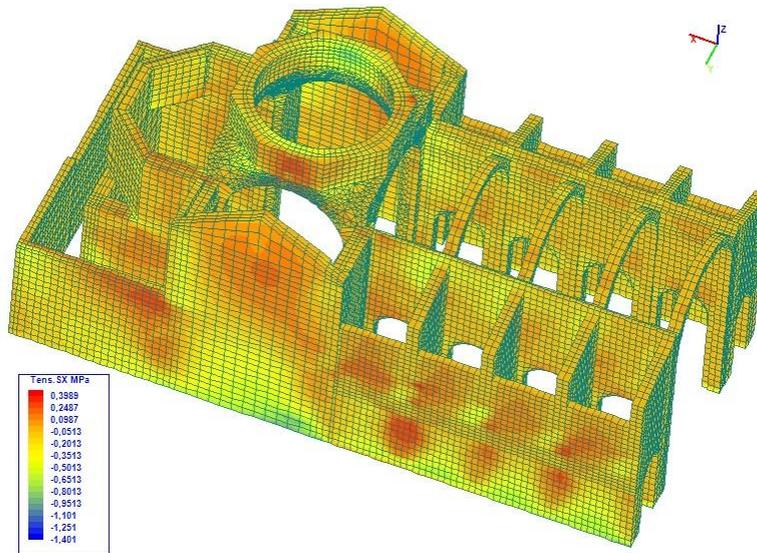


Fig. 5.12 Tensiones en eje X para cargas sísmicas.

De acuerdo al comportamiento tensional observado para la combinación de cargas gravitatorias y sísmicas era de esperar daños graves en la estructura como se evidencia en la figura 5.14.

El índice de daño supera la unidad en el tambor, al igual que en algunos muros; situación que provocaría la desestabilización de la estructura provocando su colapso.

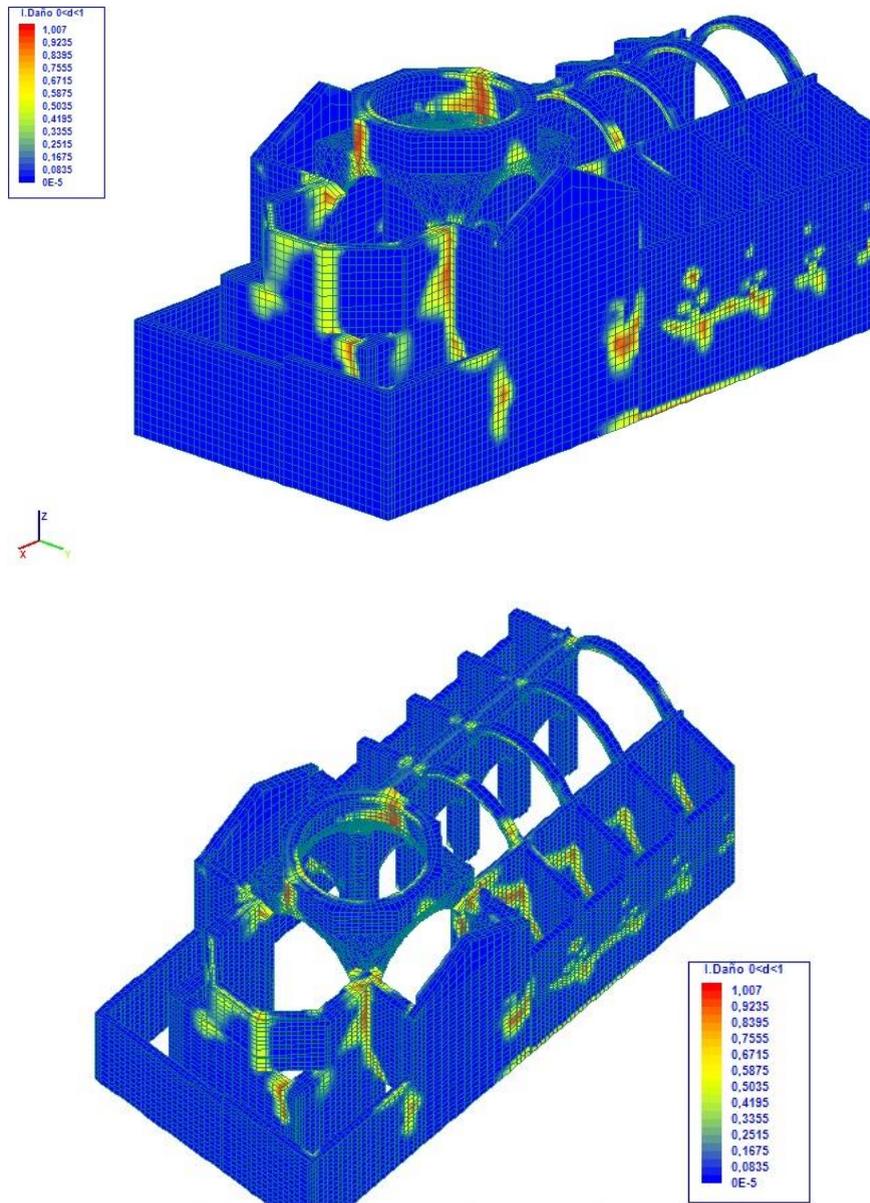


Fig. 5.13 Modelo de daño para cargas sísmicas.

## 5.5.2. Comportamiento bóvedas y cúpulas.

### i. Cargas Gravitatorias.

En la figura 5.15 se representan los isovalores correspondientes a las tensiones según eje Y (dirección perpendicular al eje longitudinal) frente a cargas gravitatorias.

La bóveda del ábside se apoya sobre un muro y no tiene ningún elemento que contrarreste sus esfuerzos de tracción, por lo tanto, las tensiones máximas aparecen concentradas en las aristas de la misma, debidas a las fuerzas de tracción, su valores oscilan entre 0,0409 y 0,1682 MPa.

El valor de resistencia del ladrillo considerado para el análisis es de 0,15 MPa; por lo que se puede concluir que existen algunos puntos que superan las tensiones máximas admisibles correspondientes a la carga gravitatoria, poniendo en peligro la estabilidad de la bóveda.

En las bóvedas de nave central y del crucero, los valores de tensiones son menores que la resistencia admisible del material para esfuerzos de tracción, lo mismo pasa en las cúpulas internas y externa, pero debe prestarse atención y hacer seguimientos en su comportamiento.

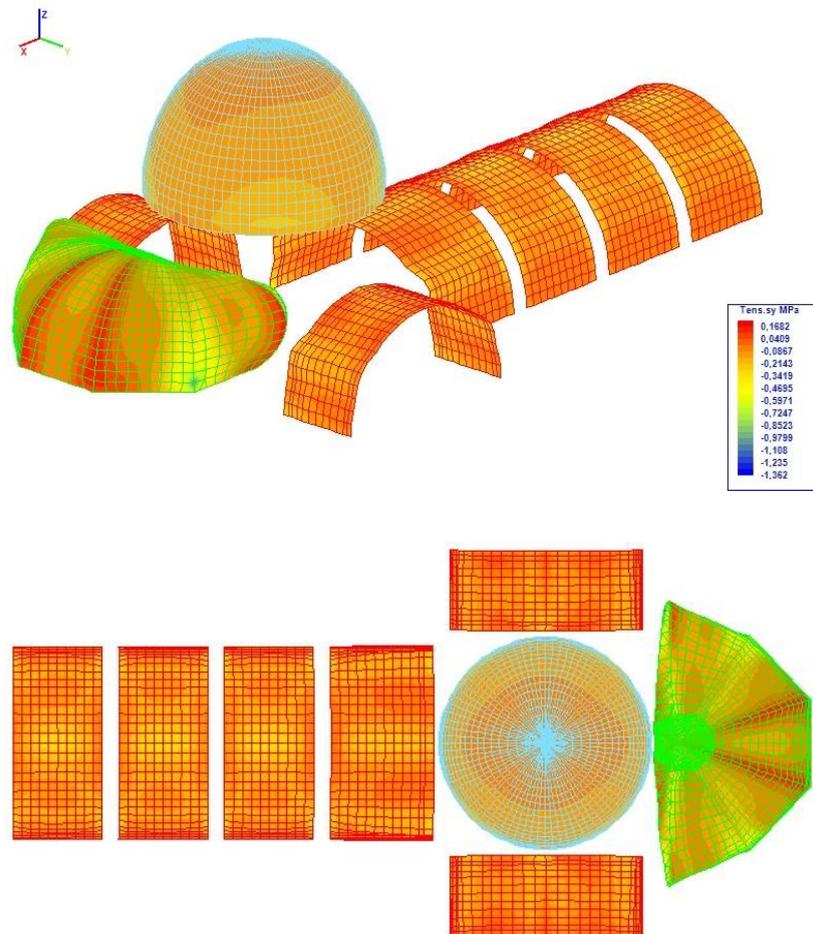


Fig. 5.14 Tensiones en eje Y para cargas gravitatorias.

En la figura 5.16 se representan los isovalores correspondientes a las tensiones según eje X (dirección eje longitudinal) frente a cargas gravitatorias.

Nuevamente los puntos más críticos recaen sobre la bóveda del ábside; las tensiones máximas aparecen concentradas en las zonas laterales, tanto derecha como izquierda, debidas a las fuerzas de tracción, su valores oscilan entre 0,0029 y 0,2075 MPa.

El valor de resistencia del ladrillo considerado para el análisis es de 0,15 MPa; por lo que se puede concluir que superan las tensiones máximas admisibles correspondientes a la carga gravitatoria, poniendo en peligro la estabilidad de la bóveda. Se necesita intervenir de manera inmediata.

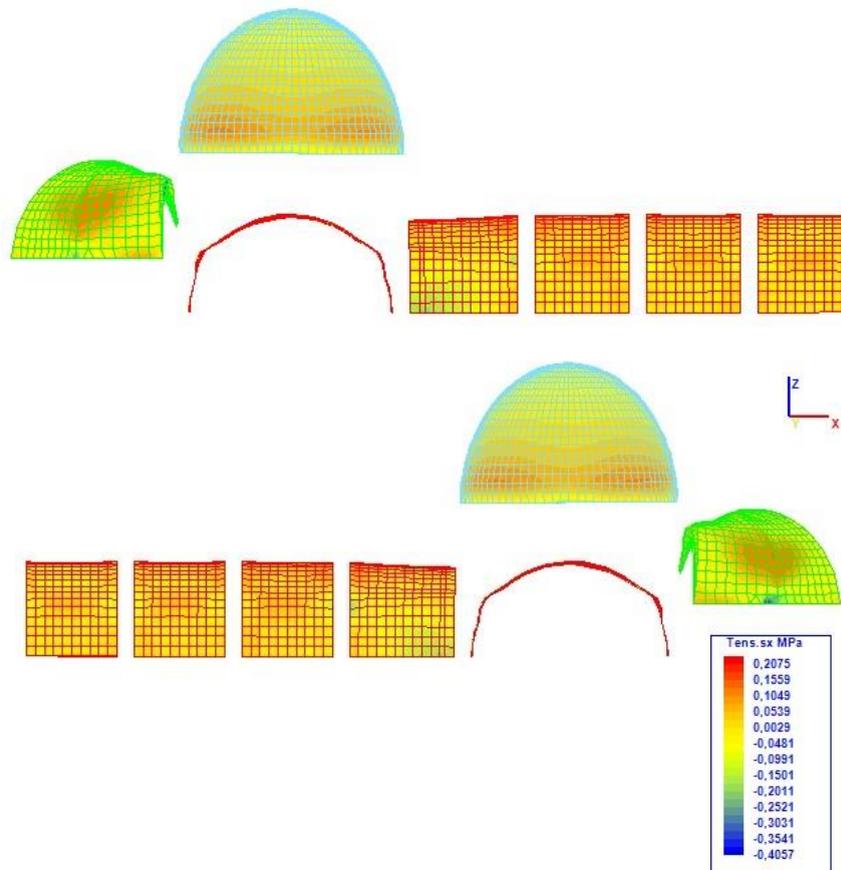


Fig. 5.15 Tensiones en eje X para cargas gravitatorias.

Se aprecian también los efectos de los esfuerzos de tracción en el anillo inferior de la cúpula externa. (Figura 5.17)

En la inspección visual ya se había detectado un abombamiento en esta zona<sup>13</sup> (figura 4.9), los datos obtenidos de tensiones apuntan a que las fuerzas de tracción pudieran ser la causa del daño; aunque este análisis sería el primer paso para uno más profundo que permita encontrar, o corroborar, la razón cierta del daño. Se necesita intervenir inmediatamente.

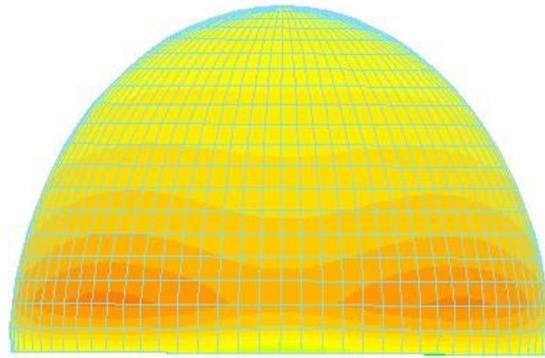


Fig. 5.16 Tensiones Sx en cúpula exterior debidas a cargas gravitatorias.

En la figura 5.18 se aprecia como el efecto de las cargas gravitatorias no llega a romper la estructura portante de la iglesia, el valor máximo del índice de daño es de 0,7904; menor que 1. Sin embargo la proximidad de valor, a 1, en las aristas de la bóveda del ábside, pone en alerta su estabilidad, indicándonos que se debe intervenir de manera inmediata.

---

<sup>13</sup> Ver anexos Informe visual cúpula.

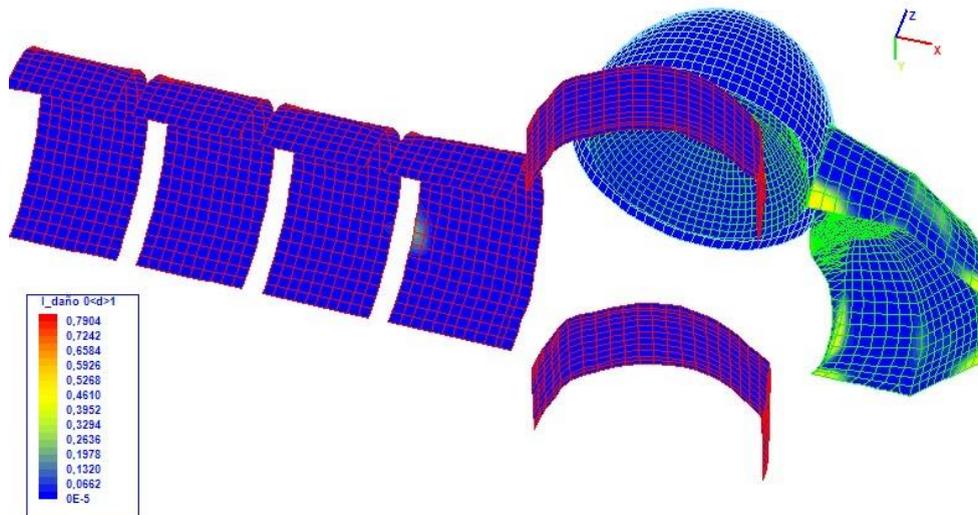


Fig. 5.17 Modelo de daño para las cargas gravitatorias.

## ii. Cargas Sísmicas.

En la figura 5.19 se representan los isovalores correspondientes a las tensiones según eje Y (dirección perpendicular al eje longitudinal) frente a cargas sísmicas.

Debidas a las fuerzas de tracción, las tensiones máximas aparecen concentradas en un punto de la zona inferior de la cúpula exterior, su valor es de 0,9393 MPa.

El valor de resistencia a la tracción del ladrillo considerado para el análisis es de 0,15 MPa; por lo que se puede concluir que esta zona supera las tensiones máximas admisibles correspondientes a la carga sísmica.

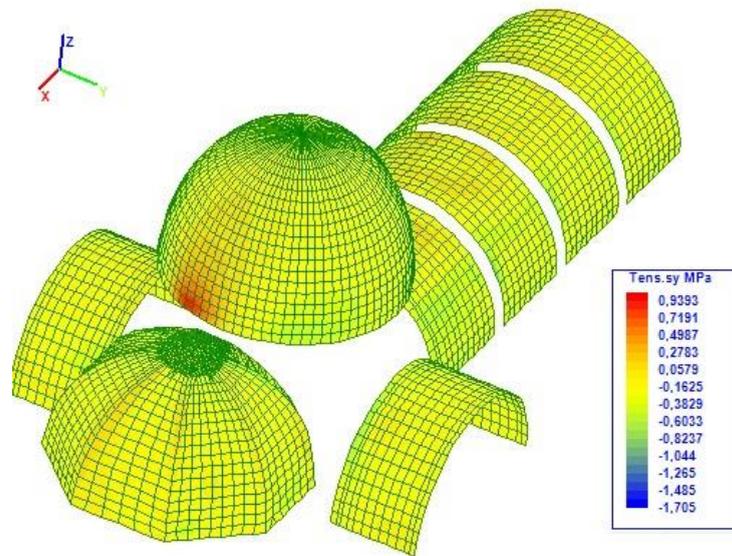


Fig. 5.18 Tensiones  $S_y$  debidas a cargas sísmicas.

En la figura 5.20 se representan los isovalores correspondientes a las tensiones según eje X (dirección del eje longitudinal) frente a cargas sísmicas.

Debidas a las fuerzas de tracción, las tensiones máximas aparecen concentradas en un punto de la zona inferior de la cúpula exterior, en la bóveda del ábside y en bóvedas de nave central. Su valor es de 0,3442 MPa.

El valor de resistencia a la tracción del ladrillo considerado para el análisis es de 0,15 MPa; por lo que se puede concluir que estas zonas superan las tensiones máximas admisibles correspondientes a la carga sísmica.

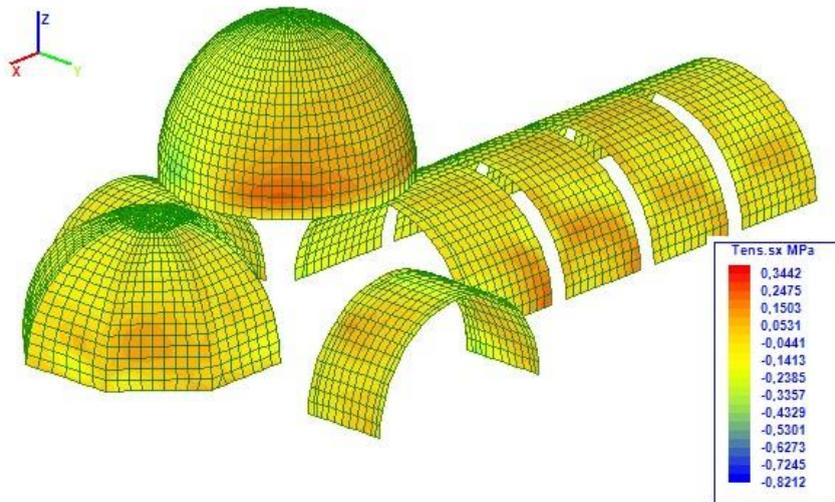


Fig. 5. 19 Tensiones Sx debidas a cargas sísmicas.

De acuerdo al comportamiento tensional observado para la combinación de cargas gravitatorias y sísmicas era de esperar daños graves en la estructura como se evidencia en la figura 5.21.

El índice de daño supera la unidad en la bóveda y apoyo del ábside, al igual que en una de las bóvedas de la nave central; situación que provocaría su desestabilización provocando su colapso.

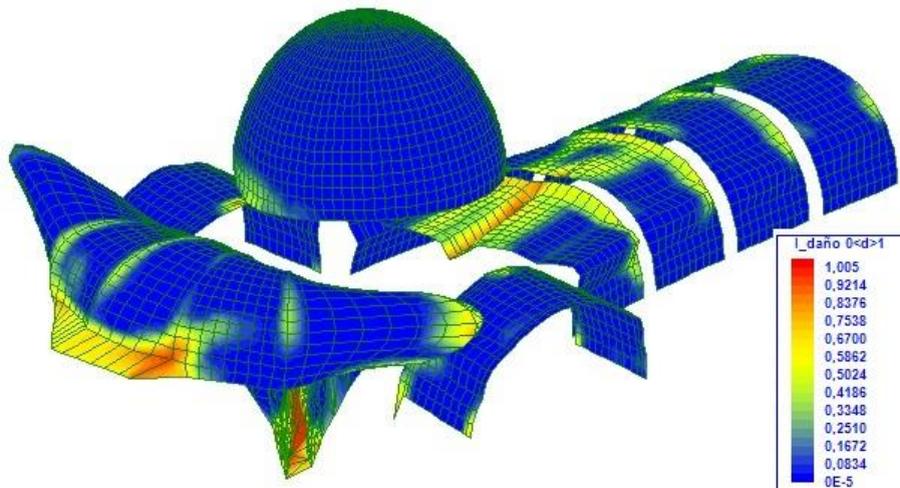


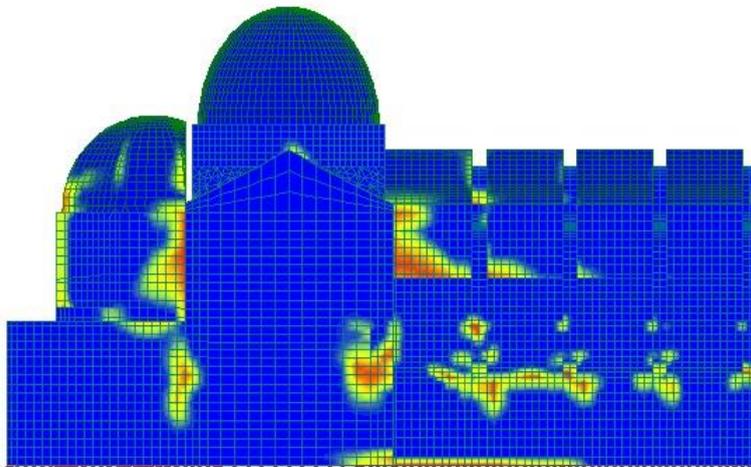
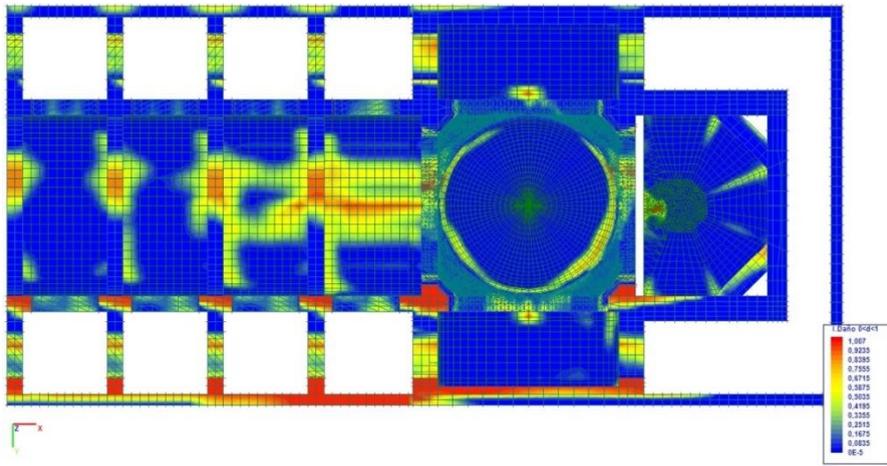
Fig. 5.20 Modelo de daño para cargas sísmicas.

### 5.5.3. Comportamiento global, cargas sísmicas.

La figura 5.22 representa el modelo de daño para el modelo global, muros y sistemas abovedados.

El índice de daño alcanza la unidad en varias zonas, demostrando la incapacidad del sistema estructural actual de resistir sin sufrir daños irreversibles.

Las bases de muros y pilastras del sector norte, colapsarían. Los arcos fajones y las bóvedas de la nave central de igual manera no resistirían los esfuerzos, lo mismo para la bóveda del ábside y el tambor.



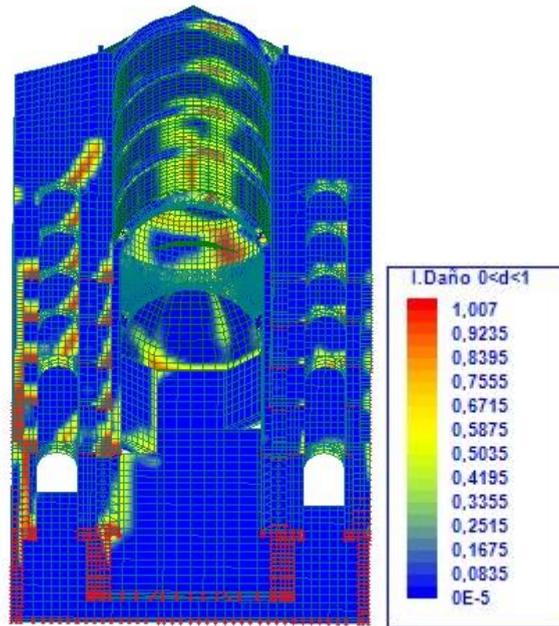


Fig. 5.21 Modelo de daño del modelo global ante cargas sísmicas.

Los gráficos a continuación muestran las diferentes deformaciones a experimentar en caso de acción sísmica.

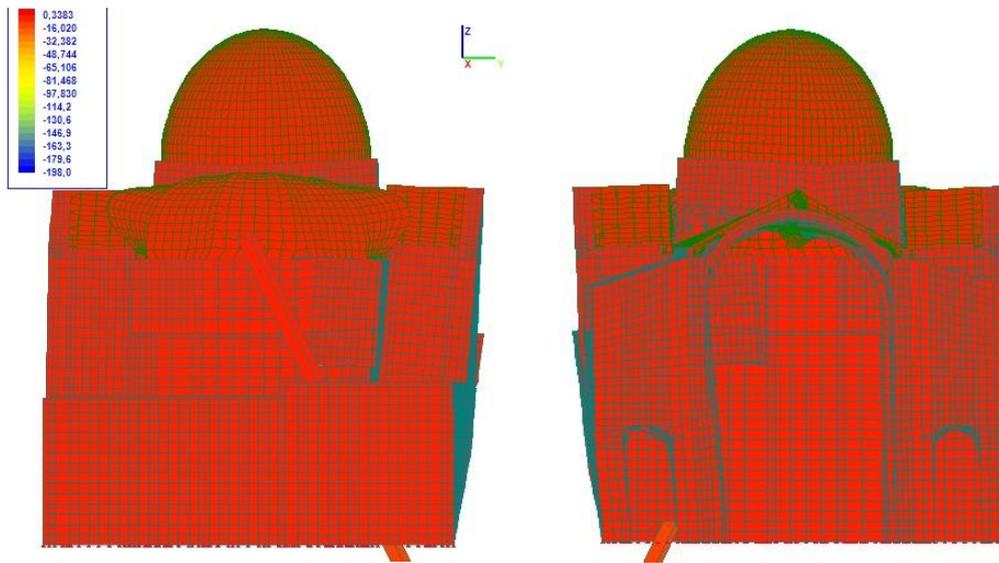


Fig. 5. 22 Deformaciones en el eje Z provocadas por carga sísmica.

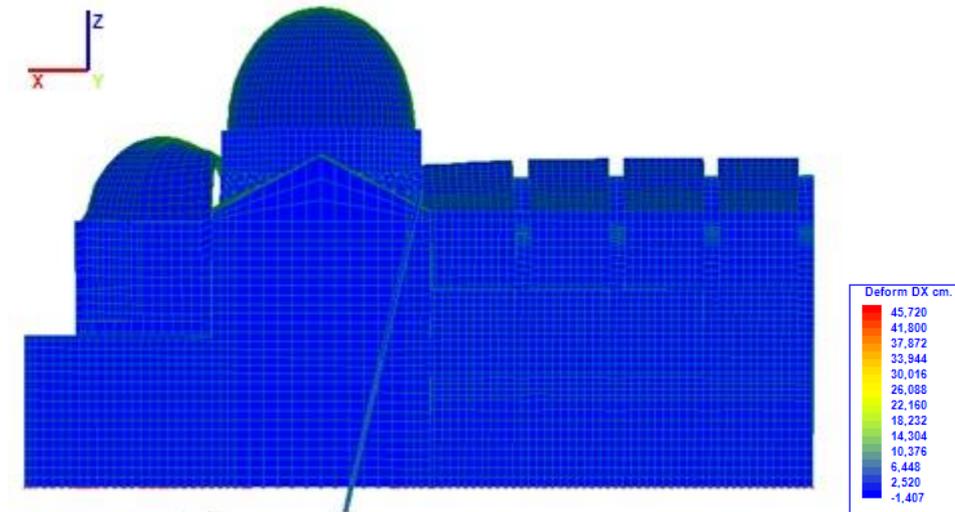


Fig. 5. 23 Deformaciones en el eje X provocadas por carga sísmica.

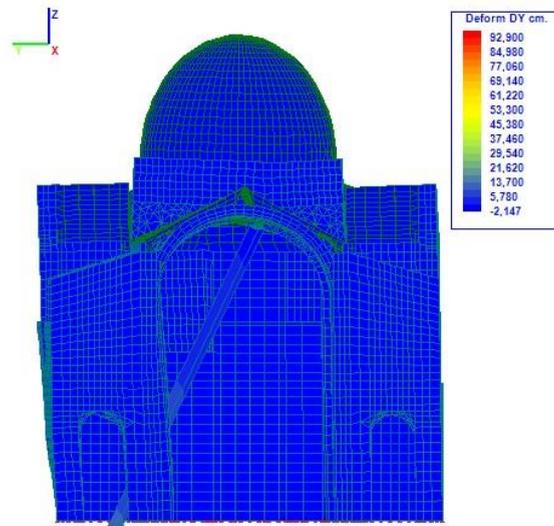


Fig. 5. 24 Deformaciones en el eje Y provocadas por carga sísmica.

**CONCLUSIONES**



## **CAPÍTULO 6. CONCLUSIONES.**

---

### Del levantamiento de información

La búsqueda de información para realizar el levantamiento de análisis histórico es una labor compleja. En muchas ocasiones el tiempo que se invierte en la revisión de documentos, lectura de legajos, búsqueda de notas históricas no cumple las expectativas esperadas de nivel y detalle de información.

Las entrevistas realizadas en busca de información histórica han sido fundamentales para el entendimiento de lo que representa la iglesia de San Juan Bautista para los callosinos.

La información geométrica necesaria para realizar el modelo de cálculo debe obtenerse de manera precisa y cuidadosa para acercarnos con precisión al edificio real.

Si bien es cierto que del trabajo realizado se puede concluir que a partir de datos que se pueden obtener de manera fácil, geométricos básicamente, se requiere de conocimientos avanzados en manejo de tecnologías de levantamiento de información, como por ejemplo, el escáner láser.

Todo lo comentado anteriormente me sirve para concluir que la conservación, consolidación y restauración del patrimonio arquitectónico requieren un tratamiento multidisciplinar. Habitualmente, un equipo pluridisciplinar, cuya composición estaría determinada por el tipo y la envergadura del problema, así como en el examen inicial del lugar y en la preparación del programa de investigación.

Del análisis estructural.

En el análisis del comportamiento de los muros frente a cargas gravitatorias se puede concluir que la respuesta a las tracciones existentes no es buena. En varios puntos la tensión máxima de tracción supera la resistencia a tracción del material, representando un problema de estabilidad futura y que debe ser de inmediata atención.

En el análisis del sistema abovedado frente a cargas gravitatorias se puede concluir que la deformación en la cúpula exterior puede ser debida a los esfuerzos de tracción en el anillo interior de la cúpula.

Los resultados demuestran que la respuesta de la estructura ante las cargas gravitatorias es, en general, satisfactoria; aunque precisará de intervenciones puntuales para contrarrestar las tensiones provocadas por las fuerzas de tracción presentes.

En cuanto a la respuesta frente a las cargas sísmicas se puede concluir que la estructura no está preparada para los efectos de un sismo. El valor 1 del índice de daño, en el sistema abovedado y en la estructura muraria evidencian problemas en la respuesta del material frente a las acciones generadas por las cargas sísmicas.

Se propone un análisis más profundo en busca de las necesidades reales de acuerdo a su entorno y tomar medidas de mayor impacto y eficiencia en cuanto a su salvaguarda y protección.

### Generales.

Se propone, por lo tanto, establecer criterios de intervención para mejorar el comportamiento estructural de los elementos más afectados, dando prioridad a los puntos donde la estabilidad esté inminentemente amenazada.

Con cada daño encontrado se pone de manifiesto la necesidad de realizar mantenimientos y conservación preventivos. El seguimiento del comportamiento de determinados materiales, métodos y técnicas de intervención es clave para las futuras tomas de decisiones.



# BIBLIOGRAFÍA







## CAPÍTULO 7. BIBLIOGRAFÍA.

---

ALONSO A.; MARÍNEZ A. (2003). Revista LOGGIA Arquitectura & Restauración. Número 14-15. pp. 162-171.  
<http://dx.doi.org/10.4995/loggia.2003.3564>

ARANGO, J.R. (2003). Introducción al estudio de la Vulnerabilidad Sísmica de los edificios históricos de Granada. Granada: Universidad de Granada.

BARBAT, A.H. (Ed.) (1998). *Conceptos de cálculo de estructuras en las normativas de diseño sismorresistente*. Barcelona: Centro internacional de métodos numéricos en ingeniería.

BARBAT, A.H; BOZZO, L.M. (2000). Diseño sismorresistente de edificios. Técnicas convencionales y avanzadas. Barcelona: REVERTÉ.

BÉRCHEZ, J. (1987). Los comienzos de la arquitectura académica en Valencia: Antonio Gilabert. Valencia: Federico Domenech, S.A.

BUCHHOLDT, H.A. (1997). *Structural dynamics for engineers*. Londres: Thomas Telford.

GINER, J.; MOLINA, S. (2001). *Sismicidad y riesgo sísmico en la C.A.V.* Alicante: Gamma.

HATTSTEIN, M; DELIUS, P. (Eds.) (2012). *Islam: arte y arquitectura*. Alemania: H.F.Ullmann.

HEYMAN, J. (1999). *El esqueleto de piedra. Mecánica de la arquitectura de fábrica*. Madrid: Instituto Juan de Herrera.

HUERTA, S. (2004) *Arcos, bóvedas y cúpulas. Geometría y equilibrio en el cálculo tradicional de estructuras de fábrica*. Madrid: Instituto Juan de Herrera.

HUERTA, S. (Ed.) (1995). *Teoría, historia y restauración de estructuras de fábrica. Colección de ensayos. Jacques Heyman*. Madrid: CEHOPU, Ministerio de obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente, CEDEX.

JIMÉNEZ MARTÍN, A; PINTO PUERTO, F. (2003). *Levantamiento y análisis de edificios. Tradición y futuro*. Sevilla: Instituto Universitario de Ciencias de la Construcción.

LLOPIS, V. (2014). *La Catedral de Valencia: construcción y estructura. Análisis del cimborrio*. Tesis Doctoral. E.T.S de Arquitectura; Universidad Politécnica de Valencia.

LÓPEZ COLLADO, G. (1976). *Las ruinas en construcciones antiguas: causas, consolidaciones y traslados*. Ávila: MIJAN. 3<sup>ra</sup> Edición.

MARK, R. (Ed.) (2002). *Tecnología arquitectónica hasta la revolución científica. Arte y estructura de las grandes construcciones*. Madrid: AKAL.

MARTÍNEZ, J.L. (2003). *Determinación teórica y experimental de diagramas de interacción de esfuerzos en estructuras de fábrica y aplicación al análisis de construcciones históricas*. Tesis Doctoral. E.T.S. de Ingenieros de caminos, canales y puertos; Universidad Politécnica de Madrid.

NORMA DE CONSTRUCCIÓN SISMORRESISTENTE. NCSE-02; 2002.  
ANEJO 1 PÁG. 130.

RISEBERO, B. (1982). *Historia dibujada de la arquitectura occidental*. Madrid: Hermann Blume Ediciones.

SALVÁ BALLESTER, A. (1960). La villa de Callosa de Ensarriá. Monografía histórica documentada. Tomo I y II. Alicante: Instituto de Estudios Alicantinos.

TARICAT, J. (2010). *Historias de la arquitectura*. Argentina: Universidad de Palermo.

TOMAN, R. (Ed.) (2007a). *El Románico: arquitectura, escultura, pintura*. Alemania: H.F,Ullmann.

- (2007b). *El Gótico: arquitectura, escultura, pintura*. Alemania: H.F,Ullmann.

GREGORI, S. (2000). *La Iglesia de Callosa: crónica del siglo XX*. Callosa d'en Sarriá: Caixacallosa.

PALACIO, J.V; MOLINES J.M. (2014) Informe inspección del estado de la Cúpula de la Iglesia Arciprestal de San Juan Bautista de Callosa d'en Sarriá. Comisión de Restauración de la Iglesia de Callosa d'en Sarriá.

PALACIO, J.V; MOLINES J.M. (2013) Informe inspección visual de las patologías encontradas en la Iglesia Arciprestal de San Juan Bautista de Callosa d'en Sarriá. Comisión de Restauración de la Iglesia de Callosa d'en Sarriá.



**ANEXOS**









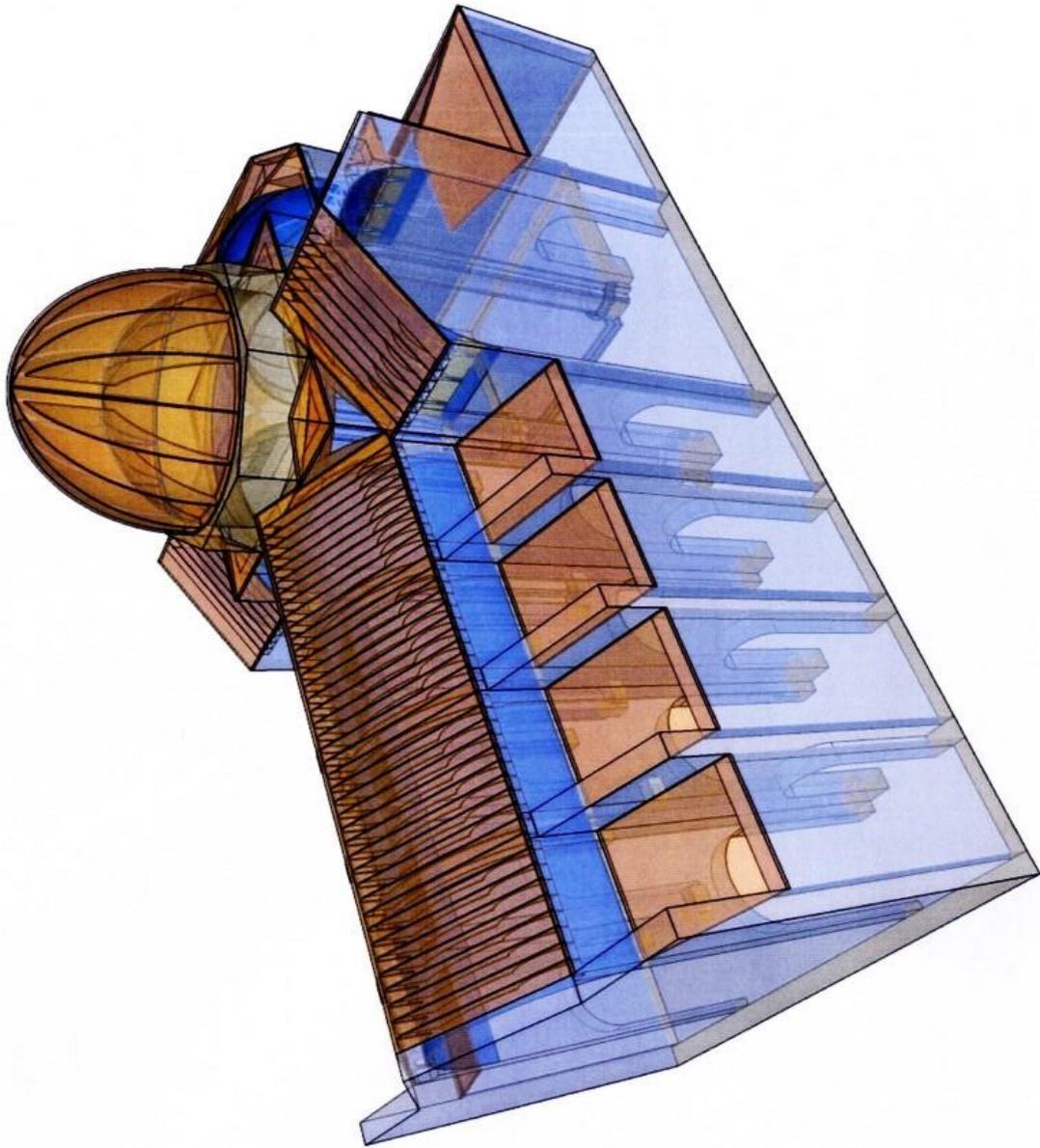


Ilustración 2 Isométrico SO. Palacio; Molines: 2014.

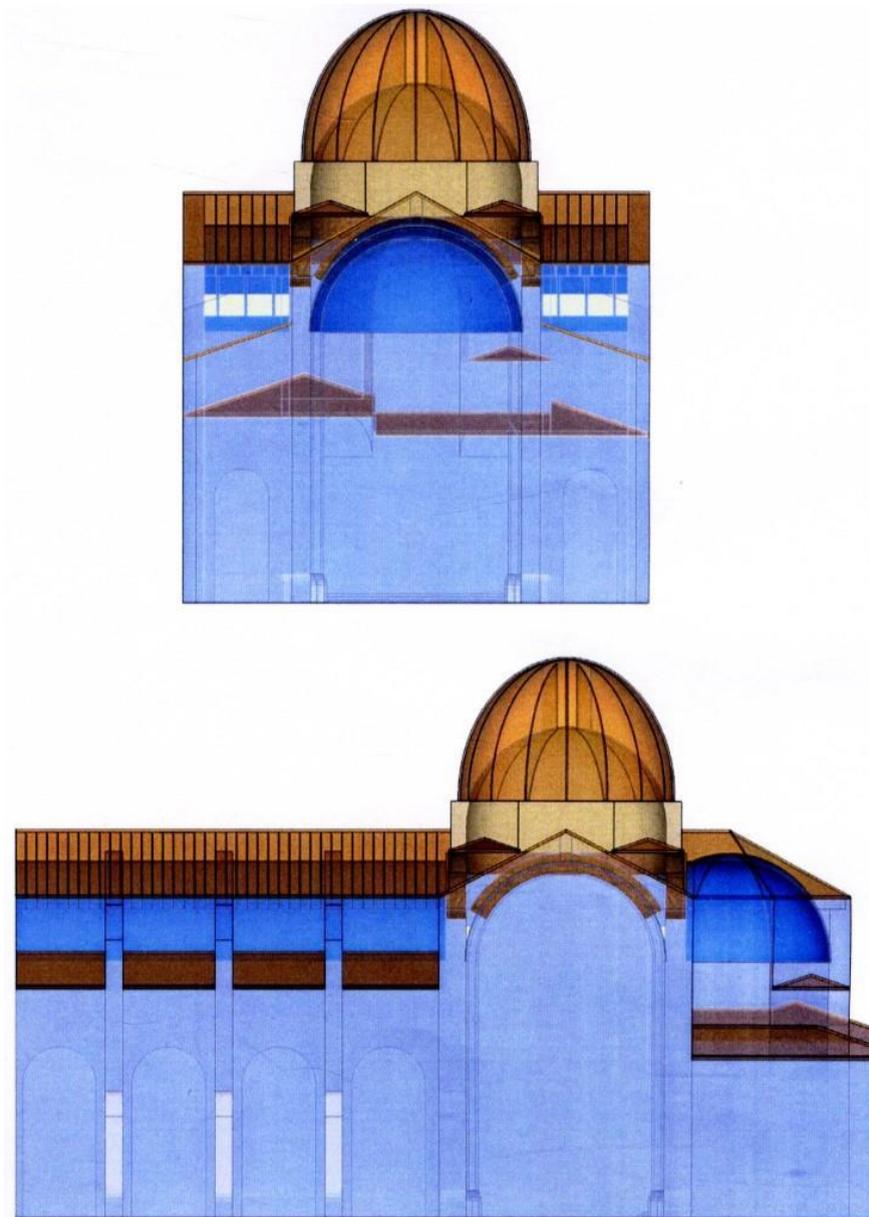


Ilustración 3 Alzados Oeste y Sur. Palacio; Molines: 2014.

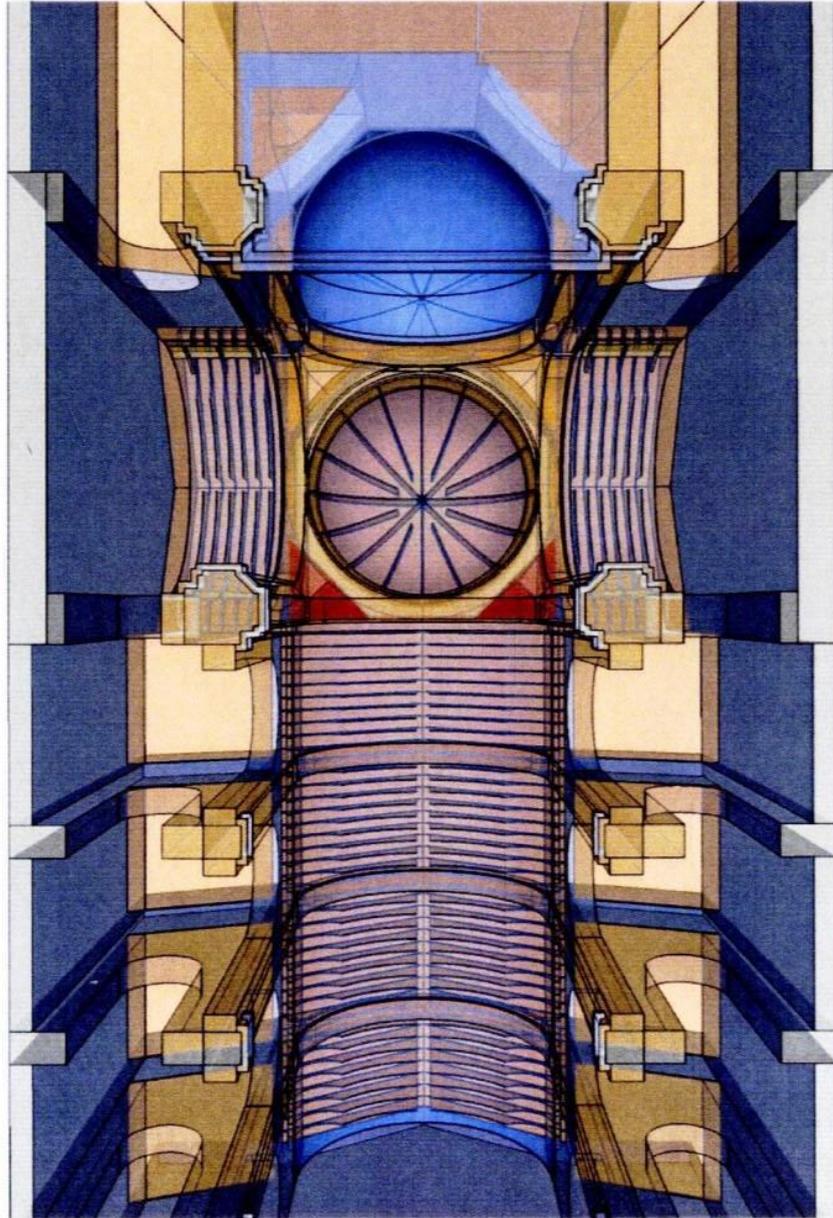


Ilustración 4 Planta, vista inferior. Palacio; Molines: 2014

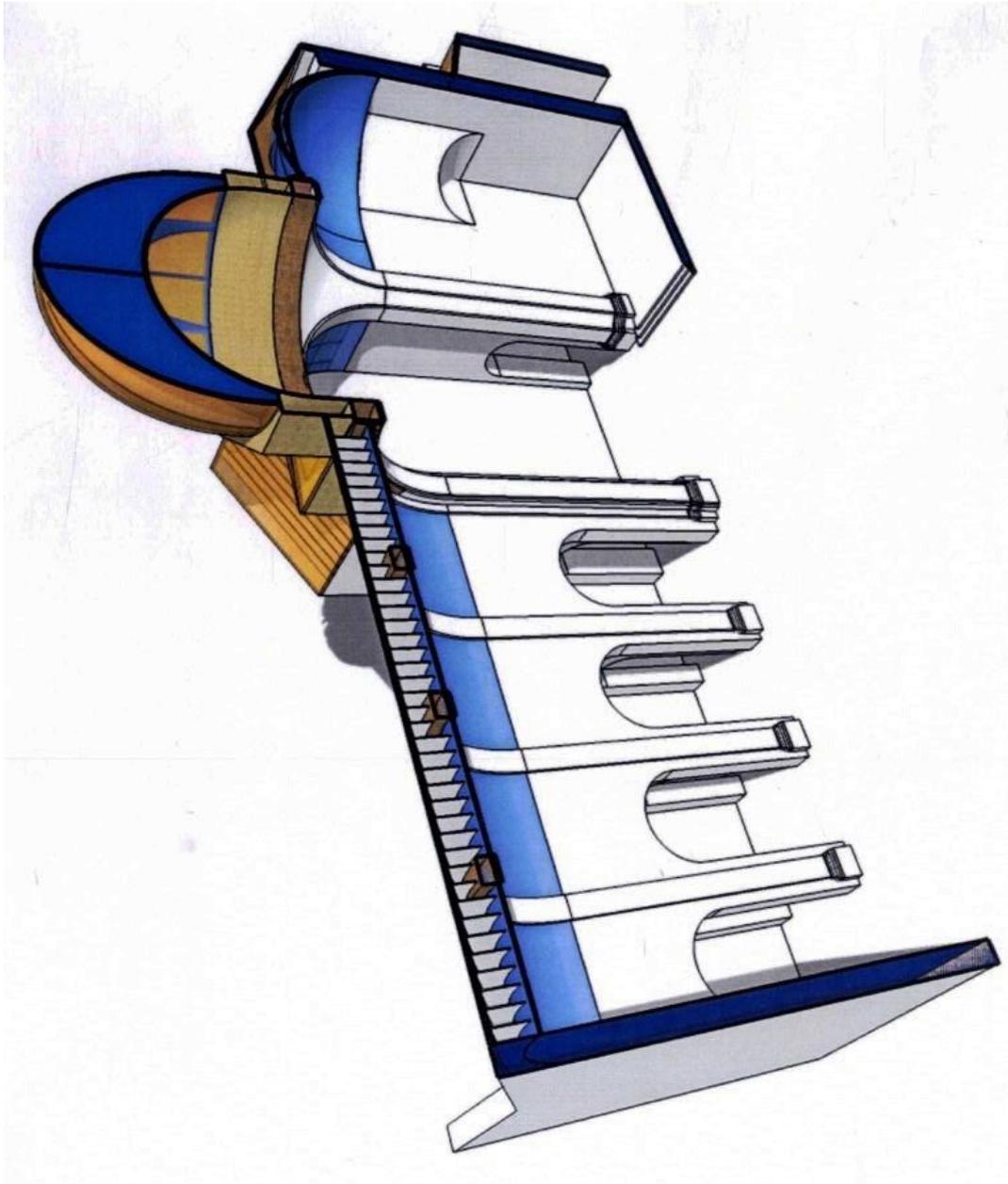


Ilustración 5 Corte longitudinal. Palacio; Molines: 2014

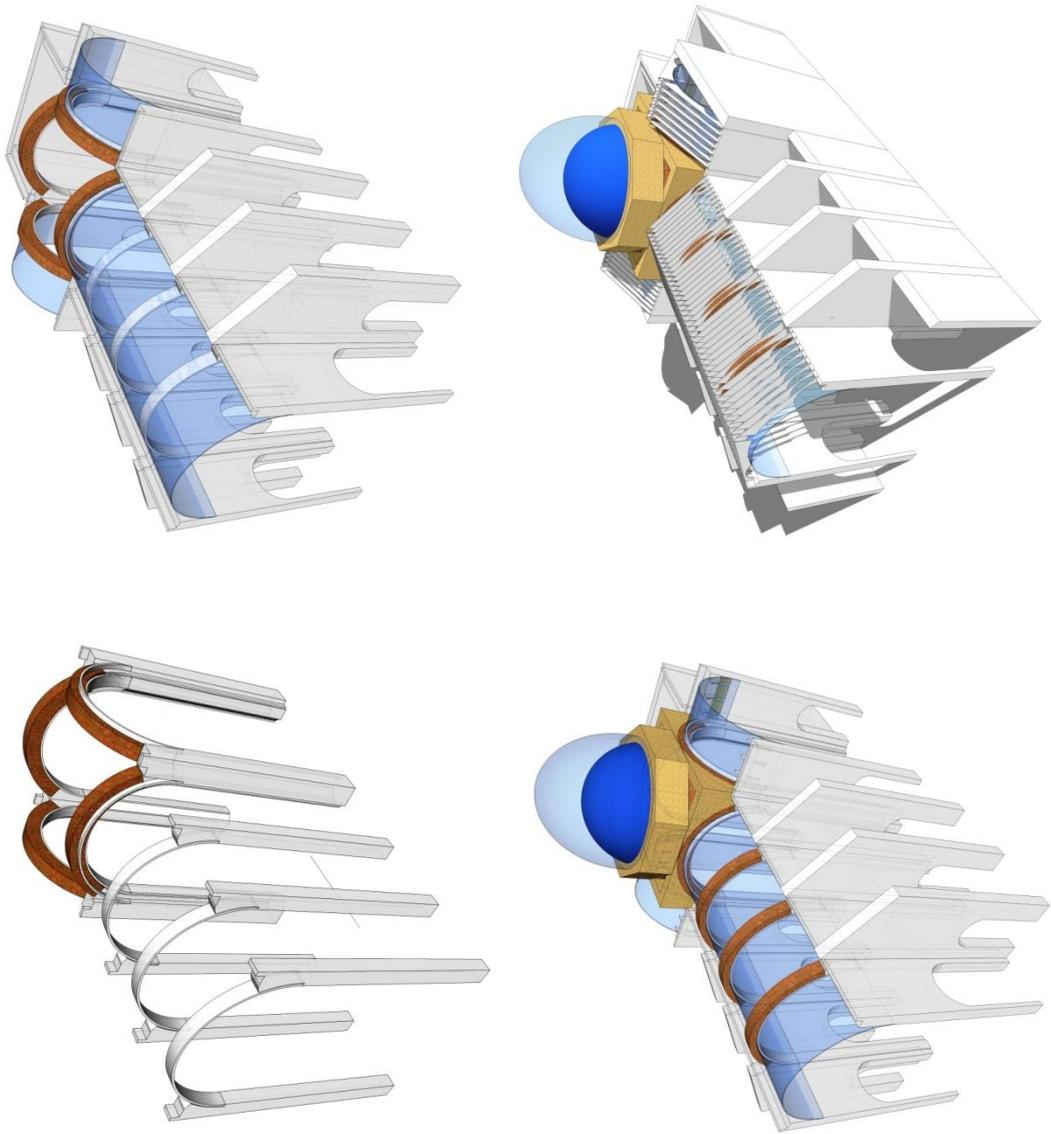


Ilustración 6 Representación de elementos estructurales sobre nivel de pavimento. Palacio; Molines: 2014

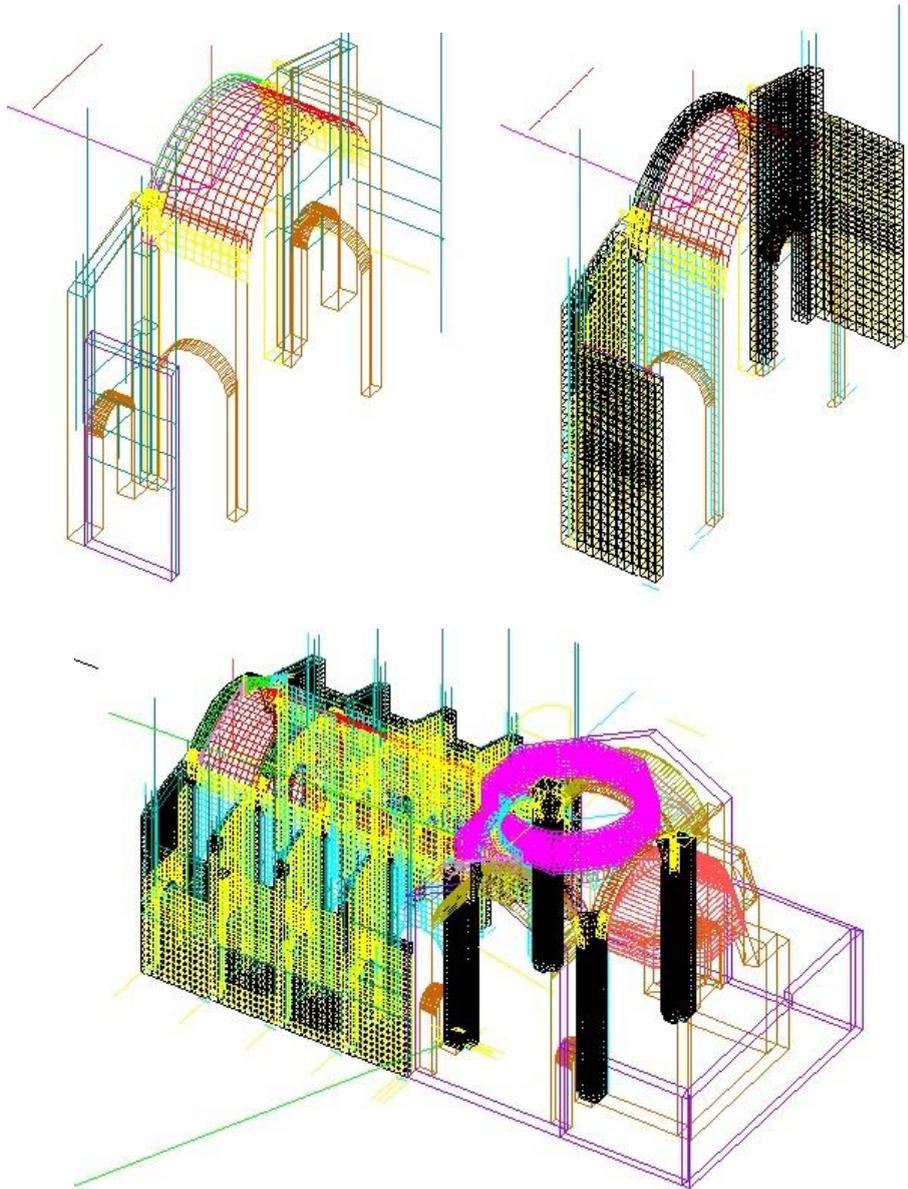


Ilustración 7 Proceso de modelado sobre plataforma CAD, herramienta Bóvedas 3D. Elaboración propia.

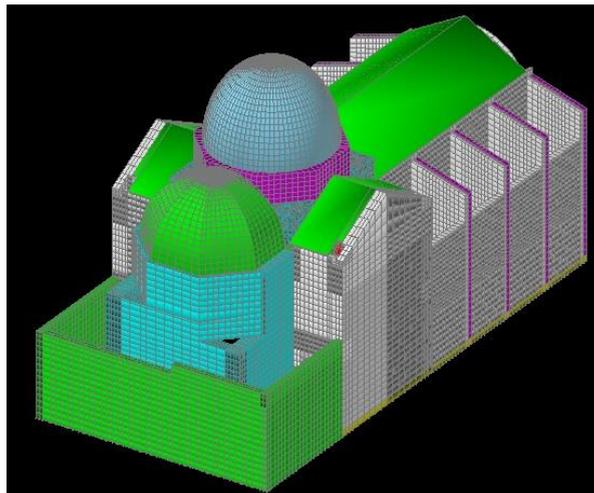
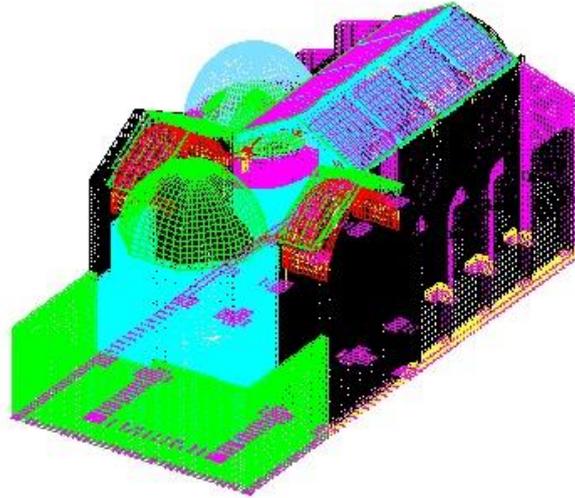


Ilustración 8 Modelo global de elementos finitos, plataforma CAD. herramienta ANGLE.  
Elaboración propia.

## ANEXO 2. FOTOS





Fotos. 1 Cúpula y exteriores de la Iglesia. Elaboración propia.



Fotos. 2 Altar, cúpula interior y nave central.