



Sangüesa / Zangoza
Iglesia de San Salvador /
San Salvatore eliza

Restauración de la envolvente
Fase 2. Nave y cuerpos adosados /
Inguratzaila leheneratzea
2. Fasea. Nabea eta gorputz atxikiak

Proyecto de ejecución /
Exekuzio proiektua
Junio de 2026 / 2026-ko Ekaina

Anejos / Eranskinak

Amaia Prat Aizpuru
Arquitecta / Arkitektoa
Laura Elvira Tejedor
Arquitecta colaboradora / Arkitekto
laguntzailea
Alicia Huarte Huarte
Arquitecta técnica / Arkitekto teknikoa

Institución Príncipe de Viana /
Vianako Printzea erakundea
Patrimonio Arquitectónico /
Ondare arkitektonikoa
Santo Domingo, 8 31001 Pamplona / Iruña

1. MEMORIA

1.1. AUTOR DE LA PRESENTE MEMORIA (CONSULTOR DE LA ESTRUCTURA)

D. Josep Agustí de Ciurana, arquitecto, con DNI 40.336.566-V, colegiado nº 37.632-9 del C.S.C.A.E., miembro de la Asociación de Consultores de Estructuras nº 137 y Máster en Estructuras Arquitectónicas por la U.P.C.

1.2. PROGRAMA DE NECESIDADES Y USOS. NORMATIVA DE APLICACIÓN

Se plantea la rehabilitación de las cubiertas de diversos cuerpos adosados a la nave principal, como continuación de la fase anterior en la que se rehabilitaron las cubiertas de la nave principal y el atrio de entrada. El acabado de las cubiertas se plantea con teja árabe, salvo el cuerpo de escaleras circular junto a la esquina noroeste del campanario, que se plantea con una cubierta de zinc.

Todas las cubiertas tienen la consideración de cubierta ligera. Por debajo de las cubiertas están las bóvedas de piedra o escaleras. La cubierta y el espacio bajo cubierta, son accesible exclusivamente para mantenimiento.

Es de aplicación el CTE (Código Técnico de la Edificación). Atendiendo a la singularidad propia del edificio, que cuenta con consideración de BIC, por su valor histórico-artístico

1.3. SOLUCIÓN ADOPTADA

1.3.1. CIMENTACIÓN No se interviene.

1.3.2. SISTEMA ESTRUCTURAL Se trata de un edificio de construcción tradicional, con muros de carga, bóvedas de piedra y con las cubiertas principales recientemente rehabilitadas con estructura de madera y cobertura de teja árabe. Los cuerpos laterales sobre los que se interviene, tienen diversas luces, de entre 1,85m y 4,70m, que se van a salvar con estructura de madera, empleando vigas y cabios. Puntualmente, se emplea un panel CLT de entre 60 y 90mm, en función de la disponibilidad, sobre el que se forman las aguas del casetón circular cubierto con chapa de zinc.

1.3.3. GEOMETRÍA DE LA ESTRUCTURA La geometría de todos los elementos que forman la estructura viene definida en la documentación gráfica.

1.4. MÉTODO DE CÁLCULO

Se dimensionan los elementos de madera de acuerdo a la norma CTE SE-M (Seguridad estructural: Madera), determinándose coeficientes de aprovechamiento sobre resistencia deformaciones y estabilidad, de acuerdo a los principios de la Mecánica Racional y la Resistencia de Materiales. Se realiza un cálculo lineal de primer orden, admitiéndose localmente plastificaciones de acuerdo a lo indicado en la norma, empleando las combinaciones de hipótesis básicas definidas en el art 4º del CTE DB-SE.

Para el cálculo de los elementos comprimidos se tiene en cuenta el pandeo por compresión, y para los flectados el pandeo lateral, conforme indicaciones de la norma.

DESCRIPCIÓN DEL PROGRAMA DE CALCULO EMPLEADO:

Se ha utilizado el programa Cype 3D versión 2026.c, nº licencia: 142222 distribuido por la empresa Cype Ingenieros, con razón social en la Avda. de Loring, 4, de Alicante.

1.5. PRESTACIONES DEL EDIFICIO: ASIENTOS ADMISIBLES Y LÍMITES DE DEFORMACIÓN

1.5.1 ASIENTO ADMISIBLE DE LA CIMENTACION: no se considera.

1.5.2 LÍMITES DE DEFORMACIÓN DE LA ESTRUCTURA: L/300 y H/300

1.6. ACCIONES EN LA EDIFICACIÓN (CTE DB SE-AE y NCSE-02)

LOCALIDAD: Sangüesa (Navarra). Altitud aprox. 404 m.s.n.m.

CARGAS CONSIDERADAS:

- Peso propio solivos y tablero de madera: 0,25 kN/m²
- Carga permanente Cobertura: 0,65 kN/m²
- Sobrecarga de mantenimiento y nieve (no concomitantes) 0,60 kN/m²
- Carga puntual de mantenimiento 1,00 kN

CARGA de VIENTO: $q_b = 0,52$ kN/m²; $C_e = 1,4$ (grado IV); altura coronación: 13,10m

- C_p/s sobre cubierta (presión / succión): conforme anejo D

CARGAS ACCIDENTALES: No se ha considerado.

NCSE-02: Sangüesa $a_b = 0,04$. (No es de aplicación, conforme artículo 1.2.3)

COEFICIENTES DE SEGURIDAD: ACCIONES (según CTE DB SE-AE)

Los coeficientes parciales de seguridad considerados son:

- para acciones permanentes: 1,35 si la acción es desfavorable y 1 si es favorable.
- para cargas variables: 1,5

2. TERRENO, CIMENTACIÓN-APOYOS Y TRABAJOS PREVIOS

Este proyecto parcial no interviene en cimentación. No se modifica el esquema estructural principal del conjunto del edificio, y la intervención propuesta en cubierta se plantea con el objeto de reducir el estado tensional derivado de las cargas actuales sobre muros y cimentación.

3. MADERA ESTRUCTURAL (SEGÚN DB SE-M)

Tabla resumen de las características principales de la madera estructural:

Madera laminada-encolada					
Clase de servicio y de Uso*					CS 2/ Uso 1
Clase resistente					GL-24h
Resist. a Flexión ($f_{m,k}$) N/mm ²					24
Res. a Compresión ($f_{c,0,k}$) N/mm ²					24
Res. a Tracción ($f_{t,0,k}$) N/mm ²					16,5
Resist. a Cortante ($f_{v,k}$) N/mm ²					2,7
$E_{0,medio}$ kN/mm ²					11,6
Densidad caract. (ρ_k) kg/m ³					380
COEFICIENTES PARCIALES DE SEGURIDAD PARA CLASES DE SERVICIO CS 2					
Duración de la carga	Permanente	Larga	Media	Corta	Instantánea
Factor K_{mod}	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
Factor K_{def}	Madera laminada y maciza		CS 1: 0,60	CS 2: 0,80	Factor k_{sys}
	TABLERO		CS 1: 1,50	CS 2: 2,25	
Coef. parcial de seguridad	persistentes o transitorias (Y_m)			extraordinarias (Y_m)	
	Laminada	Maciza	Uniones	todos	
	1,25	1,3	1,3	1,0	

Protección de la madera y las uniones: Conforme tabla 3.1 del DB SE-M, para elementos en clase de Uso 1 se prescribe un tratamiento superficial con producto insecticida-fungicida en todas las caras de las piezas.

Los clavos, pernos y tirafondos, serán de Fe/Zn 25c y de Fe/Zn 40c (o acero inox.). Para los herrajes, se propone el empleo de chapas de acero, galvanizadas Fe/Zn 25c.

Los tirafondos, pernos y pasadores a emplear tendrán un diámetro >4mm y serán de acero $f_u = 600$ N/mm². Las chapas de acero serán del tipo S275 JR.

Los detalles y dimensiones vienen definidos en los planos.

PANELES MADERA MACIZA CLT:

B.2. Capacidad portante y rigidez con respecto a acciones mecánicas perpendiculares al panel de madera maciza

Propiedad	Método de verificación	Prestación
Clase resistente de las tablas	EN 338	C24
Módulo de elasticidad		
- paralelo a la fibra de las tablas $E_{0,medio}$	ler Anexo C del ETE Apartado 2.2.1.1 del DEE 130005-00-0304	11.800 MPa
- perpendicular a la fibra de las tablas $E_{90,medio}$	EN 338	370 MPa
Módulo de cortante		
- paralelo a la fibra de las tablas exteriores G_{medio}	EN 338	690 MPa
- perpendicular a la fibra de las tablas exteriores (módulo de cortante de rodadura) $G_{R,medio}$	Apartado 2.2.1.3 del DEE 130005-00-0304	50 MPa
Resistencia a flexión		
- paralelo a la fibra de las tablas $f_{m,k}$	W_{ef} Anexo C del ETE Apartado 2.2.1.1 del DEE 130005-00-0304	24 MPa
Resistencia a tracción		
- perpendicular a la fibra de las tablas $f_{t,90,k}$	EN 338	0,4 MPa
Resistencia a compresión		
- perpendicular a la fibra de las tablas $f_{c,90,k}$	EN 338 (tablas de <i>Picea Abies</i>) Ensayos según EN 408 (tablas de <i>Pinus Radiata</i>)	2,50 MPa 3,15 MPa
Resistencia a cortante		
- paralelo a la fibra de las tablas exteriores $f_{v,k}$	EN 338	4,0 MPa
- perpendicular a la fibra de las tablas exteriores (módulo de cortante de rodadura) $f_{R,v,k}$	Abruta Anexo C del ETE Apartado 2.2.1.3 del DEE 130005-00-0304	0,65 MPa

B.3. Capacidad portante y rigidez con respecto a acciones mecánicas en el plano del panel de madera maciza

Propiedad	Método de verificación	Prestación
Clase resistente de las tablas	EN 338	C24
Módulo de elasticidad		
- Paralelo a la fibra de las tablas exteriores $E_{0,medio}$	A_{neta} Anexo C del ETE Apartado 2.2.1.1 del DEE 130005-00-0304	11.800 MPa
Resistencia a flexión		
- Paralela a la fibra de las tablas $f_{m,k}$	A_{neta} Anexo C del ETE Apartado 2.2.1.1 del DEE 130005-00-0304	24 MPa
Resistencia a tracción		
- Paralela a la fibra de las tablas $f_{t,0,k}$	EN 338	14 MPa
Resistencia a compresión		
- Paralela a la fibra de las tablas $f_{c,0,k}$	EN 338	21 MPa
Resistencia a cortante		
- Paralela a la fibra de las tablas $f_{v,0,k}$	A_{neta} Anexo C del ETE Apartado 2.2.1.3 del DEE 130005-00-0304	5,0 MPa

4. CARACTERÍSTICAS DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL (SEGÚN CÓDIGO ESTRUCTURAL)

En Proyecto, no está previsto emplear elementos de hormigón armado, pero en el caso de que en obra se estime oportuno ejecutar algún elemento puntual de apoyo o regularización con hormigón armado, se empleará hormigón del tipo HA-25/B/20/XC2 y barras de acero corrugado B 500 S (Nivel Control Normal).

5. RESISTENCIA AL FUEGO DE LA ESTRUCTURA (SEGÚN DB SI-6)

La justificación se limita a la resistencia al fuego de los elementos nuevos de la estructura de cubierta. Se trata de una cubierta que cumple con las consideraciones de una cubierta ligera, conforme artículo 3.2 del DB SI, por lo que se exige una R30 a los elementos principales de la estructura de cubierta (vigas y correas), y no se exige ninguna resistencia al fuego a los elementos secundarios de viguetas y entrevigado de cubierta.

La comprobación de la resistencia al fuego de los elementos principales se ha realizado aplicando el **método de la sección reducida** que propone el DB SI en su anejo E, para una combinación de acciones en situación extraordinaria.

Se han considerado cuatro caras expuestas. Para la comprobación de la capacidad resistente de la sección resultante, según apartado E.2.1 del DB SI, se adoptan los valores de $k_{mod,fi}=1,00$ y $\gamma_{M,fi}=1,00$.

NOTA: La comprobación en caso de incendio se ha realizado para E.L.U. sin considerar los E.L.S. para esta situación.

En Pamplona, a mayo de 2026



Jose Agustí de Ciurana, arquitecto



Universidad
de Navarra

Escuela de Arquitectura
Laboratorio de Edificación

Informe N°: 14997.14
Página 1 de 43

PETICIONARIO:

INSTITUCIÓN PRÍNCIPE DE VIANA

C/ NAVARRERIA 39, PLANTA BAJA 31001 - PAMPLONA

**ESTUDIO DE LA EVOLUCIÓN DE LA PATOLOGÍA
DETECTADA Y LAS CARACTERÍSTICAS
GEOLÓGICAS DEL TERRENO SOBRE EL QUE SE
APOYA LA IGLESIA DE SAN SALVADOR DE
SANGÜESA (NAVARRA)**



ÍNDICE

MEMORIA

0. ANTECEDENTES
1. INTRODUCCIÓN. DESCRIPCIÓN DE LOS TRABAJOS REALIZADOS
2. GEOLOGÍA Y GEOTECNIA DE LA ZONA
3. LA TENSIÓN ADMISIBLE DEL TERRENO
4. EL CONTEXTO HISTÓRICO
5. CONSIDERACIONES FINALES
6. RESUMEN Y CONCLUSIONES

ANEXOS

- I. PLANO DE SITUACIÓN DE ENSAYOS DPSH Y CALICATAS
- II. TESTIFICACIÓN DE CALICATAS
- III. CORTE ESTRATIGRÁFICO
- IV. GRÁFICOS DE PENETRACIÓN DINÁMICA (DPSH)
- IV. ENSAYOS DE LABORATORIO
- V. FOTOGRAFÍAS.

0. ANTECEDENTES

Con fecha 6 de Junio de 2014, D. Leopoldo Gil Cornet, en representación de la Institución Príncipe de Viana del Gobierno de Navarra, encarga al Laboratorio de Arquitectura de la Universidad de Navarra la realización de un estudio del subsuelo en su aspecto geológico y geotécnico, en los terrenos donde se yergue la iglesia de El Salvador o San Salvador, en la localidad de Sangüesa (Navarra); el estudio se ha realizado a partir de la ejecución de cuatro ensayos de penetración dinámica, cuatro calicatas y ensayos de campo y laboratorio. El objetivo es evaluar el papel del terreno y su dinámica histórica en la generación de ciertas deformaciones observadas en el monumento.

Actualmente, la restauración de la iglesia a causa del mal estado de la cubierta y la inclinación de sus muros hacia el exterior, requiere de un conocimiento del terreno que además de desvelar su naturaleza nos cuantifique no sólo la capacidad portante del mismo y las características tensodeformacionales, sino todas aquellas características de carácter evolutivo y su proyección futura, entre ellas el evaluar el alcance que el propio terreno haya podido jugar en la generación de dichas deformaciones en el pasado y el que pueda jugar a partir de la restauración.

Figura 1: Fachada sur de la iglesia



Figura 2: Fachada oeste de la iglesia





1. INTRODUCCIÓN. DESCRIPCIÓN DE LOS TRABAJOS REALIZADOS

El presente estudio se ha realizado en tres etapas sucesivas con objeto de tomar todos los datos posibles a partir de ellas.

En primer lugar, se desplazaron técnicos del Laboratorio a reconocer la zona de la iglesia de El Salvador donde se planificaría una campaña de reconocimiento geotécnico acorde con la realidad geológica del lugar: cuatro ensayos de penetración dinámica DPSH y toma de muestras del terreno de cuatro calicatas al pie del muro meridional para realizar ensayos de laboratorio y observar la cimentación y su terreno de apoyo.

Estos trabajos sirvieron para complementar en varios puntos el conocimiento del terreno, que es similar en toda el área urbana de Sangüesa.

En segundo lugar y complementando a lo anterior se realizó una recopilación de datos de otros estudios geotécnicos de zonas cercanas con características geológicas similares, así como bibliografía especializada al respecto. En especial los trabajos de la historia sobre los cultos sangüesinos del historiador y párroco de la ciudad de Sangüesa durante décadas, D. Juan Cruz Labeaga.

En tercer y último lugar, se tomaron muestras de suelo y roca representativas que serían estudiadas en el laboratorio bajo la supervisión de técnicos especializados. El objetivo fundamental perseguido es el de conocer las características mecánicas y en general físico-químicas y evolutivas, especialmente en los últimos siglos, de los terrenos que yacen bajo la iglesia de El Salvador y su relación con las patologías observadas.



Con ello se pretende:

- 1) Dividir el subsuelo estudiado, en grupos de conducta análoga.
- 2) Proporcionar una buena base de entendimiento de las características del subsuelo de la zona, su evolución histórica y sus posibles respuestas a los cambios inducidos por el clima y las obras futuras.
- 3) Facilitar la planificación y el diseño de estructuras en suelo y roca, proporcionando datos cuantitativos y cualitativos necesarios para la solución real de los problemas de ingeniería.
- 4) Proporcionar una base común para la comunicación efectiva entre todas las personas que trabajen en un determinado aspecto geotécnico de las unidades constructivas que se establezcan.

Al pie de la fachada meridional se realizaron cuatro ensayos de penetración dinámica y cuatro calicatas. En las calicatas se tomaron muestras de diferentes terrenos para proceder a su ensayo.

Tabla n°1 Prospecciones realizadas

PROSPECCIÓN	PROFUNDIDAD (m)
P-1	6,30
P-2	2,55
P-2 bis	2,20
P-3	3,70
C-1	3,10
C-2	2,40
C-3	1,60
C-4	3,80

2. GEOLOGÍA Y GEOTÉCNIA DE LA ZONA

2.1 CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS DE LOS MATERIALES.

La situación geológica de la zona corresponde a la de los terrenos de edad oligocena afectada ligeramente de erosión y sobre la que se han depositado una serie de materiales de origen fluvial inicialmente (terrazas fluviales o de inundación). Sobre los mencionados estratos de gravas pleistocenas y limos se han depositado varios niveles de origen antrópico. En esquema, en vertical, los terrenos atravesados y los materiales que las componen son:

Nivel A: Rellenos naturales y antrópicos. El primer tramo corresponde a rellenos artificiales provenientes de las obras realizadas en diversas épocas y a un substrato mucho más arenoso y limoso que el correspondiente a las gravas comentadas. Geológicamente se trata de rellenos naturales y de origen antrópico relacionados con la agricultura, uso como cementerio (tumbas), también con las excavaciones previas a la cimentación de la iglesia y con obras posteriores, se trata de terrenos eminentemente arenosos y con restos de gravas. La potencia de estos rellenos oscila entre aproximadamente 1 y 4 m. Es en este nivel donde han aparecido enterramientos de varias épocas que han sido interceptados en las calicatas ejecutadas.

Nivel B: A partir de esas cotas se intercepta un nivel de **arcillas marrones con cantos rodados**; es el conocido "cascajo" de Sangüesa, que aparecen como terrenos muy compactos y densos, tanto que hemos detectado falsos rechazos al ensayo de penetración dinámica súper pesada; afloran en las prospecciones entre los 1 a 4 m. La cota de cimentación se llevó a este substrato como se ha podido comprobar en las prospecciones realizadas.

Nivel C: Roca formada por lutitas rojas y areniscas, intercaladas con calizas margosas (areniscas y lutitas de Javier). Por los ensayos DPSH, estimamos que se encuentra a una profundidad entre 6 y 8 m, aunque para mayor seguridad sobre su aparición habría que contar con testificaciones por sondeo en gravas, una técnica de sondeo revestido que incrementaría entre 15.000 y 20.000 € el presupuesto. Pero por la naturaleza de nuestro estudio de diagnóstico, la contraparte científica no se vería compensada ya que no es necesario el buscar una cimentación sobre roca, la grava es lo suficientemente competente para acoger las cargas que estamos tratando.



2.2 OTROS ASPECTOS DE INTERÉS

2.2.1 EXCAVABILIDAD:

Tanto los rellenos iniciales como las gravas se consideran a efectos de excavabilidad como terrenos "**MEDIOS**", para cuya excavación podrán utilizarse **medios mecánicos sin dificultad**.

2.2.2 ESTABILIDAD DE LAS EXCAVACIONES:

Las excavaciones serán estables a corto plazo y en condiciones normales de humedad. Tanto los rellenos como las gravas se vuelven inestables debido a la pérdida de cohesión por la acción del **agua; podrían darse desprendimientos importantes en casos de encharcamientos de la excavación.**

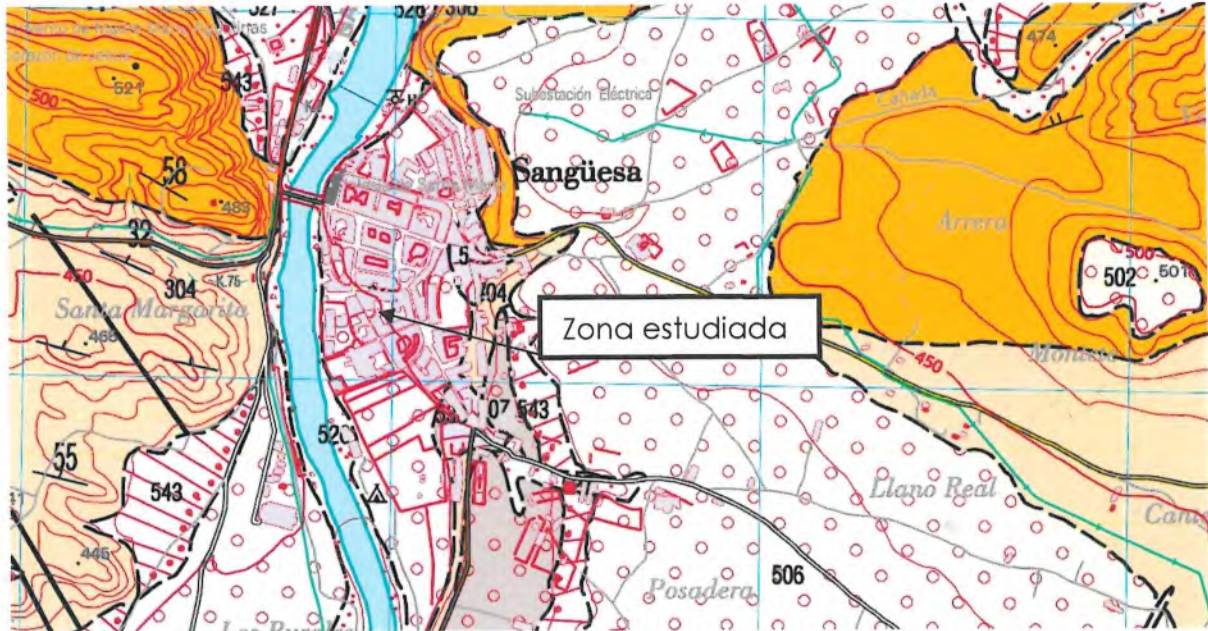
2.2.3 EMPUJES SOBRE CONTENCIÓNES:

Se estiman de **MEDIOS-BAJOS**; en caso de masivas presencias de agua, éstos podrían ser **ALTOS**.

2.2.4 AGRESIVIDAD DEL TERRENO:

No hay presencia de iones sulfato en todo el muestreo realizado a diferentes profundidades. Para la confección del hormigón de las cimentaciones **no será necesaria la utilización de cementos especiales** ya que no se ha detectado la presencia de dichos iones sulfato.

Figura 3: Extracto del mapa geológico de Sangüesa, E.1:25.000, GDN.



En color blanco con círculos rojos puede verse la zona estudiada: se trata de terrenos formados por el conocido “cascajo” de Sangüesa. Son las terrazas fluviales del río Aragón, formados por gravas heterométricas con una matriz de arcillas, engloban gravas, cantos y hasta bloques que descansan sobre la roca formada por una alteración irregular de lutitas rojas y ocre y areniscas con intercalaciones de calizas margosas de edad oligocena.

3. LA TENSIÓN ADMISIBLE DEL TERRENO

Dada la acusada heterogeneidad en la composición del estrato inicial de rellenos, es muy difícil establecer parámetros de comportamiento, no obstante si se requiriese de la ejecución de algún elemento constructivo adicional se desaconseja totalmente la cimentación en este "nivel A" dada su reciente (geológicamente hablando) formación, ya que todavía no se ha consolidado, pudiendo dar origen a asientos diferenciales importantes. Para cualquier actuación que se realice se recomienda la cimentación directa sobre el nivel B de gravas, atravesando y saneando el nivel anterior A mencionado, nivel que aparece aproximadamente entre 1 y 4 m desde las cotas de inicio de la excavación.

En este apartado vamos a presentar, con ayuda de tres líneas de investigación, el poco protagonismo que ha jugado el terreno en cuanto al desenlace de las patologías que muestra el monumento, también el acierto del tipo de cimentación y de la elección del terreno de apoyo.

Disponemos de hipótesis contrastadas y razonables dentro de la geotecnia, que pueden utilizarse para estimar los módulos de deformación del terreno a partir de ensayos de penetración dinámica; estimaremos así los asientos a partir de los datos del golpeo a la penetración **N** (número de golpes)¹ y de las características del edificio y el reparto de cargas; así, escogeremos tres métodos representativos que nos muestren la variabilidad de cálculos posibles de entre los muchos existentes; se ha tomado una **N** media de diferentes capas y extrapolado a toda la superficie estudiada, quedando una capa de media entre 1 y 4 m que se excavó para labores de cimentación, obra, etc., y otra de por lo menos 2 m de gravas heterométricas mezcladas con otros materiales que serían las afectadas por las cargas impuestas en la construcción del monumento.

Para el cálculo de asientos de las cargas se han tomado las hipótesis de Webb, Schmertmann y Steinbrenner:

¹ Como se ha comentado, la elección de la presente línea de análisis viene dada por la única posibilidad de estudio en estos terrenos con penetrometros dinámicos pesados, los dinámicos ligeros y estáticos serían rechazados por unas granulometrías tan gruesas, pensar en la ejecución de ensayos de carga con placa a profundidades de 1 a 4 m con dispositivos cuyos diámetros cumplan la relación 1/10 para "mayor tamaño /diámetro de placa" es inviable, en este apartado se presentan tres hipótesis que se deben a tres autores diferentes, éstos, llegan a conclusiones similares por caminos diferentes, el hecho de escogerlos a ellos es porque *Steinbrenner* representa uno de los extremos más pesimistas y *Webb* un modelo más optimista y realista, siendo *Schmertmann* el representante medio del espectro y quizá el más conocido, en este caso coincide con las hipótesis de *Webb* de manera ceñida. Hemos dejado a otros autores en el tintero: clasificaciones e hipótesis como las aquí expuestas hay muchas, la mayoría se acercan más a las predicciones y los estudios de este último autor, sería el más representativo, aunque un objetivo perseguido es también mostrar, una vez más, que en geotecnia no hay una última palabra, sino un contraste continuo de hipótesis y matices que se pueden pasar por alto o marcar contundentemente una decisión constructiva.



Hipótesis de Webb:

El asiento viene dado por:

$$S = \sum_{i=1...n} (\sigma_{zi}/E) \Delta H_i$$

Donde σ_{zi} es la presión vertical producida en el centro de la capa i por la presión q aplicada en superficie y H_i el espesor de cada capa involucrada.

$\sigma_{zi} = I_z q$, siendo I_z un factor dependiente de la profundidad y de la forma de la cimentación.

Hipótesis de Schmertmann:

En el método de Schmertmann se supone que los asientos quedan limitados a una profundidad $z_{lim} = 2B$, siendo B el ancho de la cimentación cuadrada de lado B o a $4B$ en el caso de zapatas corridas.

Se han calculado a partir de las siguientes premisas:

$$S = C1 q \sum_{i=1...n} (I_{zi}/E_i) \Delta z_i$$

Siendo $C1$ un factor que depende de la profundidad de empotramiento de la zapata de valor: $1 - 0,5 q_0/q$.

Hipótesis de Steinbrenner:

Este autor considera no solamente la geometría de la cimentación sino también la relación z/b y a/b siendo z la profundidad de la capa afectada y a y b largo y ancho de la cimentación:

$$S = b q (\xi_1/E_1) + ((\xi_2 - \xi_1)/E_2) + ((\xi_3 - \xi_2)/E_3) \dots$$

Donde ξ_i son los coeficientes que dependen de a , b y z , y del coeficiente de Poisson ν . Cada E_i , ν_i y z_i depende de la capa determinada que se vea afectada. Consideramos un cimiento entre 1 y 2 m de ancho.

En los tres casos se consideran las siguientes observaciones:

1. En el terreno estudiado conviven *dos estratos geotécnicos diferentes*, cualquier cálculo o posibilidad de actuación geotécnica deberá tener en cuenta este hecho. Aunque ya se ha comentado la génesis de los terrenos involucrados ya definidos en el presente informe, éstos presentan una *variabilidad geotécnica diferente*, relacionada con la actividad en el cuaternario reciente, pueden aparecer cuerpos cementados entre los bolos y gravas.
2. Dado que el ensayo de referencia es el de penetración dinámica, se han tomado las N de las diferentes capas y ensayos individuales, quedando entre 1 y 4 m la de arcillas, arenas y limos, posteriormente aparecen las gravas que soportan el peso del monumento, se le asigna una media al golpeo de $N = 32$ aunque los rechazos se han producido entre 2,2 y 6,3 m, de esta manera somos muy conservadores.
3. El módulo de deformación E en las gravas y arenas se toma como $E = 3,5 q_c$ (kp/cm²), tomando la relación q_c/N de la **figura 5**, siendo N el golpeo medio en una capa determinada para penetrar 20 cm, correlacionando los ensayos del tipo DPSH con el SPT.
4. El coeficiente de influencia para asientos de zapata rígida I_z se toma a partir de la tabla de la **figura 4** en función de su tipo (zapata corrida) y de la profundidad que afecte el bulbo de presiones que ejerce, en este caso no más de dos veces el ancho de la cimentación, 2 m.

Figura 4

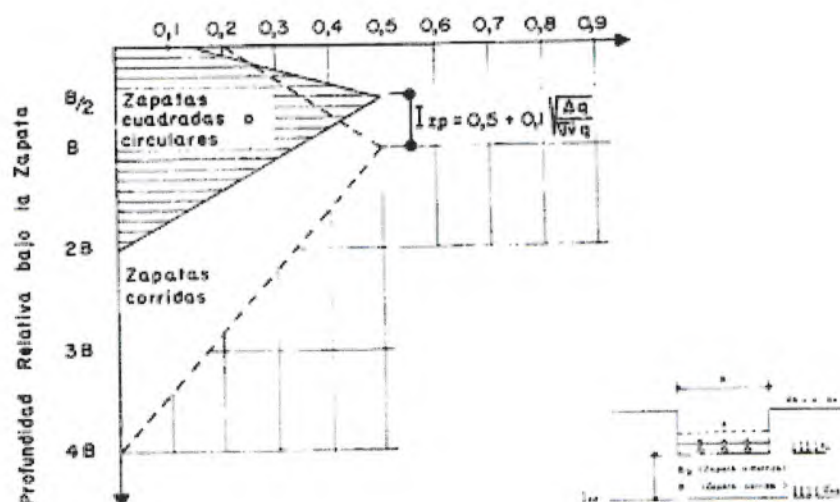


Figura 5

Varias de las correlaciones más conocidas CPT-SPT: en la parte superior una de las más modernas conocidas: la de Burland y Burbridge, presentadas en los años 80 del siglo XX; en la inferior puede verse un resumen de varios autores al respecto, entre ellas, la de Meyerhof, que fue pionera en los años 50 y en la que se basan las recomendaciones de varios organismos oficiales, así como algunas normas tecnológicas (aparece con el nº2 y línea azul). Realizaremos la conversión NSPT-NDPSH de 1:1.

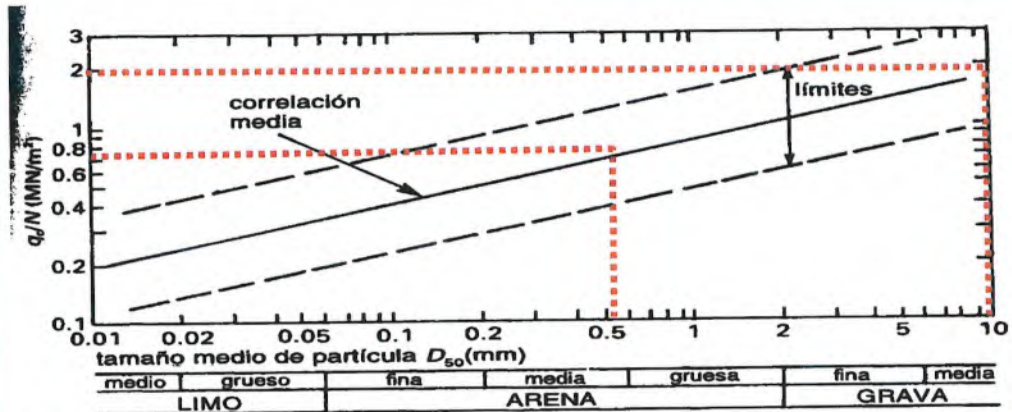
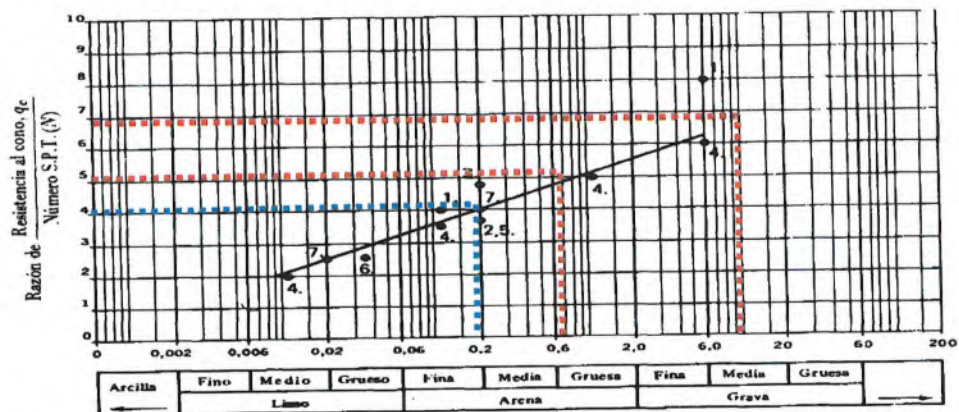


Figura 11.16 Relación entre CPT y SPT (Según Burland y Burbridge, 1985)



1. Meigh y Nixon. 2. Meyerhof. 3. Rodin. 4. Schmertmann. 5. Schultze y Knusenberger.
6. Sutherland. 7. Thornburn y MacVicar.

Fig. 5.42. -Correlación entre las resistencias a la penetración estática y la dinámica, en función del tamaño de las partículas, según Thornburn, 1971 (Tamaño medio en mm).



5. El coeficiente de Poisson se toma de forma general para estos materiales $\nu = 0,3$.
6. Se toma una cota de apoyo general entre 1 y 4 m de profundidad, el terreno es incompresible a partir de unos 6 m (aunque ya muestra desde el inicio que no es compresible ante magnitudes de cargas como las que habitualmente se barajan en geotecnia por ejemplo $< 20\text{kp/cm}^2$), por lo que no sería necesario llegar hasta la roca.

En la siguiente tabla nº2 se resumen los resultados aproximados a los que se llega siguiendo nuestras pésimas hipótesis de trabajo apoyadas en los ensayos de penetración, todo ello en el marco de la filosofía de cada uno de los autores que han suministrado sus métodos de cálculo.

Tabla nº2 asientos del terreno

Teoría de cálculo de asientos	Ensayo DPSH 1	Ensayo DPSH 2	Ensayo DPSH 3
Webb	1,7	1,6	1,5
Schmertmann	1,7	1,6	1,5
Steinbrenner	4,4	4,1	3,8

Los asientos calculados vienen dados en mm.



4. EL CONTEXTO HISTÓRICO

Estos asientos de tan poca relevancia (1,5 – 4,4 mm) no explican las deformaciones que estamos tratando en el monumento, éstas han sido originadas por diversas causas, tanto naturales como provocadas por el hombre. Así pues, tras haber estudiado la historia y los antecedentes de la iglesia de San Salvador identificamos tres posibles causantes de estos cambios morfológicos en el edificio:

1. Conocemos que ha habido **construcciones anexas**, en especial en la fachada norte de la iglesia que a mediados del siglo XX fueron derribadas. En su día éstas podrían haber servido de contrafuerte y como sabemos, en las edificaciones antiguas todos los elementos funcionan conjuntamente en la transmisión de las cargas.

Por lo tanto, esta nueva falta de apoyo, uniéndose al debilitamiento de los sillares por dejar de estar trabados con aquellos al ser derribados, ha podido llevar en parte al debilitamiento de la estructura. Estas circunstancias deben tenerse en cuenta cuando en el punto 3 hablemos de la moderada sismicidad histórica que ha afectado a Sangüesa en los siglos pasados, pues la existencia de edificios adosados confinaban parte del monumento ante los impactos, las partes altas estuvieron libres sin confinar.

2. **El tráfico pesado y las obras de urbanización y edificaciones contiguas** durante estas últimas décadas ha supuesto una energía transmitida al edificio en forma de vibraciones sustancialmente mayor si se compara con la época anterior a la aparición de los automóviles.

Si la iglesia fue construida entre los siglos XIII y XIV, significa que durante unos 750 años la única energía antropogénica que recibió fue la procedente de carros, bueyes, caballerías, etc.

Sin embargo, en los últimos 60 años, lo que supone un 8% de la vida del monumento, ha recibido el impacto generado por rodillos vibrantes, camiones, retroexcavadoras y demás maquinaria para construcción, obra pública, urbanización, pavimentación, obra civil..., que equivaldría a más de un 90% de la energía total recibida en tan sólo ese 8% de tiempo. En especial serían relevantes las obras de pavimentación realizadas a partir de mediados del siglo XX.

Todas estas acciones producen vibraciones que habrían inducido una parte (contemporánea) de ese asentamiento mínimo en las gravas sobre las que se apoya la iglesia. Estaría por aclarar en qué medida lo ha podido hacer sobre la estructura.

3. Otro punto a tener en cuenta para el desarrollo y evolución estructural de la iglesia son los **movimientos sísmicos** que han acontecido a lo largo de la historia. Entre todos ellos, destacamos especialmente 3 momentos:

- Los terremotos de principios de agosto de 1612, que afectaron a un área comprendida entre Pamplona y Sangüesa, estudiado por Juan Cruz Labeaga Mendiola, muchos años párroco de la ciudad. El 4 de agosto de ese año y siguientes ocurrieron en la localidad grandes terremotos, ruidos y movimientos de tierra que hicieron temblar los edificios. En este período sísmico se debió creer que el evento se originó en el paraje denominado hoy “*Los Terremotos*”, a 1 km al sur de San Salvador, un cortado que indica estas cicatrices debido al desprendimiento de la ladera que a la sazón coronaba esa circunscripción unida a cuatro siglos de actuación fluvial, muy cerca de allí la falla inversa que pudo desencadenarlos hoy es bien conocida y cartografiada.

Pero entonces el origen se atribuyó a una suerte de castigos divinos por los pecados cometidos. San Sebastián en San Salvador fue venerado como protector contra los terremotos (figuras 6, 7 y 8).

PATRONAZGO Y CULTO

Fue Sangüesa en los siglos pasados una población muy bien protegida gracias a la intercesión de los santos, pues nada menos que seis patronos titulares protegían los campos del pedrisco y de la seca y a sus habitantes de la peste, el cólera, la rabia y los terremotos. Como las tres parroquias, con sus correspondientes cabildos, eran muy celosas de sus derechos y querían ser tratadas igualitariamente, decidieron los corporativos municipales nombrar como patronos oficiales de la localidad a San Nicasio y Nuestra Señora de Rocamador en Santa María, a San Jorge y Santa Ana en Santiago y a San Roque y San Sebastián en San Salvador. Estos nombramientos debieron de hacerse o a finales del siglo XV o a comienzos del siglo XVI. Cada una de estas festividades era “día de voto”, estaba prohibido trabajar, y el Ayuntamiento corría con todos los gastos del culto y del predicador.

Figura 6: Extracto del trabajo de Juan Cruz Labeaga “San Sebastián, patrón de Sangüesa. Culto arte y tradición”.

El 4 de agosto y siguientes ocurrieron en la localidad grandes terremotos, ruidos y movimientos de tierra que hicieron temblar los edificios. La gente quedó afligida y temerosa, creyendo que era un presagio de otra catástrofe mayor, castigo de los pecados públicos y escandalosos. El bando municipal propuso a los vecinos, como el mejor de los remedios, acudir a Dios Nuestro Señor, con gran devoción, para que usando de su misericordia divina, librara al pueblo de su aflicción. Determinaron los corporativos las procesiones y actos religiosos que debían celebrarse en cada iglesia y algunas medidas como la prohibición de tocar instrumentos musicales, jugar a todo tipo de juegos y hacer sacrificios, oraciones y ayunos. Este pregón municipal manifiesta claramente la mentalidad de la época y en particular la de su redactor, un secretario de Ayuntamiento metido a predicador y moralista.

"El alcalde y regidores hacemos saber que en esta villa y sus términos ha habido muy grandes terremotos, ruidos y movimientos de la tierra con demostración y amenazas de muy grande ruina, y particularmente hoy día sábado, fiesta de Santo Domingo. Por la mañana ha habido mayor terremoto que nunca, en que se han movido todos los edificios y fábricas, que, por ser tan grande y general, ha quedado toda la república muy afligida y desconsolada. Y porque el remedio de cosas de esta condición no lo hay tan cierto y verdadero como acudir a Dios Nuestro Señor, con grande devoción, a suplicarle sea servido de socorrer, con su auxilio y amparo, usando de su divina misericordia, y porque esto sea con la devoción que es justo, se harán por la tarde procesiones cada uno por su parroquia, y mañana domingo una procesión general saldrá de la parroquia de Santa María, a donde habrá oficio solemne.

Figura 7: Extracto del trabajo de Juan Cruz Labeaga "El Ayuntamiento de Sangüesa (Navarra) y algunos cultos religiosos"

A todos es notorio los terremotos que ha habido y hay todos los días y hoy miércoles particularmente, que continúan tan de ordinario, que parecen que no han seido y son apercebimientos de alguna grande y peligrosa ruina que ha de haber por castigo de nuestros pecados, cometidos contra la divina majestad de Dios Nuestro Señor. Y porque parece que para remedio deste tan grande y general daño ninguno habrá más a propósito como es procurar evitar los pecados, mayormente los públicos y escandalosos, con que Dios Nuestro Señor más se ofende y la república más se escandaliza, que así a todos se les manda lo hagan evitando evitándolos.

Y a todos se les manda que de día ni de noche no tañan guitarra, ni anden con otro ningún instrumento que cause alboroto ni regocijo, ni de noche ni de día. En los campos no anden boceando ni echando pullas, ni diciendo gracias, ni en público ni en secreto nayde juego a nengún género de juego, porque es justo que en tiempo de tanto peligro todo cese.

Y porque a causa de los grandes temblores y terremotos toda la gente está afligida, y para su consuelo y remedio de tan gran daño, los Muy Ilustres Señores Prior y Cabildo de esta villa, como tan celosos del bien y aprovechamiento de toda esta villa, con muy particular cuidado en sus sacrificios y oraciones, encomiendan a todos a Dios Nuestro Señor, suplicando a su Divina Majestad sea servido de librar a este pueblo de tan grande afligimiento, con cuyo amor, como de padres espirituales, no cansándose de amparar a su pueblo, todos los días de aquí al sábado, al tiempo de la misa conventual, se sacará el Santísimo Sacramento, y harán sus preces y rogativas cada uno en su parroquia, se tañerán las campanas. Y asimismo el viernes primero se harán procesiones cada parroquia a su monasterio a las cinco de la tarde. Y el domingo primero procesión general con oficio solemne en la iglesia de San Salvador, a donde habrá sermón.

A todos se les ruega y exorta que los que pudieren el viernes y sábado ayunen, y si se confesaren y comulgaren, será más a propósito. Y todos, con la mayor devoción que pudieren en sus oraciones, supliquen a Dios Nuestro Señor que con su divino auxilio y socorro ampare y socorra a esta república en el presente peligro en que se ve. Y para que esto venga a noticia de todos, se manda publicar por las calles y cantones de esta villa a son de trompeta y voz de pregón. Dada en Sangüesa, a 8 de agosto de 1612"³⁸.

Figura 8: Extracto del trabajo de Juan Cruz Labeaga "El Ayuntamiento de Sangüesa (Navarra) y algunos cultos religiosos".

- El del 15 de noviembre de 1755, al que se le adjudica intensidad V-VI. Esto sucedía dos semanas después del terremoto más destructor jamás vivido en Europa: el terremoto de Lisboa, que supuso entonces cerca de 100.000 víctimas. Estos movimientos fueron los primeros registros oficiales en Navarra. Una nueva época siglo y medio después que en un principio lo atribuyó (entre otros) a fenómenos eléctricos y fuegos internos; el castigo divino persiste.
- El período de tiempo transcurrido entre el 10 de julio de 1923 (el terremoto de Martes) y mediados de 1925, ya en plena época científica, conocido como el período sísmico de 1923 a 1925 en la Canal de Berdún. Éste último evento afectó especialmente a Sangüesa dentro de las isosistas VI-VII, como se refleja en el estudio del geógrafo Alfonso Rey Pastor.



Figura 9: Mapa de líneas isosistas del terremoto del 10 de julio de 1923, realizado por Alfonso Rey Pastor en 1931. En rojo el epicentro y la situación de Sangüesa entre las líneas VI y VII. El terremoto alcanzó una intensidad destructiva de VIII y una magnitud M_w 5,8. Fue sentido en todo el cuadrante nordeste de Iberia y sur de Francia. Colapsaron varios edificios en la zona, entre ellos el campanario de la Iglesia de Tiermas, el Ayuntamiento de Berdún, etc.

Las deformaciones que estamos tratando en este informe es muy probable que sean ocasionadas en su mayor medida por el deterioro debido a las épocas de abandono, guerra, usos inadecuados, cambios morfológicos, desatención, dejadez, también unidos a estos fenómenos sísmicos, con enormes cantidades repentinas de energía impactando en la estructura del edificio, unas veces con edificios anexos y otras puede que no. En efecto, ello parece más plausible que achacarlo exclusivamente a las vibraciones producidas por el hombre o los asientos por cargas medias-altas impuestas al terreno. Además de los tres eventos comentados que afectaron a la ciudad en 1612, 1755 y 1923-1925, y de los cuales hay constancia histórica, e incluso análisis concretos como en el caso del terremoto de Martes de 1923 y sus réplicas hasta 1925, se reportan en otros documentos este tipo de fenómenos en la zona que aún permanecen sin estudiar, tales como los de 1700 (VII-VIII), 1870 (V-VI), 1902 (V), 1918 (V-VI), 1920 (V) y 1956 (V). Este conocimiento geohistórico, aún muy poco desarrollado en España, ha llevado a publicar en el presente año un nuevo mapa de peligrosidad sísmica para política territorial en la comunidad de Aragón (figura 10).

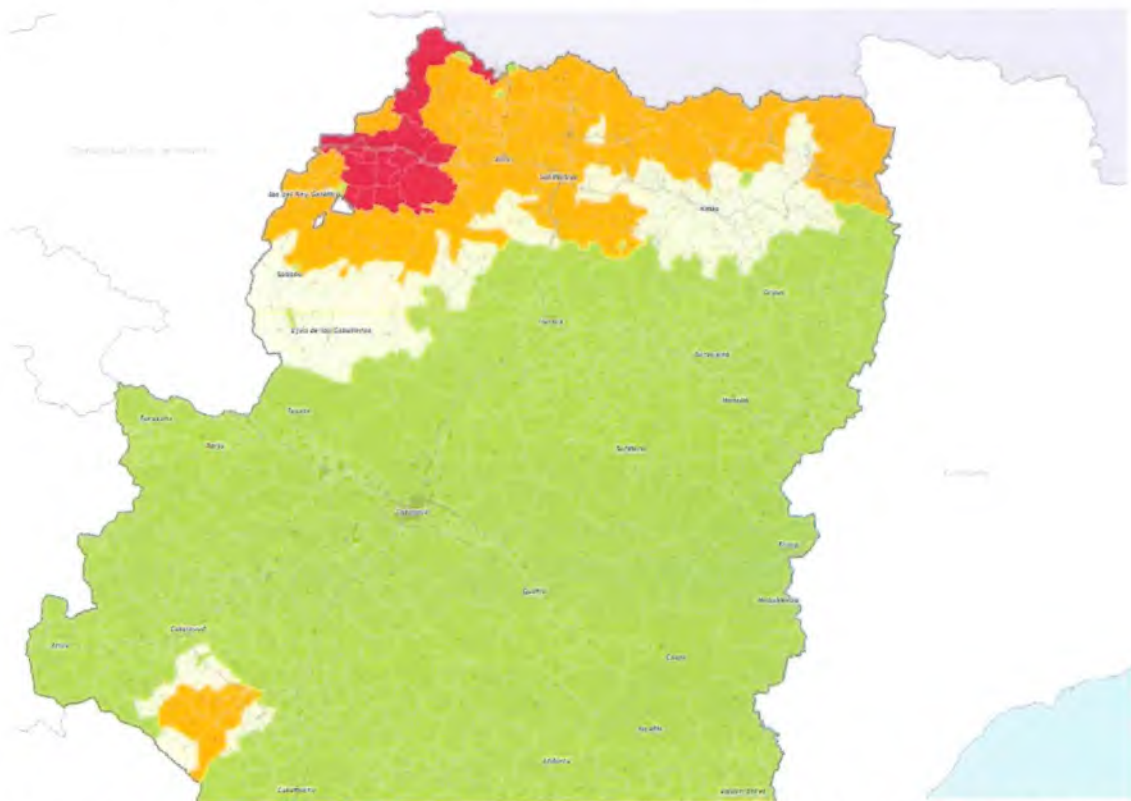


Figura 10: Extracto del nuevo mapa de peligrosidad sísmica de Aragón publicado en el presente año 2014, en rojo la zona de "PELIGROSIDAD SÍSMICA ALTA" > VIII (Gobierno de Aragón, Departamento de Política territorial e Interior, marzo de 2014) abarca la Canal de Berdún, la zona prepirenaica y se extendería hasta Yesa, Liédena, Sangüesa, Lumbier, Izagaondoa, etc.

5. CONSIDERACIONES FINALES

No obstante todo lo anterior, el conocimiento de los espacios arquitectónicos así como los materiales y sistemas constructivos por intervenir, deberán disponer de una metodología con base en la información procedente de fuentes primarias de archivo, de fuentes bibliográficas, sobre todo las referentes a la historia propia del monumento pero también del entorno, y por supuesto como en este caso, de la investigación geológica, considerando al propio monumento como documento histórico a interpretar; es de suma importancia realizar una reconstrucción histórica de San Salvador y su entorno que podrá consignarse en planos y a la vez cotejarse y compararse con el levantamiento del estado actual.

Si se efectuase otro plano sobre la evolución histórica del edificio, en que se consignen las diferentes etapas constructivas de su edificación con las transformaciones sufridas a lo largo de su existencia, pudiendo ser solapado con los hechos aquí desvelados, obtendríamos más luz sobre la generación de las deformaciones observadas, aspectos que, por una parte, contribuirán a la aportación de datos para la historia y la tecnología, y a la vez servirá como fundamento para la propuesta de la intervención de restauración, en este caso y en otros, así como para los criterios tomados en la elección de los materiales y las técnicas de restauración. Una propuesta que podría innovar en el futuro un conocimiento más preciso de la biografía estructural de otros monumentos a restaurar.

Figura 11: La perspectiva oeste de San Salvador muestra además de las deformaciones claramente estructurales con desplomes, grietas y sillares sueltos, la existencia de posibles antiguas "contenciones" que hicieron que el monumento se comportase en momentos puntuales de manera heterogénea, bien por impactos sísmicos, bien por actuaciones parciales o por cambios en el entorno. La asimetría de esfuerzos es clave para entender las deformaciones.



Con la experiencia de los años de intervención se han podido evaluar y apreciar las ventajas y desventajas de algunos de los materiales y procedimientos “contemporáneos” que algunas veces han funcionado, pero otras no.

Muy al contrario de las expectativas lógicas cuando se acometen las restauraciones, a veces han supuesto el introducir alteraciones en el patrimonio (deterioros que se desarrollan no de manera inmediata, sino con el paso del tiempo), sobre todo por haberse utilizado sin contemplar la compatibilidad entre dichos materiales y procedimientos y la constitución de los materiales preexistentes, la evolución de los eventos naturales, climáticos, telúricos o antropogénicos, sistemas constructivos del edificio histórico, etc., son problemas físicos heredados pero también químicos.



Figura 12: La deformación de la fachada oeste vista desde el interior del templo. La asimetría de esfuerzos es clave para entender las deformaciones.

Por ejemplo: la inyección de grietas con morteros en muros de ladrillo o adobe; el mortero fraguado al ser un material que alcanza mayor dureza, se ha comportado como un ariete en nuevos movimientos sísmicos provocando la aparición de más grietas o incluso el colapso de algunos elementos constructivos históricos, con las cúpulas y bóvedas reforzadas con hormigón armado ha pasado igual.

Por otra parte, se han tenido buenos resultados en el empleo de tensores de acero para la reestructuración de cúpulas y bóvedas, así como el uso de zunchos de acero o este mismo tipo de intervención en torres y cúpulas.

Es probable que en el transcurso de la restauración surja la necesidad de conocer cada tipo de alteración en particular, su composición química, la explicación de los procesos que han llevado a un deterioro determinado, la composición química de los materiales utilizados en épocas posteriores, y por tanto el comportamiento de distintos productos que se pretenden emplear en su conservación, ya sea para limpieza, para eliminación de sales, microorganismos..., la compatibilidad de los materiales que se piensan usar en la restauración con los materiales originales puede ser trascendental para el éxito del proyecto, también el conocer lo más exactamente posible el grado de penetración de consolidantes, su tiempo de vida y su toxicidad.



Figura 13: En la iglesia de El Salvador se pueden ver en el interior varias actuaciones con diferentes materiales de otras tantas épocas. Así, se aconsejan otros tipos de investigación más específicos como los referentes a cada problema estructural determinado, o a cada material constructivo en particular.

5. RESUMEN Y CONCLUSIONES.

- El presente estudio está realizado en Sangüesa, en los terrenos donde se estudian las características geológicas y geotécnicas del subsuelo bajo la iglesia de El Salvador, a partir de la investigación histórica, la ejecución de ensayos de campo y laboratorio, y su posterior análisis.
- Para la realización del presente estudio se han recopilado datos geológicos y geotécnicos de la zona, se han desplazado técnicos especializados a la zona de estudio, se han realizado cuatro ensayos de penetración dinámica DPSH y toma de muestras del terreno de cuatro calicatas al pie del muro meridional, observando las cimentaciones y el terreno de apoyo.
- Se han reconocido tres tipos de terrenos: inicialmente unos rellenos de origen antrópico con una franja de 1 a 4 m de espesor compuestos por materiales removidos y materiales constructivos de varias épocas, denominamos **nivel A** a este nivel inicial; un tramo de gravas con arcillas marrones y con cantos rodados, el conocido “cascajo” de Sangüesa, se extiende por lo menos hasta los 6 m (aunque con los ensayos realizados no se ha podido establecer un límite preciso para este estrato), es el denominado **nivel B**; finalmente denominamos **nivel C** a la roca formada por lutitas rojas y areniscas de edad oligocena.
- Las condiciones geotécnicas del subsuelo se consideran favorables, con una tensión admisible por encima de los **5 kp/cm²** en el nivel de gravas, en el cual están apoyados los cimientos de la iglesia.
- Tras haber estudiado que el asiento del terreno pudo alcanzar en el peor de los casos los 4 mm (tomando los datos más desfavorables), parece, por lo tanto, que **la causa de las deformaciones que se han producido en la iglesia no se deben a reacciones adversas del terreno**, ya que el edificio se encuentra apoyado sobre una capa con suficiente espesor y competencia como para soportar estas cargas durante el paso de los años.



- Aun así, las épocas de abandono, cambios morfológicos, vibraciones producidas por obras cercanas, el tráfico pesado y terremotos históricos en una zona de cierta violencia sísmica, podrían haber impulsado en unos milímetros el asiento de estos cimientos.
- Se aconsejan otros tipos de investigación más específicos que surgirán en el transcurso de la restauración, como los referentes a cada problema estructural determinado, o a cada material constructivo en particular.
- Por último, recordar que las condiciones y recomendaciones recogidas en el presente informe se han obtenido como consecuencia de la extrapolación de los datos obtenidos en **un número limitado de observaciones a todo el área de estudio**; es por este motivo por el que recomendamos que si se procede a realizar trabajos de movimiento de tierras, preparación de explanadas, cimentaciones, posibles recalces o estructuras pasajeras dependientes del terreno, sean supervisados por un técnico conocedor del presente informe a fin de corroborar las hipótesis mantenidas con la realidad del propio terreno.

Este informe consta de 43 páginas numeradas y selladas correlativamente.

Pamplona, 16 de septiembre de 2014

Fdo. Antonio Aretxabala Díez
Geólogo
Colegiado nº4560

Agradecemos al arquitecto Don Joaquín Moneo Tirapu su colaboración desde el inicio de las investigaciones y su valiosa aportación en la visión de los acontecimientos aquí detallados. También al historiador y párroco durante décadas de Sangüesa, Don Juan Cruz Labeaga Mendiola por sus aportaciones, paciencia, y por las charlas mantenidas a pie de obra; sus trabajos históricos son de un valor incalculable para el futuro del patrimonio histórico, y no sólo de Sangüesa. La semilla que ha dejado en sus investigaciones crece en el ámbito de sectores relacionados con la historia, la arquitectura, el patrimonio o la obra civil.



**Universidad
de Navarra**

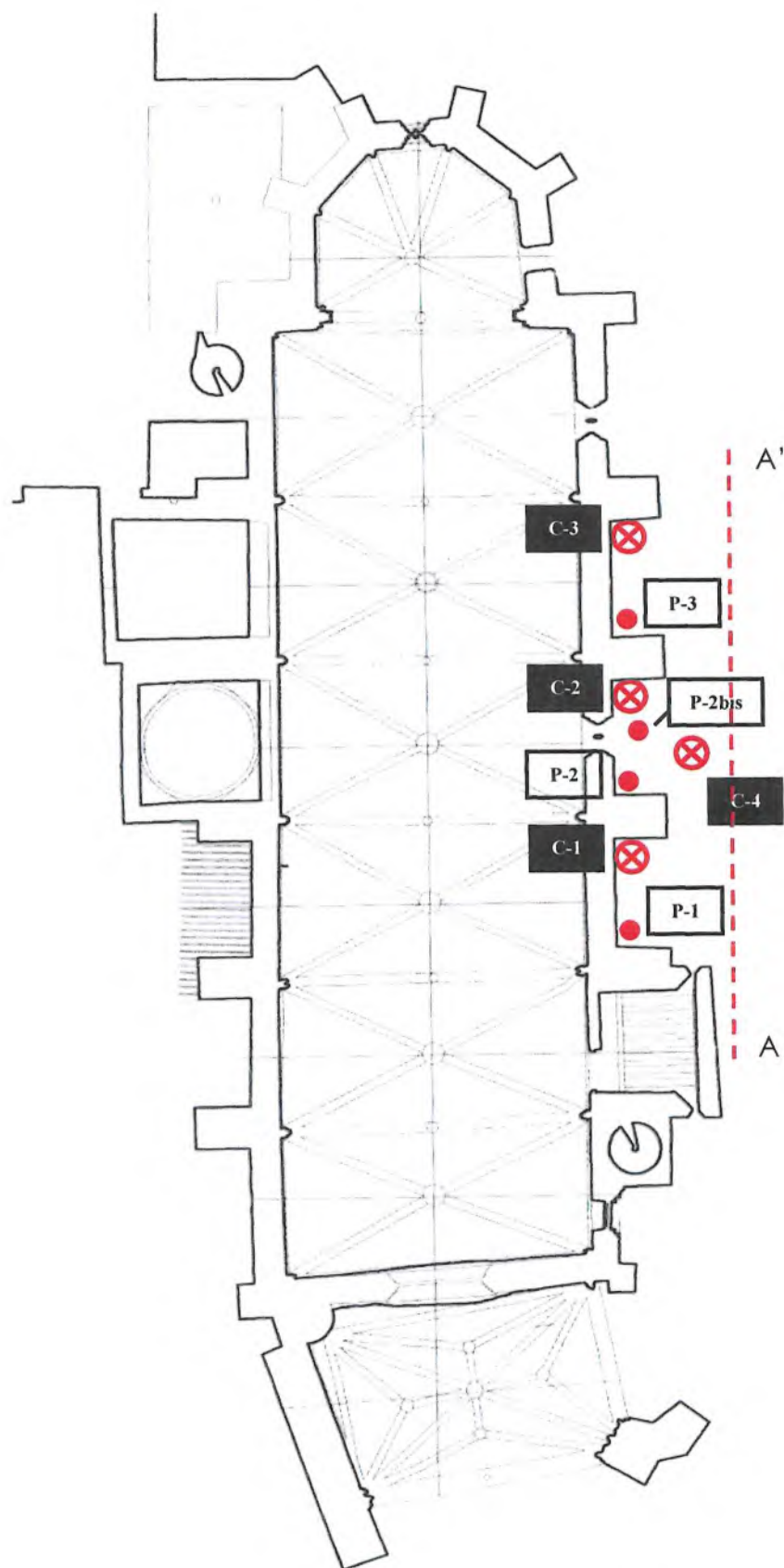
Escuela de Arquitectura
Laboratorio de Edificación

Informe N°: 14997.14
Página 24 de 43

ANEXOS




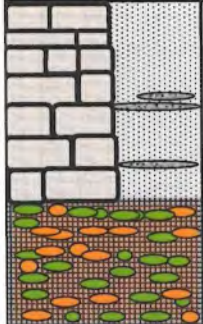
I. PLANO DE SITUACIÓN DE ENSAYOS DPSH Y CALICATAS.

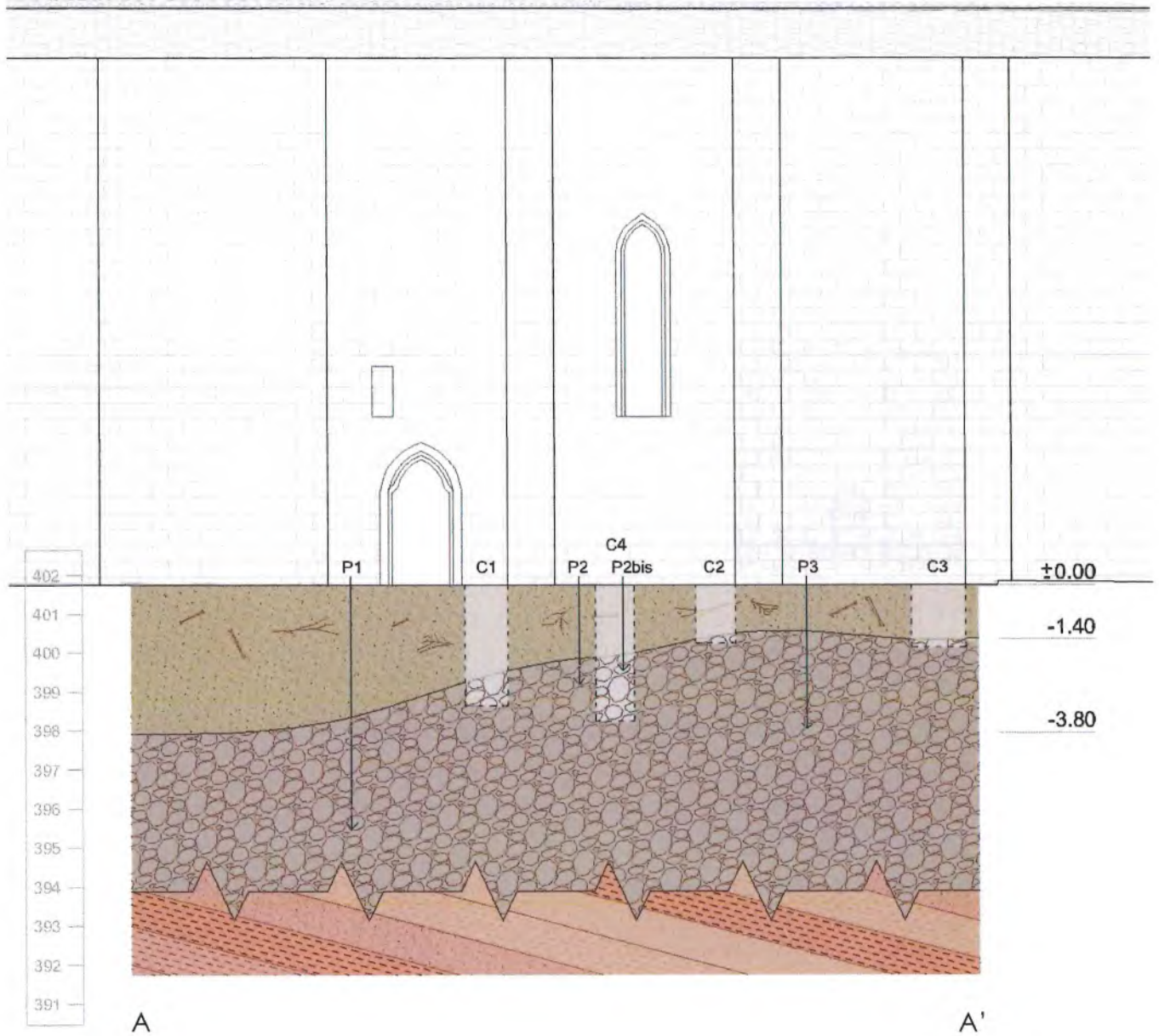







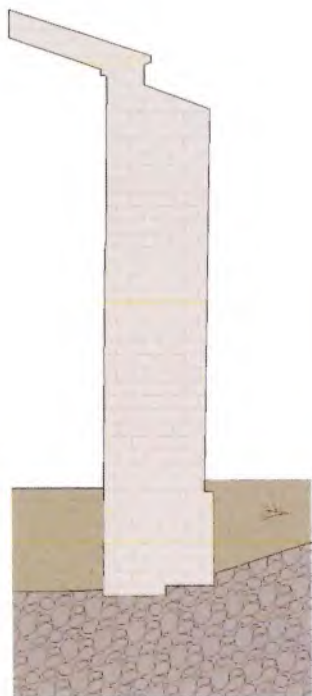
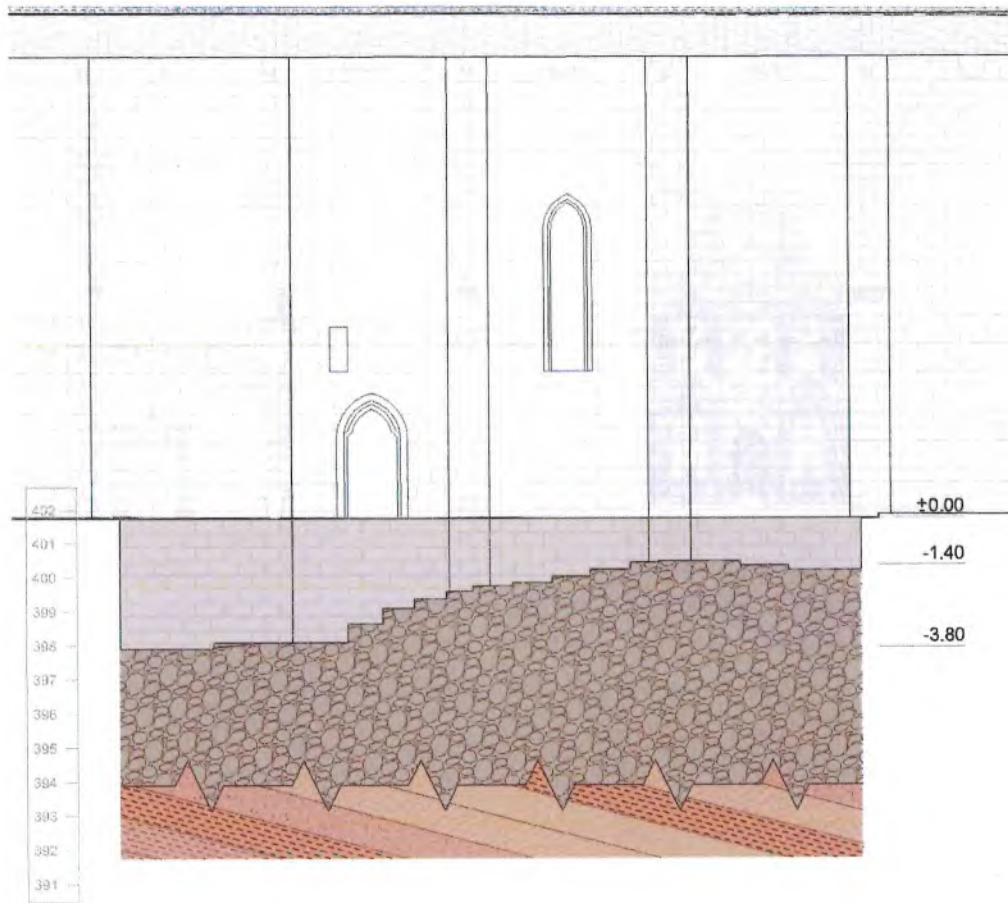
II. TESTIFICACIÓN DE CALICATAS.

C-1	PROF. (m)	DESCRIPCIÓN	H.N. (%)	p.e. (g/cm ³)	φ	c (kp/cm ²)	Pase por #200	LL/IP	s
	0,00	Cimientos de la iglesia formados por sillares de arenisca							
	2,20	Rellenos naturales y antrópicos Restos de obras y agricultura Huesos y restos de enterramientos							
	2,40	Gravas con arcillas marrones y cantos rodados (cascajo)	4,7	2,10-2,25	22-25	0,05	3,6	N.P.	No
		FIN DE CALICATA							

C-2	PROF. (m)	DESCRIPCIÓN	H.N. (%)	p.e. (g/cm ³)	φ	c (kp/cm ²)	Pase por #200	LL/IP	s
	0,00	Cimientos de la iglesia formados por sillares de arenisca							
	1,50	Rellenos naturales y antrópicos Restos de obras y agricultura Huesos y restos de enterramientos							
	1,80	Gravas con arcillas marrones y cantos rodados (cascajo)	4,9	2,10-2,25	22-25	0,05	5,9	N.P.	No
		FIN DE CALICATA							



Rellenos naturales y antrópicos (A)	
Gravas con arcillas y cantos rodados (B)	
Lutitas rojas y areniscas (C)	





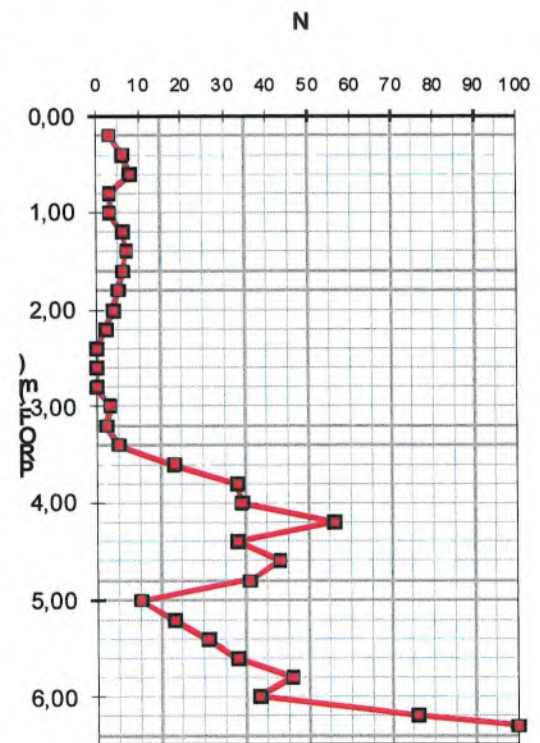
PETICIONARIO: INSTITUCIÓN PRÍNCIPE DE VIANA

LOCALIZACIÓN: DPSH 1 IGLESIA DEL SALVADOR SANGÜESA

FECHA REALIZACION ENSAYO: 11/06/2014

ACTA DE RESULTADOS DE ENSAYOS
ENSAYO DE PENETRACION DINAMICA (N.I. de la S.I.M.S.F.E.)
EQUIPO ROLATEC ML-76 A

N	AVANCE (m)	PROF. (m)
3	0,20	0,20
6	0,20	0,40
8	0,20	0,60
3	0,20	0,80
3	0,20	1,00
6	0,20	1,20
7	0,20	1,40
6	0,20	1,60
5	0,20	1,80
4	0,20	2,00
2	0,20	2,20
0	0,20	2,40
0	0,20	2,60
0	0,20	2,80
3	0,20	3,00
2	0,20	3,20
5	0,20	3,40
18	0,20	3,60
33	0,20	3,80
34	0,20	4,00
56	0,20	4,20
33	0,20	4,40
43	0,20	4,60
36	0,20	4,80
10	0,20	5,00
18	0,20	5,20
26	0,20	5,40
33	0,20	5,60
46	0,20	5,80
38	0,20	6,00
76	0,20	6,20
100	0,10	6,30



Pamplona, 12 de junio de 2014

VºBº: Jose Antonio Sacristán Fernández
Director del Laboratorio

Fdo.: Antonio Aretxabala Díez
Técnico responsable

Nota: Se hace constar que los resultados del presente informe conciernen, única y exclusivamente, a las muestras sometidas a ensayo, quedando prohibida su reproducción parcial sin autorización escrita del Laboratorio de Edificación



PETICIONARIO: INSTITUCIÓN PRÍNCIPE DE VIANA

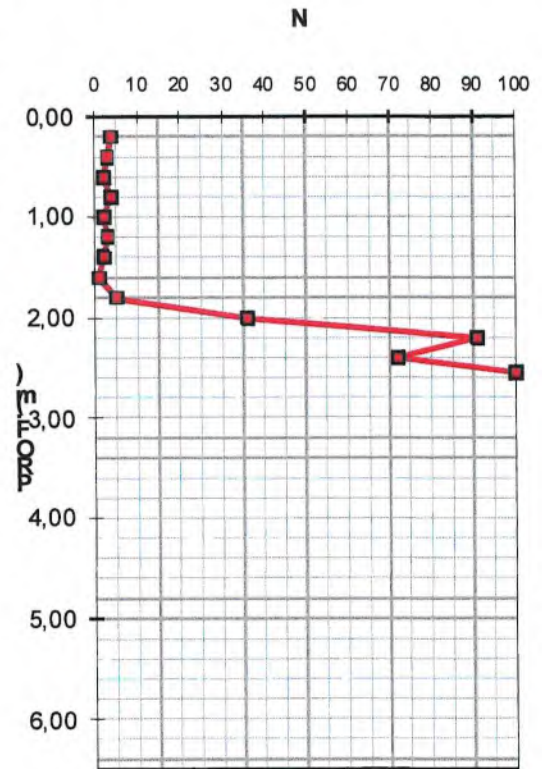
LOCALIZACIÓN: DPSH 2 IGLESIA DEL SALVADOR SANGÜESA

FECHA REALIZACION ENSAYO: 11/06/2014

**ACTA DE RESULTADOS DE ENSAYOS
ENSAYO DE PENETRACION DINAMICA (N.I. de la S.I.M.S.F.E.)**

EQUIPO ROLATEC ML-76 A

N	AVANCE (m)	PROF. (m)
4	0,20	0,20
3	0,20	0,40
2	0,20	0,60
4	0,20	0,80
2	0,20	1,00
3	0,20	1,20
2	0,20	1,40
1	0,20	1,60
5	0,20	1,80
36	0,20	2,00
91	0,20	2,20
72	0,20	2,40
100	0,10	2,55



Pamplona, 12 de junio de 2014

VºBº: Jose Antonio Sacristán Fernández
Director del Laboratorio

Fdo.: Antonio Aretxabala Díez
Técnico responsable

Nota: Se hace constar que los resultados del presente informe conciernen, única y exclusivamente, a las muestras sometidas a ensayo, quedando prohibida su reproducción parcial sin autorización escrita del Laboratorio de Edificación



PETICIONARIO: INSTITUCIÓN PRÍNCIPE DE VIANA

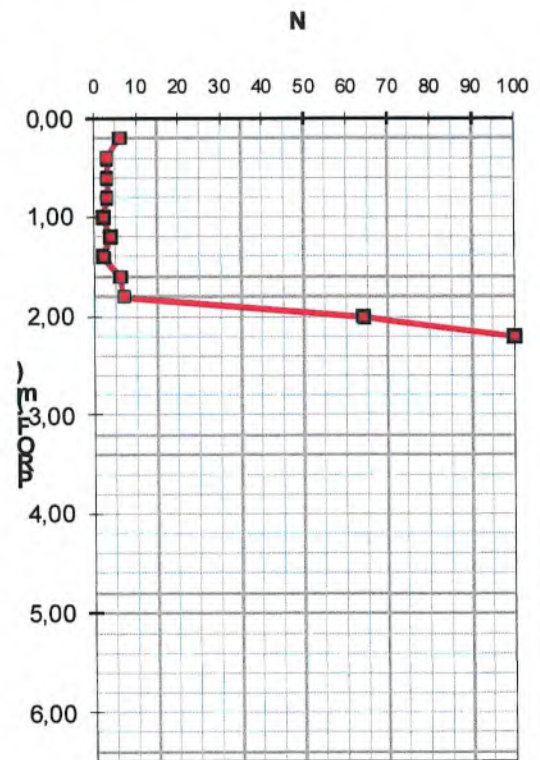
LOCALIZACIÓN: DPSH 2 bis IGLESIA DEL SALVADOR SANGÜESA

FECHA REALIZACION ENSAYO: 11/06/2014

ACTA DE RESULTADOS DE ENSAYOS
ENSAYO DE PENETRACION DINAMICA (N.I. de la S.I.M.S.F.E.)

EQUIPO ROLATEC ML-76 A

N	AVANCE (m)	PROF. (m)
6	0,20	0,20
3	0,20	0,40
3	0,20	0,60
3	0,20	0,80
2	0,20	1,00
4	0,20	1,20
2	0,20	1,40
6	0,20	1,60
7	0,20	1,80
64	0,20	2,00
100	0,20	2,20



Pamplona, 12 de junio de 2014

VºBº: Jose Antonio Sacristán Fernández
Director del Laboratorio

Fdo.: Antonio Aretxabala Díez
Técnico responsable

Nota: Se hace constar que los resultados del presente informe conciernen, única y exclusivamente, a las muestras sometidas a ensayo, quedando prohibida su reproducción parcial sin autorización escrita del Laboratorio de Edificación



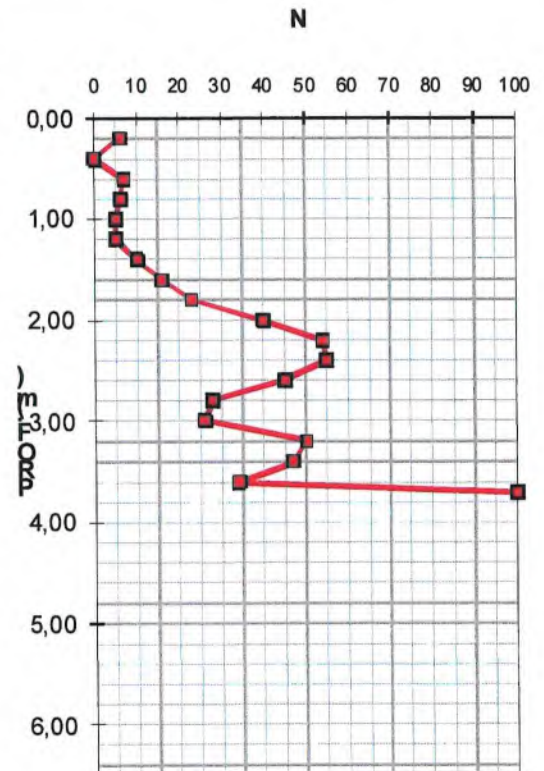
PETICIONARIO: INSTITUCIÓN PRÍNCIPE DE VIANA

LOCALIZACIÓN: DPSH 3 IGLESIA DEL SALVADOR SANGÜESA

FECHA REALIZACION ENSAYO: 11/06/2014

ACTA DE RESULTADOS DE ENSAYOS
ENSAYO DE PENETRACION DINAMICA (N.I. de la S.I.M.S.F.E.)
EQUIPO ROLATEC ML-76 A

N	AVANCE (m)	PROF. (m)
6	0,20	0,20
0	0,20	0,40
7	0,20	0,60
6	0,20	0,80
5	0,20	1,00
5	0,20	1,20
10	0,20	1,40
16	0,20	1,60
23	0,20	1,80
40	0,20	2,00
54	0,20	2,20
55	0,20	2,40
45	0,20	2,60
28	0,20	2,80
26	0,20	3,00
50	0,20	3,20
47	0,20	3,40
34	0,20	3,60
100	0,10	3,70



Pamplona, 12 de junio de 2014

VºBº: Jose Antonio Sacristán Fernández
Director del Laboratorio

Fdo.: Antonio Aretxabala Díez
Técnico responsable

Nota: Se hace constar que los resultados del presente informe conciernen, única y exclusivamente, a las muestras sometidas a ensayo; quedando prohibida su reproducción parcial sin autorización escrita del Laboratorio de Edificación



**Universidad
de Navarra**

Escuela de Arquitectura
Laboratorio de Edificación

Informe N°: 14997.14
Página 38 de 43

V. ENSAYOS DE LABORATORIO

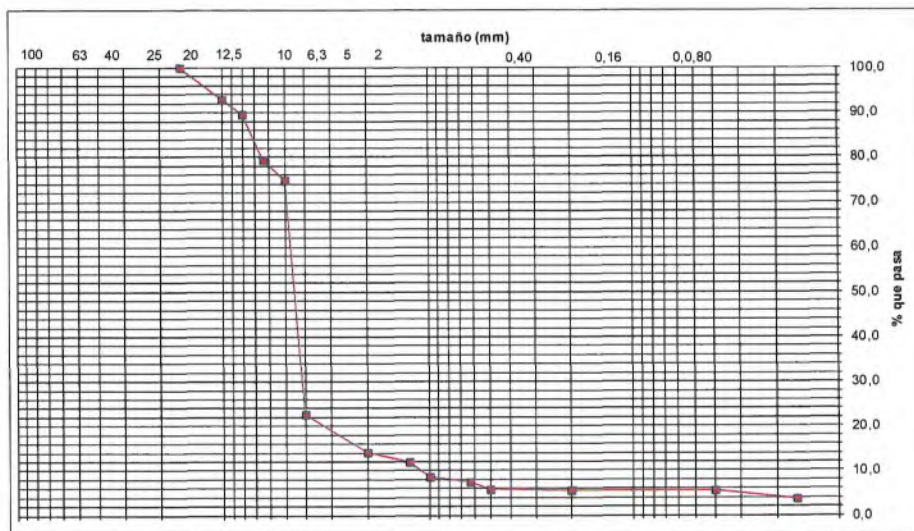


PETICIONARIO: Institución Príncipe de Viana

MUESTRA: Muestra procedente de calicata C-1, M-1 2,40 m de profundidad

1.- GRANULOMETRIA POR TAMIZADO (UNE 103101)

TAMIZ (mm)	160,0	100,0	80,0	63,0	50,0	40,0	20,0	12,5	10,0	6,3	5,0	2,0	0,40	0,160	0,080
% PASA	100,0	100,0	92,8	89,6	79,3	74,8	22,7	14,1	11,9	8,7	7,6	5,9	5,6	5,6	3,6



2.- LIMITES DE ATTERBERG (UNE 103103 - 103104) LÍMITE LÍQUIDO: N.P.
 LÍMITE PLÁSTICO: N.P.
 ÍNDICE DE PLASTICIDAD: N.P.
 CLASIFICACIÓN: GM

3.- HUMEDAD NATURAL (UNE 103300): 4,70%

4.- CONTENIDO EN IONES SULFATO (NLT-119): NO

Pamplona, 22 de agosto de 2014

º Jose Antonio Sacristán Fernández
 Director del Laboratorio

Fdo.: Antonio Aretxabala Díez
 Técnico responsable

Nota: De acuerdo con la norma UNE-EN ISO / IEC 17025 Apdo 5.10, se hace constar que los resultados del presente informe conciernen, única y exclusivamente, a las muestras sometidas a ensayo, quedando prohibida su reproducción parcial sin autorización escrita del Laboratorio de Edificación.

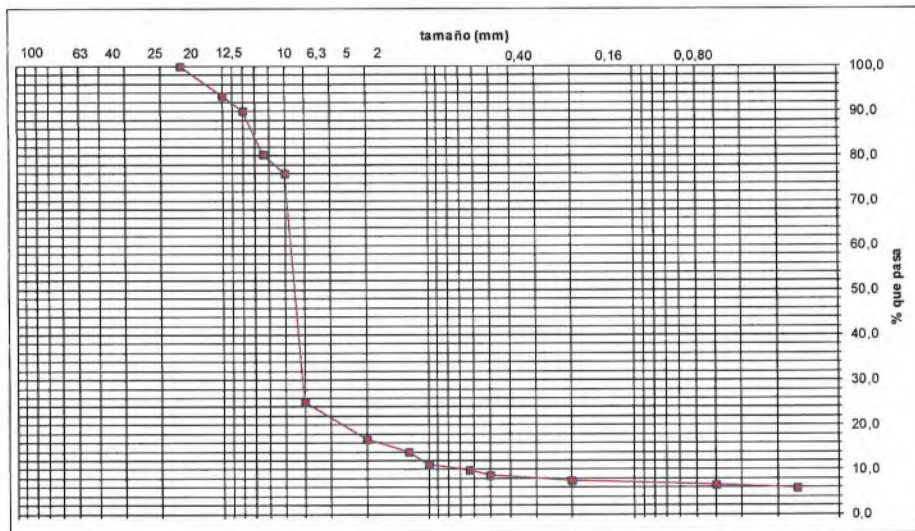


PETICIONARIO: Institución Príncipe de Viana

MUESTRA: Muestra procedente de calicata C-2, M-1 1,80 m de profundidad

1.- GRANULOMETRIA POR TAMIZADO (UNE 103101)

TAMIZ (mm)	160,0	100,0	80,0	63,0	50,0	40,0	20,0	12,5	10,0	6,3	5,0	2,0	0,40	0,160	0,080
% PASA	100,0	100,0	93,4	90,0	80,3	76,1	25,0	16,7	13,9	11,0	9,9	8,6	7,4	6,5	5,9



2.- LIMITES DE ATTERBERG (UNE 103103 - 103104) LÍMITE LÍQUIDO: N.P.
 LÍMITE PLÁSTICO: N.P.
 ÍNDICE DE PLASTICIDAD: N.P.
 CLASIFICACIÓN: GM

3.- HUMEDAD NATURAL (UNE 103300): 4,90%

4.- CONTENIDO EN IONES SULFATO (NLT-119): NO

Pamplona, 22 de agosto de 2014

º Jose Antonio Sacristán Fernández
Director del Laboratorio

Fdo.: Antonio Aretxabala Díez
Técnico responsable

Nota: De acuerdo con la norma UNE-EN ISO /IEC 17025 Apdo 5.10, se hace constar que los resultados del presente informe conciernen, única y exclusivamente, a las muestras sometidas a ensayo; quedando prohibida su reproducción parcial sin autorización escrita del Laboratorio de Edificación



**Universidad
de Navarra**

Escuela de Arquitectura
Laboratorio de Edificación

Informe N°: 14997.14
Página 41 de 43

VI. FOTOGRAFÍAS



Fotografía 1: Vista oeste de la iglesia



Fotografía 2: Vista sur de la iglesia



Fotografía 3: Fachada sur de la iglesia



Fotografía 4: Gravas, limos, arcilla y arena de la calicata 4



Fotografía 5: Calicata 1



Fotografía 6: Calicata 2



Fotografía 7: Calicata 3



Fotografía 8: Calicata 4

Anejo 03. Informe sobre la estructura de fábrica



IGLESIA DE SAN SALVADOR, SANGÜESA (NAVARRA)

INFORME SOBRE LA ESTRUCTURA DE FÁBRICA

LAURA ELVIRA TEJEDOR, ARQUITECTA

DICIEMBRE 2024

IGLESIA DE SAN SALVADOR, SANGÜESA (NAVARRA)

INFORME SOBRE LA ESTRUCTURA DE FÁBRICA

ÍNDICE

I. INFORME

II. ANEXOS

Anexo 1. Anejo de cálculo

Anexo 2. Documentación geométrica

I. INFORME

ÍNDICE

1. DATOS GENERALES	4
1.1. OBJETO	4
1.2. AGENTES	4
1.3. SITUACIÓN	5
1.4. DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO	6
2. DOCUMENTACIÓN PREVIA	11
3. ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA	12
3.1. ANÁLISIS GEOMÉTRICO	12
3.2. ANÁLISIS PATOLÓGICO	26
3.3. ANÁLISIS CONSTRUCTIVO	45
3.4. ANÁLISIS TENSIONAL	59
4. DIAGNÓSTICO Y PRONÓSTICO	65
4.1. NAVE	65
4.2. CORO	69
4.3. CAPILLA NORTE	70
4.4. TORRE	71
4.5. ATRIO	71
5. MEDIDAS CORRECTORAS	72
5.1. DESCRIPCIÓN DE LOS TRABAJOS	72
5.2. ORDEN DE EJECUCIÓN	76
5.3. JUSTIFICACIÓN DE LAS MEDIDAS CORRECTORAS PROPUESTAS	77
5.4. REPRESENTACIÓN GRÁFICA ESQUEMÁTICA	80
5.5. SEGUIMIENTO Y VERIFICACIÓN	83

1. DATOS GENERALES

1.1. Objeto

El objetivo de este informe es examinar y analizar el estado que presenta la estructura de fábrica de la iglesia de San Salvador de Sangüesa para determinar el origen de las patologías de carácter estructural, establecer el grado de seguridad actual, pronosticar su evolución y proponer las medidas correctoras oportunas para mejorar la estabilidad del conjunto. Este documento desarrolla el avance presentado anteriormente que contenía un resumen de los análisis realizados y las conclusiones obtenidas.

El edificio objeto de estudio presenta, desde hace tiempo, lesiones preocupantes perceptibles a simple vista. De hecho, desde el año 2000 permanece cerrado al público para evitar poner en riesgo la seguridad de las personas. Actualmente, desde la Institución Príncipe de Viana se van a acometer una serie de obras de restauración, motivo por el cual se ha encargado la elaboración de este informe.

El estudio estructural del edificio se basa en un análisis exhaustivo y pormenorizado de las fábricas desde los puntos de vista geométrico, patológico, constructivo y tensional.

1.2. Agentes

Promotor: **Servicio de Patrimonio Histórico, Dirección General de Cultura – Institución Príncipe de Viana, Departamento de Cultura, Deporte y Turismo del Gobierno de Navarra.**

Dirección: calle Santo Domingo, 8, 31001, Pamplona.

Autora del Informe: **Laura Elvira Tejedor**

Arquitecta colegiada nº4169 del COAVN, especialista en conservación, restauración y documentación del patrimonio arquitectónico.

Dirección: Calle Serafín Olave, 5 Oficina 2B, 31007 Pamplona.

Teléfono: 670 015 528

Correo electrónico: lauraelvira.t@gmail.com

Para la redacción de este Informe se ha contado con el asesoramiento del especialista en análisis estructural de edificios históricos, **Manuel Fortea Luna**, arquitecto y doctor en Ingeniería e Historia, profesor del Departamento de Construcciones Arquitectónicas de la Universidad de Extremadura.

1.3. Situación

La iglesia de San Salvador ocupa completamente la parcela 1123 del polígono 5 del municipio de Sangüesa, siendo la dirección postal calle Enrique de Labrit s/n.

En la actualidad, el edificio se sitúa aproximadamente en el centro del casco urbano de la localidad, en las confluencias entre las calles Enrique de Labrit, que discurre hacia el sur, Alfonso el Batallador, que discurre hacia el norte, y Fermina de Ripalda, que discurre hacia el este. Se trata prácticamente de una construcción exenta: al oeste se encuentra la plaza de San Salvador, a la que se abre el atrio de acceso situado a los pies del edificio; la cabecera, sobre la que se levanta la torre, da a un patio de manzana; la fachada norte delimita un espacio público que se produce por un ensanchamiento de la calle Fermina de Ripalda; y la fachada sur colinda con una parcela privada desocupada, que puntualmente se usa como toril.

Sin embargo, en origen, la iglesia se construyó en el límite sur del núcleo de población, adosada al cerco amurallado más antiguo por el lado exterior. Posteriormente, según fue creciendo la población, se le fueron adosando edificaciones en sus lados norte y sur, que hoy no se conservan.



Vista aérea de satélite de San Salvador y su entorno. Fuente: SITNA, año 2023



Izquierda: vista de San Salvador desde la plaza situada al oeste. Derecha: vista de la cabecera desde el patio de manzana situado al este.

1.4. Descripción del edificio

Se trata de una iglesia de nave única de seis tramos y cabecera poligonal, construida con muros de sillería, reforzados con contrafuertes exteriores en todo el perímetro de la nave y el ábside. El espacio interior está cubierto con bóvedas de nervios apuntadas, hechas de cantería, que salvan una luz de 11 metros.

La iglesia cuenta con dos accesos, uno en el tercer tramo desde los pies del muro norte y, el principal, en el lado oeste, enfatizado por una portada monumental. El portal de acceso está protegido por un atrio abovedado que se adosa al hastial oeste de la nave, ligeramente girado en planta respecto de ésta. Este espacio exterior cubierto está abierto en sus lados sur y oeste y está cubierto por una bóveda de terceletes. Sobre la portada de acceso al templo se abre un óculo de grandes dimensiones. Además de éste, el espacio interior cuenta con huecos de iluminación de diferentes tamaños abiertos únicamente en el muro sur de la nave y en los lados sur y este del ábside.

Al muro sur de la nave se adosan dos pequeños volúmenes, que alojan sendas escaleras. La primera de ellas es una escalera de caracol que da acceso a la bajocubierta, mientras que, la otra, es una escalera de tres tramos por la que se sube al coro alto situado a los pies de la nave. El coro ocupa los dos últimos tramos y está formado por una espectacular bóveda muy plana de terceletes, con nervios combados que dibujan un elaborado diseño geométrico, con un total de 29 claves que completan la decoración del conjunto.

En el lado norte, en los tramos cuarto y quinto empezando a contar desde los pies, se añadieron dos capillas -una de ellas cubierta por una cúpula de ladrillo sobre trompas- que ocupan todo el espacio entre los contrafuertes que las delimitan. En el siguiente tramo, el contiguo a la cabecera, una pequeña puerta da paso a otra escalera de caracol por la que se asciende al interior de la torre, que se levanta sobre el ábside. El volumen de la torre es el resultado de extruir verticalmente los muros de la cabecera, hasta alcanzar una altura total de 29,5 metros sobre el nivel del suelo. Entre la capilla más oriental y la escalera de caracol existe una estancia de planta rectangular, tan alta como la nave, que es un espacio residual que quedó entre la iglesia y un cubo de la muralla junto a la que se construyó aquella. Aprovechando ese mismo espacio, pero a la altura de la cabecera, se construyó la sacristía.

La nave y el atrio adosado al oeste están protegidos por una cubierta continua de teja cerámica a dos aguas, salvo en el extremo oeste, que se resuelve con un tercer faldón. Por el oeste la cubierta remata contra la torre, que se eleva sobre la nave el doble de su altura. La torre está dividida en su interior en dos niveles. El inferior -situado inmediatamente sobre la bóveda de la cabecera- es completamente ciego, mientras que, en el superior -el cuerpo de campanas- se abren huecos apuntados en todas las caras. El volumen se remata con un alero horizontal y una cubierta a seis aguas, las mismas que lados tiene el prisma.

A continuación, se incluyen algunas fotografías del estado actual de San Salvador y una muestra del levantamiento de planos realizado en 2013, que ilustran la anterior explicación sobre la configuración del edificio.



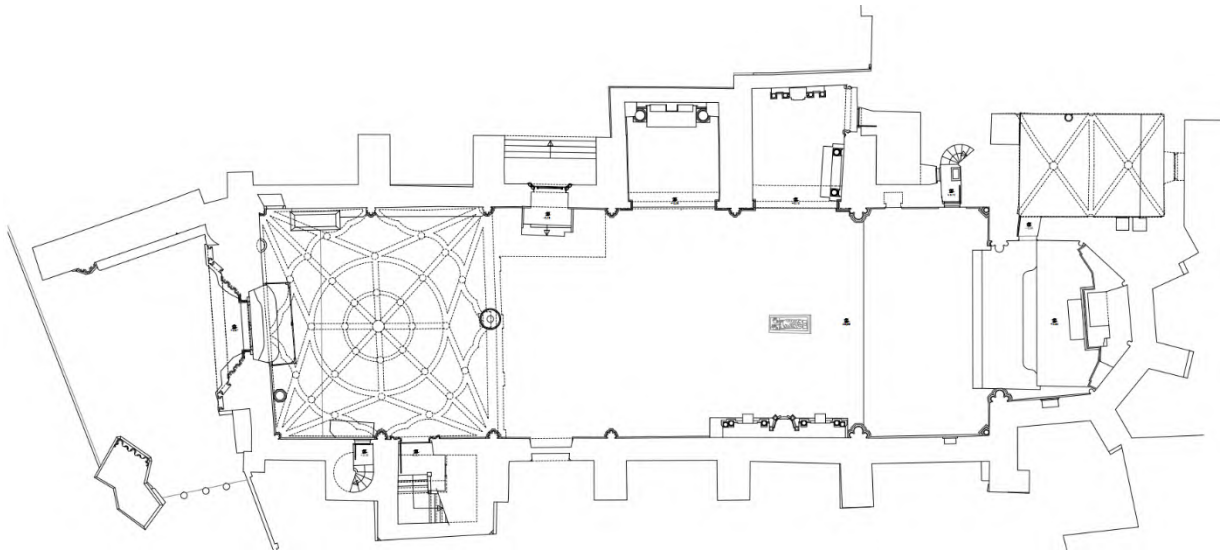
Izquierda: atrio y portada de acceso. Derecha: espacio interior visto desde el sobrecoro



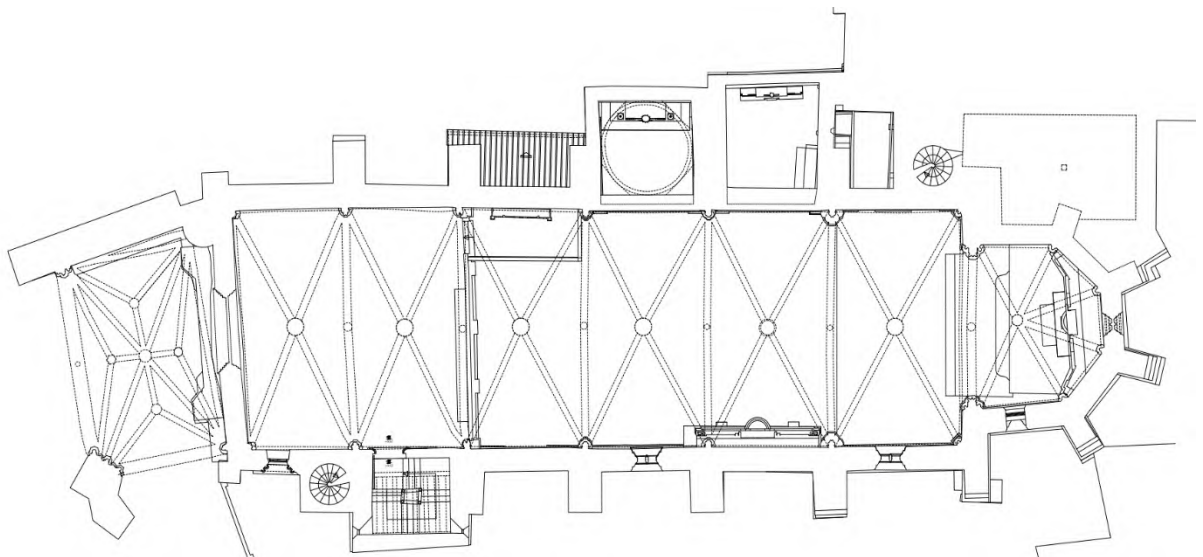
Espacio interior visto desde la cabecera hacia los pies, con el coro alto al fondo



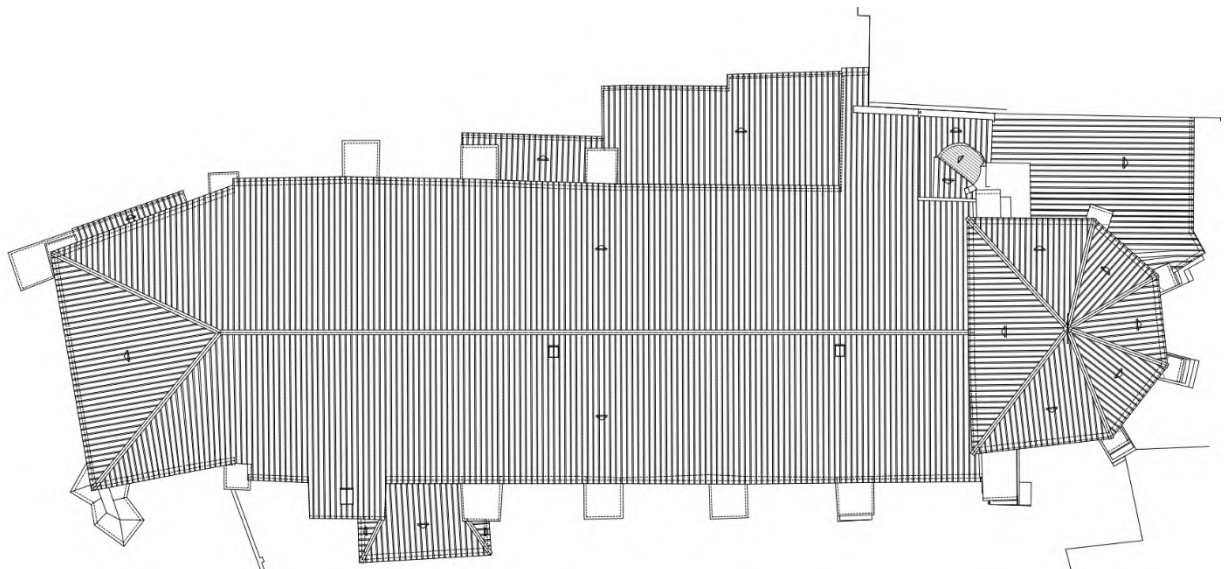
Izquierda. Detalle de la bóveda del coro. Derecha: vista de la fachada sur tras los cerramientos que delimitan la parcela contigua de la calle Enrique de Labrit



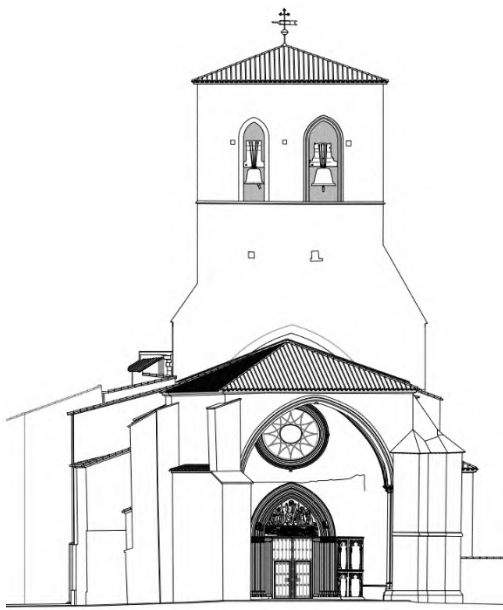
Planta baja



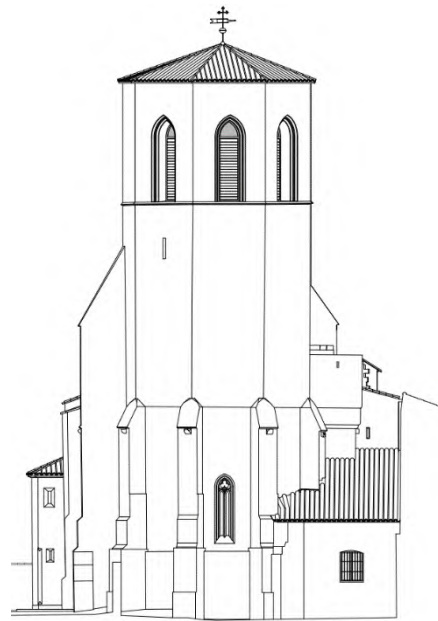
Planta coro con proyección de bóvedas



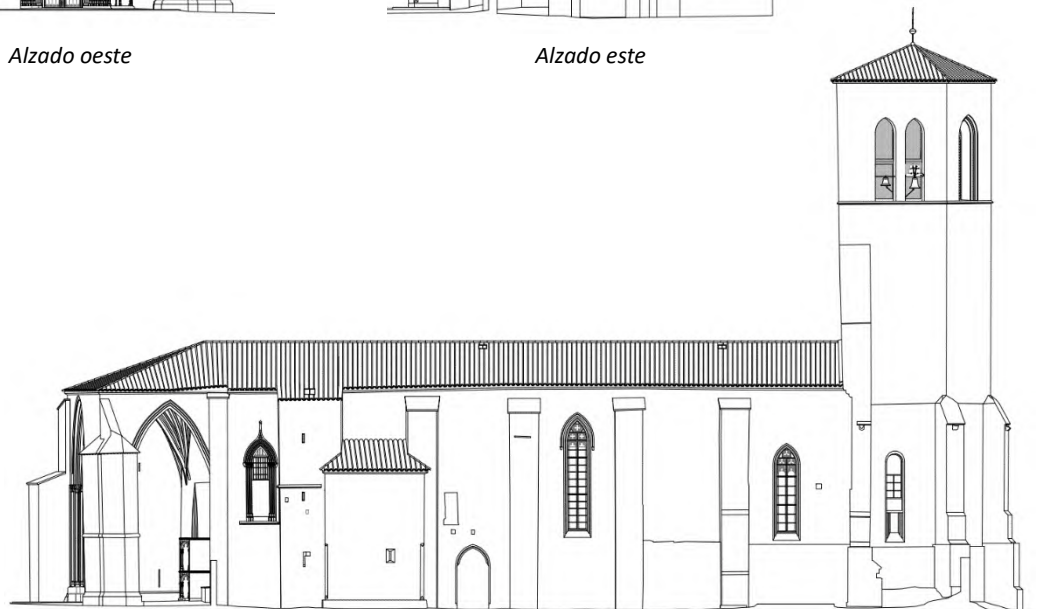
Planta de cubiertas



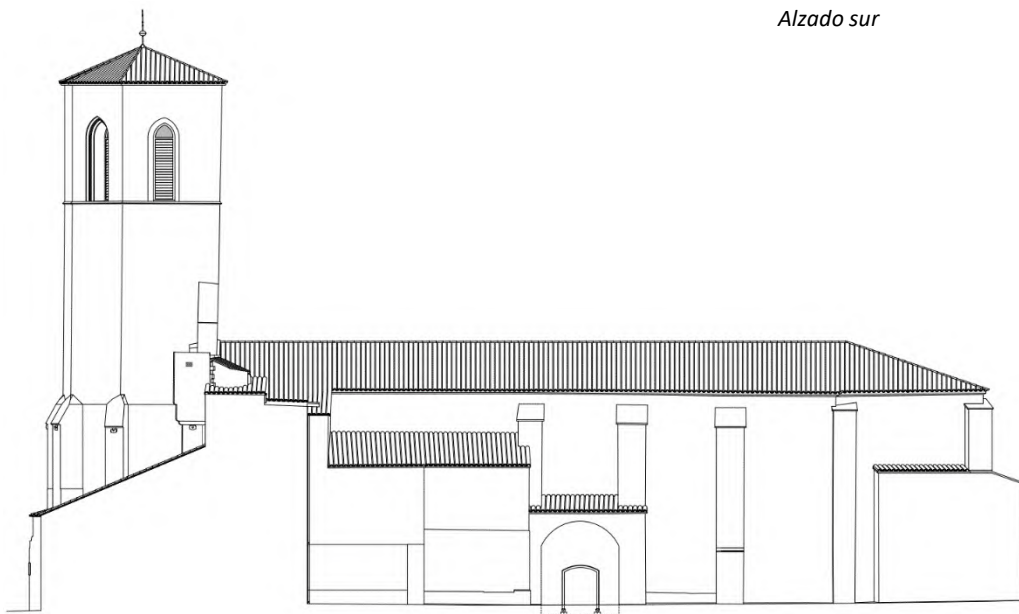
Alzado oeste



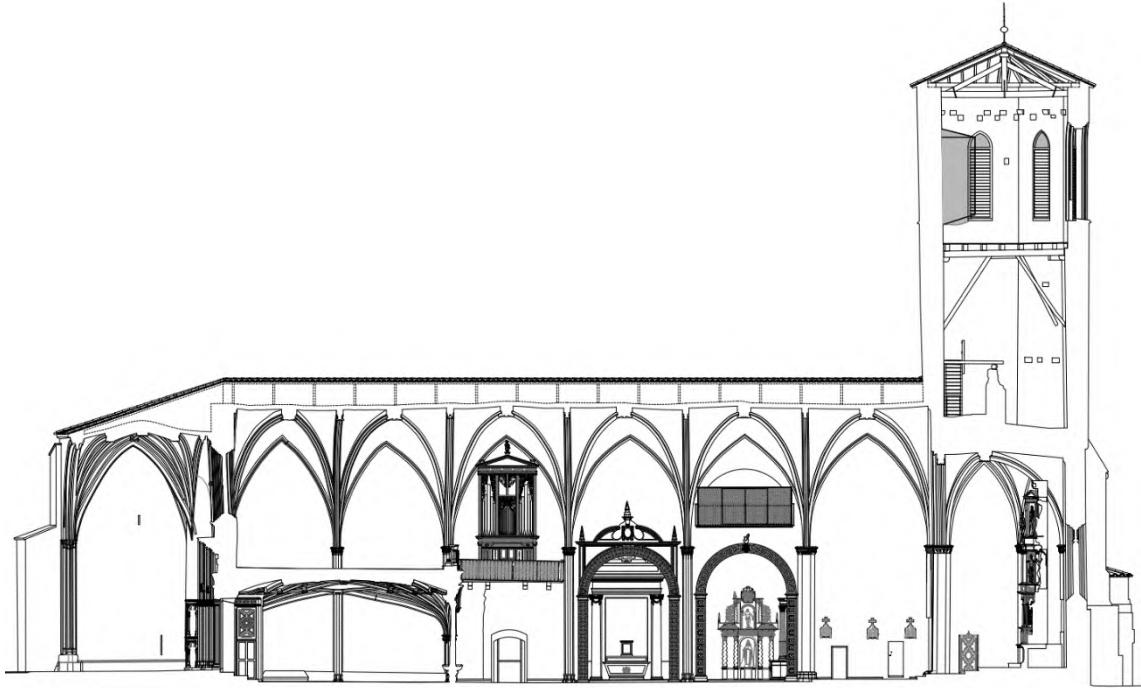
Alzado este



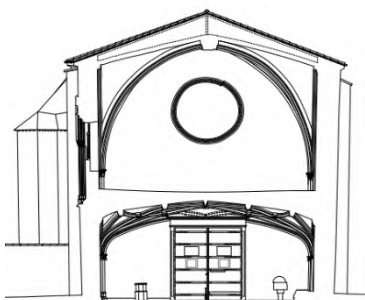
Alzado sur



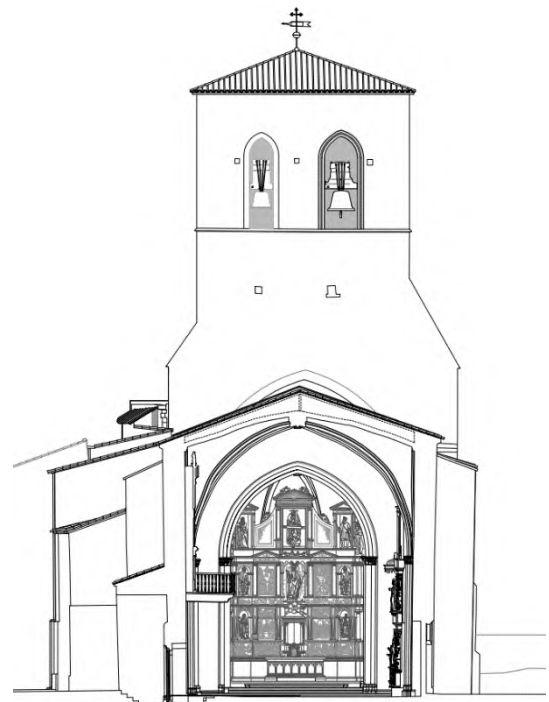
Alzado norte



Sección longitudinal hacia el lado norte



Sección transversal por el coro hacia los pies



Sección transversal por el tercer tramo hacia la cabecera

Según el Catálogo Monumental de Navarra, la parroquia de San Salvador se construyó a finales del siglo XIII y principios del siglo XIV. En el siglo XVI se añadieron el pórtico de acceso adosado al hastial oeste y el coro alto a los pies de la nave.

2. DOCUMENTACIÓN PREVIA

Para la elaboración de este Informe, la arquitecta de la Institución Príncipe de Viana, Julia Erro, ha puesto a disposición de la autora la siguiente documentación:

- **Nube de puntos de escáner láser**, encargada en 2024 a la empresa Fovea, ingeniería especializada en servicios de digitalización 3D, medición y control dimensional de edificios.
- **Levantamiento de planos** en formato digital encargado en 2013 al arquitecto José Joaquín Garralda.
- **Fotografías antiguas** procedentes de diferentes fondos y archivos.
- **Estudios históricos:**
 - *San Salvador de Sangüesa, compendio del arte gótico: arquitectura, escultura y pintura*, por Carlos Martínez Álava, historiador del arte (Zangotzarra, ISSN 1138-7572, año 12, nº12, 2008, págs. 159-193).
 - *Notas para la Historia del Arte de las iglesias parroquiales de Sangüesa*, por Juan Cruz Labeaga Mendiola, historiador del arte (Príncipe de Viana, ISSN 0032-8472, año nº51, nº191, 1990, págs. 793-838).
- **Informe Geotécnico** encargado en 2014 al Laboratorio de Edificación de la Escuela de Arquitectura de la Universidad de Navarra.
- **Otros documentos:** informes de los técnicos de la Institución Príncipe de Viana, escritos del párroco de Sangüesa, instancias del Ayuntamiento de Sangüesa, resoluciones y autorizaciones del departamento competente en materia de conservación del patrimonio arquitectónico, documentación de las obras realizadas, noticias publicadas en prensa, etc.

3. ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA

A partir de los planos en formato digital y de la nube de puntos completa del escáner láser, se ha procedido a realizar las comprobaciones necesarias para estudiar de manera exhaustiva y pormenorizada la geometría actual de la estructura de fábrica del edificio. Además, se ha realizado el grafiado y la lectura de las lesiones estructurales que permiten abordar el estudio patológico. Los datos obtenidos, junto con la observación de los sistemas constructivos empleados, permiten hacer una hipótesis sobre la evolución constructiva del edificio, con sus posibles fases de desequilibrio acontecidas en el pasado que influyen en su estado actual. Además de lo anterior, en la fase de análisis previa al diagnóstico, se realiza la comprobación de la estabilidad de las unidades estructurales que componen el conjunto mediante su estudio tensional por estática gráfica.

En este documento se explican solo los aspectos fundamentales de los análisis realizados que han sido relevantes para la identificación del problema principal.

3.1. Análisis geométrico

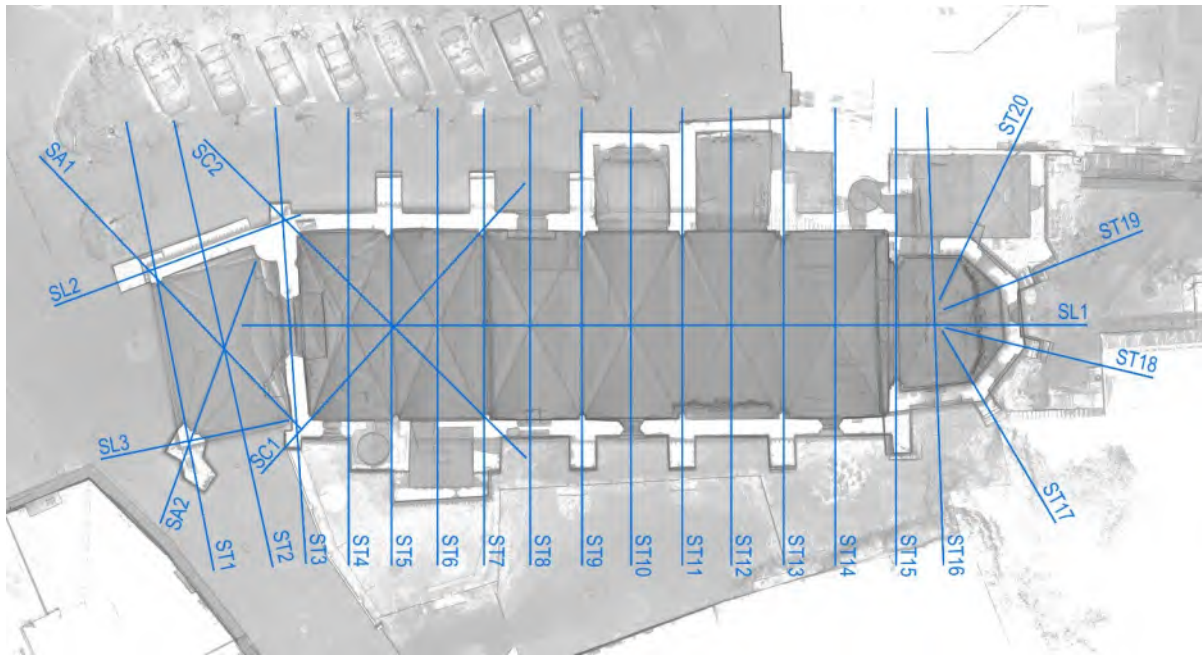
El objetivo del análisis geométrico es identificar las deformaciones que ha sufrido la estructura del edificio respecto al estado inicial. Consiste en comparar la geometría actual con la supuesta forma original, partiendo de la base de que los constructores antiguos seguían unas normas de construcción, básicas y mínimas, como construir las paredes aplomadas y rectas. Las diferencias entre ambas geometrías (actual y original) serán producto de algún proceso no planeado, bien sea por los efectos de las leyes de la naturaleza, o bien por consecuencias no deseadas de la mano del hombre. Las causas de las deformaciones pueden persistir o no en el tiempo. En cualquier caso, su identificación es fundamental para el análisis estructural.

En este apartado se muestra un resumen de la información recabada más relevante, articulada en cuatro sub-apartados: **desplazamientos horizontales, desplazamientos verticales, gráficos topográficos y anomalías de replanteo.**

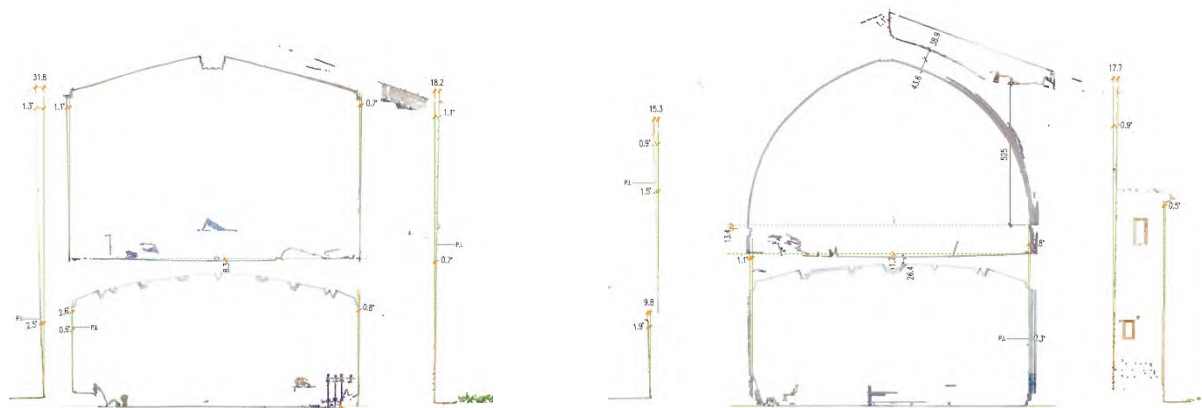
3.1.1. Desplazamientos horizontales

Se han estudiado los desplazamientos horizontales de los apoyos desde el arranque hasta su coronación, cuantificándolos en grados de inclinación respecto a la vertical. Estos giros se explican, fundamentalmente, por la acción de una fuerza horizontal en los muros que hace que el elemento bascule desde la base, aunque también puede haber otros factores que influyan.

Para medir los grados de inclinación de los muros se ha diseccionado la nube de puntos en rebanadas verticales tanto longitudinales como transversales. En el siguiente gráfico se indican los planos de corte realizados. Todos ellos se pueden consultar en el *Anexo 2. Documentación geométrica*, que acompaña a este informe.



Localizador de los cortes realizados a la nube de puntos



Ejemplos de cortes transversales de la nube de puntos con cotas, incluidos en el Anexo 2. Documentación geométrica

Los datos obtenidos se han recopilado y plasmado en gráficos resumen que permiten hacer una lectura global y unitaria de las deformaciones sufridas por la estructura del edificio. En la siguiente página se muestran estos diagramas con las inclinaciones de los muros representadas mediante vectores. El tamaño de los vectores es proporcional al valor del ángulo de inclinación y su color va en gradación, siendo el verde el correspondiente a la inclinación 0° y el granate a los valores de inclinación por encima de 2,5 grados. Las dos primeras plantas corresponden a las inclinaciones de los muros desde la base hasta el arranque de las bóvedas, la primera, y a las inclinaciones desde el arranque de las bóvedas hasta la coronación, la segunda. Las siguientes dos plantas muestran en detalle las inclinaciones de los muros de la torre.

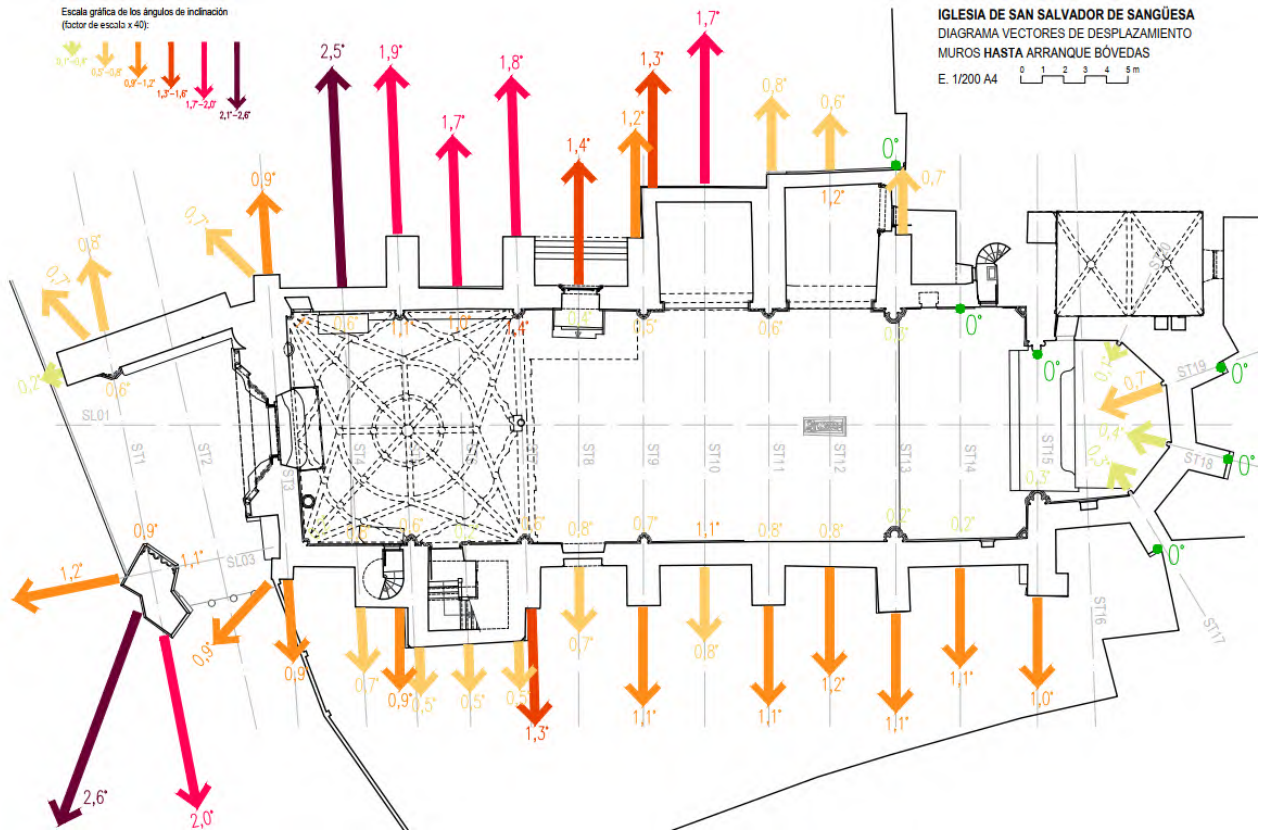


Diagrama de vectores de las inclinaciones de los muros desde su base hasta el arranque de las bóvedas de la nave

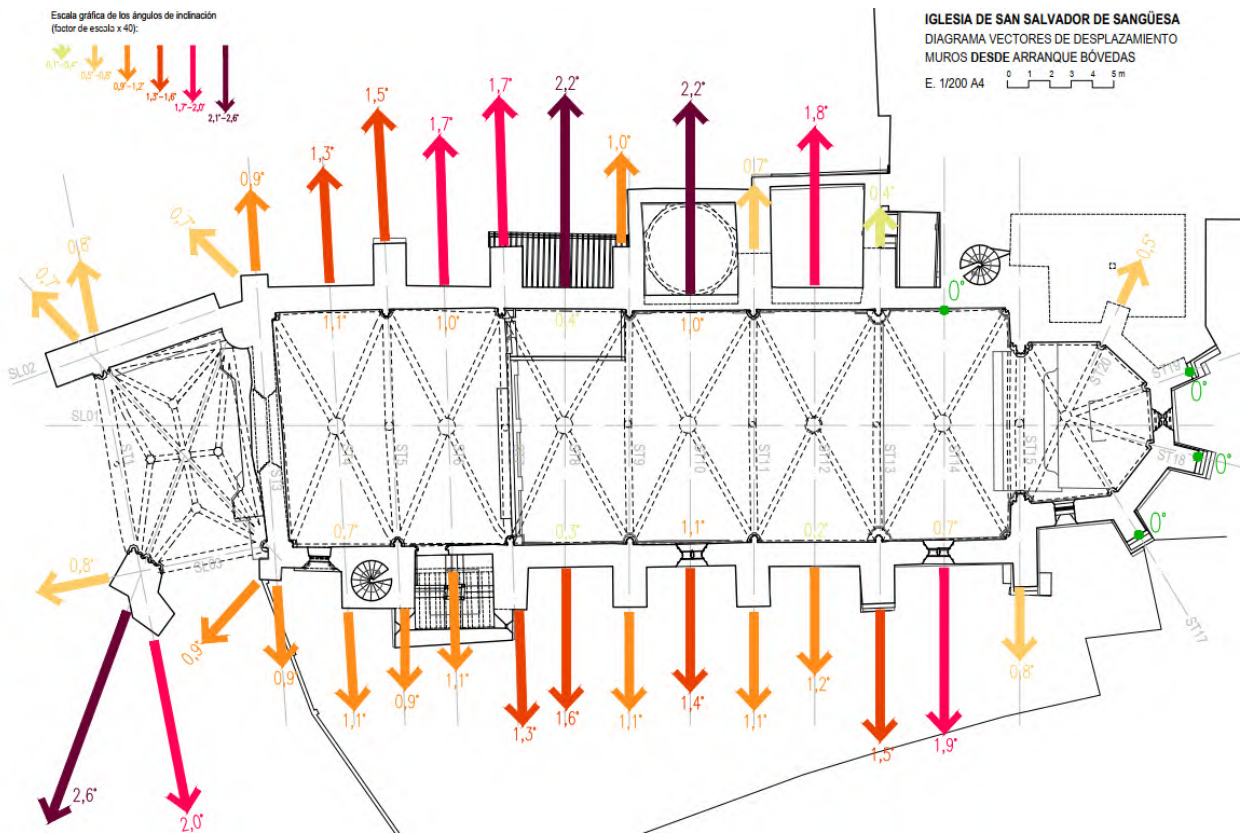


Diagrama de vectores de las inclinaciones de los muros a partir del arranque de las bóvedas de la nave hasta su coronación

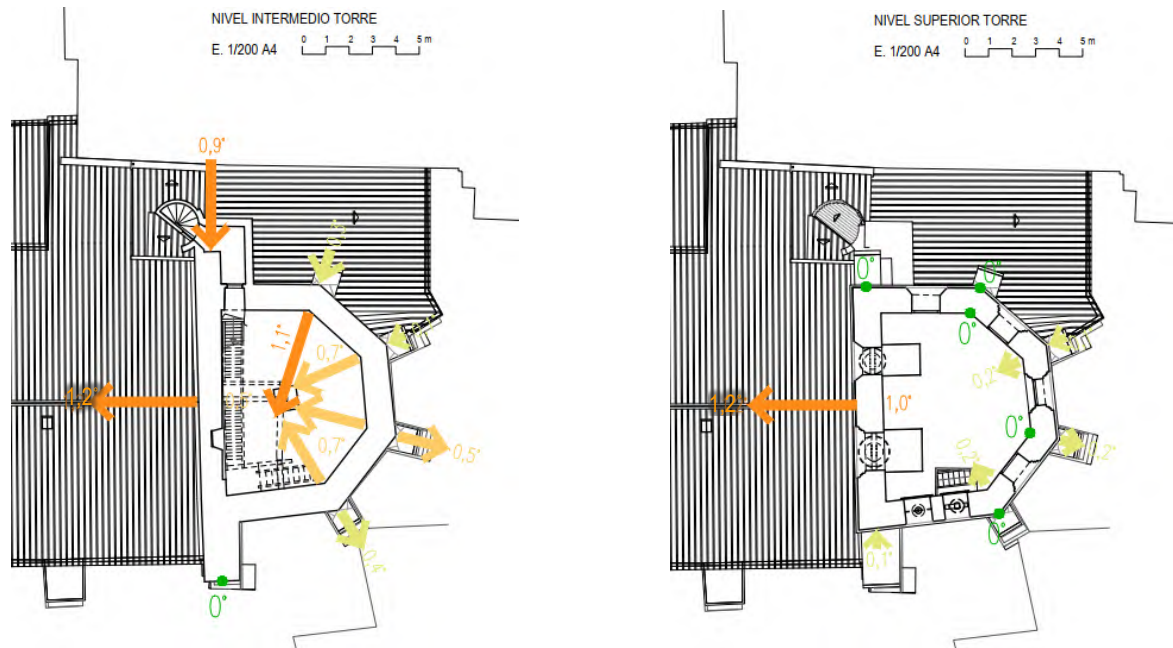


Diagrama de vectores de las inclinaciones de los muros de la torre. Izquierda: nivel intermedio. Derecha: nivel superior.

De la lectura de los gráficos anteriores se extrae la siguiente información a tener en cuenta para la comprensión de la patología que sufre el edificio:

NAVE:

- Los muros norte y sur están inclinados hacia el exterior de forma aproximadamente simétrica, siendo algo mayores las inclinaciones en el lado norte.
- **Los ángulos de inclinación son alarmantes**, llegando a valores de alrededor de los 2 grados en el lado norte, que se traducen en desplazamientos de hasta 37 cm en la coronación respecto al arranque de los muros.
- En los tramos donde hay alguna construcción adosada -capillas al norte y escaleras al sur- el giro es menos acusado.
- Las caras de los muros -tanto norte como sur- no son paralelas entre sí. La hoja exterior está más inclinada hacia afuera que la hoja interior, lo que indica que los muros, además de inclinarse, se abren internamente.

CABECERA:

- Por el exterior, los contrarrestos están aplomados, mientras que, por el interior, están ligeramente inclinados hacia el interior.

TORRE:

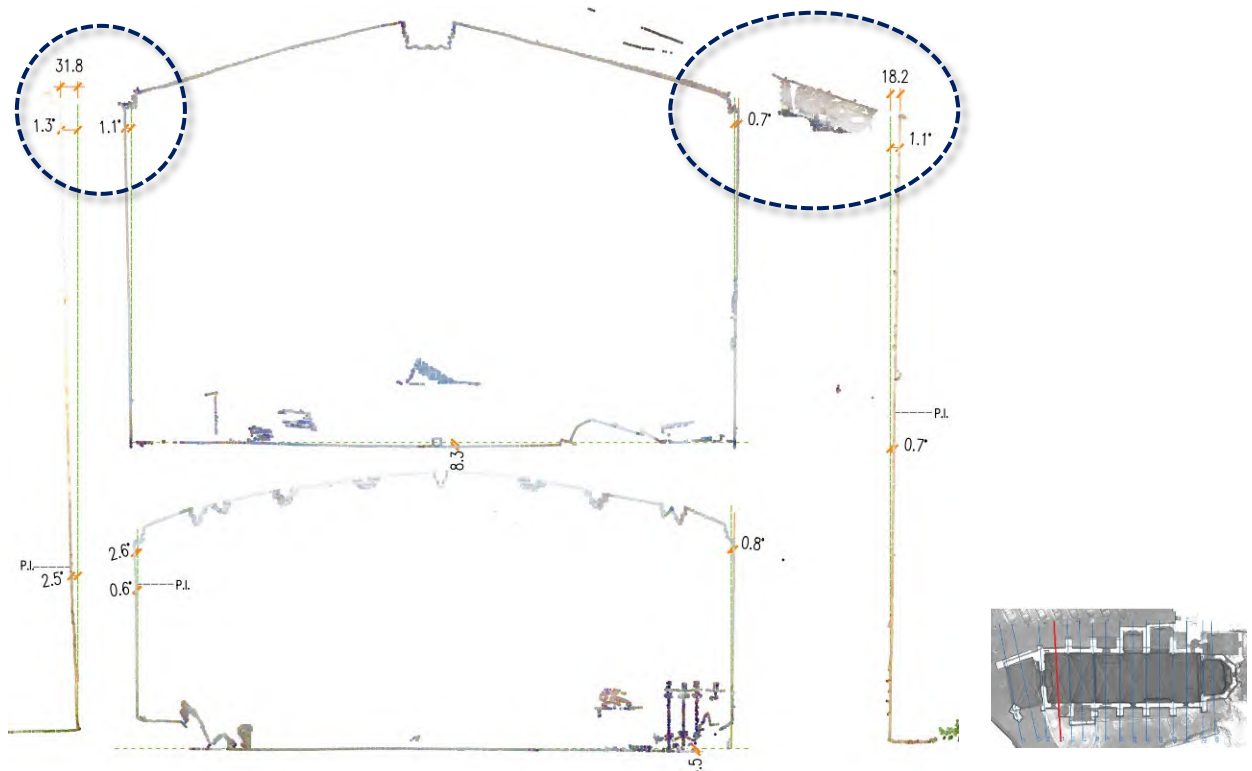
- El cerramiento oeste está inclinado en toda su altura 1,2 grados hacia el exterior, es decir, hacia la nave. Este giro equivale a un desplazamiento de 31 cm de la coronación respecto del arranque del muro sobre la cubierta de la nave.

- Los otros cinco lados que conforman el prisma de la torre se comportan de manera distinta al cerramiento occidental: en el nivel inferior, las caras interiores se inclinan hacia adentro, mientras que las caras exteriores están muy poco inclinadas hacia el interior o se abren ligeramente hacia el exterior; en el nivel superior, las aristas del volumen están prácticamente aplomadas.

ATRIO:

- El apoyo exento de la esquina suroeste está muy inclinado hacia el exterior en el sentido del nervio diagonal.

A modo de ejemplo de los desplazamientos horizontales detectados en la nave, se adjunta la siguiente sección de la nube de puntos correspondiente al plano de corte ST4 -centro del tramo de los pies-. En ella se ve cómo el muro norte se desplaza un total de 31,8 cm en la coronación respecto al arranque, mientras que el muro sur, que tiene adosado el cuerpo de la escalera de caracol, se desplaza 18,2 cm. Sumando ambos desplazamientos, la anchura de la nave ha aumentado un total de 50 cm en la parte superior -teniendo sólo en cuenta los datos de la cara exterior de los muros-. Como consecuencia, la bóveda que cubre el espacio interior ha tenido que deformarse para adaptarse a la nueva geometría.



Corte transversal de la nube de puntos ST4. Con líneas de color verde se han marcado las plomadas y los niveles horizontales tomados como referencia.

3.1.2. Desplazamientos verticales

Además de los desplazamientos horizontales o inclinaciones, se ha comprobado si se ha producido algún desplazamiento en el eje Z de los elementos portantes. Para ello, se ha medido la desviación respecto de un nivel horizontal de elementos que, en teoría, deberían estar a la misma altura, como, por ejemplo, los arranques de las bóvedas de la nave y del coro. Los desplazamientos verticales suelen ser excepcionales e, inicialmente, no tienen más explicación que asentamientos diferentes producidos en el suelo. Estos fenómenos suelen suceder en los primeros 20-30 años de vida del edificio. Cuando aparecen en un plazo mayor la razón suele ser que se han modificado las características del terreno por razones ajenas a la propia construcción.

Para la toma de datos de esta parte del estudio se han medido en la nube de puntos del escáner la el desfase vertical de todos los arranques de las bóvedas de la nave respecto del punto más alto del elemento. Lo mismo se ha hecho para los arranques de la bóveda del coro. Los datos recabados se han plasmado en los siguientes gráficos resumen, donde se han representado las curvas de nivel de los planos analizados.

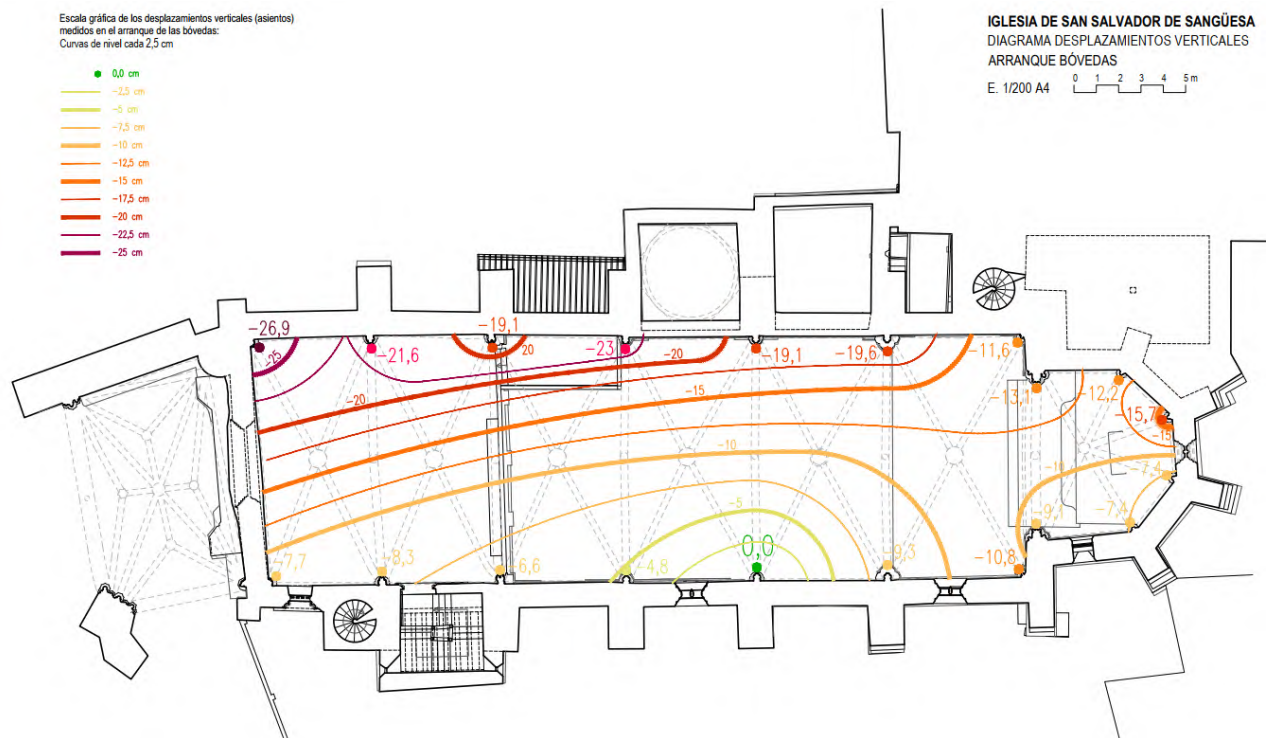
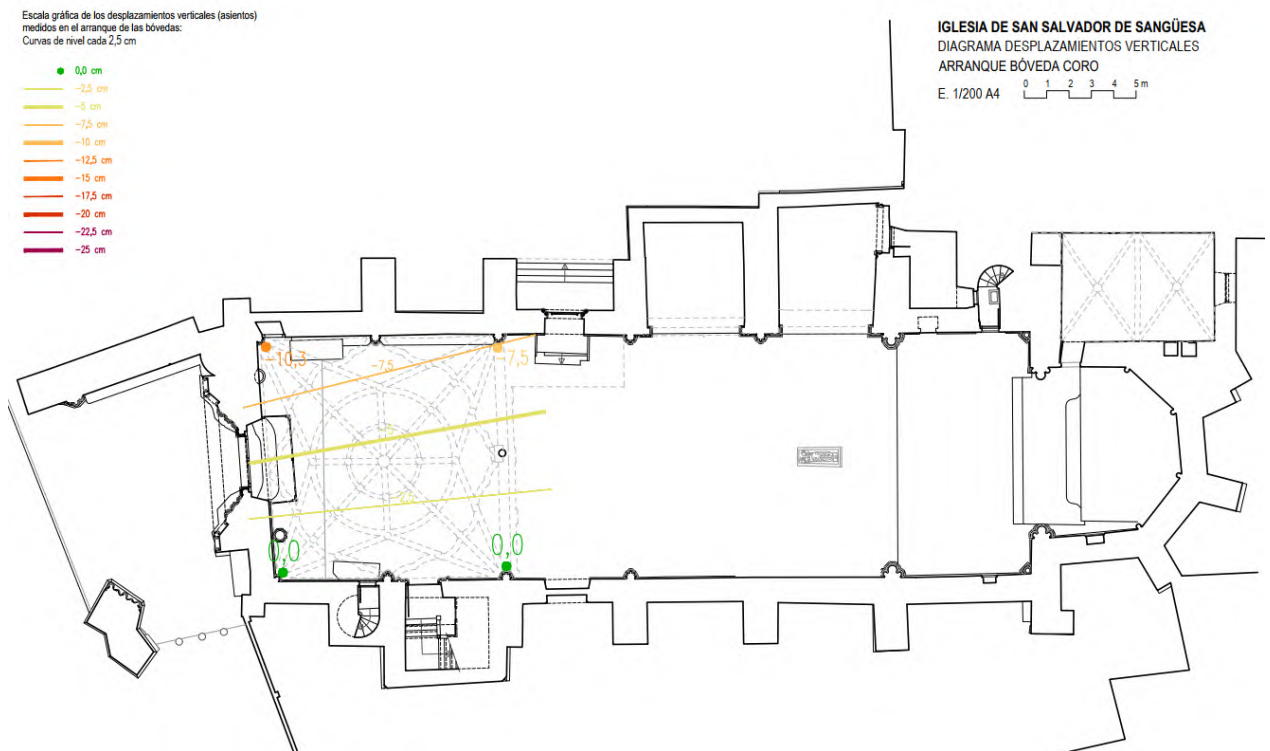


Diagrama de curvas de nivel de los desplazamientos verticales de los **arranques de la bóveda de la nave y la cabecera**



*Diagrama de curvas de nivel de los desplazamientos verticales de los **arranques de la bóveda del coro***

De la lectura de los gráficos anteriores se extrae la siguiente información relevante para la comprensión de la patología que sufre el edificio:

- Se ha producido un asiento diferencial notable, de hasta 26,9 cm en la parte que más ha descendido, que es la esquina noroeste de la nave.
- La tendencia general es la del descenso del lado norte de la nave respecto del lado sur, con un valor promedio de 15,5 cm, y de los pies respecto de aproximadamente el centro de la nave.
- En el coro se aprecia la misma tendencia -descenso del lado norte, ligeramente mayor hacia los pies-, pero con valores algo menores, entre 7,5 y 10 cm. Esto indica que hubo un primer asiento de la nave antes de que existiera el coro y, posteriormente a la construcción de éste, se produjo un nuevo asiento.

Además de los desplazamientos verticales descritos anteriormente, cabe mencionar en este apartado la falta de nivelación del antepecho del coro. La franja ornamental situada sobre el arco debería ser, en teoría, horizontal. Sin embargo, la parte central está 14 cm más baja que el punto más alto, situado en el extremo sur. Sobre este elemento de remate deformado, se extendió una capa de nivelación que, a su vez, en la actualidad tampoco es horizontal. La parte más alta sigue estando en el lado sur, pero, esta vez, el descenso más acusado se produce en el lado opuesto, en el norte.

Los datos anteriores indican dos cosas. Por un lado, que el arco del coro ha sufrido una deformación debida a la separación de sus apoyos, produciendo un descenso de su clave que ha provocado la bajada del antepecho del sobre coro. Y, por otro lado, que el apoyo norte ha descendido respecto del sur, inclinándose toda la estructura hacia el lado que ha descendido.



Plano de detalle del arco del coro con los desplazamientos verticales acotados

3.1.3. Gráficos topográficos

Hay superficies que son difíciles de representar en dos dimensiones como, por ejemplo, las bóvedas y las cúpulas o los planos deformados. Para analizar estas geometrías se han utilizado técnicas propias de la Topografía. Se han realizado gráficos topográficos que representan las “curvas de nivel” de las bóvedas y de los alzados de los muros mediante la asignación de un color a cada punto de la nube del escáner láser según su distancia a un plano determinado de referencia, ya sea vertical u horizontal, según el caso. Todos los gráficos generados se pueden consultar en el *Anexo 2. Documentación geométrica* que acompaña a este Informe.

En las siguientes páginas se muestran los gráficos que aportan información relevante sobre la deformación sufrida por el edificio objeto de estudio, con su correspondiente interpretación.

Topografía de las bóvedas

NAVE Y CABECERA

El primer gráfico representa la topografía del intradós de las bóvedas de la nave y la cabecera, con curvas de nivel cada 21,2 cm, siendo la franja de color rosa la que contiene a los puntos situados a mayor altura respecto del plano de referencia.

Las bóvedas de la nave tienen una forma aproximadamente simétrica respecto del eje longitudinal, salvo en el tramo de los pies (tramo 1), en el que se produce una asimetría debida al descenso de la mitad norte. En el gráfico destaca la anomalía que se produce en el arco fajón situado entre el tramo 1 y el tramo 2. Su clave está notablemente más baja que las de los restantes arcos fajones. Las claves más altas son las del centro de las bóvedas de los tramos 3, 4 y 5.

En la cabecera se aprecia una desviación en el tramo de plementería contiguo a la nave. Sin embargo, ésta no se debe a un movimiento anómalo de la estructura, sino a motivos constructivos: la planta del ábside es irregular y su centro geométrico no está alineado con el centro del arco del vano que da paso a la nave, de ahí que la plementería tenga que absorber ese desfase.

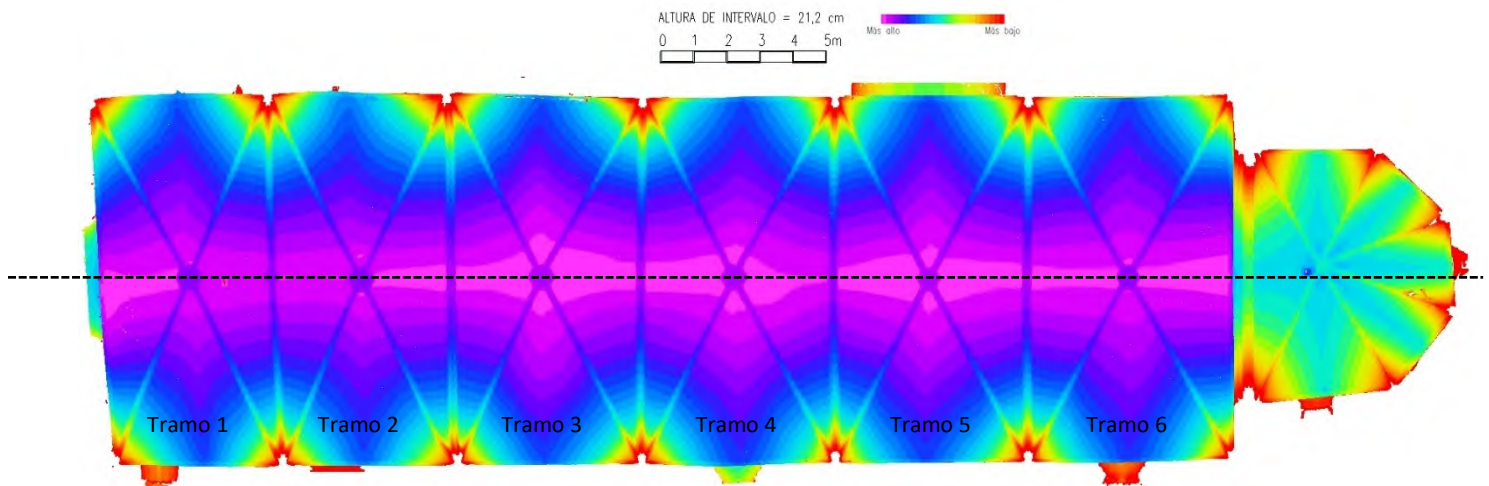
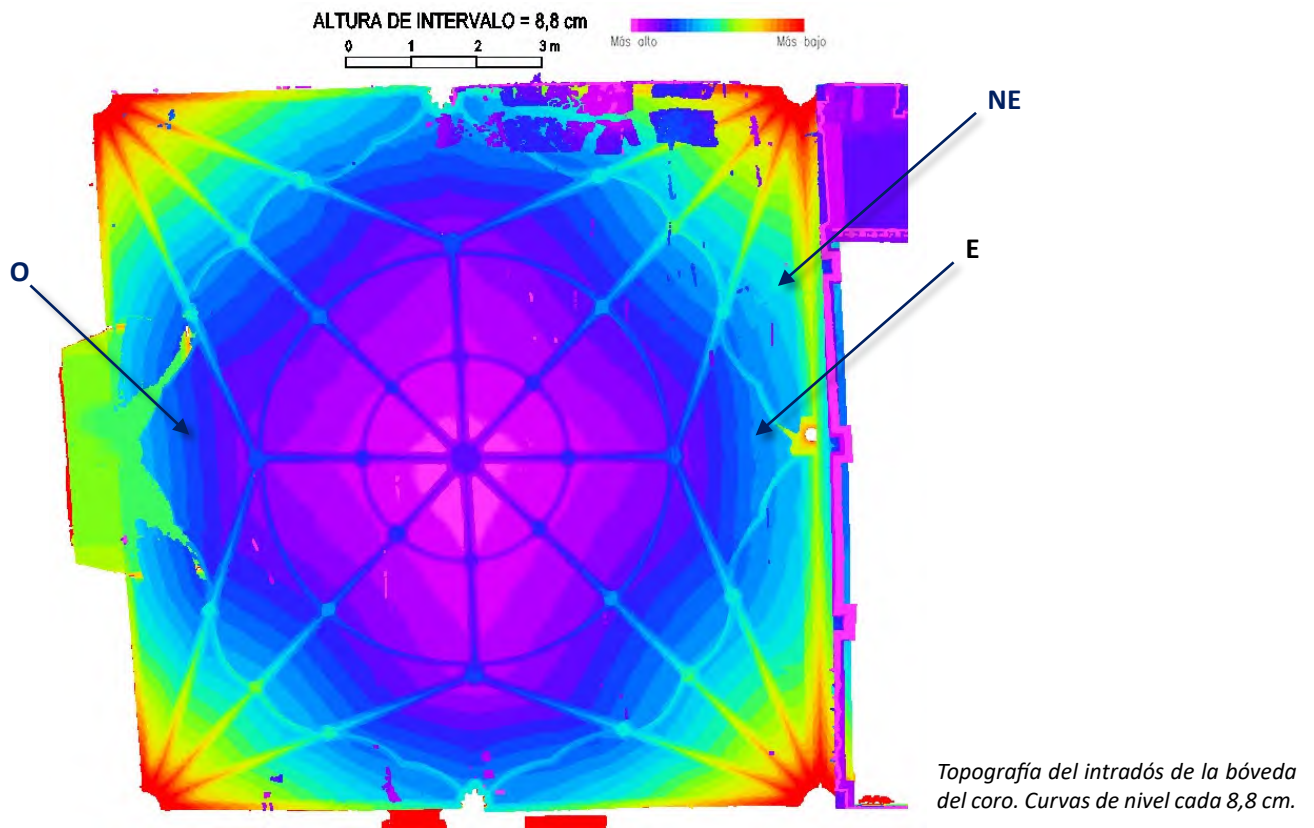


Gráfico de la Topografía del intradós de las bóvedas de la nave y la cabecera. Curvas de nivel cada 21,2 cm.

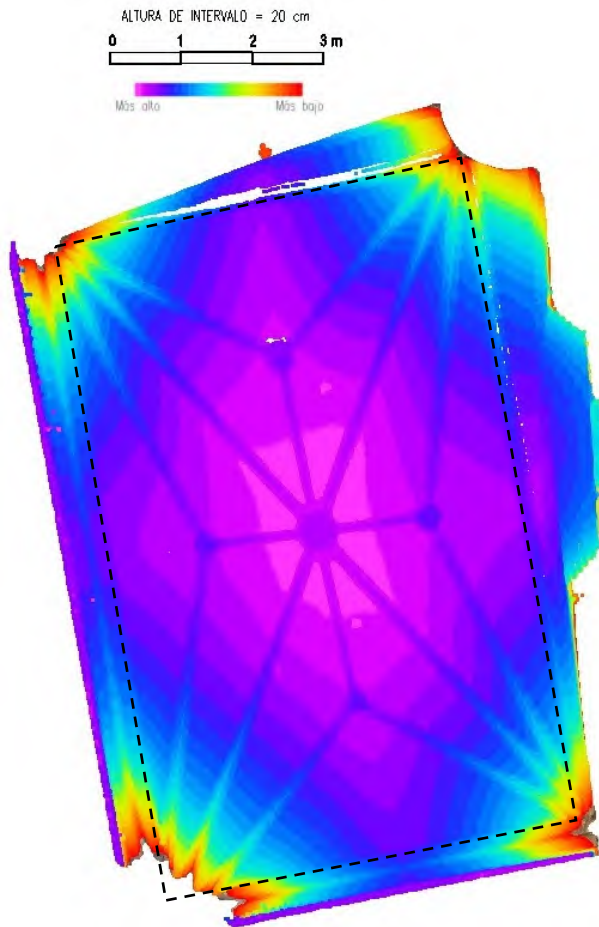
CORO

En el caso de la bóveda del coro, cuyo gráfico se muestra bajo estas líneas, la asimetría es evidente. La mitad sur está más arriba que la mitad norte. Además, el cuadrante este está ligeramente más bajo que el cuadrante oeste. Cabe mencionar dos comportamientos extraños de las curvas de nivel: uno, que en el triángulo de plementería marcado en el gráfico con la letra "O" las franjas de colores tienen una forma invertida en comparación con la de los tramos de plementería homólogos, que indica que la parte central está hundida respecto de los encuentros con los nervios; y, dos, en los cuadrantes este y noreste hay discontinuidades en el trazado de las curvas que indican que hay saltos en el intradós.

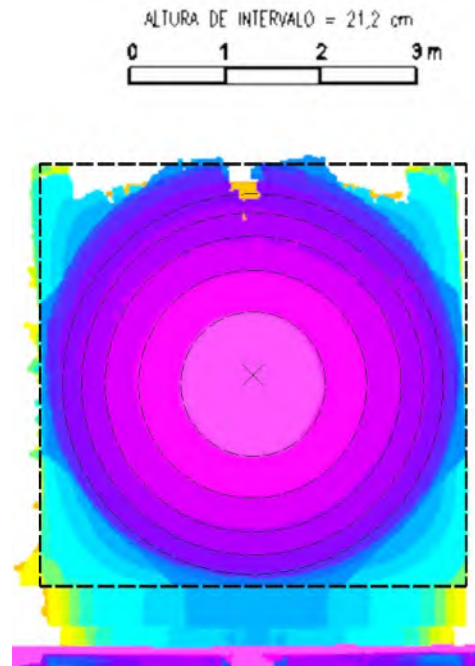


ATRIO

El atrio tiene una planta trapezoidal y en ella está inscrita una bóveda de terceletes de planta rectangular –marcada con línea discontinua en el gráfico de la página siguiente-, girada respecto de los ejes de la nave. Los espacios que quedan entre la bóveda y el muro norte del atrio y el muro oeste de la nave están resueltos con sendos triángulos de plementería. Una vez entendida la traza de la bóveda, se pueden analizar las deformaciones. Las curvas topográficas muestran que se ha producido un descenso del cuadrante suroeste, en dirección de la diagonal.



*Topografía del intradós de la bóveda del atrio.
Curvas de nivel cada 20 cm.*



*Topografía de la cúpula de la capilla norte.
Curvas de nivel cada 21,2 cm.*

CAPILLA NORTE

Para finalizar con el estudio de la geometría de las bóvedas, se aborda el análisis de la cúpula de la capilla situada al norte del cuarto tramo empezando desde los pies, cuyo gráfico topográfico se muestra sobre estas líneas, en el lado derecho de la página.

Las curvas de nivel de la cúpula muestran que el centro geométrico de la planta no coincide con el punto más alto de la cúpula. Además, los anillos concéntricos se ensanchan hacia el norte, de forma más acusada en los anillos exteriores. En esa misma mitad, -la norte- las circunferencias presentan irregularidades en su forma. La interpretación de esta información es que la mitad norte de la cúpula está notablemente deformada, habiéndose aplanado su curvatura por efecto de un desplazamiento hacia el exterior de su base.

Gráficos de desplomes de los muros

MURO SUR

El gráfico de desplomes del alzado exterior del muro sur de la nave pone en evidencia las inclinaciones detectadas al realizar el análisis de los desplazamientos horizontales. Cuando los muros no están aplomados en los gráficos de desplomes aparecen franjas de colores a modo de curvas de nivel, más próximas entre sí y en mayor número cuanto mayor es el ángulo de inclinación del elemento respecto de la vertical. Si el valor de inclinación es uniforme en toda la altura, las franjas son paralelas y equidistantes. Si el ángulo varía, ya sea en el sentido vertical u horizontal, las franjas se ensanchan, se estrechan o cambian de dirección.

En el caso de la nave, la forma y disposición de las curvas de nivel permiten apreciar que todo el muro sur, incluidos los contrafuertes, está inclinado hacia el exterior de manera notable –la parte superior está coloreada en tonos rosas y, por tanto, se encuentra más próxima al plano de referencia vertical situado en el punto de vista del observador-. El giro se corrige ligeramente en el encuentro con la torre. El cerramiento de la escalera de subida al coro está girado en planta, pero apenas en altura, de ahí que aparezcan franjas verticales ligeramente inclinadas, al igual que sucede en la torre y en el atrio. En este último elemento, el apoyo exento se inclina hacia el exterior, tal y como se aprecia en el aumento de la mancha de color rosa.

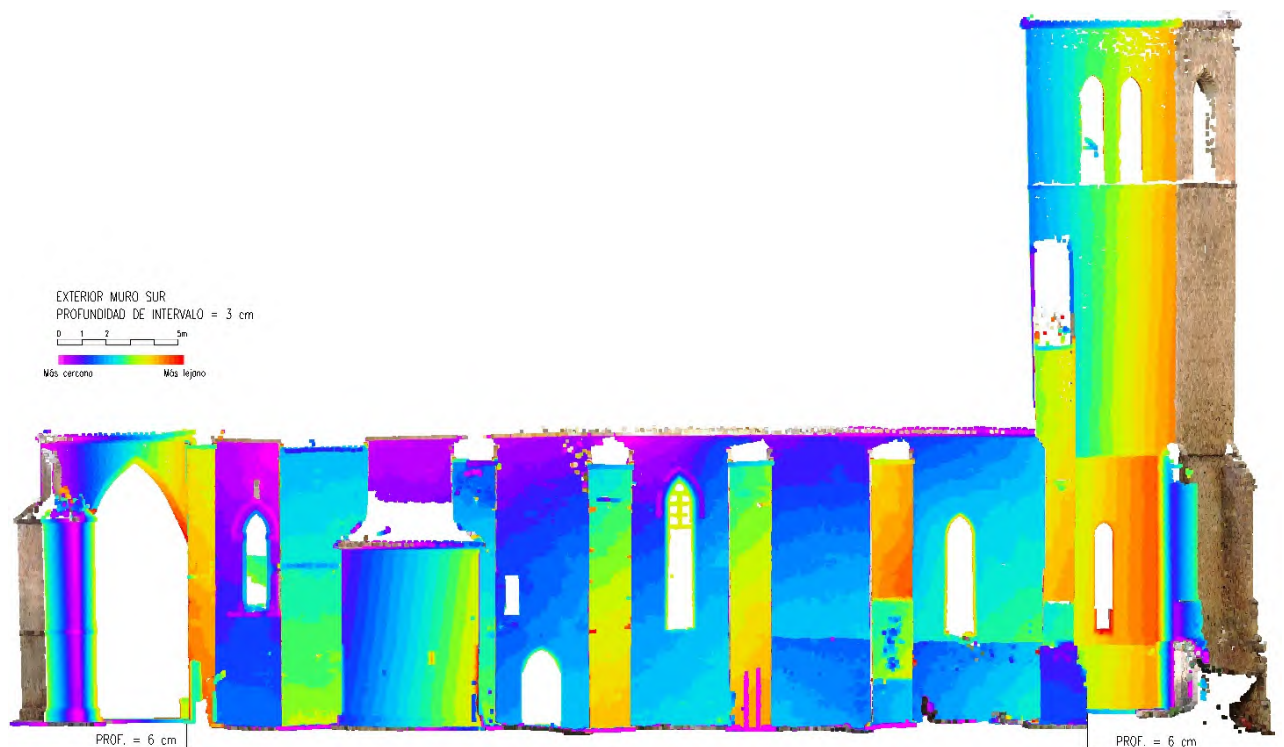


Gráfico de desplomes de la cara exterior del alzado sur. Curvas de nivel cada 3 cm.

MURO NORTE

En el cerramiento norte de la nave, de forma similar a lo que sucedía en el lado sur, los tramos de muro que no tienen construcciones adosadas se inclinan significativamente hacia el exterior, desde la base hasta la coronación. La deformación aumenta progresivamente hacia el contrafuerte situado entre los dos primeros tramos de la nave empezando a contar desde los pies. Esta tendencia se aprecia tanto en el gráfico de la cara exterior como en el gráfico de la cara interior.

El pequeño volumen que cubre el acceso al interior por el tramo central también está inclinado, así como el cerramiento de la capilla contigua. En cambio, el muro de la capilla situada más a la izquierda en la imagen, apenas registra basculamiento. El atrio no presenta inclinaciones respecto de la vertical, aunque sí lo hace el contrafuerte que se sitúa en el encuentro entre éste y la nave.

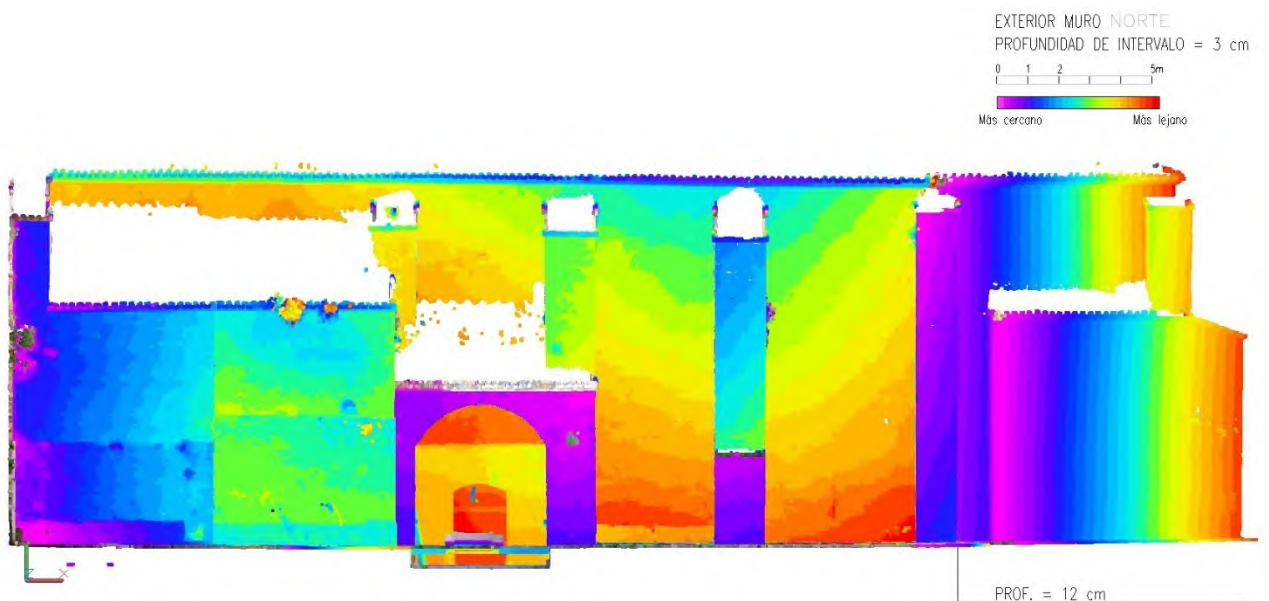


Gráfico de desplomes de la cara exterior del alzado norte (sin la torre). Curvas de nivel cada 3 cm.

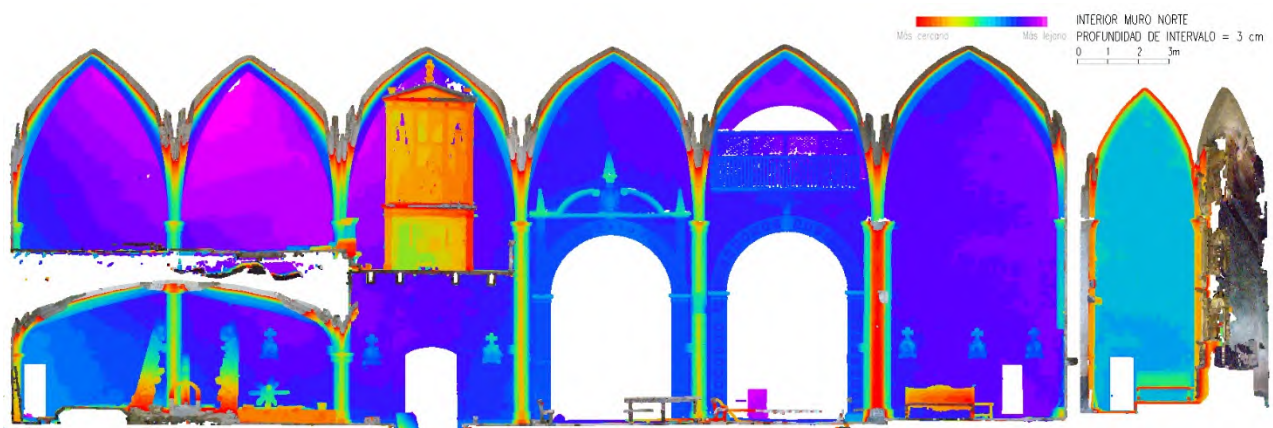


Gráfico de desplomes de la cara interior del alzado norte. Curvas de nivel cada 3 cm.

MURO OESTE DE LA NAVE

A continuación, se muestra el gráfico de la cara interior del hastial oeste. El análisis de la cara exterior no aporta datos aclaratorios dado que hay muy poca superficie de paños lisos.

Las manchas del gráfico inferior tienen un perfil accidentado, lo que indica que la superficie presenta bastantes irregularidades. La más notoria es la que se localiza en el centro del paño, donde se produce un abultamiento considerable hacia el interior de la iglesia. Por el contrario, la mitad superior derecha tiende a inclinarse ligeramente hacia el exterior, en duración al atrio.

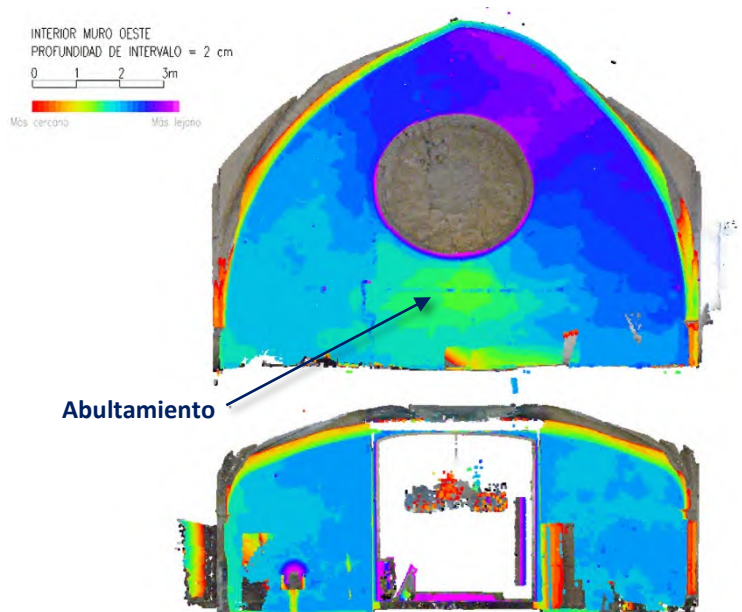


Gráfico de desplomes de la cara interior del alzado oeste de la nave. Curvas de nivel cada 2 cm.

MURO OESTE DE LA TORRE

El muro oeste de la torre –que se levanta sobre el arco de embocadura a la cabecera- no está aplomado. Las curvas de nivel muestran cómo está inclinado de forma notoria hacia la nave, más en el centro –ligeramente escorado a la derecha- que en los extremos.

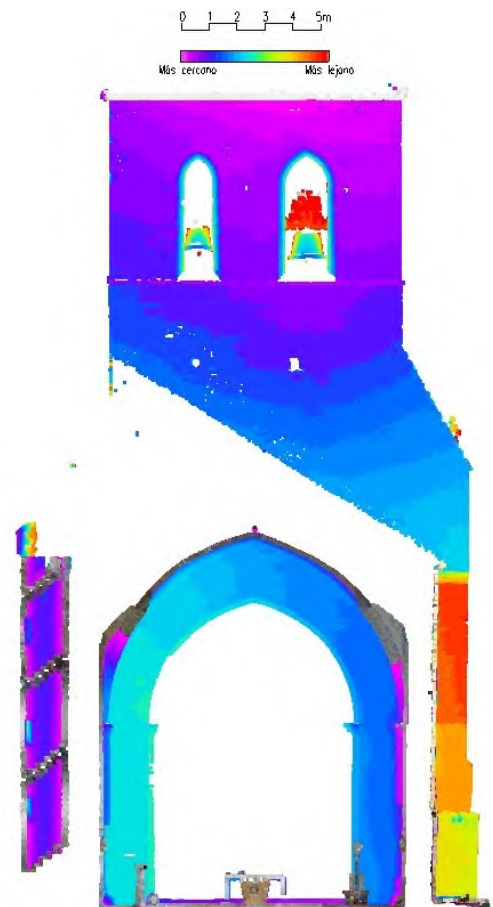
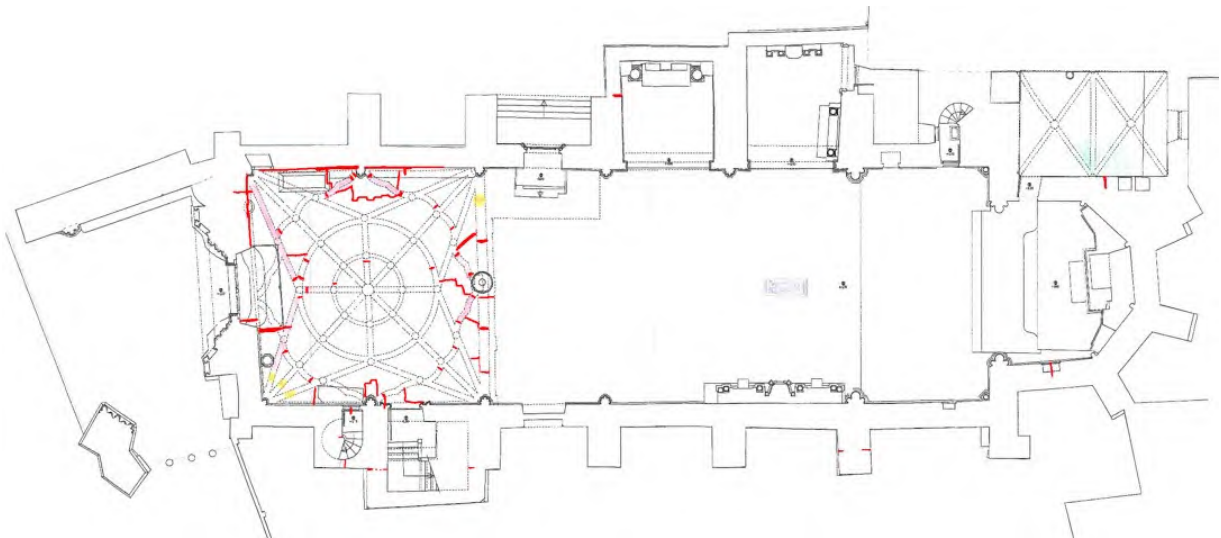


Gráfico de desplomes de la cara exterior del muro 3,5 oeste de la torre. Curvas de nivel cada 3,5 cm.

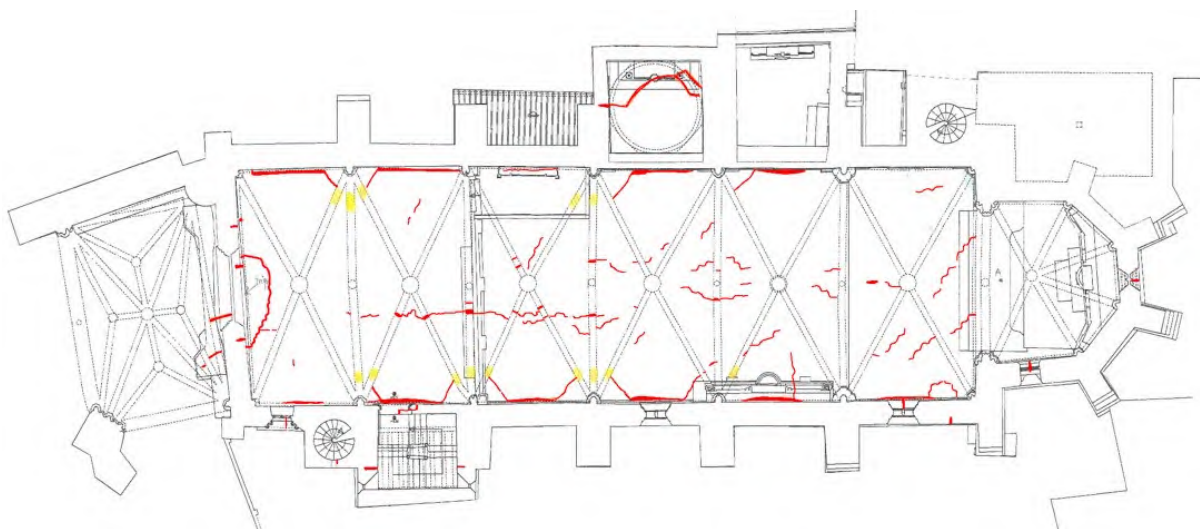
3.2. Análisis patológico

El análisis patológico que se realiza en este apartado es exclusivamente estructural, es decir, se señalan únicamente las lesiones que sufren los elementos estructurales, tanto verticales como horizontales. Estas lesiones se limitan a grietas o fisuras. De estas grietas y fisuras se analiza, además de su situación, su forma y su desarrollo. La correcta interpretación de los datos recopilados ayuda a detectar la causa que origina la patología y a predecir su comportamiento a futuro.

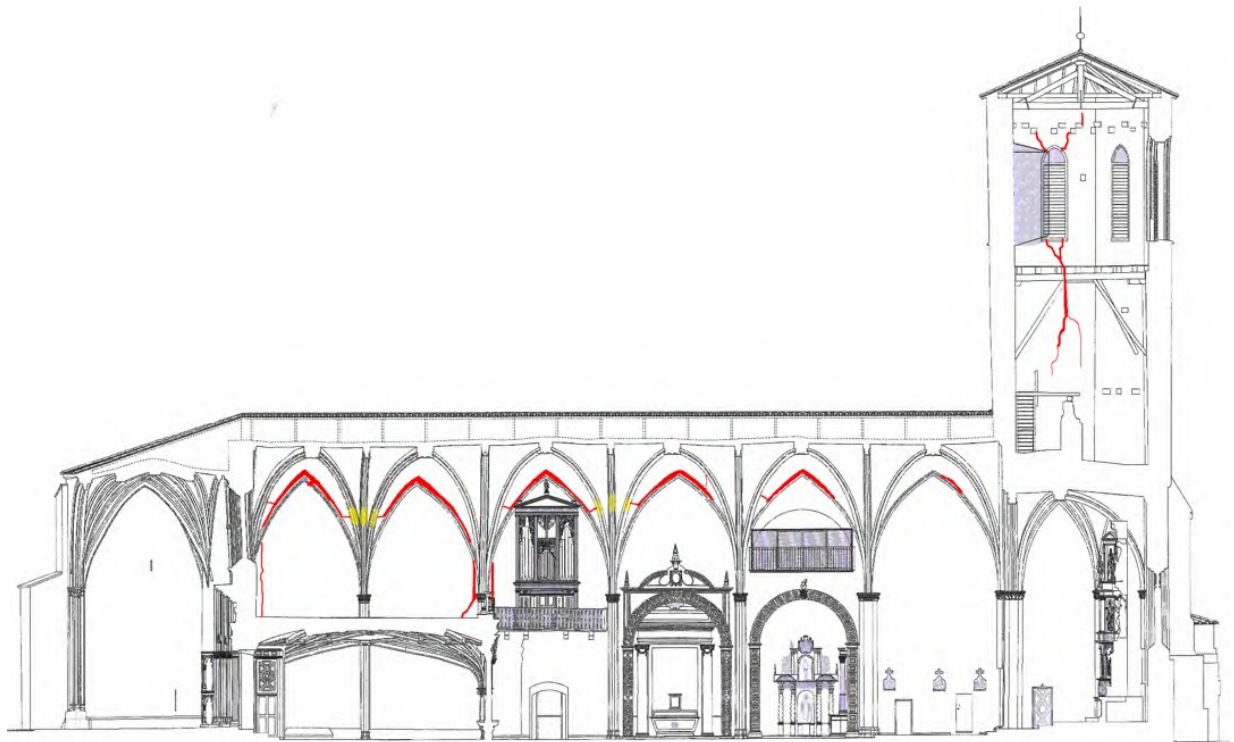
A continuación, se muestran los planos de planta, alzado y sección sobre los que se han grafiado las lesiones visibles y aparentes identificadas durante la inspección ocular realizada in situ. En color **rojo** se han representado las **grietas y fisuras**, con líneas de diferente grosor en función de la anchura de la apertura, y en color **amarillo** se han representado las zonas en las que se han localizado **roturas por reventones** en la piedra.



Planta baja



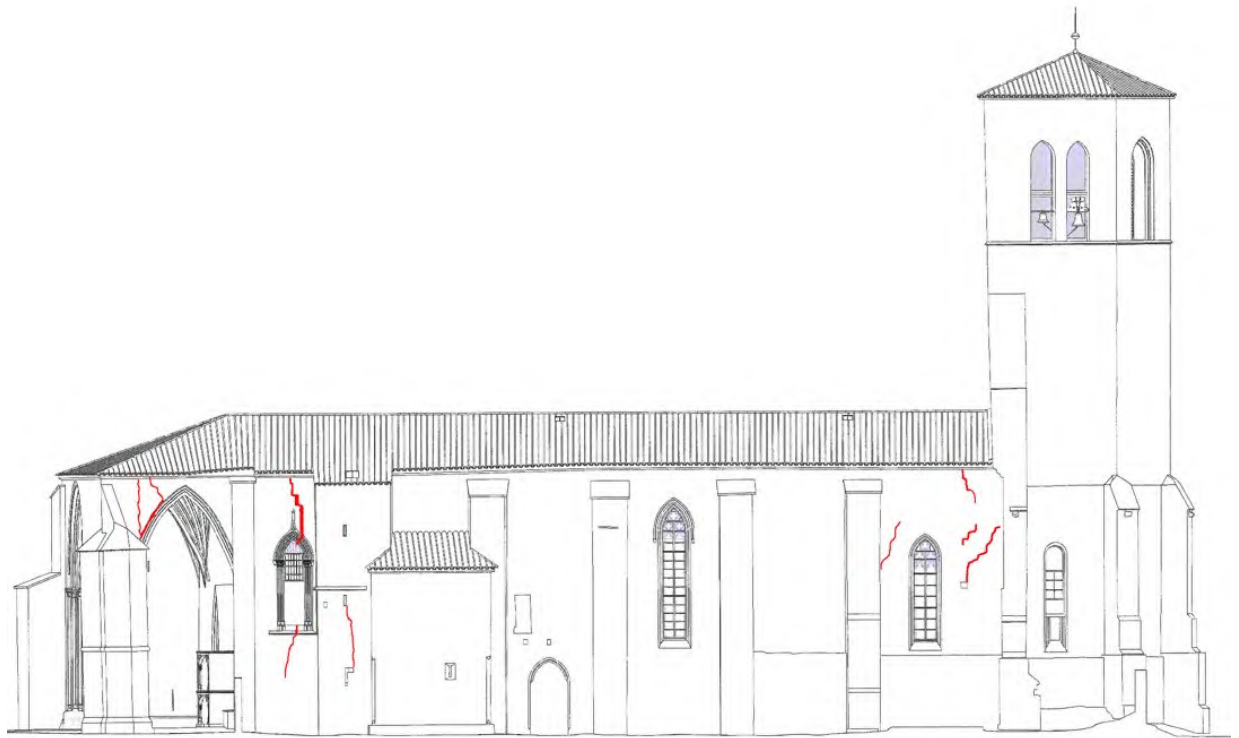
Planta al nivel del arranque de las bóvedas, con la proyección de éstas



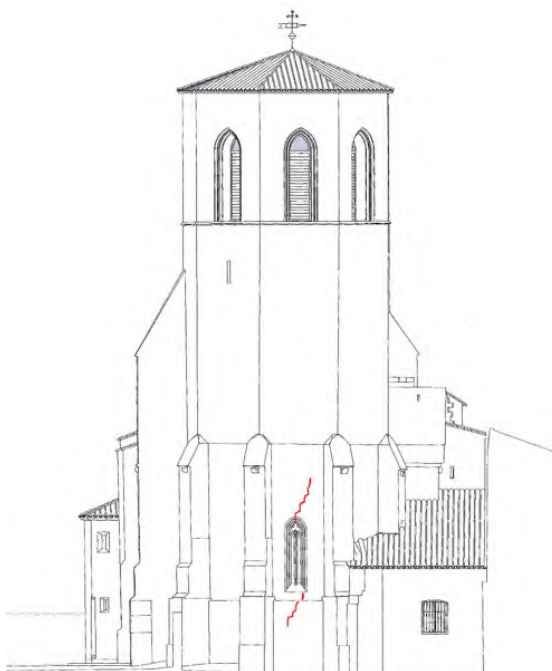
Sección longitudinal hacia el norte



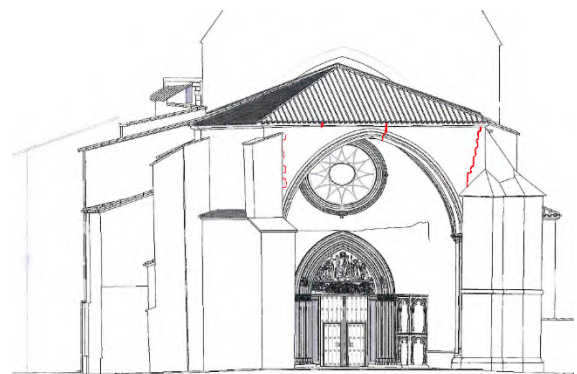
Sección longitudinal hacia el sur



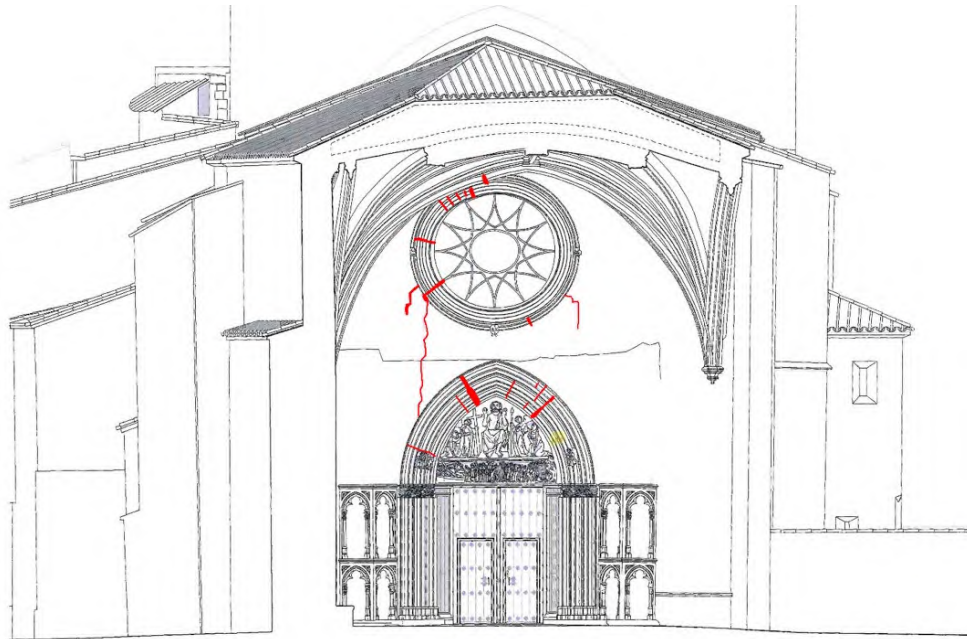
Alzado sur



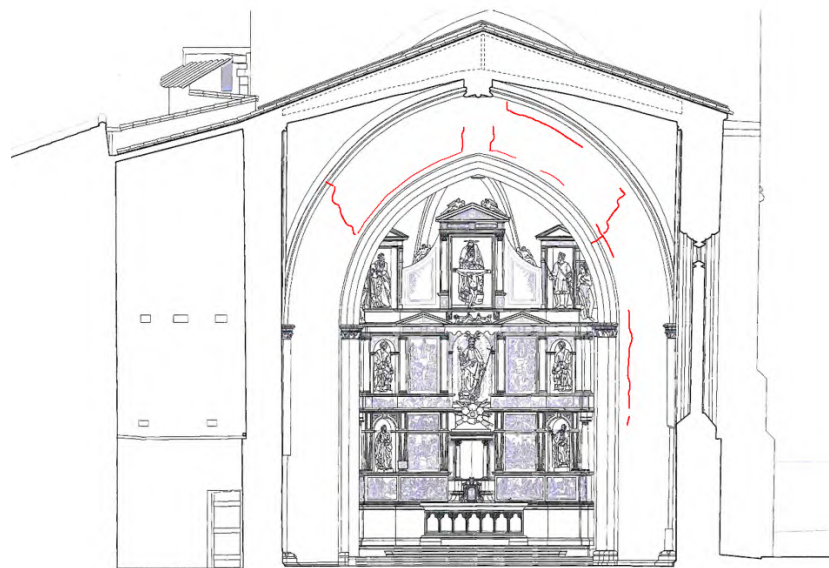
Alzado este



Alzado oeste



Sección transversal del atrio hacia el hastial oeste de la nave



Sección transversal por el primer tramo de la nave hacia la cabecera

A continuación, se recogen los datos principales sobre la localización, la forma y el desarrollo de las lesiones más significativas, agrupadas por zonas del edificio.

NAVE

La nave presenta lesiones generalizadas por todo el intradós de las bóvedas. Estas lesiones son más o menos simétricas y siguen el siguiente patrón, con diferentes grados de incidencia según el tramo:

- Separación notable entre la plementería y el nervio paretero pegado a los muros, aumentando de tamaño hacia la parte superior.
- Continuación con una grieta abierta en el riñón de las bóvedas, a la altura en la que los nervios cruceros y fajones presentan reventones.
- Fisuras generalizadas en la plementería, con grietas más marcadas en torno a las claves, tanto de los nervios cruceros como de los nervios fajones.

Las roturas de material en los riñones de los nervios se producen por la concentración excesiva de tensión en un punto debido a la deformación de los arcos. Esta patología está activa en la actualidad, como demuestran los fragmentos de piedra desprendidos de los nervios del tramo de los pies.

En cuanto a los apoyos, las lesiones son menos evidentes que en las bóvedas. Se han detectado grietas en los paños de muro del primer tramo y de los dos últimos. Todas ellas tienen un desarrollo aproximadamente vertical. Las del lado sur coinciden con los puntos débiles de los paños, que son los huecos -ya sea ventanas o puertas-, mientras que las del lado norte, han aparecido en torno a las pilastras. Las del lado sur se manifiestan tanto al interior como al exterior de los muros. No así las del lado norte, que sólo son visibles desde la cara interior de los muros.

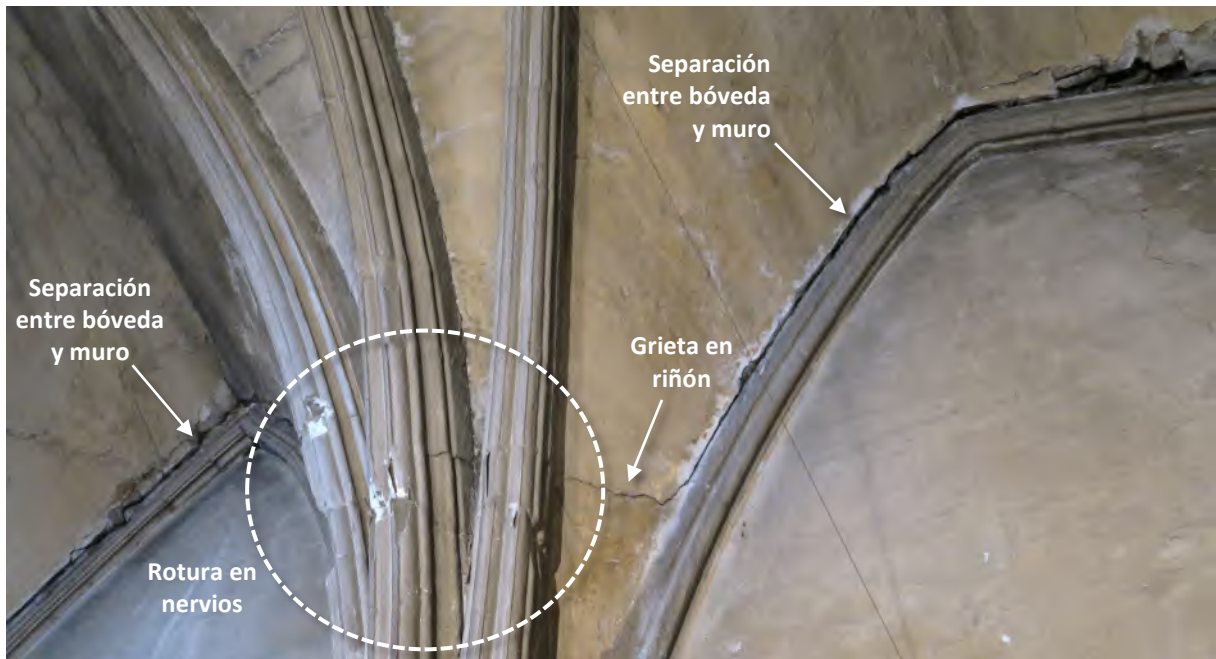
En los estribos, aunque la fábrica, en general, presenta juntas abiertas entre los sillares, una observación detenida permite distinguir cuáles de estas juntas son grietas causadas por movimientos de la estructura. Se trata de grietas inclinadas, más altas en el contacto con el muro, que descienden hacia el exterior de los contrafuertes. En algunos puntos, existe una separación entre el muro y el estribo, en las que se distinguen las piezas de trabazón entre ambas fábricas.

Mención aparte requiere el hastial occidental. Por el interior presenta un gran número de grietas ramificadas de trayectoria vertical, que parten de la bóveda y alcanzan la parte inferior del muro -ya de menor tamaño y en menor cantidad- afectando al óculo y a la portada. Estos dos elementos están muy deformados y entre las piezas que los conforman se han abierto grietas y se han producido desplazamientos muy notables. Las grietas abiertas en el muro oeste tienen continuidad en la bóveda, que ha sufrido un desgajamiento en el tramo de plementería que está en contacto con dicho muro.

En cuanto al pórtico que separa la nave de la cabecera, sobre el arco se aprecian una serie de fisuras, unas paralelas a la curvatura y otras con dirección radial, estas últimas en ambos riñones y, pareadas, en la clave.

En las siguientes páginas se ilustra con fotografías la descripción anterior sobre las patologías estructurales de la nave. Su representación gráfica se puede consultar en las páginas anteriores, en las que se han incluido los planos con el grafiado de grietas, fisuras y roturas.

Bóvedas:



Lesiones en los nervios y la plementería de las bóvedas: hueco entre muros y bóvedas, grieta en los riñones de las bóvedas y reventones en los nervios.



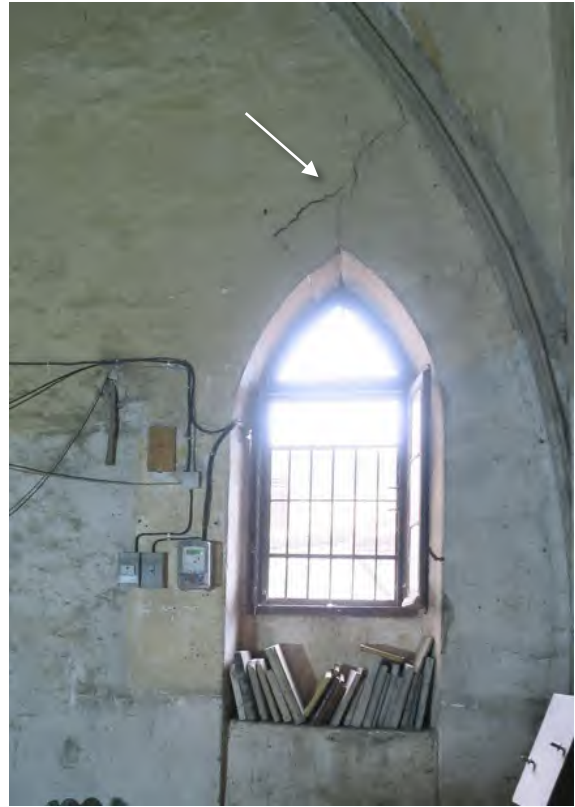
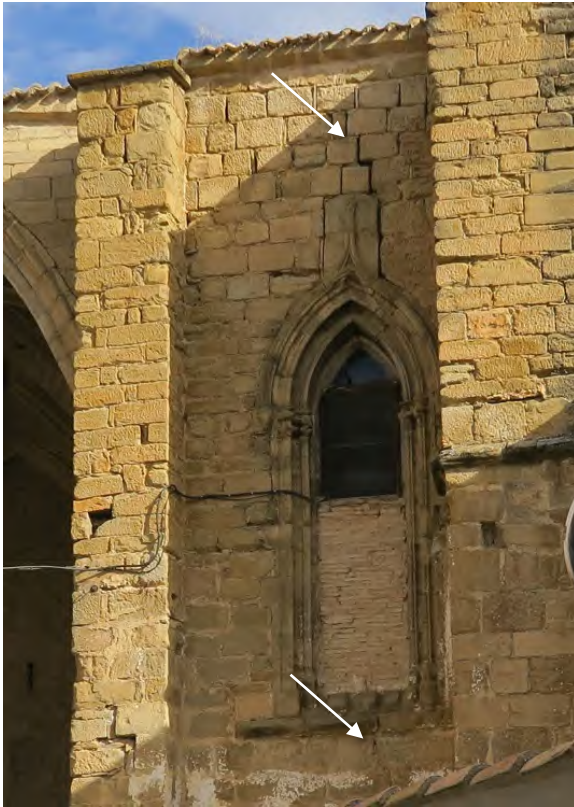
Fisuras generalizadas en el intradós de las bóvedas, con desprendimientos puntuales de revestimiento y material de las juntas, y rótulas en los nervios, próximas a las claves.

Muro oeste:



Grietas verticales ramificadas en la cara exterior y la interior, con continuidad en las bóvedas de la nave y el atrio, y deformación notable del óculo, las arquivoltas de la portada y el arco paretero.

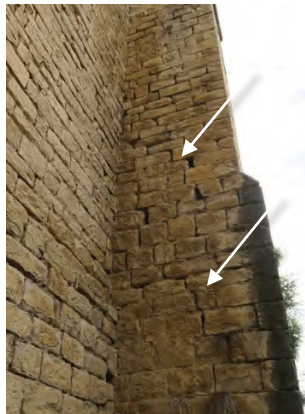
Muro sur:



Último tramo de la nave. Izquierda: exterior. Derecha: interior.



Primer tramo de la nave. Izquierda: exterior. Derecha: interior.



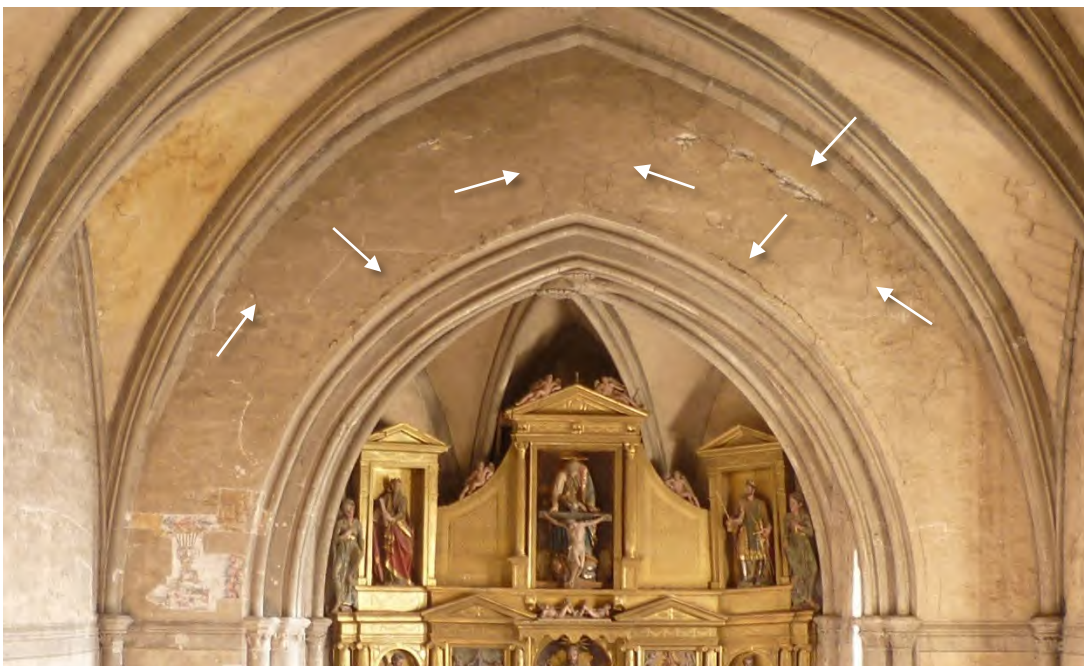
Grietas en los estribos y separación entre la fábrica del muro y el estribo (imagen derecha)

Muro norte:



Izquierda: interior del último tramo de la nave. Derecha: interior del penúltimo tramo.

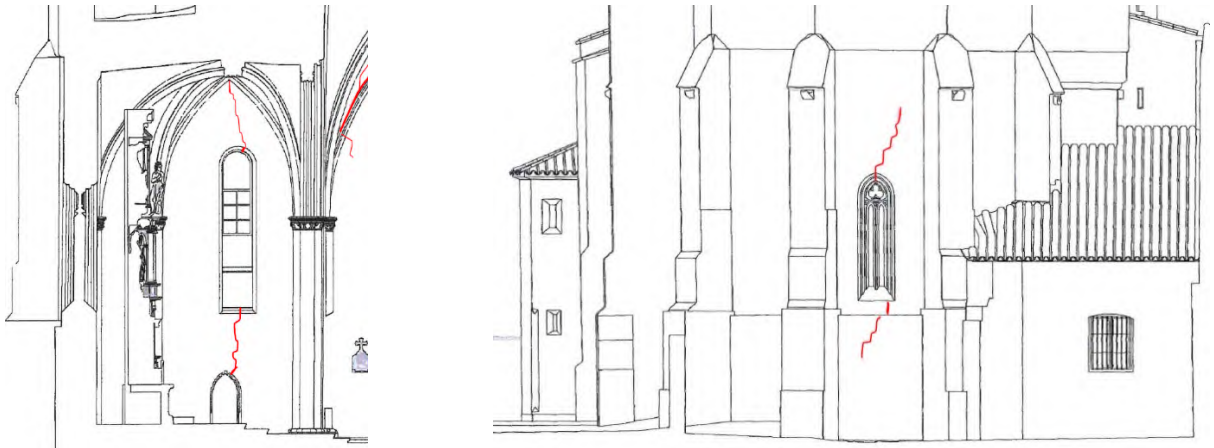
Pórtico de embocadura entre nave y cabecera:



Cerramiento sobre el arco de embocadura de la cabecera

CABECERA

La bóveda de la cabecera no tiene lesiones estructurales destacables. En los muros hay una grieta vertical en la cara interior del lado sur, que no se manifiesta al exterior, y una grieta, también vertical, en la cara exterior del lado este que, no se manifiesta al interior.



Izquierda: detalle de la sección longitudinal de la cabecera hacia el sur. Derecha: detalle del alzado este de la cabecera.



Izquierda: detalle del alzado este de la cabecera. Derecha: detalle de la sección longitudinal de la cabecera hacia el sur.

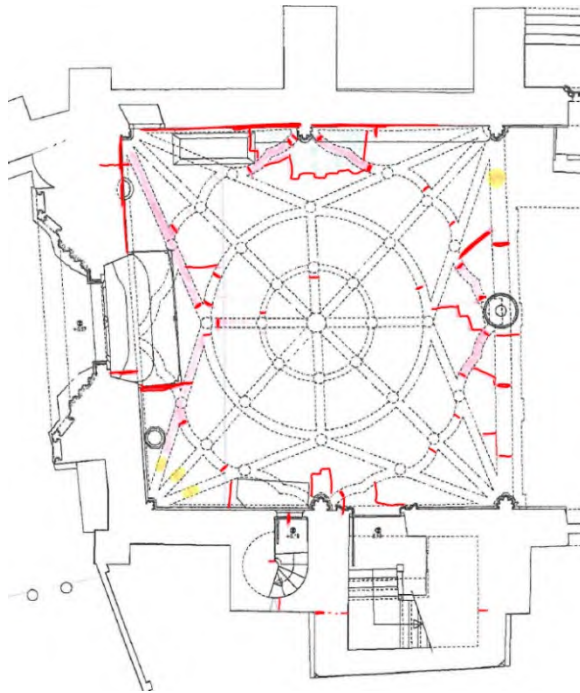
CORO

Las lesiones de la bóveda del coro son alarmantes. Además de haberse abierto numerosas grietas entre las dovelas de los nervios y entre las piezas de la plementería, varios tramos de nervios están completamente separados de la plementería. Las partes de los nervios independizadas del resto de la bóveda no están transmitiendo compresiones, con el consiguiente riesgo que tienen de desprenderse y caer.

Las grietas de los nervios y los tramos de plementería se concentran mayoritariamente en torno al centro de cada lado del cuadrado que delimita la bóveda. En los lados norte, oeste y sur –en este último en menor medida- los movimientos de los muros han arrastrado a la bóveda, provocando la aparición de grietas al tratar ésta de acoplarse a la nueva geometría. Además, en los lados norte y oeste, se ha producido una separación entre la bóveda y los muros. Por otra parte, la deformación del arco en el lado este -debida a su vez a la apertura de sus apoyos- también ha provocado lesiones en la parte de la bóveda que está dentro de su área de influencia. La presencia del puntal en la clave del arco no ha impedido que se deformara el arco. Al contrario, en lugar de abrirse una grieta en la clave, se han abierto dos grietas gemelas a ambos lados de la columna.

Para finalizar con la descripción de las lesiones detectadas en la bóveda del coro, al igual que sucedía en los nervios de las bóvedas de la nave, en algunos puntos de los arranques se han producido reventones en la piedra. Estas roturas son consecuencia de una concentración de tensión en un punto superior a la tensión admisible del material. La concentración de tensión en una pequeña sección de nervio se ha producido por la aparición de una grieta, debida a la deformación de los arcos por el desplazamiento de sus apoyos.

La bóveda del coro ha sido reparada mediante la colocación, con buen criterio, de cuñas de madera. Sin embargo, no se ha atajado la causa que ha provocado la aparición de las lesiones. Los movimientos siguen activos. Prueba inequívoca de ello es que algunas de las cuñas de madera se han caído recientemente.



Detalle de la planta de la bóveda del coro. Rojo = grietas; Rosa = separación entre nervio y plementería, amarillo = reventones.



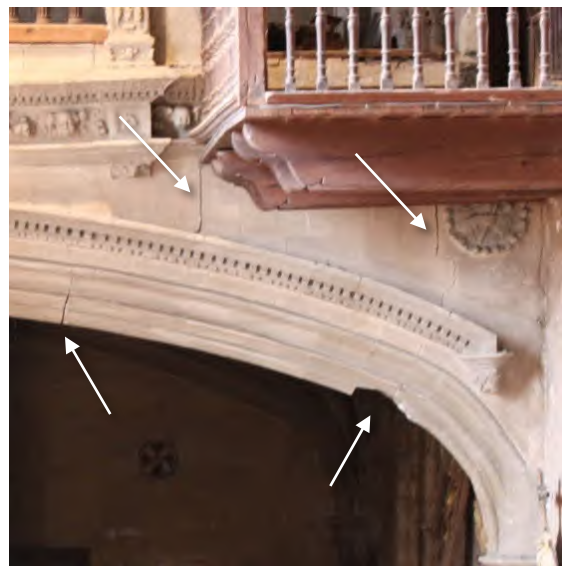
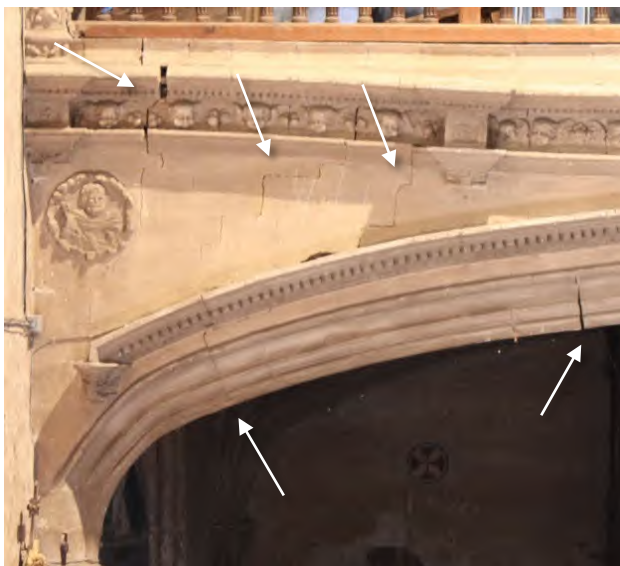
Lesiones en la zona de la bóveda próxima al puntal colocado en la clave de la bóveda



Lesiones en la zona de la bóveda próxima al hastial oeste



Lesiones en el arco carpanel que da a la nave



Detalles de las lesiones en el arco carpanel

El volumen que aloja la escalera de acceso al sobrecoro se adosa a los estribos del lado sur que delimitan el penúltimo tramo de la nave. Entre el cerramiento de la escalera y los estribos se ha abierto una junta constructiva que independiza ambas fábricas.

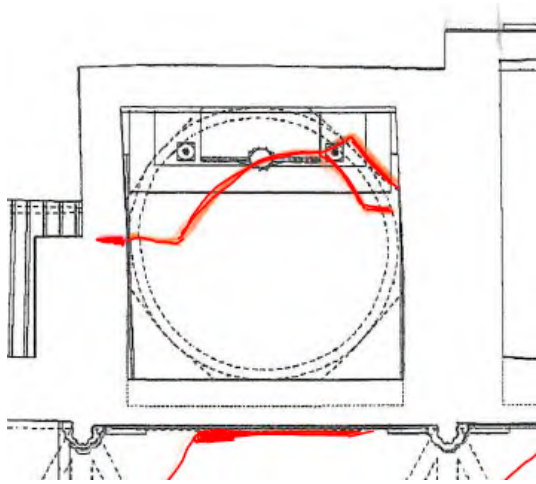


*Separación entre el volumen de la escalera y el estribo sur de la nave al que se adosa. Izquierda: vista por el exterior.
Derecha: vista por el interior.*

CAPILLA NORTE

Del mismo modo que sucedía en el volumen de la escalera de subida al coro, el cerramiento de la capilla cubierta con cúpula de ladrillo se ha disociado de la fábrica de la nave, siendo más evidentemente en el estribo de la izquierda (según la vista del gráfico que acompaña a estas líneas), ya que el lado derecho está cubierto por un revestimiento de papel que no se ha agrietado y que impide ver lo que hay detrás.

La grieta vertical entre las fábricas tiene continuidad en la cúpula, que presenta una fractura de lado a lado, más o menos paralela al cerramiento norte de la capilla.



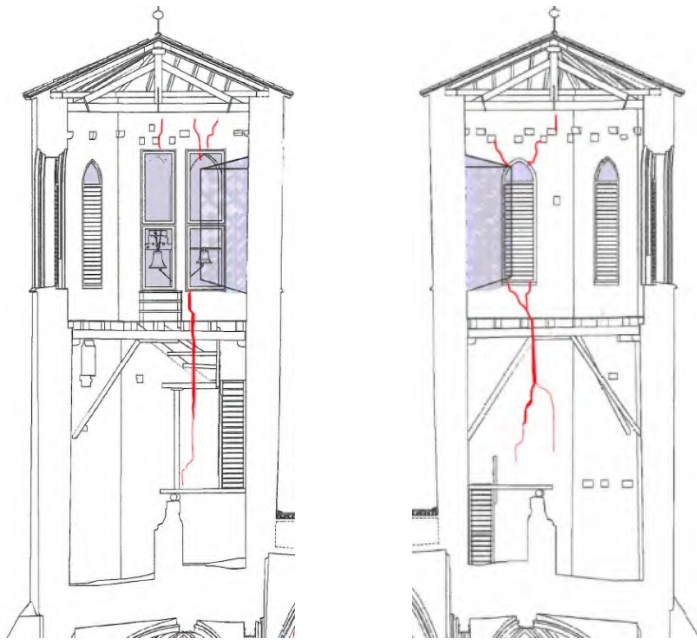
Detalle de la planta de la capilla norte



Estado actual del cerramiento oeste y la cúpula

TORRE

El volumen de la torre tiene dos grietas verticales análogas en los muros norte y sur. Arrancan de la coronación, sin apreciarse agrietamiento en el alero, atraviesan los huecos que alojan las campanas y se cierran antes de llegar a la bóveda situada sobre el ábside. Por la cara exterior de los muros, estas grietas fueron reparadas en la intervención de finales de los años 90 y no se han detectado nuevas fisuras. El hecho de que por la cara interior de los muros las grietas sean más evidentes que por el exterior se debe a que solo fue reparada la hoja externa.



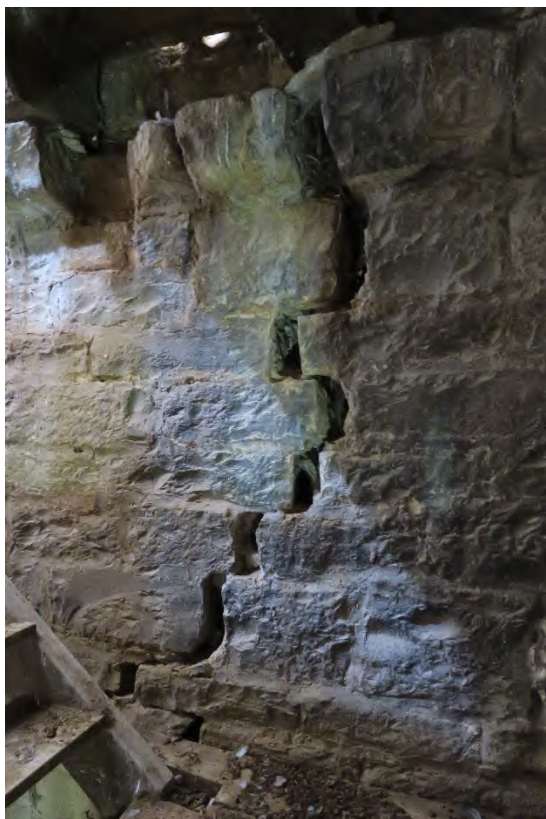
Detalles de las secciones longitudinales de la torre. Izquierda: hacia el lado sur. Derecha: hacia el lado norte



Grieta reparada en la hoja exterior del cerramiento sur de la torre.



Interior del nivel inferior de la torre. Izquierda: muro sur. Derecha: muro norte.

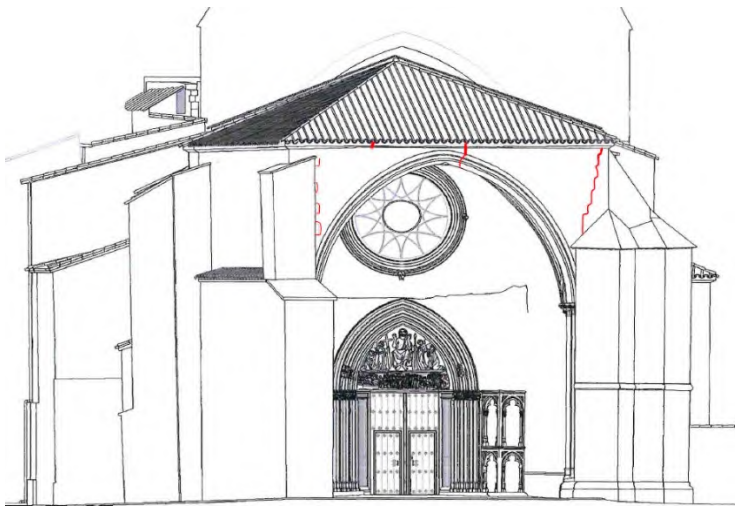


Interior del muro norte de la torre. Izquierda: parte superior del nivel inferior. Derecha: nivel superior

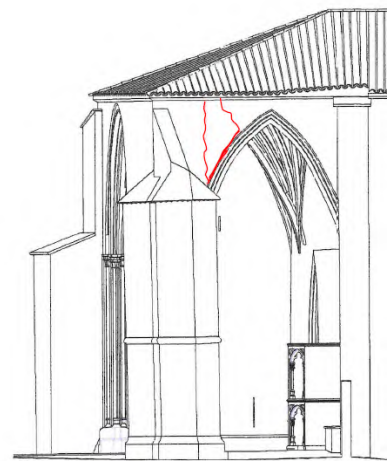
ATRIO

Las lesiones estructurales detectadas en los apoyos del atrio se ciñen a los dos lados abiertos –sur y oeste-. En el lado oeste hay dos grietas de trazado vertical a ambos lados del arranque del arco y una en la clave. En el lado sur se han abierto dos grietas, una vertical en el apoyo izquierdo y otra radial, más cercana a la clave. Ambas están unidas por la parte inferior por una junta abierta entre las dovelas del arco y la fábrica que apoya sobre ellas.

En cuanto a la bóveda, esta solo manifiesta lesiones en los nervios y la plementería próximos al muro sur de la nave.



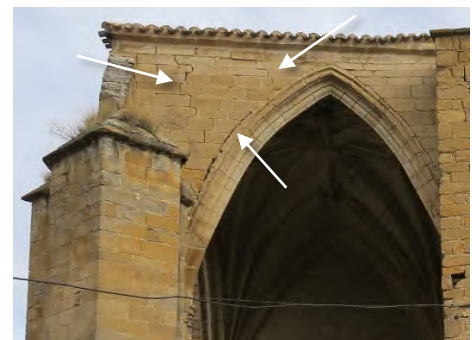
Detalle del alzado oeste del atrio



Detalle del alzado sur del atrio



Fotografía de detalle del lado oeste del atrio



Fotografía de detalle del lado sur del atrio



Estado actual de la bóveda del atrio

3.3. Análisis constructivo

3.3.1. Sistema estructural

La estructura del edificio está compuesta por una serie de bóvedas de nervios de cantería sustentadas por muros de carga de sillería de entre 1 y 1,2 metros de espesor, que están reforzados por contrafuertes exteriores en los puntos donde se concentran las cargas transmitidas por las bóvedas – apoyo de los arcos fajones de la nave y nervios de la cabecera-. En el caso del atrio, que se trata de un tramo abierto en dos de sus caras, uno de los apoyos de la bóveda de terceletes es un pilar exento de forma irregular.

En el año 2014 se realizaron una serie de catas junto a los contrafuertes del lado sur que permitieron examinar la cimentación de los apoyos. Esta tiene una profundidad de unos 2 metros y unas dimensiones en planta algo mayores que las de los estribos, sobre todo en longitud. El material empleado es similar al de los muros, sillería de tamaño mediano, pero con caras menos trabajadas.

Al tipo estructural básico hay que añadir una cúpula de ladrillo sobre trompas que cubre el espacio de una de las capillas que se abren a la nave en el lado norte. La otra capilla, adyacente a la anterior, está techada con un cielo raso horizontal de tablilla.

El tejado continuo sobre la nave y el atrio está formado por una estructura de tabiques palomeros de ladrillo hueco doble espaciados unos 2 metros, apoyados directamente sobre el trasdós de las bóvedas, que soportan los tableros cerámicos armados que, a su vez, sirven de base al material de cobertura –teja árabe-. En cuanto a la cubierta de las capillas, se trata de un tejado a un agua, cuya estructura la forma un forjado inclinado de viguetas y bovedillas prefabricadas de hormigón.



Fotografías de la cimentación de uno de los estribos tomadas durante la realización de catas de reconocimiento en 2014



Izquierda: estado actual del interior de la bajocubierta de la nave. Derecha: estructura de cubierta de la capilla norte, vista sobre el cielo raso de tablilla.



Secuencia de fotografías tomadas durante las obras de cambio de cubierta de San Salvador acometida en los años 70

El volumen prismático de la torre, conformado por muros de sillería, se levanta sobre los muros de la cabecera y sobre un gran arco de descarga embebido en la fábrica que transmite el peso del cerramiento oeste sobre los contrafuertes de los extremos, liberando en parte de la carga al arco de embocadura de la nave hacia la cabecera. El espacio interior se divide en dos niveles por un forjado de tablas sobre vigas de madera, cuya luz se acorta por otras vigas transversales apoyadas en ménsulas y en jabalcones muy esbeltos situados en los lados este y oeste. Al nivel superior se accede por una escalera de madera sustentada por unos apoyos a base de ménsulas y puntales de madera que mantienen el equilibrio de forma un tanto precaria. La cubierta del volumen se adapta a la geometría de polígono irregular de la planta, formando en total seis faldones. La estructura es de madera y está formada por seis aguilones que apoyan en los muros y en un punto central, sustentado por una cercha. Los faldones se completan con cabios y tablas de madera.



Estado actual del interior de la torre. Izquierda: forjado intermedio. Derecha: estructura de cubierta



Para finalizar la descripción de la estructura del edificio, cabe mencionar el sistema que sustenta el suelo del coro. La parte principal la constituye la gran bóveda cuadrada de 11 x 11 metros, de curvatura muy plana. Se trata de un elemento de traza elaborada y de buena factura, apoyado en tres de sus lados en los muros de la nave y, en el cuarto lado, en un arco carpanel. Sobre la bóveda se apoya una subestructura de madera a base de puntales y dos órdenes de viguetas sobre las que van clavadas las tablas que conforman el suelo del sobre coro. Sobre el trasdós de la bóveda, oculta por el pavimento, hay una gran cantidad de material de relleno suelto.



Cata realizada en el piso del sobre coro a través de la cual se puede observar el sistema de entramado de madera y puntales apoyados en la bóveda

3.3.2. Evolución constructiva

El principal objetivo de esta parte del estudio es la identificación de las principales etapas constructivas de las que ha sido objeto el edificio. El examen se enfoca en los elementos estructurales y en su calidad de ejecución, independientemente de la cronología dada en fuentes documentales. La reconstrucción de la historia constructiva permite hacer una interpretación de la evolución de los problemas de estabilidad que han afectado al edificio a lo largo del tiempo y, en base a ella, detectar cuál de ellos sigue activo en el momento actual.

Desde el punto de vista constructivo, el edificio no es de factura única. Se pueden distinguir diferentes fases en su construcción por los sistemas constructivos empleados, por la manera en la que se producen las transiciones entre las fábricas y por su geometría. A su vez, ha sido objeto de intervenciones puntuales de refuerzo o reparación, de las cuales en este Informe solamente se recogen las que tienen una influencia directa sobre el estado de equilibrio de la estructura.

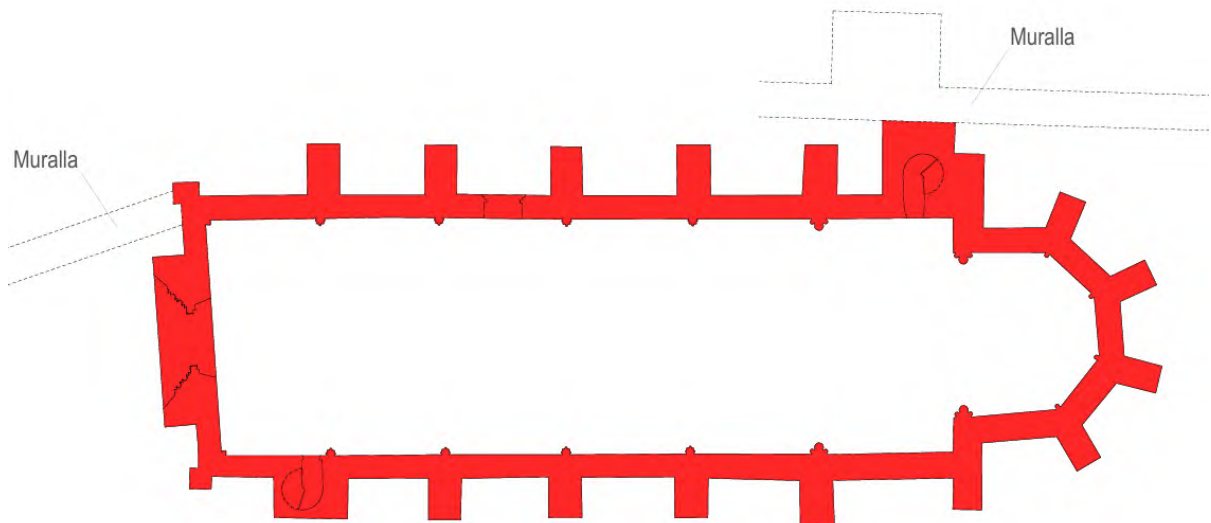
En las siguientes páginas se hace una descripción esquemática, acompañada de diagramas, de cada una de las principales fases constructivas detectadas y de las intervenciones o modificaciones realizadas en época moderna. Es importante advertir que no ha de entenderse la numeración como un orden cronológico inequívoco: cada fase pudo ser realizada en diferentes momentos o por diferentes directores de obra o, al contrario, varias fases o intervenciones pudieron realizarse en un mismo momento y por un mismo director de obra.

FASE 1

Construcción de los muros y los contrafuertes de la nave y la cabecera.

Es posible que no se ejecutasen en una misma fase de obra, ya que se advierten diseños diferentes entre las pilastras interiores de la cabecera y el primer tramo de la nave y el resto de tramos de ésta.

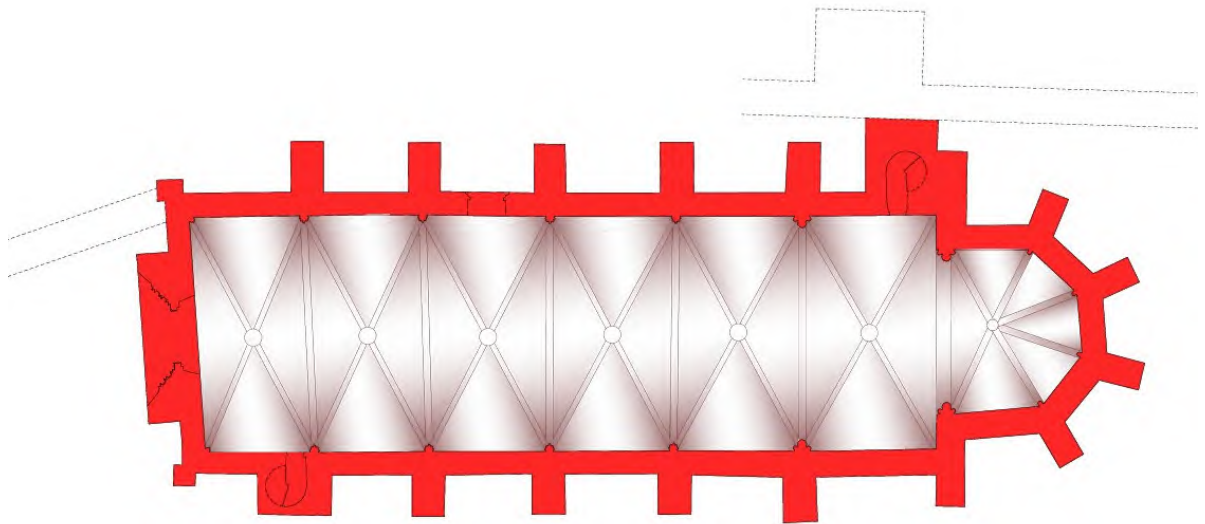
La iglesia se erigió prácticamente adosada a la muralla existente, aunque, por la configuración del perímetro mural y los contrafuertes que lo refuerzan, parece que fue concebido como un edificio exento. En los extremos noreste y suroeste de la nave se dispusieron sendas escaleras de caracol que daban acceso a la cubierta, en la que, todo apunta a que hubo un paso de ronda. Los contrafuertes del lado sur, excepto el del primer tramo, son de menores dimensiones que los del resto del edificio – tienen la misma anchura, pero menor longitud-. Apuntar también el diseño tan anómalo que presentan los estribos del muro de los pies. Quizá se debe a una remodelación posterior de la construcción original.



FASE 2

Volteado de las bóvedas de nervios de la nave y la cabecera.

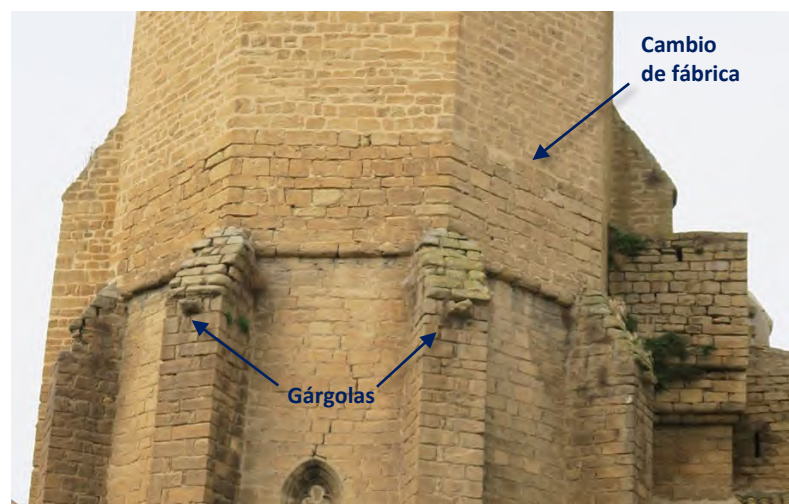
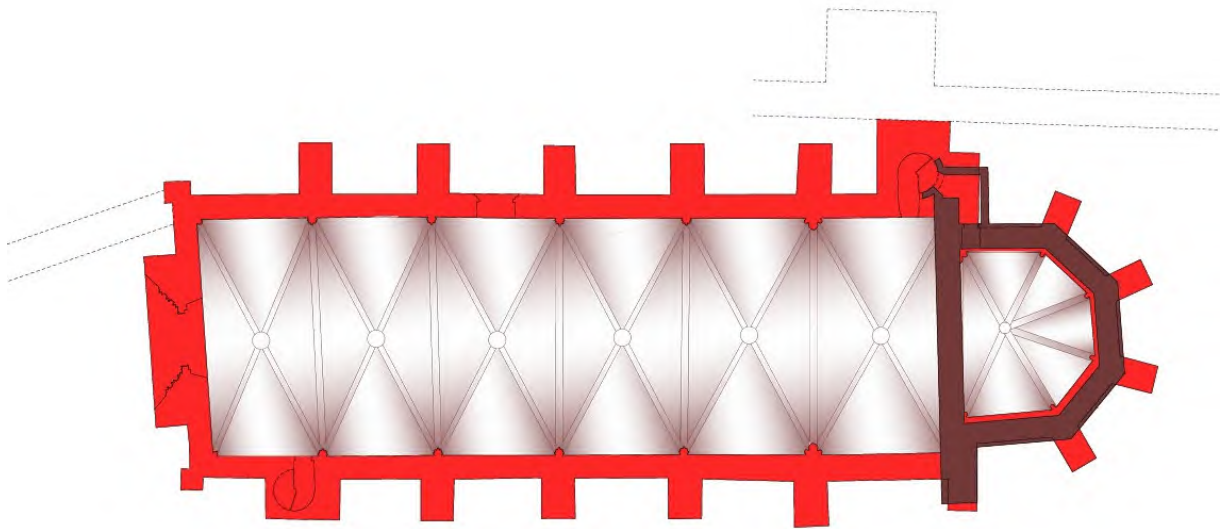
Al igual que sucedía en los muros, en las molduras de los nervios también se advierte un cambio de diseño que puede estar relacionado con fases de construcción espaciadas en el tiempo. En este caso, los nervios del último tramo de la nave y de la mitad del penúltimo cambian respecto del resto de bóvedas de la nave y de la cabecera.



FASE 3

Construcción de la torre sobre la cabecera.

El volumen de la torre se levantó sobre los parapetos que había por encima de los muros del ábside poligonal. Los contrafuertes todavía conservan las gárgolas que evacuaban el agua de la parte superior de la bóveda de la cabecera, lo que indica que allí hubo una cubierta anteriormente a la existencia de la torre. Los antepechos volaban ligeramente –un modillón– sobre los muros inferiores, y así lo hace también la torre. El cerramiento occidental del volumen es un paño continuo que se levanta sobre el pórtico que separa la nave de la cabecera, extendiéndose hacia los lados, reforzando y engrosando los estribos inferiores. El acceso al espacio interior de la torre se realiza a través de la escalera de caracol de la esquina noreste de la nave.

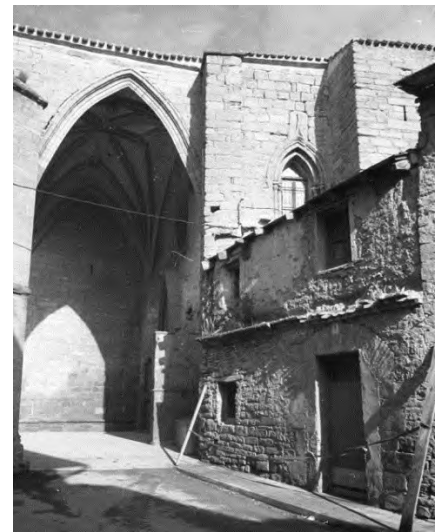
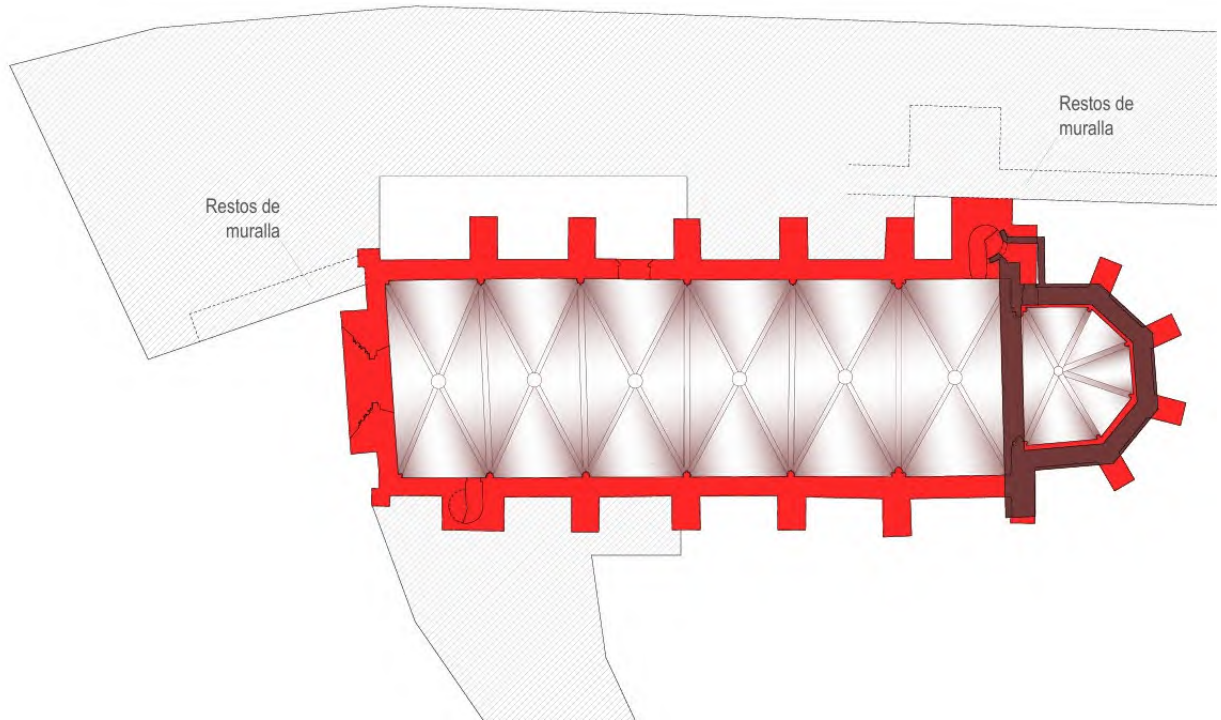


Fotografías del estado actual de la torre levantada sobre los parapetos que remataban la construcción del ábside.

FASE 4

Construcción de edificaciones adosadas al norte y al sur de la nave.

Previamente a la construcción del atrio, al edificio se fueron adosando construcciones de diferente índole, tanto en el lado sur como en el lado norte de la nave. Estas edificaciones hoy no se conservan, pero se conoce su existencia por fotografías antiguas.



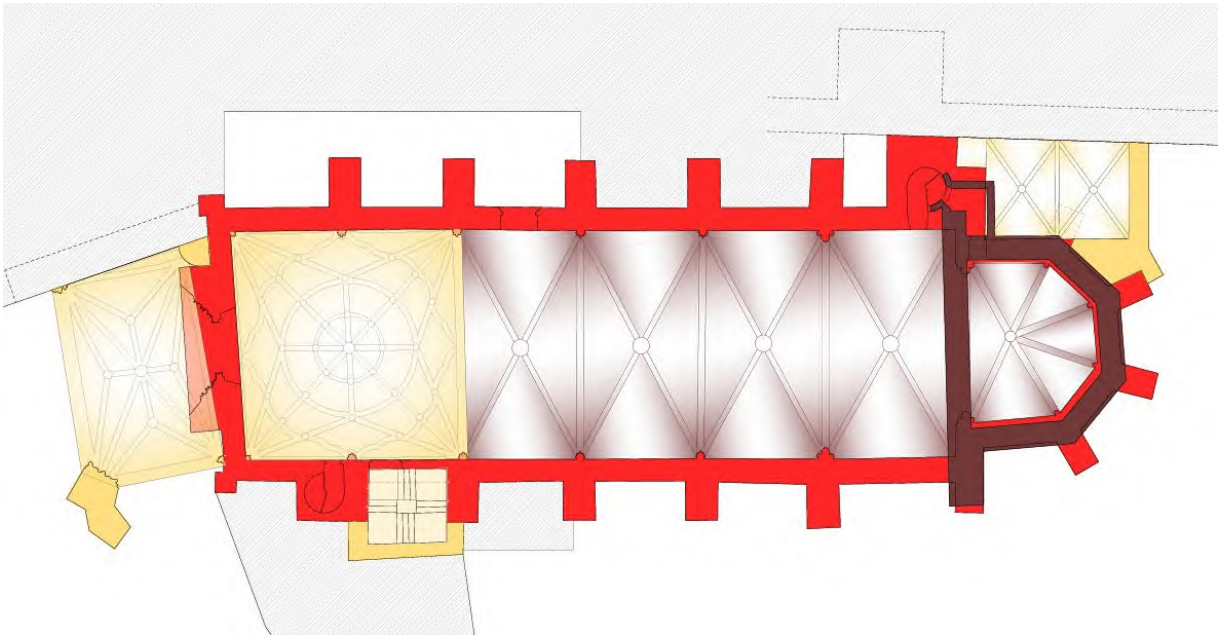
Edificaciones añadidas la norte (imagen izquierda) y al sur de la iglesia (imagen derecha)

FASE 5

Construcción del coro alto de los pies, el atrio y la sacristía.

La bóveda del coro se levantó ocupando los dos últimos tramos de la nave. Para acceder al sobrecoro se construyó una escalera exterior adosada al muro sur de la nave, reduciendo en la operación la sección del muro del tramo que ocupa la escalera.

En cuanto al atrio, su geometría se adaptó a las edificaciones existentes contiguas a la iglesia. La traza de la bóveda fue resuelta con ingenio y destreza, si bien tuvo que resolver las irregularidades de la planta.

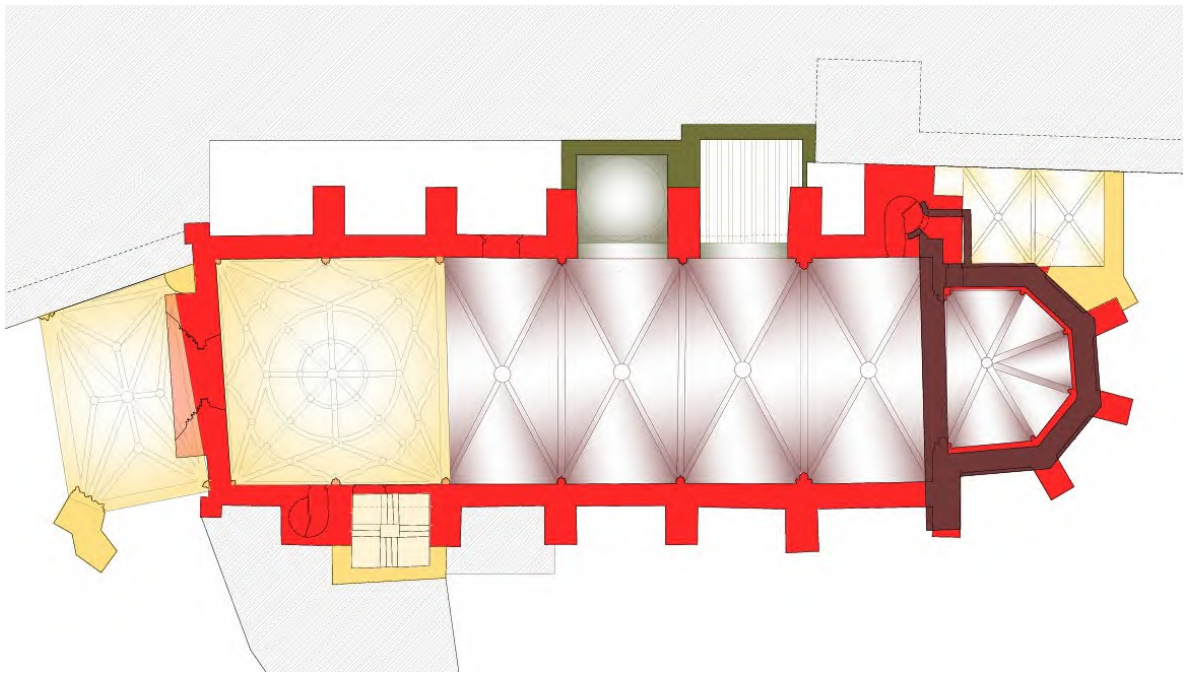


Ejemplos de alguno de los difíciles encuentros de los nervios de la bóveda del atrio resueltos con cantería

FASE 6

Construcción de las capillas del lado norte.

Ambas capillas, una de las cuales está cubierta con una cúpula de ladrillo sobre trompas, se abren a la nave a través de un hueco con arco de medio punto que ocupa toda la longitud del tramo de la nave.

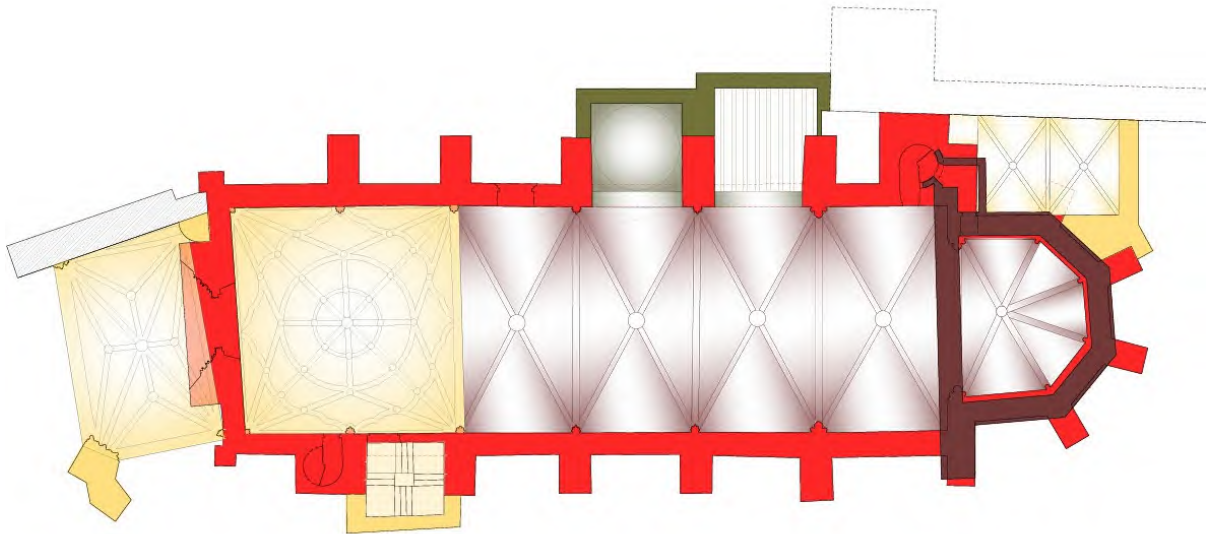


FASE 7

Derribo de las edificaciones adosadas a la iglesia.

El derribo de las casas particulares adosadas al sur de la iglesia fue autorizado en 1968, mientras que el derribo de la edificación situada al norte –Colegio de la Caridad o Palacio de los Ripalda, según la fuente- fue autorizado en 1970. Ésta última se encontraba en estado ruinoso.

Existe un informe redactado por un arquitecto de la Institución Príncipe de Viana de 1970 en el que se insta a levantar un contrafuerte en la parte izquierda del atrio –que carecía de estribo- para absorber los empujes que antes absorbía el caserón derribado.

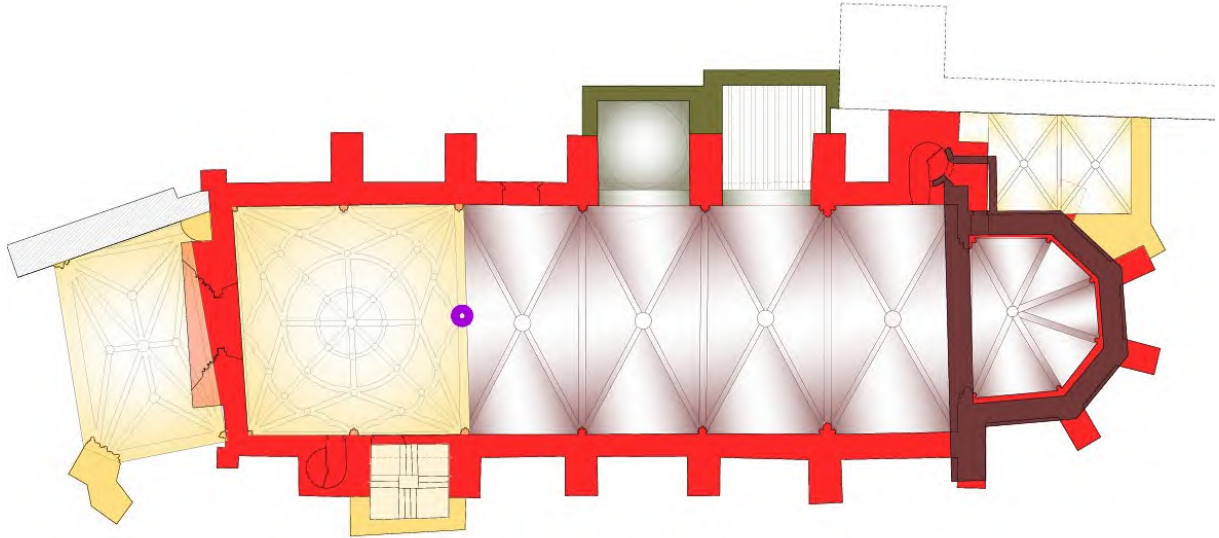


Fotografía tomada durante la demolición de las viviendas particulares adosadas al muro sur de la nave

FASE 8

Colocación de puntal en el arco del coro.

Cuando el desplazamiento de los muros de la nave hacia el exterior ocasionó una deformación notable de la bóveda del coro, con la consiguiente aparición de grietas inquietantes, se trató de frenar el descenso de la clave del arco que da a la nave con la colocación de un apeo un tanto improvisado: una columna de piedra reaprovechada sobre una pila bautismal. Esta medida no solo no fue efectiva, sino que tuvo efectos nocivos para el comportamiento de la bóveda.

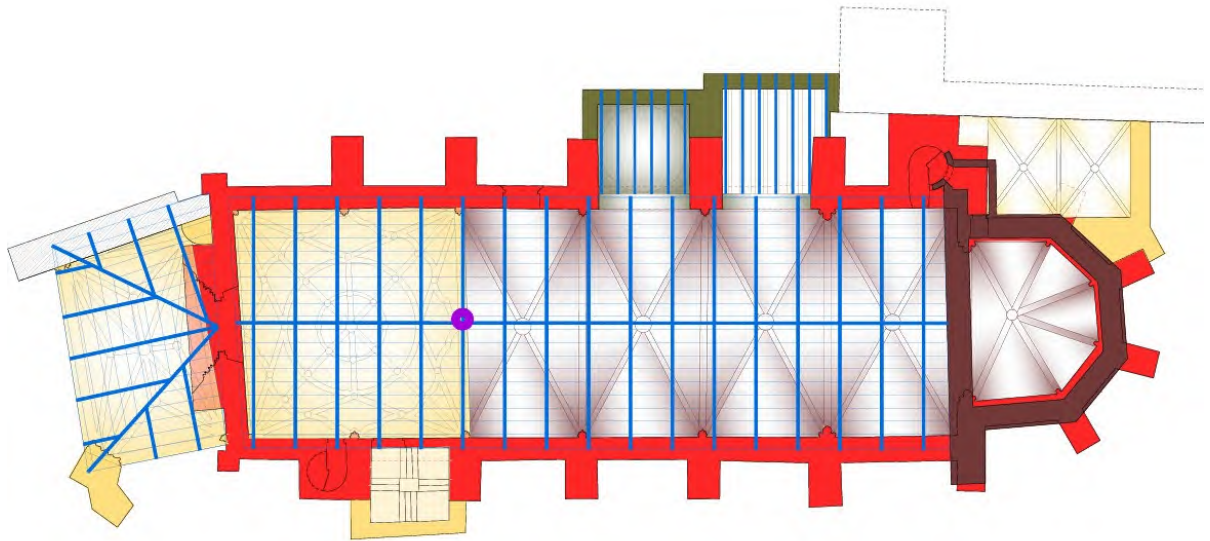


Vista frontal del coro desde la nave con la columna de piedra apeando la clave del arco

FASE 9

Sustitución de la cubierta y encamisado de hormigón sobre el trasdós de las bóvedas.

Con el objetivo de reforzar estructuralmente la iglesia tras el derribo de las edificaciones adosadas a ambos lados, en los años 70 se sustituyó la cubierta existente de estructura de madera por la actual, más pesada, formada por tabiques palomeros de ladrillo hueco apoyados directamente sobre las bóvedas y tablero cerámico armado. Además de cambiar la cubierta, se extendió por el trasdós de las bóvedas de la nave y el atrio una capa continua de hormigón de unos 10-15 cm de espesor armada con mallazo de 10/20 $\varnothing 4$.



Fotografía tomada durante la obra de cambio de cubierta y encamisado de las bóvedas con hormigón armado

3.4. Análisis tensional

El objetivo del análisis tensional es definir el grado de estabilidad de la estructura. Para ello se realiza un estudio del comportamiento estructural atendiendo principalmente a su configuración geométrica. Las estructuras de fábrica abovedadas trabajan a bajas tensiones, lo que quiere decir que su debilidad no está en la resistencia de los materiales que las componen. Geometrías diferentes sometidas al mismo estado tensional llegan al punto crítico de estabilidad de manera diferente.

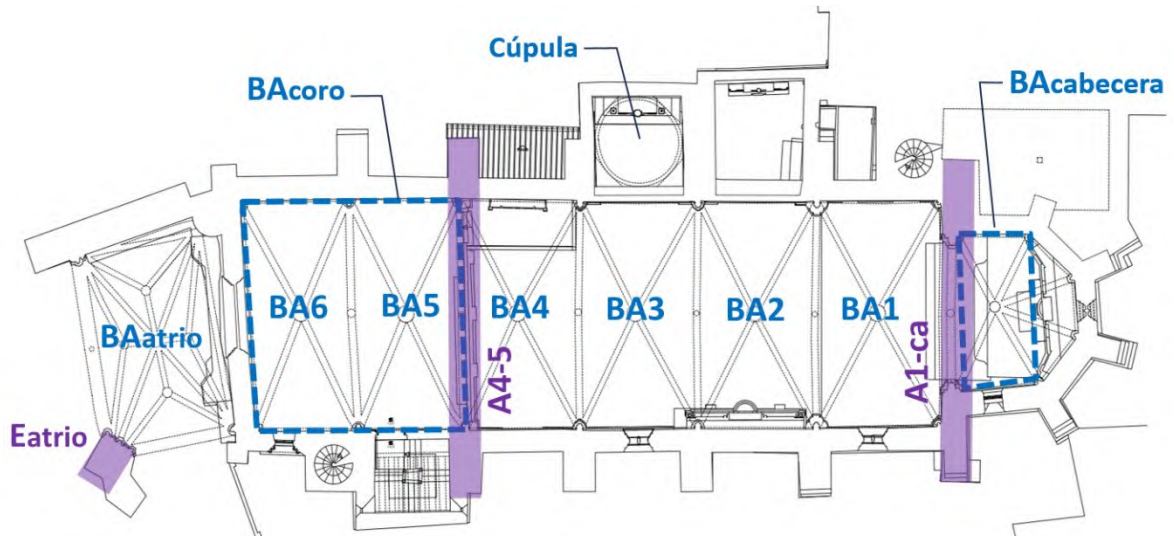
Se plantea una metodología consistente en sistematizar el análisis del comportamiento estructural de arcos y bóvedas, basada en la teoría del análisis límite siguiendo los principios y teoremas de Jacques Heyman. La herramienta informática utilizada ha sido el programa de software denominado CARYBO, desarrollado por Manuel Fortea Luna, fundador de la consultoría Vault Zafra y colaborador en la redacción de este Informe.

El software CARYBO consta de tres partes: la primera, donde se introducen los datos; la segunda, que es el proceso de cálculo propiamente dicho, donde se dan valores a las variables; y, la tercera, donde se obtienen los resultados. Los datos por introducir son los siguientes: la densidad aparente del material, la geometría del elemento y las cargas horizontales y verticales sobre el elemento. Definida la geometría y la densidad, el programa obtiene directamente el peso propio del elemento que se suma a las cargas introducidas, quedando así definido el estado total de las fuerzas actuantes. Con la geometría definida, el estado de cargas fijado y siguiendo los principios de Jacques Heyman, se trata de escoger la "Línea de Fuerza", de entre todas las que cumplan el Teorema de Seguridad, que menor empuje horizontal produzca. Ésta será la manera más eficaz en la que trabajará la estructura.

Con la "Línea de Fuerza" más eficaz trazada, se obtienen los siguientes resultados:

- Reacciones en los apoyos
- Tensión de trabajo en cada punto del elemento
- Coeficiente de Seguridad Geométrico en cada punto del elemento
- Puntos críticos -aquellos en los que el Coeficiente de Seguridad Geométrico es mínimo-.
Es en estos puntos donde se producirán las articulaciones y, consecuentemente, donde aparecerán las grietas.

Desde el punto de vista estructural, el edificio está constituido por un conjunto de bóvedas soportadas por pórticos formados por arcos y contrarrestos -muros reforzados con contrafuertes-. Para el análisis tensional se descompone el edificio en unidades estructurales que se estudian y comprueban de forma individual y pormenorizada. A cada unidad estructural se le asigna un código alfanumérico en función de su posición y del tipo de elemento: la letra corresponde al tipo (A= arco; B= bóveda; E= estribo) y el número corresponde a la localización espacial. En el plano de la página siguiente se indican los códigos asignados a cada unidad estructural analizada.



Nomenclatura dada a los diferentes elementos que componen la estructura de fábrica de la iglesia

Para este estudio se ha considerado la capa de hormigón del trasdós de las bóvedas como sobrecarga uniforme, no como parte de la sección resistente, ya que está armada con un mallazo que resiste tracciones y hace que la capa trabaje como una cáscara independiente que no se acopla y no acompaña al movimiento de las bóvedas.

Los datos y los resultados del cálculo realizado por estática gráfica en el programa CARYBO se pueden consultar en el *Anexo II. Anejo de cálculo* adjunto a este documento. En este apartado se incluye un resumen de los resultados obtenidos y las conclusiones extraídas.

NAVE

La nave de la iglesia de San Salvador consta de seis tramos de dimensiones muy similares que están sometidos a las mismas solicitaciones en el nivel superior, aunque las dimensiones de sus contrarrestos varían. Por ello, el cálculo se ha centrado en el **pórtico más desfavorable**, que es el arco situado entre las bóvedas BA4 y BA5, y que se ha denominado **Arco 4-5**. Este pórtico, además de los empujes de las bóvedas de la nave -sometidas al peso de la cubierta y el encamisado de hormigón-, recibe las cargas transmitidas por la bóveda del coro, que abarca los dos últimos tramos de los pies.

El resultado del cálculo es que las **bóvedas**, tanto de la nave como del coro (**BA4, BA5 y BAcoro**), son **ESTABLES**. Esto quiere decir que su sección resistente es capaz de contener una línea de empujes con el suficiente margen de seguridad geométrica -dentro del 90% interior de la sección-. Por el contrario, el **pórtico A4-5** es **INESTABLE**. Como se puede ver en el gráfico resumen de la página siguiente extraído del Anejo de cálculo, el problema de este pórtico no está en el arco, sino en los apoyos, cuya sección no es suficiente para que la línea de empujes aterrice dentro de la zona considerada segura -los dos primeros tercios de la base-. El coeficiente de seguridad geométrico (en adelante CSG) de los estribos es del 78% (siendo 0% el equivalente al colapso y a partir de 100% el equivalente a estable).

En cuanto a los empujes procedentes de la bóveda del coro, aunque tienen una componente horizontal muy elevada, inciden en un punto muy bajo del apoyo. Por ello, apenas afectan a la resultante de la línea de fuerza procedente del pórtico superior. Según las comprobaciones realizadas, la inestabilidad de los apoyos se debe únicamente al empuje de las bóvedas superiores, por lo que el resultado del análisis tensional realizado al pórtico A4-5 es extrapolable al resto de pórticos de la nave.

En resumen, **LOS CONTRARRESTOS DE LA NAVE SON INSUFICIENTES PARA GARANTIZAR LA ESTABILIDAD DE LOS PÓRTICOS**, sometidos a los empujes de las bóvedas superiores.

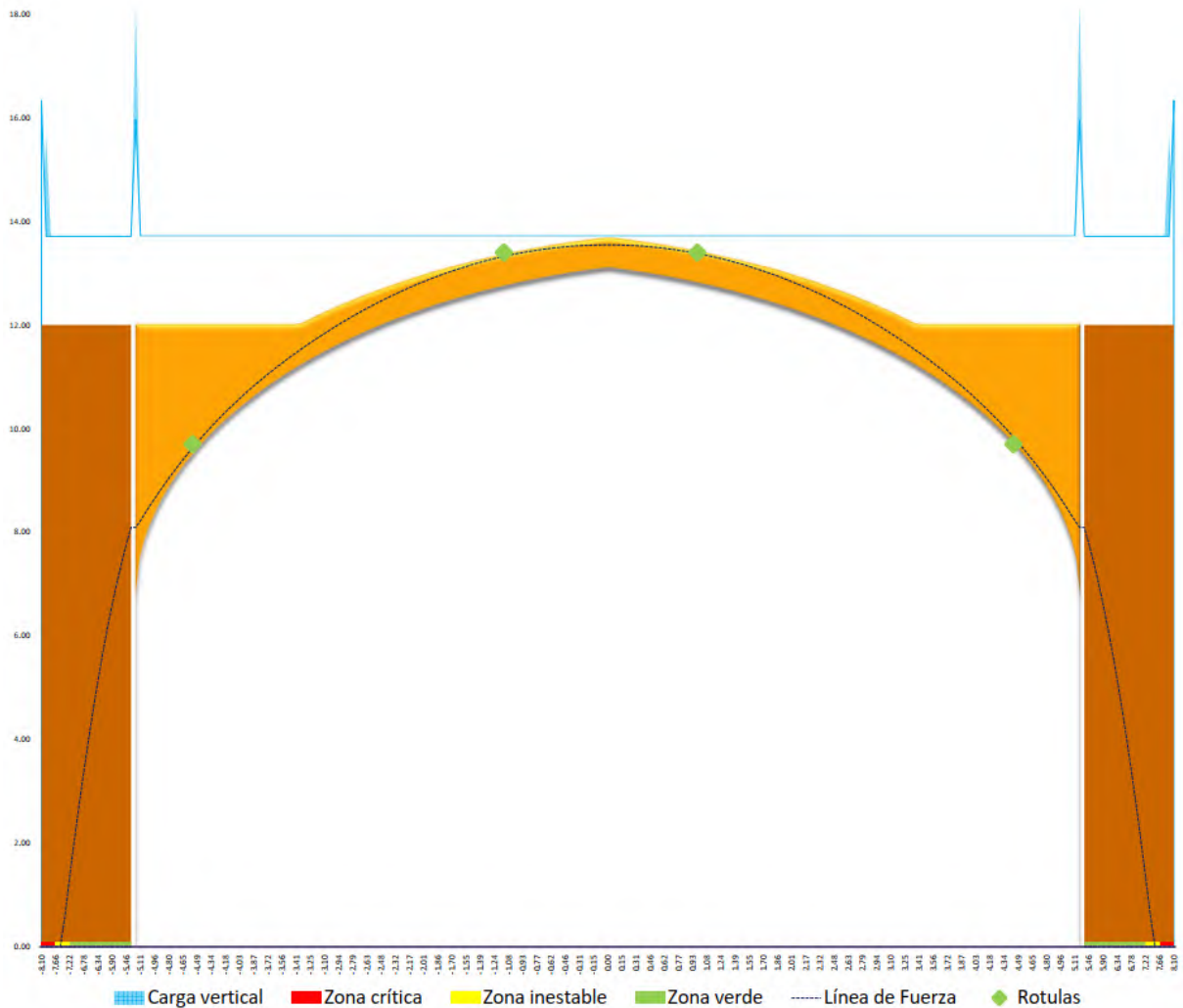
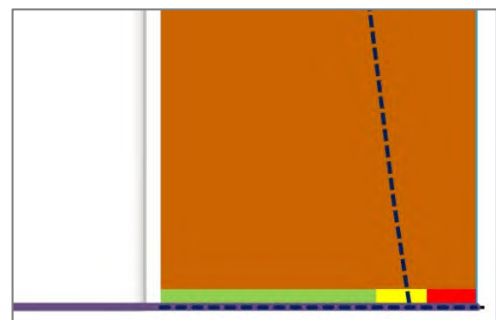


Gráfico resumen con los resultados de la comprobación realizada para el Pórtico A4-5 en el programa de cálculo CARYBO (el gráfico no está a escala)



Detalle del apoyo del gráfico anterior

CORO

En el punto anterior, referido a la nave, se ha adelantado que los empujes de la bóveda del coro no inciden negativamente en la estabilidad de los apoyos. Por otra parte, las comprobaciones realizadas para la propia **bóveda (BAcoro)** han determinado que, para las cargas a las que está sometida, su geometría es suficiente para que sea **ESTABLE** con un CSG del 100%.

CAPILLA NORTE

Una de las capillas adosadas al muro norte de la nave está cubierta por una cúpula de ladrillo sobre trompas. El resultado del cálculo por estática gráfica ha dado como resultado que **tanto la hoja de la cúpula como los apoyos son ESTABLES**.

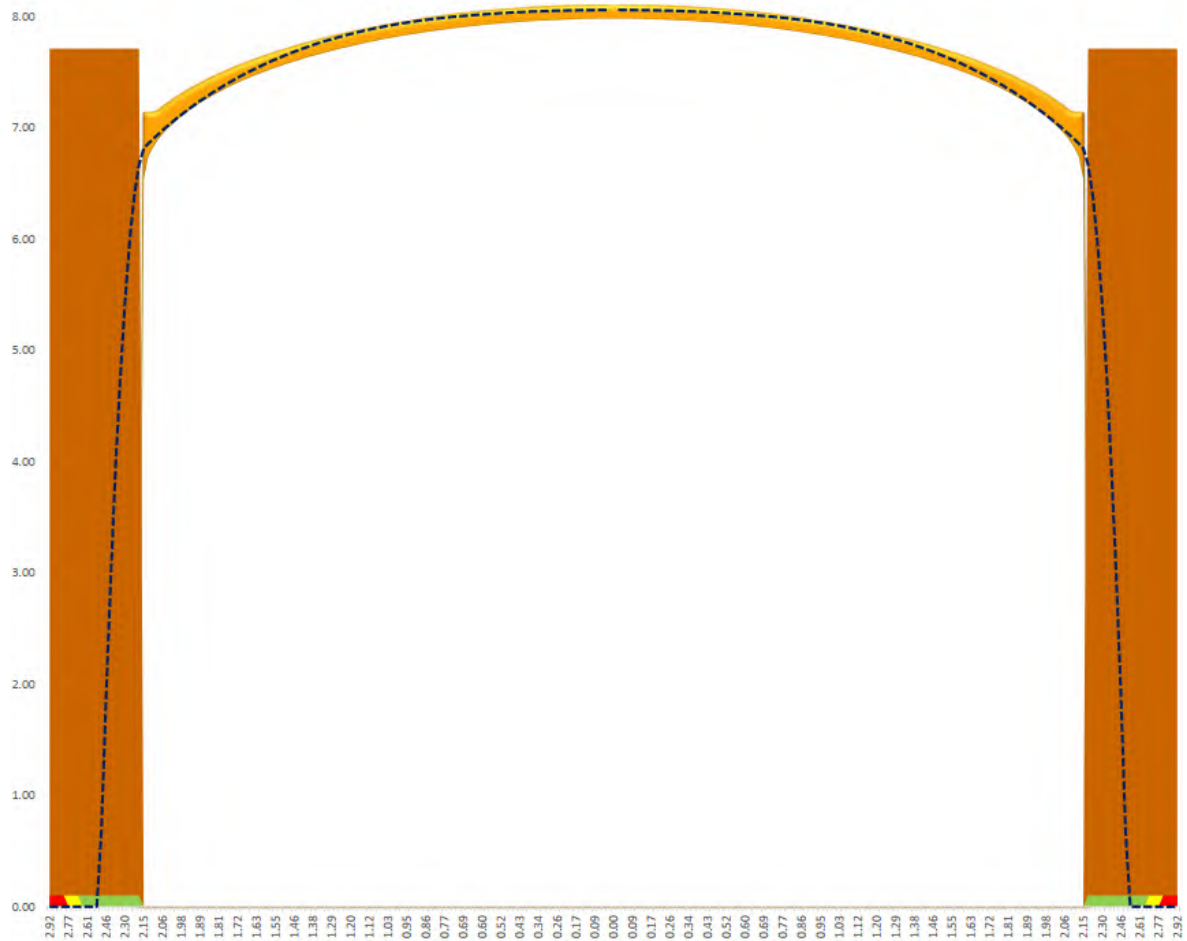


Gráfico resumen con los resultados de la comprobación realizada en el programa de cálculo CARYBO para la cúpula de la capilla norte y sus contrarrestos (el gráfico no está a escala)

TORRE

El muro oeste de la torre monta sobre el arco de embocadura de la cabecera a la nave (**A1-ca**), cargando sobre éste todo su peso. Además, el mismo arco soporta las cargas que le transmiten la bóveda del ábside (**BAcabecera**) y la bóveda del primer tramo de la nave (**BA1**). El resultado de la comprobación realizada con CARYBO es que **tanto las bóvedas como el pórtico son ESTABLES**. El arco A1-ca tiene un CSG del 113 %, mientras que sus apoyos tienen un CSG del 177%.

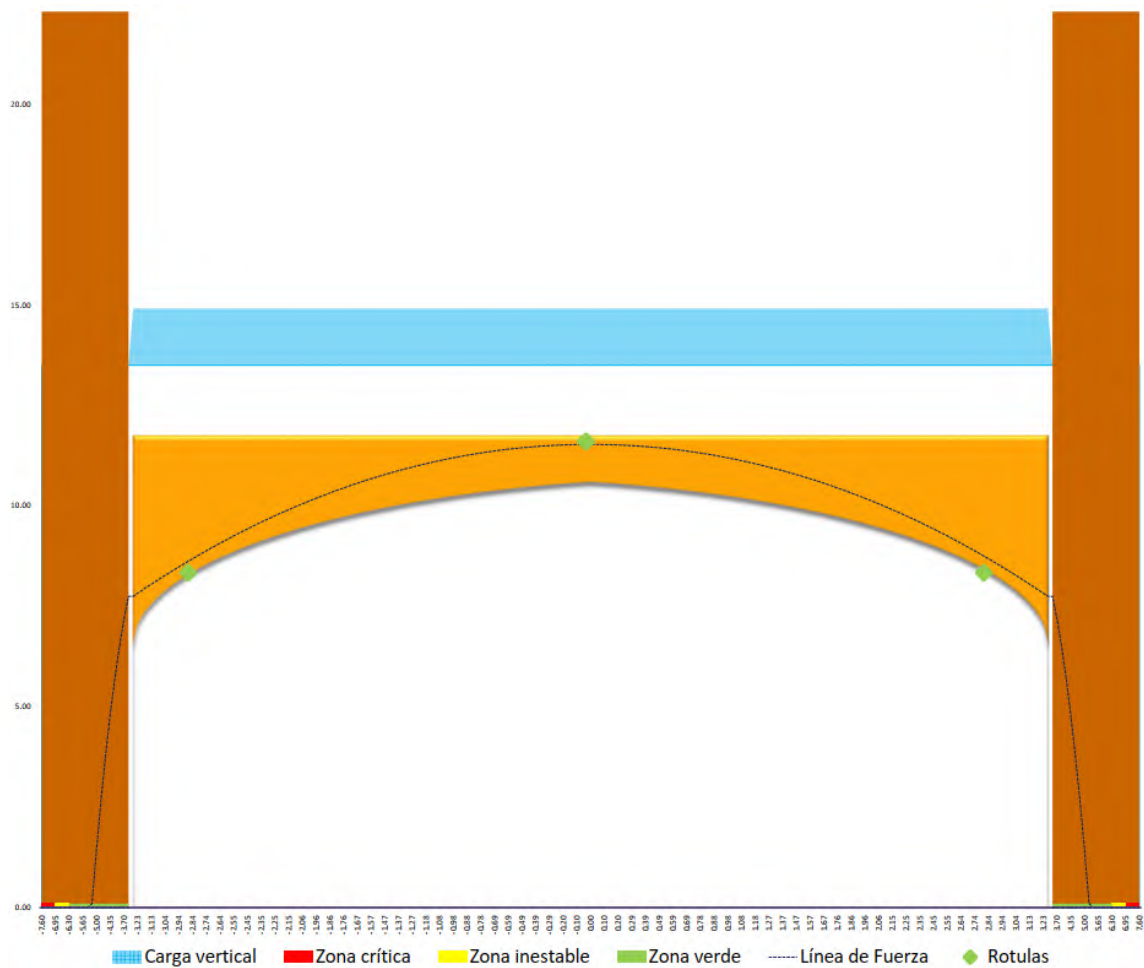


Gráfico resumen con los resultados de la comprobación realizada en el programa de cálculo CARYBO para el pórtico A1-ca (el gráfico no está a escala)

ATRIO

Para finalizar con esta parte del análisis del estado actual de la estructura se ha comprobado la estabilidad del atrio.

El resultado para la **bóveda (BAatrio)** es que es **ESTABLE** con un GSC del 100%.

En cuanto a los contrarrestos, se ha comprobado el apoyo más desfavorable, que es el **pilar exento de la esquina suroeste**. Éste tiene una forma irregular en planta y escalonada en alzado, por lo que, para realizar la hipótesis de cálculo, se ha simplificado haciendo una estimación de la sección de trabajo, tirando a la baja para ir del lado de la seguridad. El resultado es que el **estribo suroeste del atrio** es **ESTABLE**, pero **con poco margen**. El CSG es del 105% y la inestabilidad empieza a considerarse por debajo del 100%.

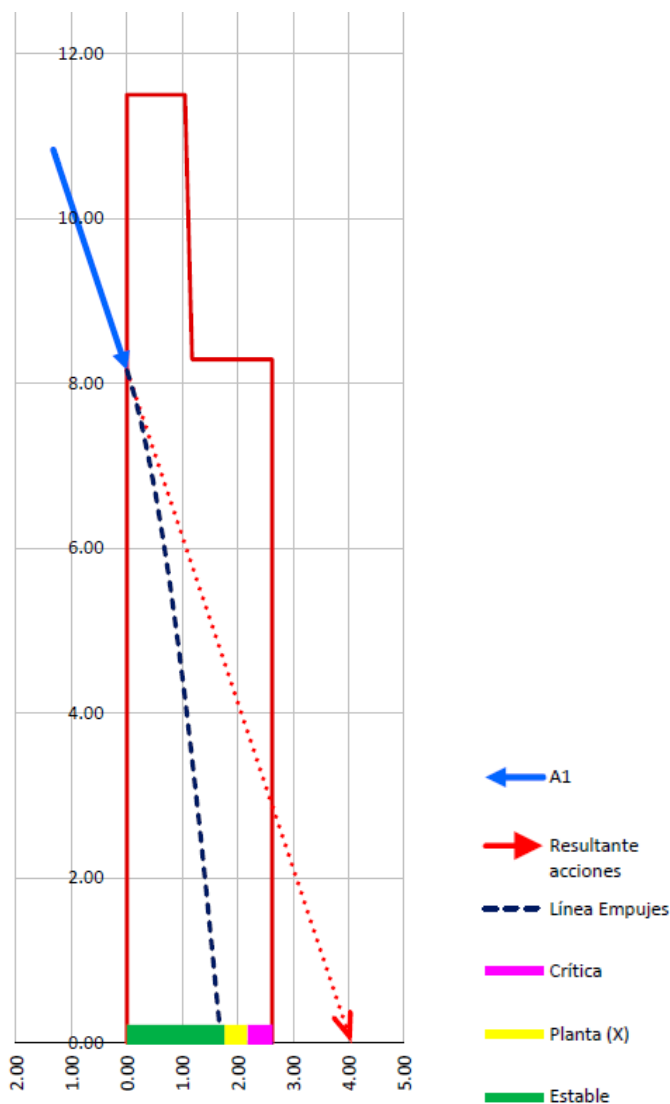
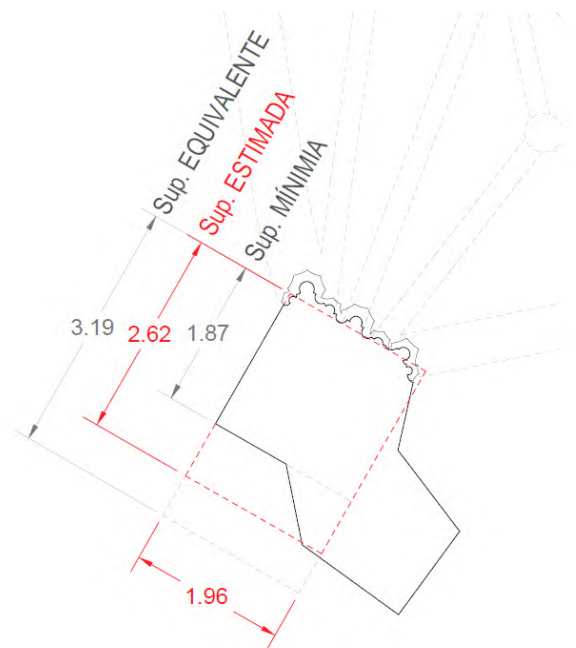


Gráfico resumen con los resultados de la comprobación realizada en el programa de cálculo CARYBO para el apoyo exento del atrio (el gráfico no está a escala)



Geometría real del estribo exento del atrio y superficie estimada para el cálculo

4. DIAGNÓSTICO Y PRONÓSTICO

Una vez realizado el estudio detallado del edificio desde las diferentes ópticas explicadas anteriormente –geométrica, patológica, constructiva y tensional-, se cuenta con datos suficientes para establecer un diagnóstico sobre el estado de equilibrio de su estructura de fábrica y su posible evolución. No hay una sola causa que explique las patologías detectadas, sino que son el resultado de la combinación de varios factores. Además, estos no afectan por igual a las diferentes partes que componen el edificio. A continuación, se exponen las conclusiones obtenidas para cada una de las partes.

4.1. Nave

Diagnóstico

El problema estructural que afecta a la nave está **ACTIVO** y es de **GRAVEDAD ELEVADA**.

Consiste en lo siguiente: **los contrafuertes** –salvo los que tienen construcciones añadidas- **son de tamaño insuficiente para contrarrestar los empujes horizontales transmitidos por las bóvedas, agravados por el peso excesivo que ejercen sobre ellas la cubierta y el encamisado de hormigón.**

La iglesia de San Salvador, en origen -hasta la ampliación del atrio-, fue probablemente una construcción exenta que tendría una cubierta de lajas de piedra, de peso considerable. Quizá ya entonces pudo tener algún problema de inestabilidad, que no se puede saber con certeza. Posteriormente, se le fueron adosando edificaciones en los lados norte y sur que contribuyeron a acodalar la estructura por el exterior. Paralelamente, sufrió otras transformaciones que generaron nuevas solicitaciones, como la construcción del coro alto en los dos tramos de los pies y la elevación de la torre sobre la cabecera, además del añadido del atrio al oeste.

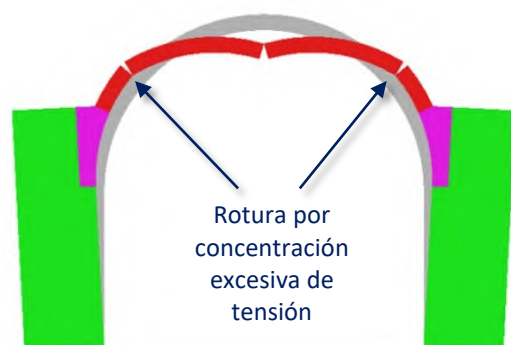
Ya en épocas recientes (años 70 y 80) se demolieron las edificaciones adosadas al sur y al norte y, con ello, se redujeron considerablemente las dimensiones de los contrarrestos. Pocos años después, posiblemente para paliar los efectos negativos que pudieron notarse tras los derribos, se cambió la cubierta y se “reforzaron” las bóvedas, forrando su trasdós con una capa de hormigón armado. Lejos de ayudar -aunque se hiciera con la mejor intención- esta operación fue altamente nociva porque aumentó más del doble el peso aplicado directamente sobre las bóvedas (el encamisado de hormigón armado no puede considerarse parte de la sección resistente de una bóveda porque no trabaja solidariamente con ella, sino que constituye una capa indeformable que funciona de forma independiente, cargando todo su peso en los puntos de contacto entre ambos elementos). El incremento de peso sobre las bóvedas se tradujo en un aumento de las cargas transmitidas a los muros -ya de por sí mermados en sus dimensiones y, por tanto, en su capacidad de resistir empujes- tanto en su componente vertical como horizontal, que es la que realmente afecta negativamente a su estabilidad.

En resumen, en el último cuarto del siglo XX **primero se redujeron los contrarrestos y después se aumentaron los empujes**. La consecuencia de ello es patente en la actualidad: los muros de la nave han girado progresivamente hacia el exterior desde la base provocando la deformación de arcos y de bóvedas, que se han adaptado paulatinamente a la nueva geometría.

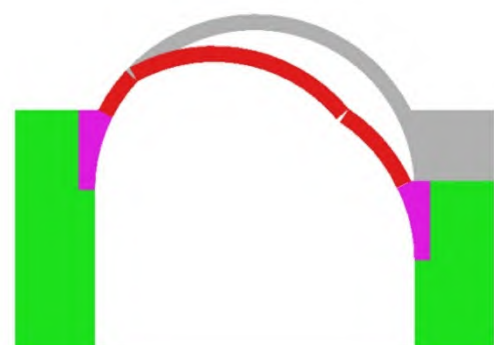
La deformación de los arcos se traduce en la aparición de grietas en las rótulas cercanas a la clave y en el estallido de dovelas en las rótulas cercanas a los riñones (al concentrarse tensiones muy altas en una sección pequeña de material se producen roturas de pequeños fragmentos). En cuanto a las bóvedas, su comportamiento se ha podido ver influenciado por la capa de hormigón vertida en su trasdós que impide que estas trabajen como una fábrica, haciéndolo más bien como una cáscara. La plementería no acompaña al desplazamiento producido en la coronación de los muros, sino al de los nervios diagonales. De esta manera, se abren grietas longitudinales en las uniones entre las bóvedas y los muros.

Por otra parte, los **asientos diferenciales** detectados **no revisten gravedad**. Su magnitud no pone en riesgo la estabilidad del conjunto de la estructura y, de hecho, no se han detectado lesiones asociadas significativas.

En los siguientes gráficos se muestra la diferente deformación que se produce en un arco por el fallo de sus apoyos (izquierda) y por el fallo del suelo (derecha). Las lesiones que presentan los arcos y las bóvedas de San Salvador son del primer tipo, del ocasionado por el giro de los contrarrestos. El fallo de suelo generaría lesiones asimétricas, y no es el caso.



Deformación por fallo de apoyos



Deformación por fallo de suelo

El comportamiento de una estructura de fábrica no es caprichoso. Ante las mismas sollicitaciones siempre va a reaccionar de la misma manera. Por ello, la mejor manera de comprobar que el resultado obtenido de los modelos teóricos –cálculo por estática gráfica con el programa CARYBO- es acertado es realizando pruebas con modelos reales a escala. Los modelos teóricos no dejan de ser hipótesis, mientras que los modelos a escala, aunque las acciones y la fuerza no son proporcionales, sí muestran la verdadera reacción de una estructura abovedada con una geometría y unas sollicitaciones concretas.

El diagnóstico de este Informe ha determinado que la causa que está afectando en mayor medida a la estabilidad de la nave es que sus contrarrestos son insuficientes para el empuje que generan el peso de las bóvedas y la cubierta. Por otra parte, se considera que los asentamientos diferenciales detectados no están causando afecciones graves. Para ilustrar estas afirmaciones se muestran en este apartado capturas de dos videos grabados a un pórtico de un arco al que se le han simulado las dos situaciones: fallo de uno de sus apoyos por sección insuficiente y fallo del suelo de uno de sus apoyos. Ante ambos problemas el mismo pórtico reacciona de formas diferentes. Mientras que por el fallo del suelo en uno de sus apoyos el arco se deforma y continúa trabajando como un arco asimétrico, por el fallo de uno de sus apoyos por sección insuficiente, la estructura colapsa.

FALLO DE SUELO EN UNO DE LOS APOYOS



Estado inicial del pórtico con los dos apoyos a la misma altura.



*Descenso del apoyo izquierdo un 5% de su luz. El arco se mantiene estable, aunque aparecen grietas asimétricas. El descenso equivalente en el pórtico A4-5 de San Salvador sería de **54,8 cm**.*



*Descenso del apoyo izquierdo un 16% de su luz. El arco sigue sin caerse, trabaja como un arco asimétrico, del mismo modo que lo haría un arco de un tramo de escalera. El descenso equivalente en el pórtico A4-5 de San Salvador sería de **175 cm**.*

FALLO POR CONTRARRESTO INSUFICIENTE



Estado inicial del pórtico con los contrarrestos simétricos y de sección suficiente para soportar los empujes de las cargas a las que está sometido.



Captura del momento en el que se empieza a retirar parte de la sección del contrafuerte derecho. El apoyo derecho comienza a bascular desde la base y se abren las tres rótulas de la hoja, descendiendo la calve de forma notable. En San Salvador el arco es apuntado y en vez de aparecer una grieta en la clave, la rótula superior se manifiesta en la aparición de dos grietas, a ambos lados de la clave.



Captura del momento en el que colapsa el pórtico. Cuando el apoyo derecho gira lo suficiente (debido a la incapacidad de transmitir los empujes al terreno dentro de su base) como para provocar un ensanchamiento de la luz del arco que haga que éste se deforme de manera que las tres rótulas queden alineadas, el pórtico colapsa.

Pronóstico

Que los apoyos de la nave sean inestables quiere decir que son susceptibles de sufrir movimientos progresivos –giros hacia el exterior-. La velocidad a la que se produzcan estos movimientos es lo que determina la gravedad de la situación. A más velocidad, más gravedad. Es por ello que, paralelamente a la redacción de este avance del Informe de evaluación estructural, se ha recomendado a la técnica encargada de la Institución Príncipe de Viana que se colocaran unos testigos de yeso en zonas accesibles del bajo coro y el sobrecoro. La observación de la evolución de estos testigos es crucial para contrastar los resultados de las hipótesis de cálculo manejadas en este estudio, que no dejan de ser supuestos teóricos.

Si se detectara algún tipo de movimiento en un breve lapso de tiempo, se elevaría la calificación de la situación de GRAVE a CRÍTICA. En ese supuesto, se debería actuar de emergencia para reforzar la estructura y evitar un colapso parcial.

Dicho lo anterior, aunque no se detectaran movimientos en los testigos en poco tiempo, sí que es necesario reforzar la estructura a corto plazo, ya que la situación irá empeorando de manera progresiva, incluso exponencial.

4.2. Coro

Diagnóstico

El problema estructural que afecta al coro es un proceso **ACTIVO**, ya que está directamente relacionado con el que afecta a la nave. Los apoyos de la bóveda del coro no se están abriendo por el empuje de la bóveda del coro, sino por el empuje de las bóvedas de la nave.

La comprobación realizada por estática gráfica ha determinado que **la bóveda del coro es estable**. Sin embargo, los desplazamientos de los muros en los que se apoya, sobretodo horizontalmente hacia el exterior, han provocado un ensanchamiento de la planta de la bóveda, que **se ha deformado para acomodarse a la nueva geometría**. Los movimientos de la bóveda han propiciado la aparición de múltiples grietas y, en algunos casos, el desplazamiento de la línea de empujes fuera de la sección de los nervios. En estos casos, las partes de los nervios que ya no transmiten compresiones se han separado de la plementería y han quedado “suelos”.

Pronóstico

Dada la deformación que presenta la bóveda del coro y los tramos de nervios separados de la plementería, se puede decir que **existe un RIESGO ELEVADO de que algunas dovelas se acaben descolgando y cayendo**, poniendo en **peligro la seguridad de las personas**.

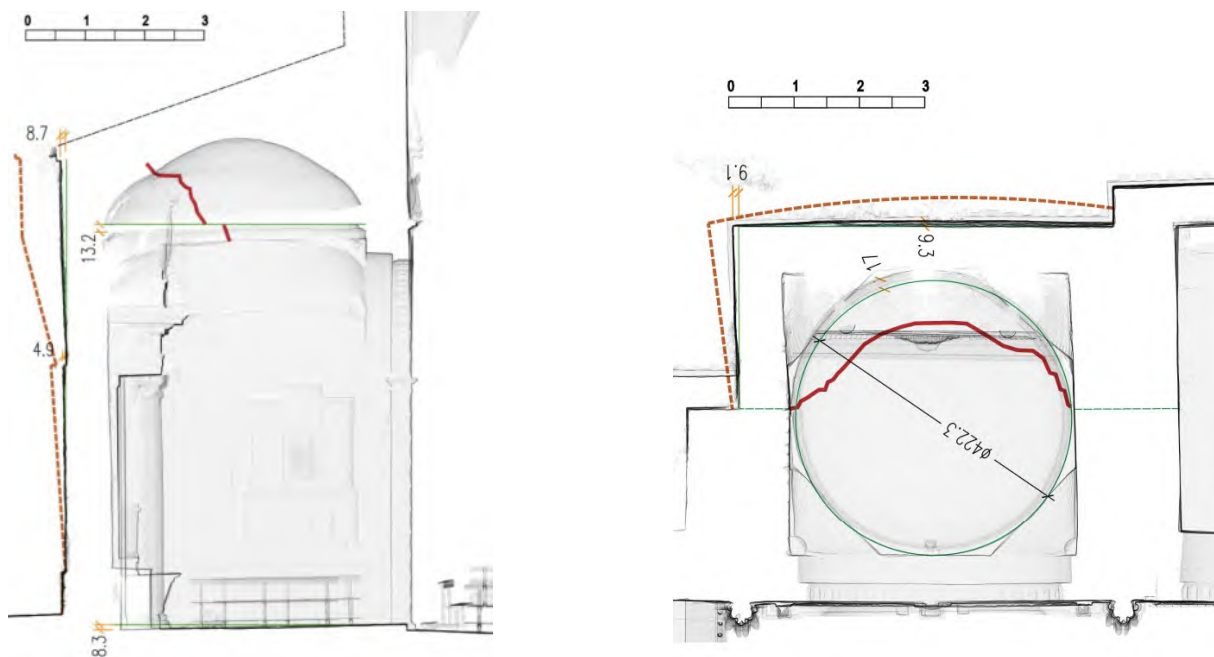
4.3. Capilla norte

Diagnóstico

Las patologías de índole estructural que se manifiestan en la capilla cubierta con cúpula están **ACTIVAS**.

La cúpula de la capilla adosada al norte de la nave está muy deformada y tiene una fractura de lado a lado paralela al cerramiento norte del volumen. Estas lesiones son consecuencia del **giro hacia el exterior del cerramiento que ha arrastrado consigo a la cúpula**. El muro ha basculado **por el empuje de la cubierta a un agua**. La cúpula también transmite empujes a los muros, pero sólo su efecto no es suficiente para desestabilizar a los apoyos, tal y como se ha podido comprobar en el cálculo por estática gráfica.

También se han producido asientos diferenciales en los apoyos: en el arranque de la cúpula, el lado norte está 13 cm más bajo que el lado opuesto. Sin embargo, cuando se dan este tipo de movimientos en cúpulas, las cáscaras pueden inclinarse sin deformarse. Las grietas y la forma que presenta actualmente la cúpula se deben a la ampliación de su diámetro en la base 17 cm -que equivalen a casi el 4% de su diámetro- debido al desplazamiento hacia el exterior del muro norte y la esquina noroeste.



Sección transversal y planta de la capilla norte. Verde = geometría original hipotética; rojo = grieta del intradós; naranja = deformaciones de la cara exterior del cerramiento representadas con un factor de escala x 5.

Pronóstico

La hoja de la cúpula de ladrillo presenta un **estado de deformación AVANZADO**. Parte de la cáscara tiene una curvatura convexa en lugar de cóncava, lo que merma su capacidad de transmisión de las fuerzas. De no ponerle freno al proceso de apertura de la coronación de los apoyos que provoca la deformación de la cúpula existe un **RIESGO ALTO** de que se produzca un **COLAPSO PARCIAL**.

4.4. Torre

Diagnóstico

El estudio de la evolución de las grietas de la torre tras su restauración en el año 1998 parece indicar que la patología que las originó se encuentra **INACTIVA**. Las grietas de los muros norte y sur, reparadas en esa actuación, no se han vuelto a abrir.

Por otro lado, la inclinación notable hacia la nave que presenta el muro oeste pudo darse durante su construcción o en los primeros momentos posteriores. Este cerramiento se levanta por encima de las bóvedas de la nave, sobre un arco de descarga que, por su factura, pudo haberse ejecutado después de levantarse el muro. Quizá, en un principio, levantaron la torre directamente sobre el arco de embocadura de la cabecera y parte de la plementería de la bóveda y, después, al empezar a notar la inclinación, trataron de corregir el problema embutiendo un arco que descargara el peso sobre los contrafuertes laterales y no sobre el arco inferior.

Pronóstico

Si no se producen modificaciones en las condiciones actuales de la torre y la cabecera no se prevé que se produzca una evolución negativa del estado de su estructura de fábrica. En cualquier caso, conviene vigilar la apertura de las grietas reparadas o la aparición de nuevas lesiones, que indicarían un cambio de estado.

4.5. Atrio

Diagnóstico

A pesar de la evidente inclinación del apoyo puntual del lado suroeste, ni la bóveda ni los apoyos evidencian lesiones proporcionales. Es posible que el giro del pilar exento se produjera en un momento pasado y que en la actualidad la estructura se haya estabilizado. Esta hipótesis se confirma con el resultado de la comprobación realizada con el programa CARYBO, que ha concluido que **tanto la bóveda como el estribo son ESTABLES**, incluso con la sobrecarga de la cubierta y el encamisado de hormigón.

Pronóstico

El grado de seguridad geométrico del estribo está prácticamente en el límite entre ser considerado estable o inestable, por lo que **cualquier alteración en su estado de cargas o en su geometría podría poner en riesgo su estado de equilibrio, que se podría calificar de precario**.

5. MEDIDAS CORRECTORAS

En este documento se proponen las actuaciones que sería necesario acometer para frenar el problema de estabilidad que padece la estructura de fábrica del edificio objeto de estudio, descritas en el apartado 4. *Diagnóstico*. El tratamiento planteado es una **actuación de mínimos**. Es decir, las acciones propuestas son las mínimas indispensables que habría que realizar para frenar la evolución de las patologías y evitar el colapso de la estructura en un futuro. En cualquier caso, lo expuesto en este Informe no es suficiente para abordar la ejecución de las obras, para lo cual, es necesaria la redacción de un Proyecto firmado por un técnico competente.

5.1. Descripción de los trabajos

5.1.1. Nave

- **Reforzar los contrarrestos:**

- OPCIÓN 1: Recrecido de los contrafuertes por el exterior.

Según el cálculo realizado, la estructura se estabilizaría aumentando la sección de los contrafuertes 30 cm por los laterales y de 60 cm por el fondo hasta una altura de 4 metros.

Hay que tener en cuenta que la cimentación del recrecido de los contrafuertes debe garantizar que no se produzcan asientos diferenciales o deslizamientos con respecto a la estructura preexistente. También hay que tener en cuenta la elección del material, que ha de ser compatible con el de la fábrica antigua.

- OPCIÓN 2: Atirantado en el arranque de las bóvedas en todos los arcos fajones.

Para que la línea de empujes caiga en el terreno dentro del área de seguridad de los estribos y, con ello, se estabilice la estructura, basta con que cada tirante resista una fuerza de 84.200 N.

En el caso de que el proyecto de restauración de la iglesia planteara la apertura del óculo cegado del hastial occidental, convendría tomar medidas de refuerzo adicionales de ese muro, dada la gran deformación que han sufrido tanto el óculo como la portada. Dichas medidas irían encaminadas a evitar el más mínimo movimiento, para lo cual se colocaría otro tirante por encima de las bóvedas de la nave. El atirantado podría estar integrado en la estructura de la cubierta.

- **Disminuir la carga sobre las bóvedas:**

Sustitución de la cubierta actual de tabiques palomeros y tablero cerámico armado por otra más ligera que no apoye en las bóvedas, sino en los muros, y que sólo transmita a éstos carga

con componente vertical. Esta medida correctora es altamente recomendable, aunque no imprescindible.

Convendría que la nueva estructura permitiera acceder al espacio bajocubierta para supervisar periódicamente el trasdós de las bóvedas.

- **Fragmentar la capa de hormigón armado del trasdós de las bóvedas:**

Favorecer la separación en bloques del encamisado de hormigón, cortando las armaduras en las fracturas que ya se hayan producido por el extradós de las bóvedas.

- **Reparar las fábricas (muros, contrafuertes y bóvedas):**

- Consolidación de rellenos de muros y contrafuertes mediante la inyección de lechada de cal a baja presión.
- Limpieza, retacado y rejuntado de grietas.
- Cegado del hueco de paso existente en la planta del coro en el estribo 4-5 sur.

5.1.2. Coro

- **Instalar una plataforma de protección** bajo la bóveda para garantizar la seguridad de las personas.

La misión de la plataforma no sería la de apeaar la estructura, sino la de retener la caída de fragmentos procedentes de la bóveda -dovelas o piezas de la plementería-. Al mismo tiempo, también podría servir para realizar los trabajos de reparación de la bóveda por el intradós.

- **Disminuir la carga sobre la bóveda:**

Retirar el suelo del sobrecoro y la subestructura que lo sustenta (doble orden de vigas o viguetas y puntales de madera), así como los rellenos no cohesionados que suponen una sobrecarga excesiva para la bóveda, teniendo cuidado de no retirar los rellenos de los riñones que no estén sueltos, ya que contribuyen a aumentar la capacidad resistente de la bóveda.

Construcción de un nuevo suelo, con su correspondiente subestructura. La nueva estructura debe evitar apoyar en puntos concretos y/o aleatorios de la bóveda, ya que las cargas puntuales en sitios inoportunos pueden resultar nocivas para el comportamiento de la bóveda. Se propone levantar sobre los nervios cruceros sendas costillas de ladrillo que sirvan a la vez para aumentar la sección resistente de los nervios portantes y para apoyar la estructura del nuevo suelo. Entre estas costillas se podrían construir tabiques palomeros que sujetaran un entramado horizontal de madera a base de listones sobre los que extender el pavimento.

- **Atirantar:**

Colocación de cuatro tirantes perimetrales, uno en cada lado de la bóveda, con el fin de neutralizar los empujes que la bóveda del coro pueda transmitir a los muros en todas las direcciones. Estos podrían ocultarse bajo el pavimento del coro.

Estos refuerzos no son estrictamente necesarios por cálculo, pero sí altamente recomendables, dada la geometría tan poco peraltada que tiene la bóveda y la gran deformación que ha sufrido ya. Un atado perimetral asegura que no va a ver más desplazamientos horizontales en los apoyos y, por tanto, que su geometría va a permanecer estable.

- **Reparar la fábrica** (bóveda –plentería y nervios- y frente del coro hacia la nave):
 - Acuñado y retacado de grietas, previa limpieza.
 - Inyección por el trasdós con mortero de cal de consistencia fluida.
 - Extendido por el trasdós de una capa de mortero ligero de cal de baja retracción y armado con fibras para rellenar los posibles rehundidos de la plentería y regularizar así la curvatura.
 - Recolocación y cosido de dovelas que se hayan descolgado en nervios sin función estructural.

Una vez implementadas las medidas descritas, se podría proceder a retirar el puntal que en algún momento se colocó a modo de apeo en la clave del arco que da a la nave y que no sólo no ayuda a mejorar la estabilidad de la bóveda, sino que le perjudica.

5.1.3. Capilla norte

- **Reducir o eliminar los empujes horizontales de la cúpula:**

Colocación de un anillo de atado por el trasdós de la cúpula, lo más cercano posible al arranque, que sea capaz de absorber un esfuerzo a tracción de 4.000 N. Con este anillo se contrarrestarían las tracciones que genera la cúpula en su base.

- **Reducir o eliminar los empujes de la cubierta:**

Sustitución de la cubierta actual por otra que no transmita fuerzas horizontales a la coronación de los muros o que, al menos, las reduzca lo máximo posible.

Otra opción alternativa al cambio de la cubierta es la colocación de dos tirantes a los lados que aten el muro norte de la capilla con el muro norte de la nave.

- **Reparar las fábricas** (cúpula y muros):

- Acuñado y retacado de grietas, previa limpieza.
- Inyección por el trasdós de la cúpula con mortero de cal de consistencia fluida.

- Extendido por el trasdós de una capa de mortero ligero de cal de baja retracción y armado con fibras para rellenar los posibles rehundidos y regularizar la curvatura.

5.1.4. Torre

- **Disminuir la carga sobre la bóveda de la cabecera:**

Retirada de los excrementos de paloma y otros rellenos no cohesionados que se han acumulado en el piso inferior de la torre cargando innecesariamente el trasdós de la bóveda de la cabecera.

Hay que tener cuidado de no retirar los rellenos de los riñones que no estén sueltos, ya que contribuyen a aumentar la capacidad resistente de la bóveda.

Dado que, aparentemente, las patologías de la torre no están activas en la actualidad -las grietas reparadas en la intervención de 1998 no se han abierto-, no se prescribe realizar ninguna otra acción enfocada a la consolidación o estabilización de la estructura. No obstante, se recomienda vigilar su evolución por si se produjeran nuevas fisuras o desplazamientos, en cuyo caso habría que proceder al refuerzo del volumen. Llegado el momento, se tendrán que estudiar en detalle las medidas correctoras a implementar.

5.1.5. Atrio

- **Eliminar la carga de la cubierta sobre la bóveda:**

Aunque los contrarrestos actuales del atrio son suficientes para contrarrestar los empujes de la bóveda, su grado de seguridad mejora sustancialmente si se elimina el peso de la actual cubierta. Esta operación es conveniente para prevenir cualquier alteración que pueda desestabilizar al ya muy inclinado apoyo suroeste.

Se propone como medida correctora la sustitución de la cubierta actual de tabiques palomeros y tablero cerámico armado por otra más ligera que no apoye en las bóvedas, sino en los muros, y que sólo transmita a éstos carga con componente vertical. Una estructura de cubierta formada por aguilonos apoyados en cuadrales que aten los durmientes perimetrales podría cumplir esa condición.

También sería recomendable independizar los bloques de encamisado de hormigón que ya hayan comenzado a separarse cortando las armaduras en las líneas de fractura que se hayan producido por el extradós de las bóvedas.

- **Reparar las fábricas (muros, contrafuertes y bóvedas):**

- Consolidación de rellenos de muros y contrafuertes mediante la inyección de lechada de cal a baja presión.
- Limpieza, retacado y rejuntado de grietas.

5.2. Orden de ejecución

En un edificio de fábrica con problemas graves de estabilidad, como es el caso de la iglesia de San Salvador de Sangüesa, es crucial ejecutar los trabajos de consolidación en el orden adecuado. De no hacerse de forma ordenada y controlada, podrían originarse una alteración geométrica o un cambio en el reparto de cargas que ocasionaran una mayor deformación e, incluso, un colapso parcial de la estructura.

A continuación, se expone el orden en el que deben ejecutarse las medidas correctoras propuestas para evitar efectos no deseados:

1. Instalación de la plataforma de protección bajo la bóveda del coro para garantizar la seguridad de las personas.
2. Refuerzo de los contrarrestos de la nave, ya sea atirantando o recreciendo los contrafuertes por el exterior.

En el caso de optar por la opción de recrecer los contrafuertes, esta operación habría que realizarla de uno en uno y, previamente a la excavación del terreno para ejecutar la cimentación, habría que apeo cada estribo. Este apeo no se podría retirar hasta asegurarse del endurecimiento del nuevo refuerzo y del relleno y del compactado de la parte de terreno excavada.

El apeo de los estribos debe resistir un empuje horizontal de 246 kN.

3. Levantado del suelo del coro y retirada de su subestructura y de los rellenos sueltos sobre la bóveda.
4. Atirantado de la bóveda del coro.
5. Reparación y consolidación de las fábricas de los muros y los contrarrestos, de abajo hacia arriba.
6. Sustitución de la cubierta de la nave.

Esta operación convendría hacerla por tramos para evitar lo máximo posible que las bóvedas queden desprotegidas frente al agua de lluvia desde la retirada de la actual cubierta hasta la colocación de la nueva.

En el momento en que se desmonte la cubierta, antes de colocar la nueva, se ha de inspeccionar el trasdós de las bóvedas y cortar las armaduras del encamisado de hormigón armado en los sitios donde se hayan producido fracturas.

7. Reparación y consolidación de la fábrica de las bóvedas del coro y de la nave.
8. Instalación del nuevo suelo del sobrecoro con su correspondiente subestructura.

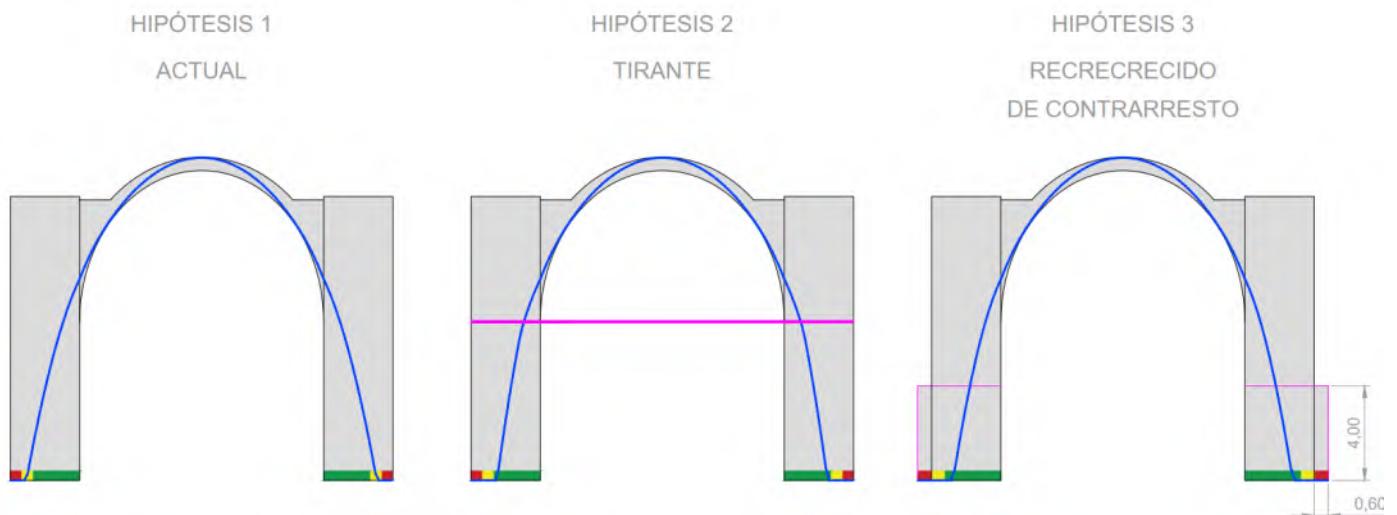
5.3. Justificación de las medidas correctoras propuestas

5.3.1. Cálculo por estática gráfica

NAVE

Para comprobar la eficacia de las dos opciones propuestas para el refuerzo de los contrarrestos de la nave se ha recalculado con el programa CARYBO el pórtico más desfavorable (el del arco 4-5) en ambos supuestos y se ha comparado con el resultado del pórtico sin reforzar.

Las tres hipótesis de cálculo dan como resultado las distintas “Líneas de empujes” que se muestran en los gráficos de más abajo. La primera, correspondiente al estado actual de la estructura, se encuentra en la base del contrarresto dentro de la zona amarilla, considerada inestable. Por el contrario, en las otras dos hipótesis, con el refuerzo planteado en cada una de ellas la línea de empujes entra dentro de la zona estable en la base del contrafuerte.



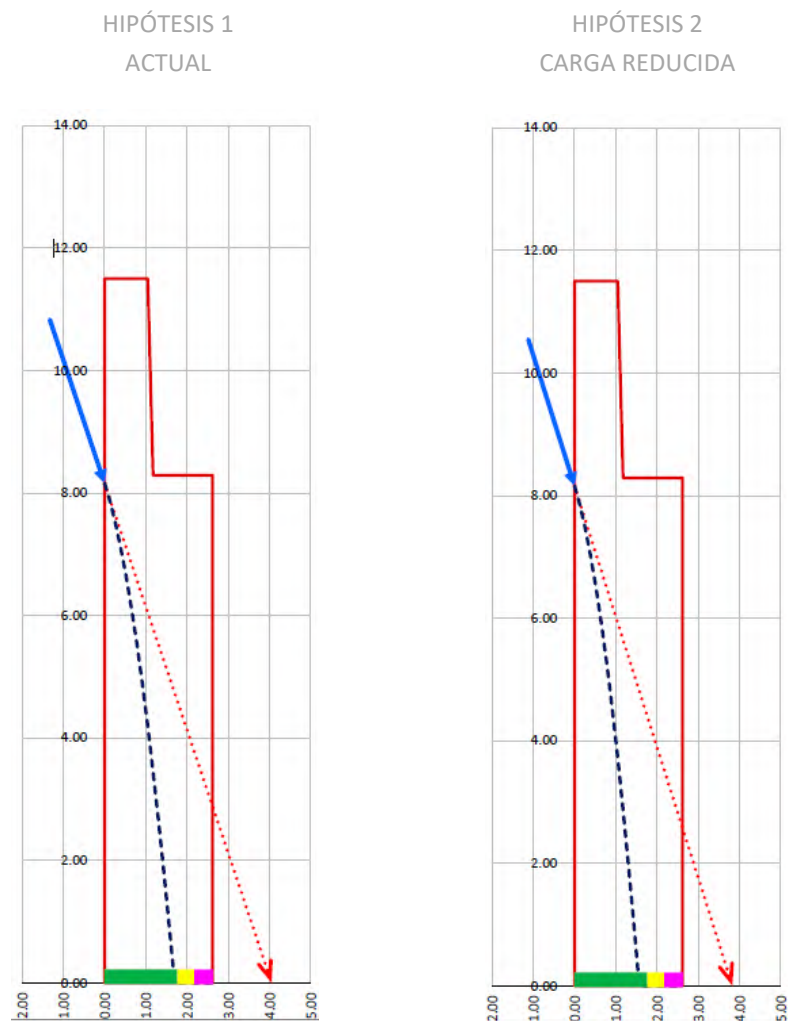
Resultado del cálculo de la línea de empujes del pórtico 4-5 en las tres hipótesis planteadas

El coeficiente de seguridad geométrico (CSG) del estado actual es del 78% (siendo 100% estable y 0% colapso). El CSG de la opción con tirante es del 111% y de la opción con recrecido del contrafuerte es del 126%. Estos porcentajes pueden variar según la altura del tirante y su sección y según las dimensiones del recrecido del apoyo.

ATRIO

También se ha comprobado con el programa de cálculo CARYBO la mejora en cuanto a estabilidad del estribo suroeste del atrio en el caso de eliminar el peso de la cubierta sobre la bóveda.

En la hipótesis de cálculo del estado actual se ha estimado una sobrecarga total, contando el encamisado y la cubierta de tabiques palomeros, de 6.000 N/m^2 . En la hipótesis de cálculo con las cargas reducidas se ha estimado que la sobrecarga, sólo del encamisado, es de 4.000 N/m^2 . El resultado gráfico de los dos supuestos se muestra bajo estas líneas. En ambos casos, la línea de empujes entra dentro de la franja verde, considerada la zona estable. Sin embargo, con la reducción de cargas sobre la bóveda, se consigue cierto margen de seguridad que es muy recomendable. El coeficiente de seguridad geométrico aumenta del 105% en el primer caso, al 120% en el segundo caso.

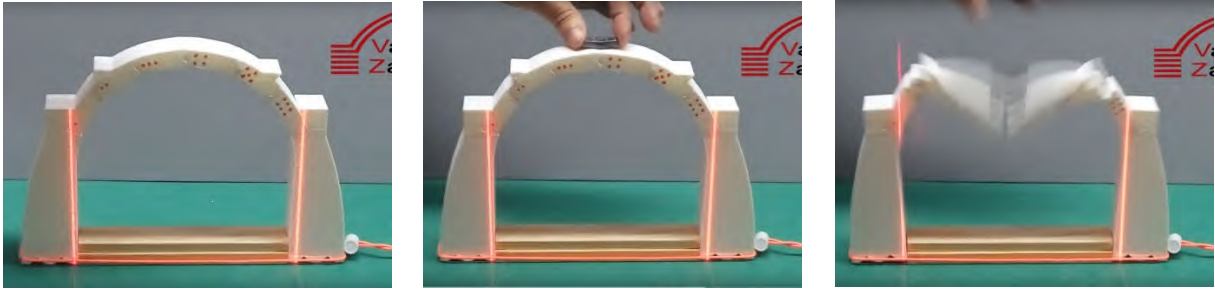


Resultado del cálculo de la línea de empujes en el estribo del atrio para las dos hipótesis comprobadas

5.3.2. Comparación con modelos a escala

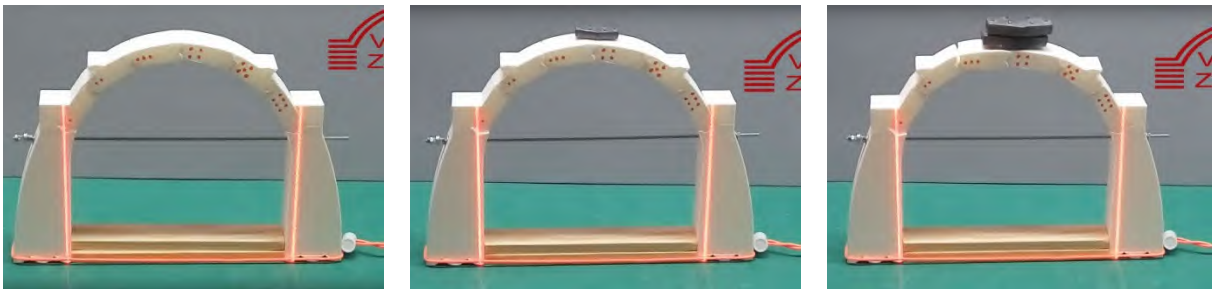
Estado actual de la nave

Pórtico simétrico formado por un arco y dos estribos (fotograma 1). Colapsa al aplicarle una sobrecarga en la clave del arco que genera unos empujes que los estribos no son capaces de contrarrestar (fotogramas 2 y 3).



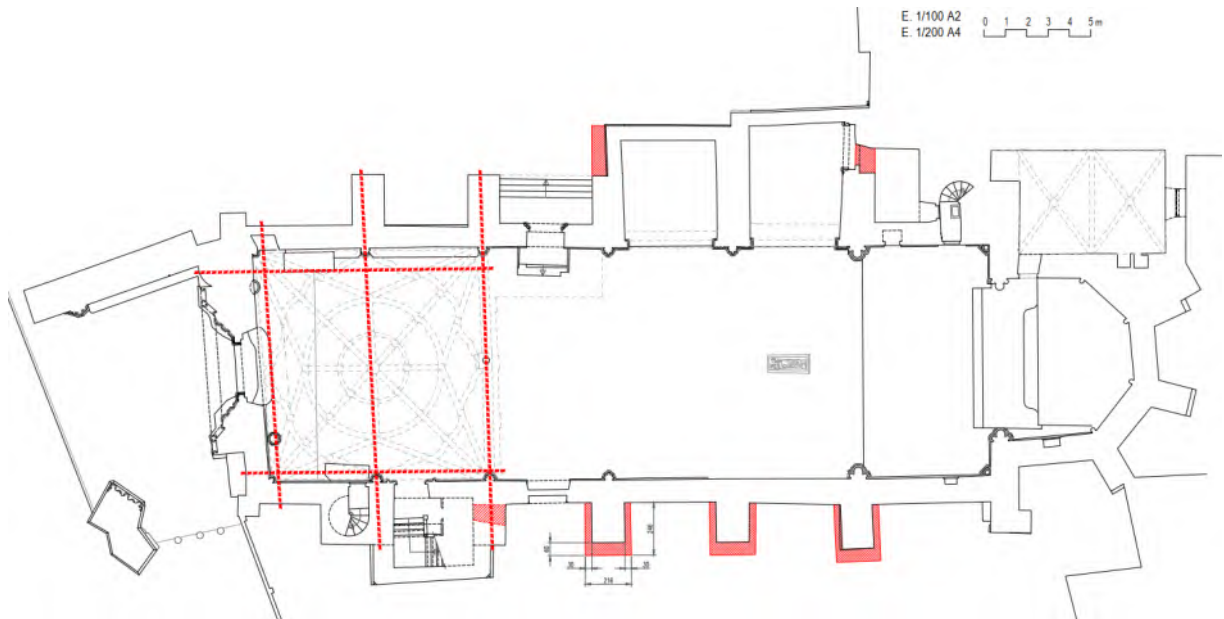
Pórtico reforzado con tirante

El mismo pórtico anterior se refuerza con un tirante a la altura del arranque del arco (fotograma 1). Con el tirante el pórtico no sólo no colapsa al aplicarle la misma sobrecarga que antes (fotograma 2), sino que sigue estando estable aplicándole una carga que supera por más del doble a la anterior (fotograma 3).

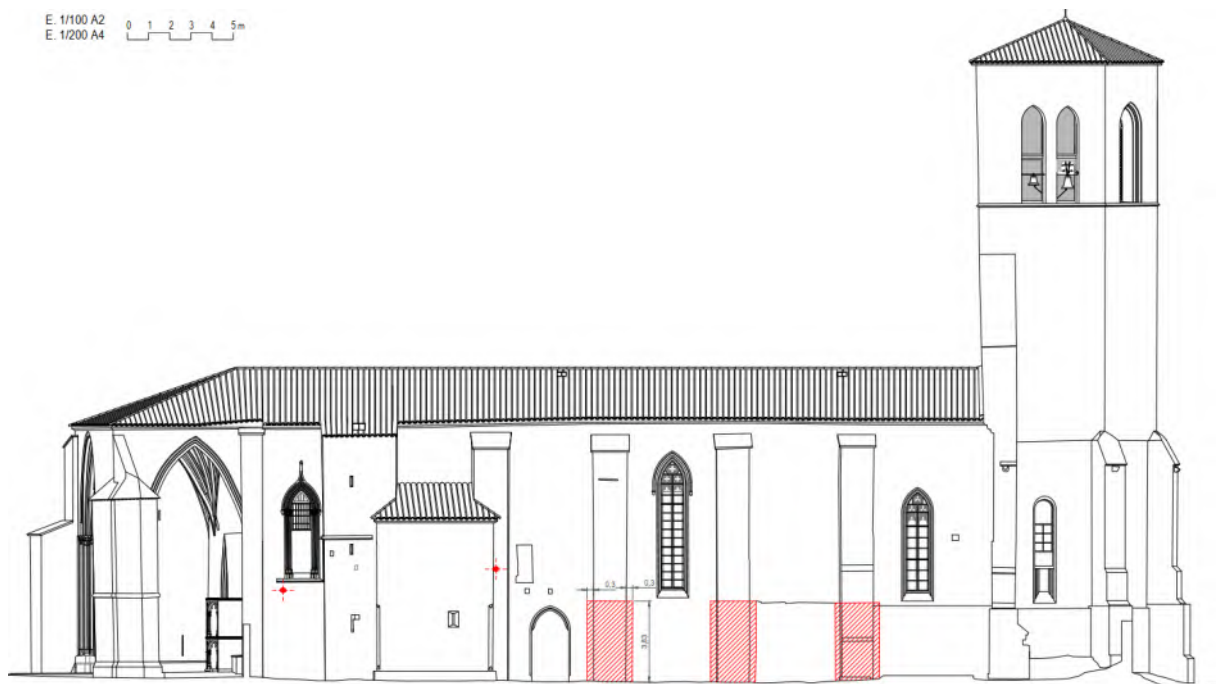


5.4. Representación gráfica esquemática

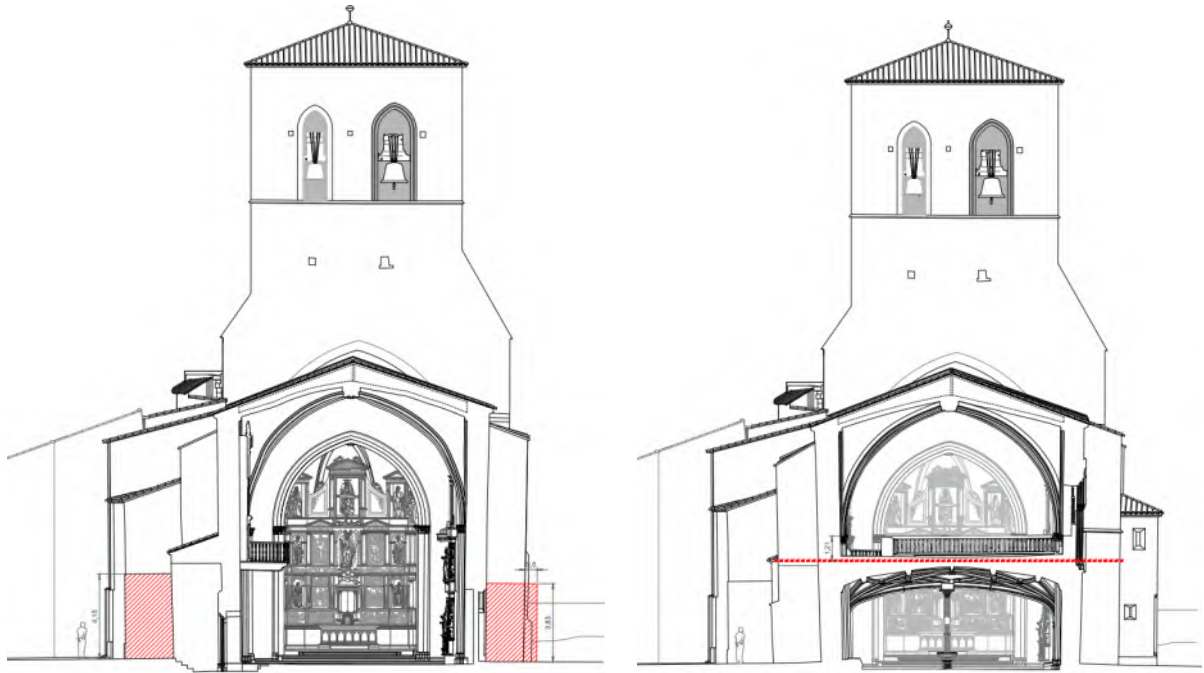
5.4.1. Opción 1. Recrecido de los contrafuertes



Planta



Sección longitudinal

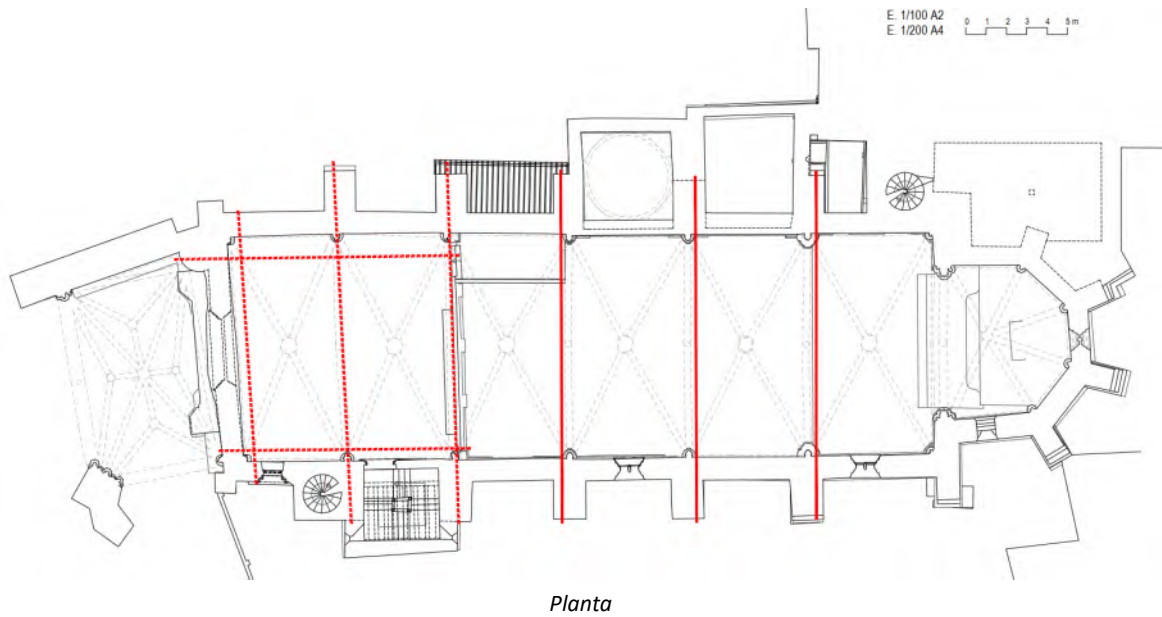


Secciones transversales

5.4.2. Opción 2. Atirantado

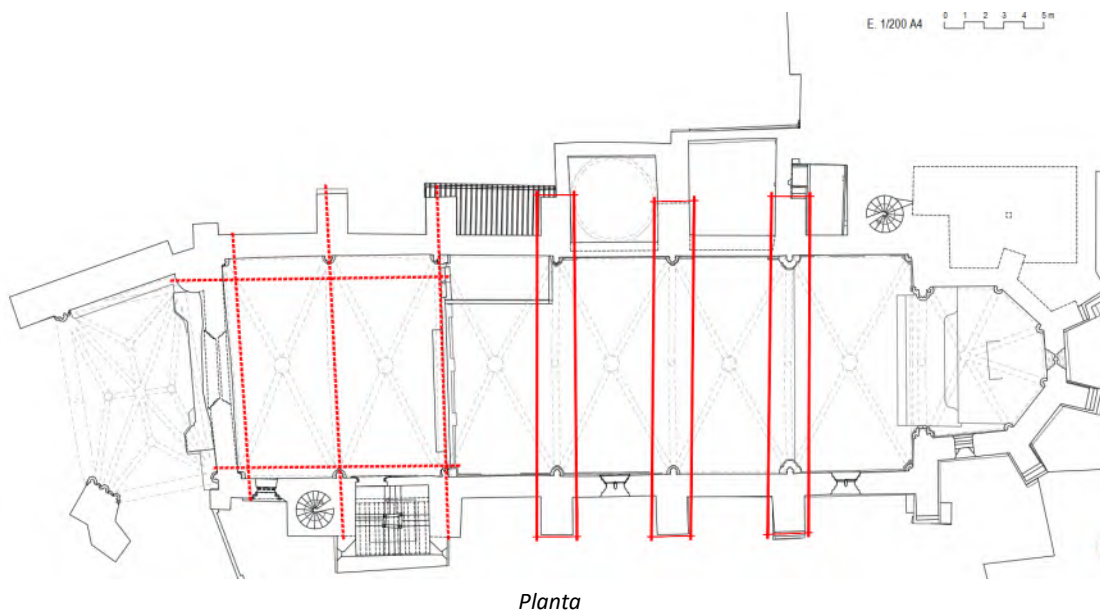
Los tirantes de los arcos fajones de los tramos del coro podrían quedar ocultos bajo el suelo del sobre coro, mientras que el resto deberían colocarse lo más próximo posibles al arranque de las bóvedas, mejor por encima que por debajo.

A. Alternativa con un solo tirante descentrado por pórtico:



NOTA: se propone colocar los tirantes a uno de los lados de los fustes de las pilastras de la nave para no taladrar las piezas molduradas, a pesar de que la asimetría que se crea no es lo más deseable.

B. Alternativa con dos tirantes solidarios por pórtico (salvo los del coro):



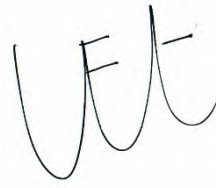
5.5. Seguimiento y verificación

Tan importante como realizar un diagnóstico certero es validar que las medidas correctoras implementadas han tenido los efectos deseados en la estructura del edificio. Por ello, se recomienda hacer un seguimiento posterior de control.

El seguimiento posterior a la intervención ha de consistir en vigilar que no se produzcan variaciones dimensionales, tanto en el sentido vertical como horizontal. Para ello es más operativo medir distancias que ángulos. Esto se puede hacer de varias formas: midiendo periódicamente puntos fijos situados estratégicamente -a mano o con medios topográficos-, realizando escaneos del edificio cada cierto tiempo -dos años, por ejemplo- y comparando las nubes de puntos obtenidas para detectar las diferencias, o instalando un sistema de monitorización.

La arquitecta que suscribe espera haber expuesto de forma clara y concisa el origen y las consecuencias de las patologías estructurales que afectan a las fábricas de la iglesia de San Salvador de Sangüesa, así como las medidas correctoras necesarias y recomendadas para remediarlas.

Pamplona, diciembre de 2024

A handwritten signature in black ink, consisting of the letters 'L', 'E', and 'T' in a stylized, cursive script.

Fdo.: Laura Elvira Tejedor

Arquitecta especialista en conservación, restauración y documentación del patrimonio arquitectónico

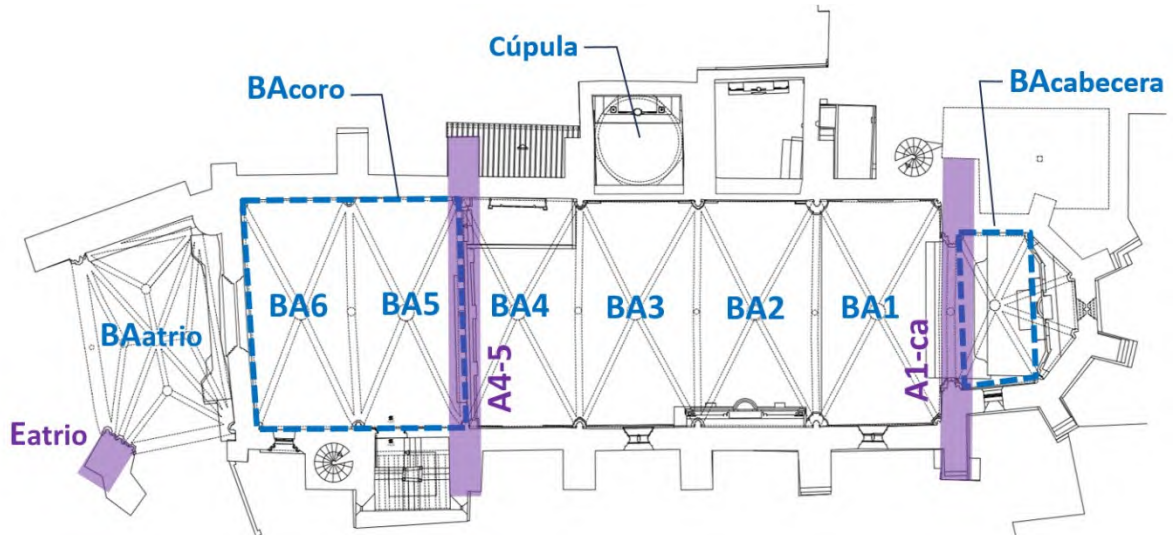
C/ Serafín Olave, 5 Oficina 2B 31007 Pamplona

lauraelvira.t@gmail.com / 670 015 528

II. ANEXOS

ANEXO 1. ANEJO DE CÁLCULO

Este anexo contiene las fichas del análisis tensional realizado con el programa de cálculo **CARYBO** a las distintas unidades estructurales, denominadas según su tipología y su localización, tal y como se indica en el gráfico siguiente:



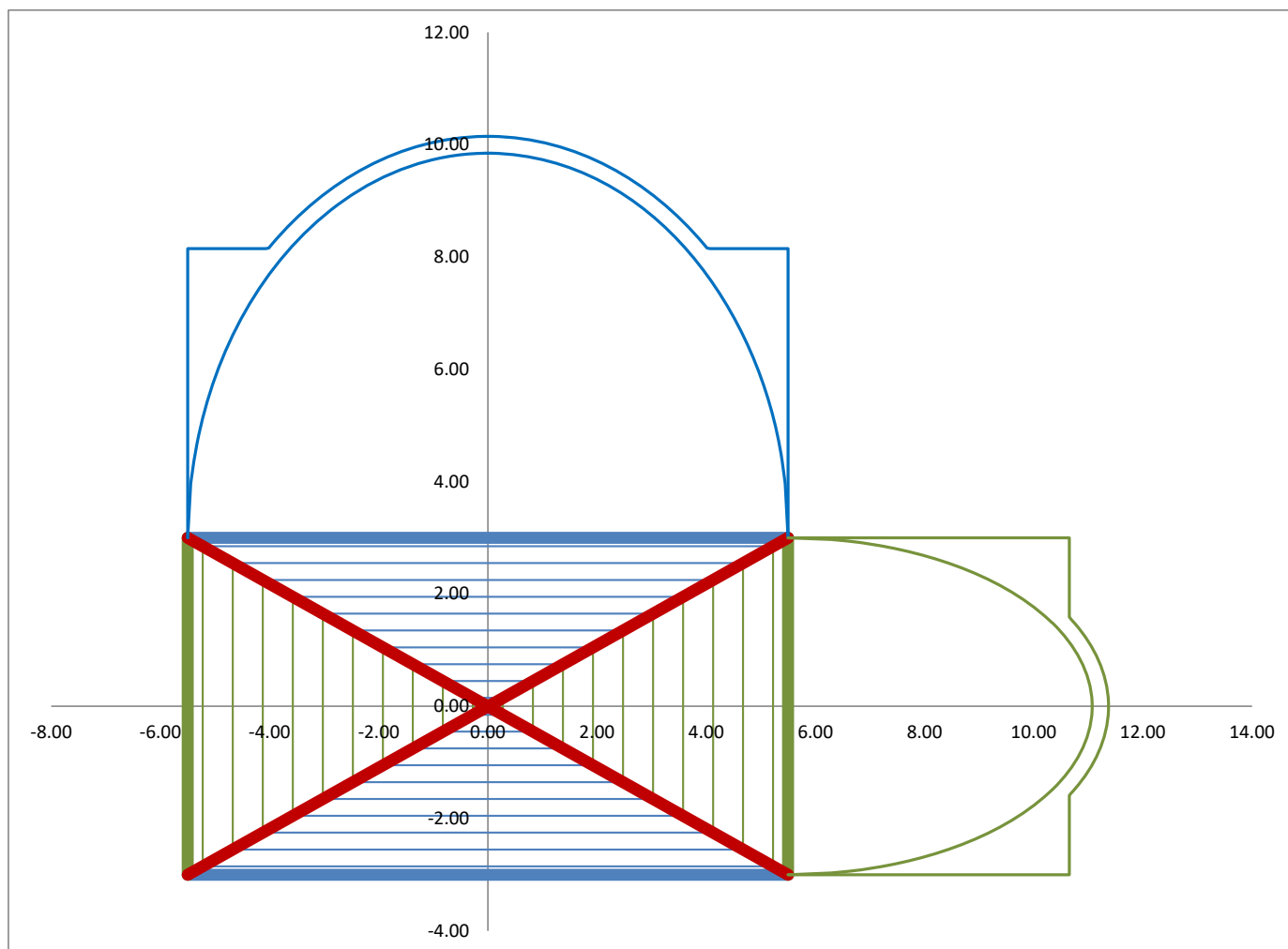
Planta con la identificación alfanumérica de las distintas unidades estructurales comprobadas

Listado de fichas generadas por el programa de cálculo **CARYBO**:

01. Bóveda BA1 con carga
02. Bóveda BA4 con carga
03. Bóveda BA5 son carga
04. Bóveda BAcoro
05. Bóveda BAcabecera con carga
06. Arco A1-ca con cargas
07. Arco A45 superior con cargas
08. Arco A45 superior con cargas + tirante
09. Arco A45 superior con cargas + refuerzo contrarresto
10. Cúpula
11. Bóveda BAatrio con carga
12. Bóveda BAatrio con carga reducida
13. Estribo atrio con carga
14. Estribo atrio con carga reducida

NOTA: el término “con cargas” se refiere a la sobrecarga que ejercen sobre las bóvedas tanto el encamisado de hormigón del trasdós como la cubierta de tabiques palomeros, salvo en el caso del Arco A1-ca, en el que se refiere al peso que le transmite la torre.

Sangüesa BA1 con carga

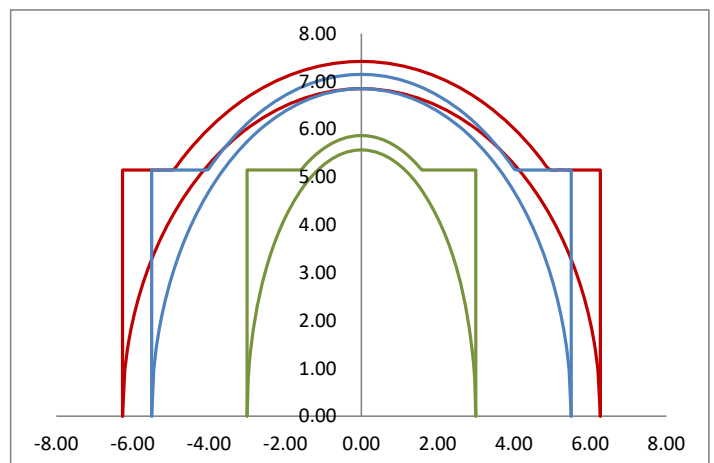
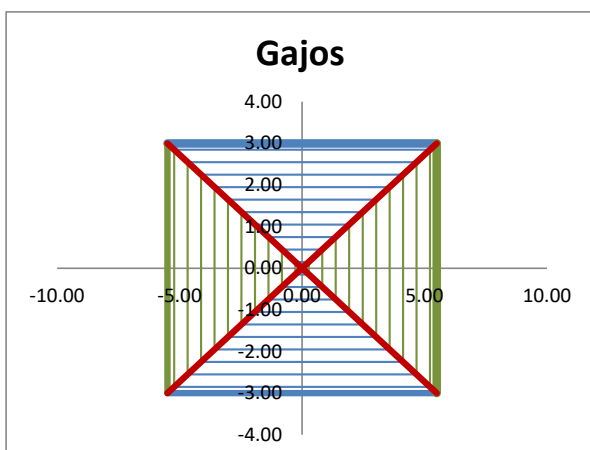
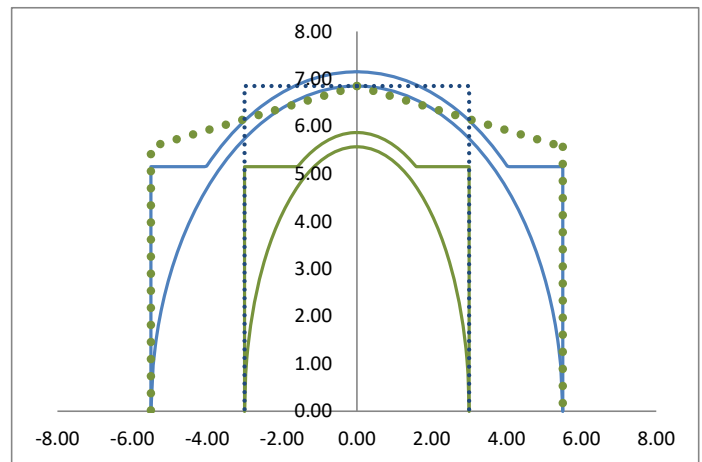


BÓVEDA DATOS: Geometría

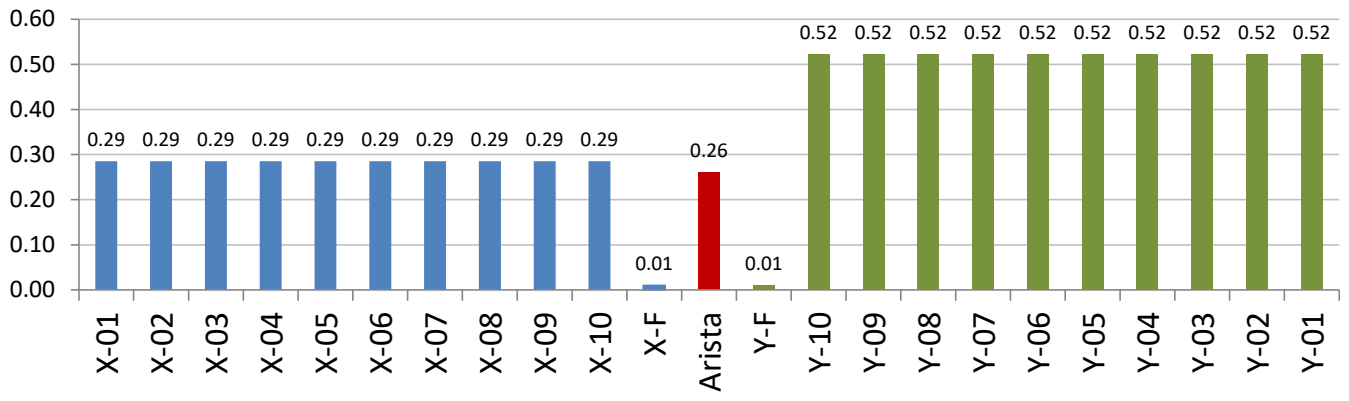
	Lado Mayor X-F	Arista	Lado Menor Y-F
Tipo de arco	Elíptica	Elíptica	Elíptica
Longitud (m)	11.00	12.53	6.00
Flecha (m)	6.85	6.85	5.57
Canto (m)	0.30	0.57	0.30
Relleno de hombros (m)	5.15	5.15	5.15
Radio curvatura - Eje Mayor elíptico (m)	11.00	12.53	6.00
Relación elíptica	0.62	0.55	0.93
Recorte apuntada	0.00	0.00	0.00
Recorte rebajada	0.00	0.00	0.00
Ancho (m)	0.29	0.26	0.52
Arista: Angulo "a"= $\arctan(Lx/Ly)$ (grados)	0.00	61.39	0.00
Eje OX horizontal Curvilíneo	1.00	1.00	1.00
Eje OX horizontal Parabólico	1.00	1.00	1.00

RESULTADOS GEOMÉTRICOS

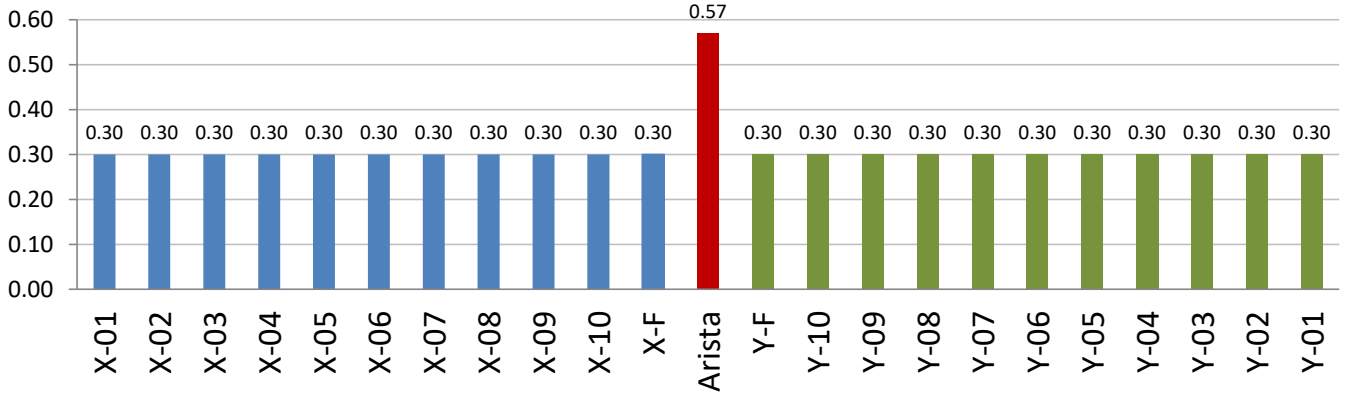
	Bóveda
Superficie verdadera magnitud intradós (m ²)	84.67
Superficie proyección horizontal (m ²)	66.00
Factor de Concavidad (adimensional)	1.28



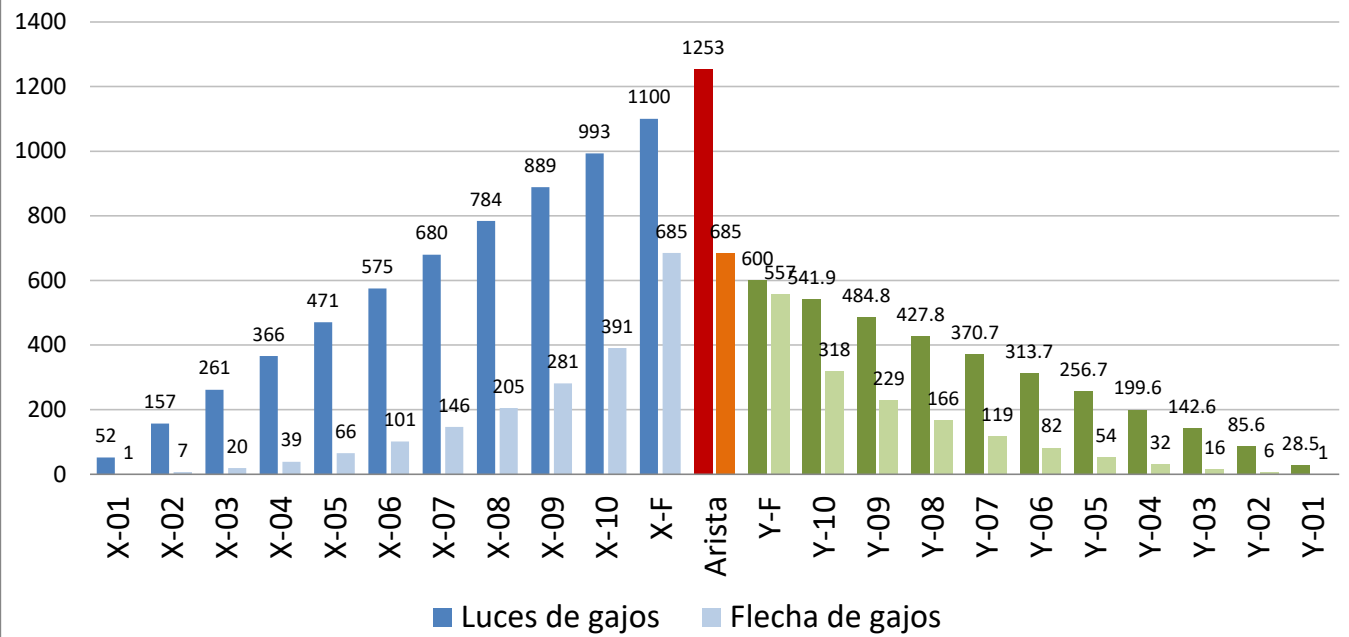
Ancho de gajos



Canto de gajos



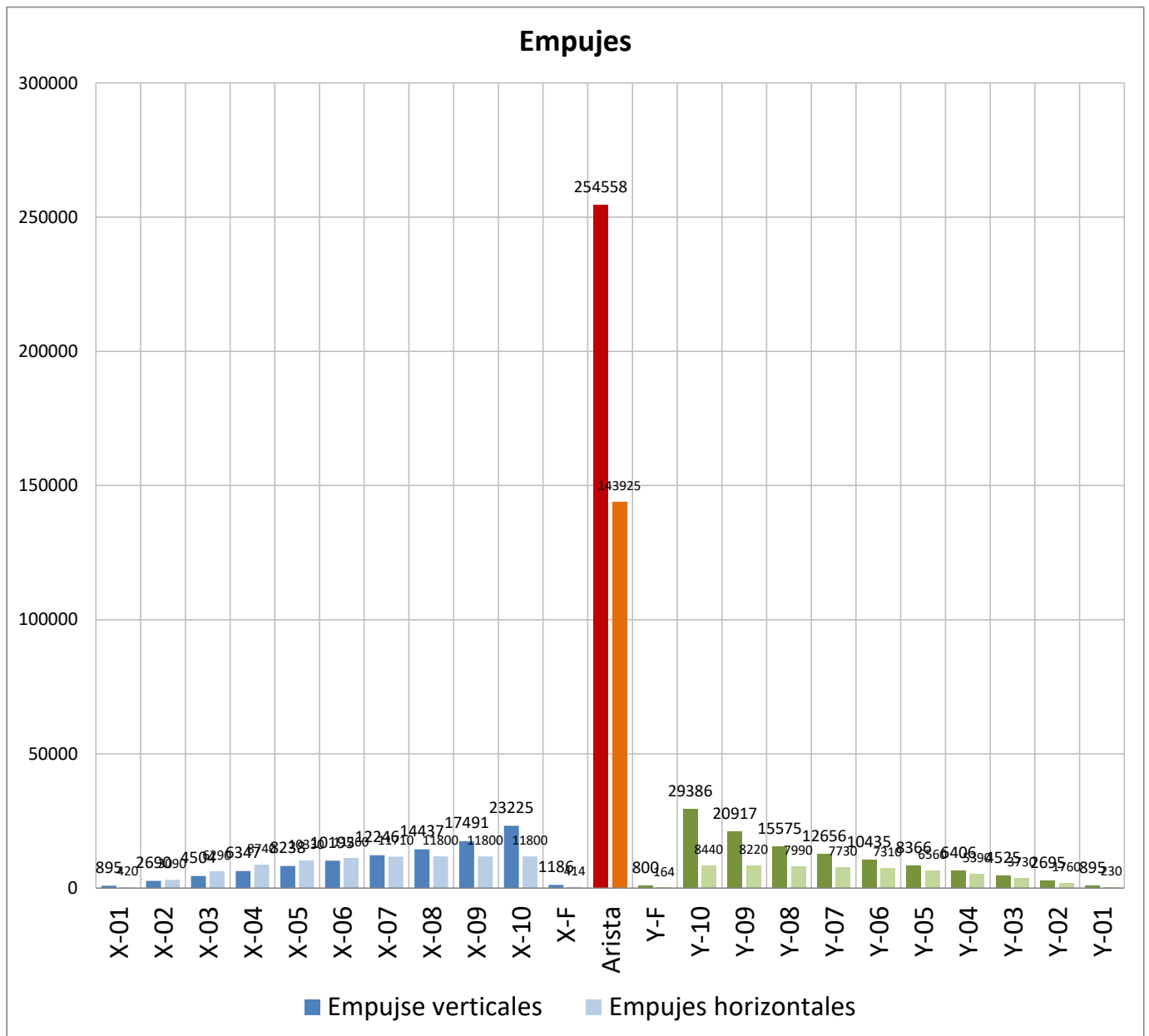
Luces y flechas de gajos



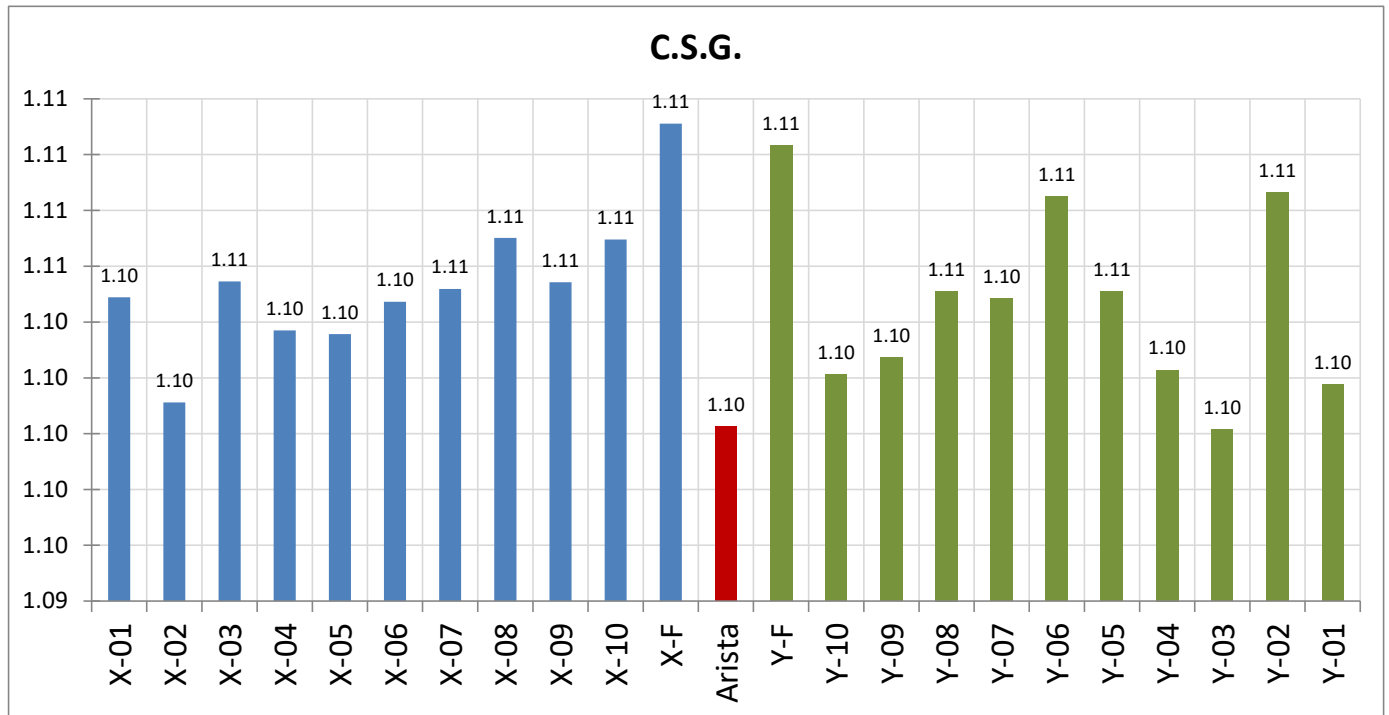
DATOS MATERIAL	Bóveda
Densidad del material (kN/m ³)	20.000
Tensión máxima del material (N/mm ²)	4.000

DATOS DE CARGA	Lado Mayor	Arista	Lado Menor
	X-F		Y-F
Relleno horizontal hasta la clave (si=1;no=0)	0	0	0
Sobrecarga superficial (N/m ²)	6000	6000	6000

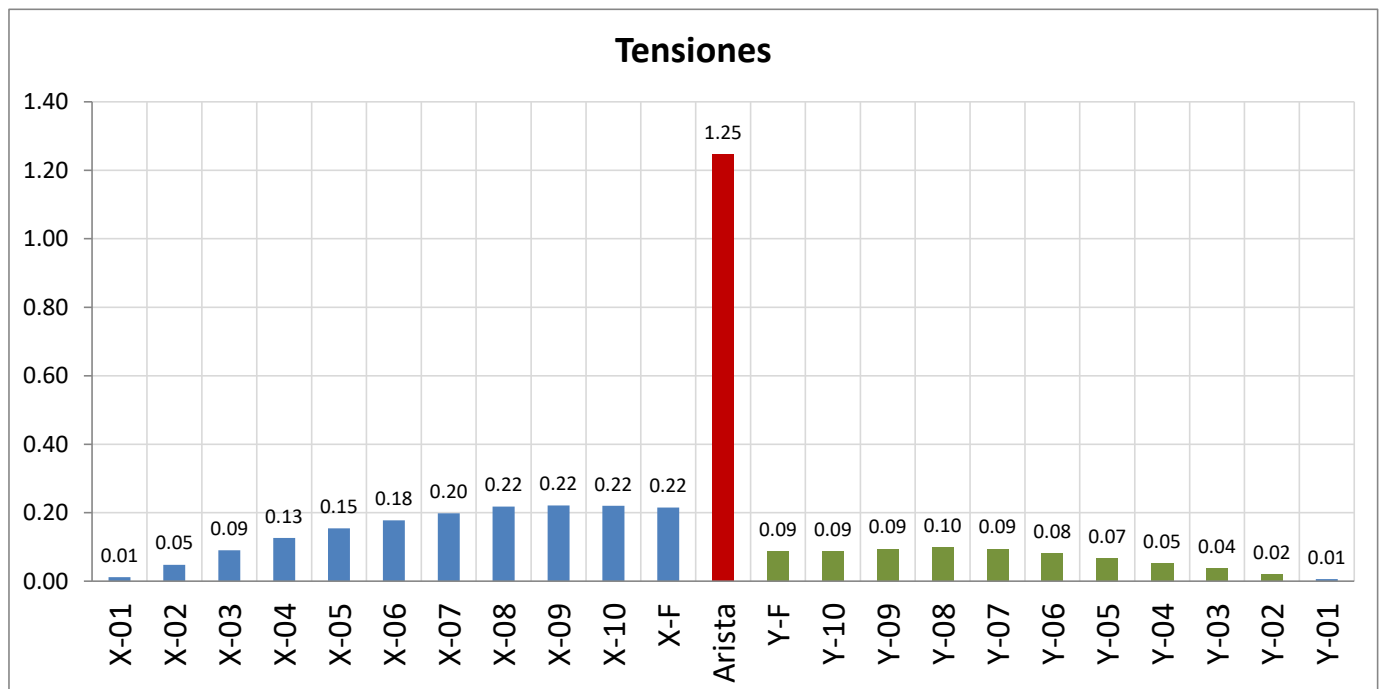
RESULTADOS DE CARGAS	Bóveda
Peso total de la bóveda (kN)	1018.23
Peso por m ² proyección horizontal (kN/m ²)	15.43

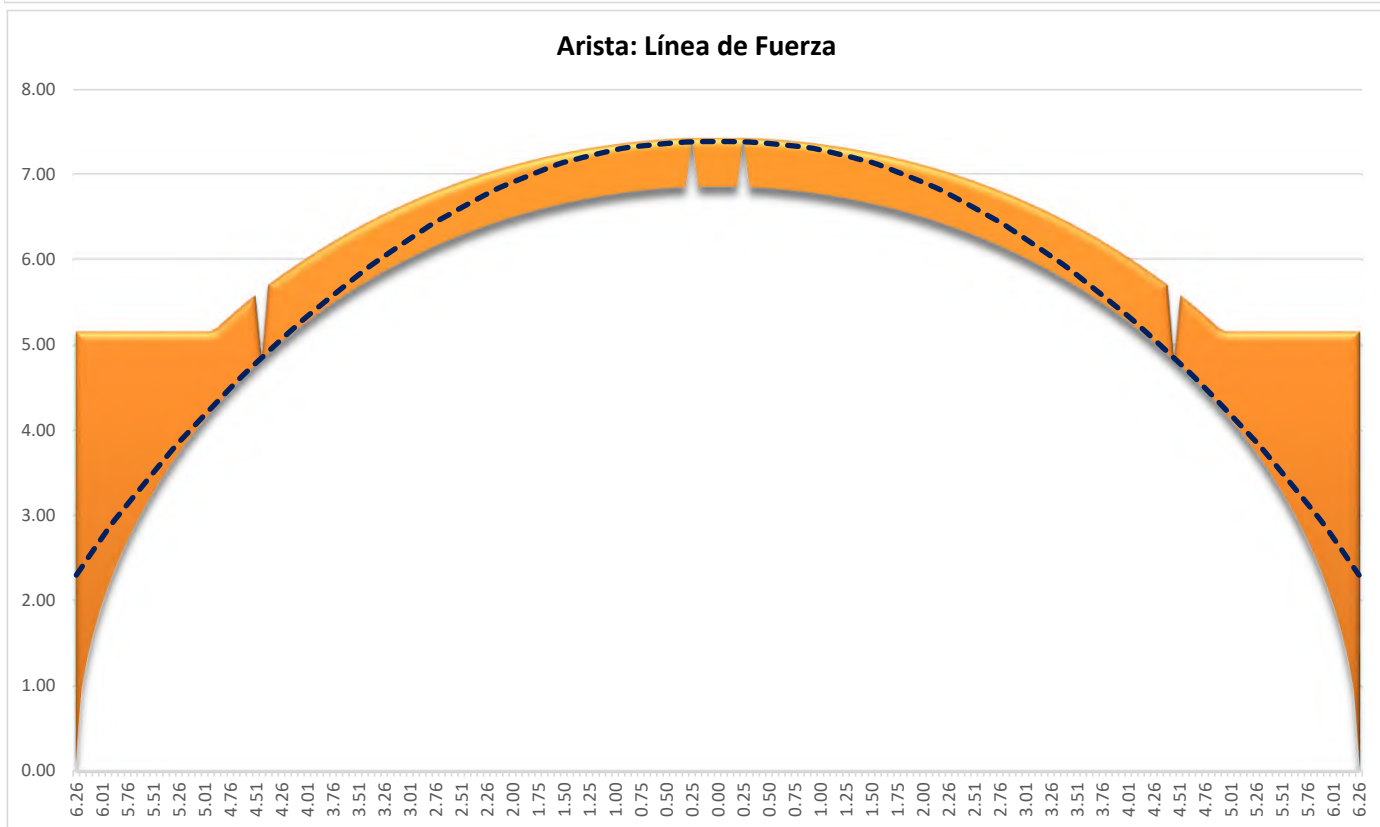
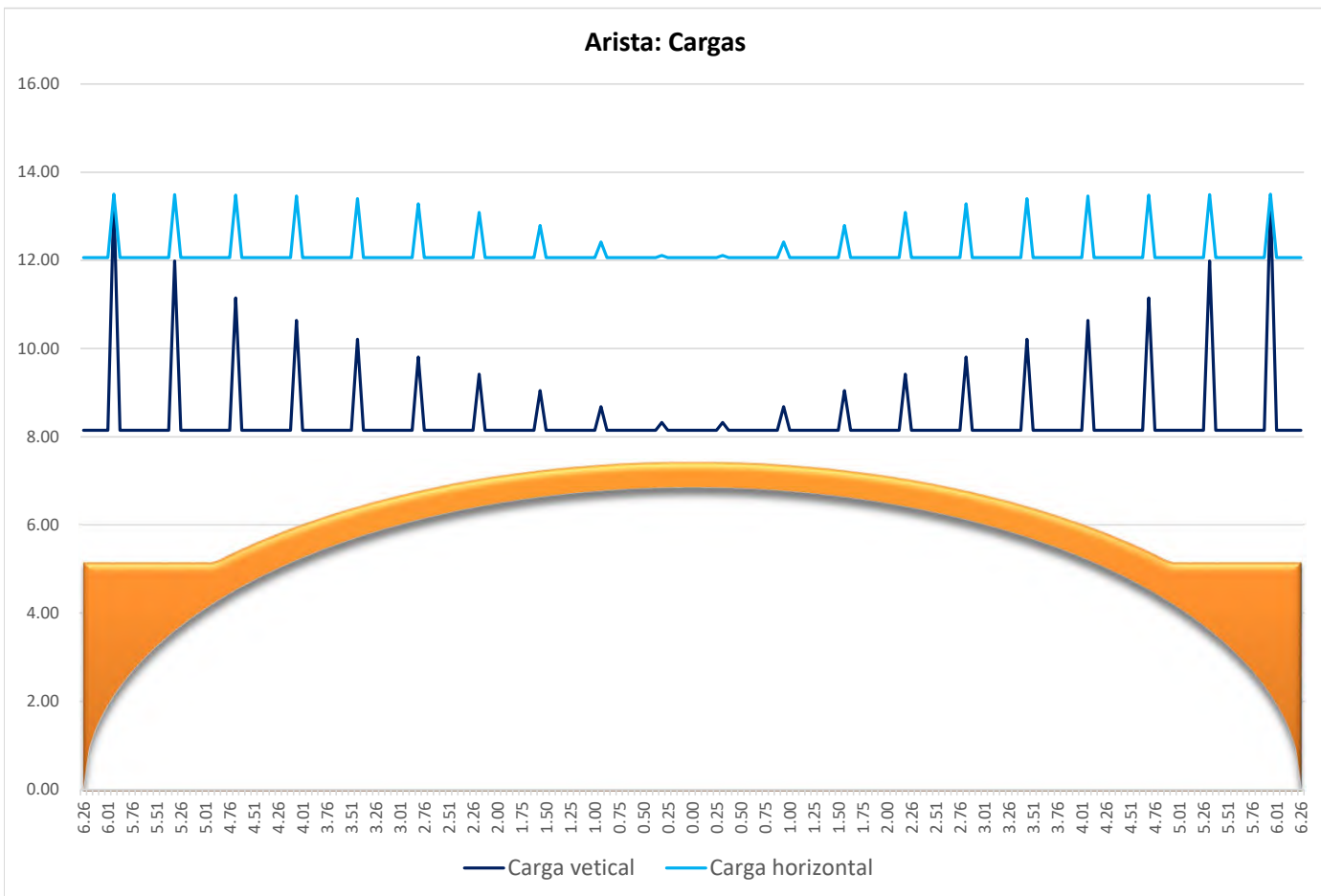


COEFICIENTE DE SEGURIDAD	Serie X	Arista	Serie Y	Bóveda
C.S.G. mínimo	1.101	1.100	1.100	1.100
Grado de estabilidad del arco	Estable	Estable	Estable	Estable
Seguridad contrarresto($\geq 100\%$ =Seguro; 0% =Colapso)	100%	100%	100%	100%



RESULTADOS TENSION	Serie X	Arista	Serie Y	Bóveda
Tensión máxima (N/m ²)	0.22	1.25	0.10	1.25
Tensión máxima de trabajo (% de la admisible)	6%	31%	2%	31%



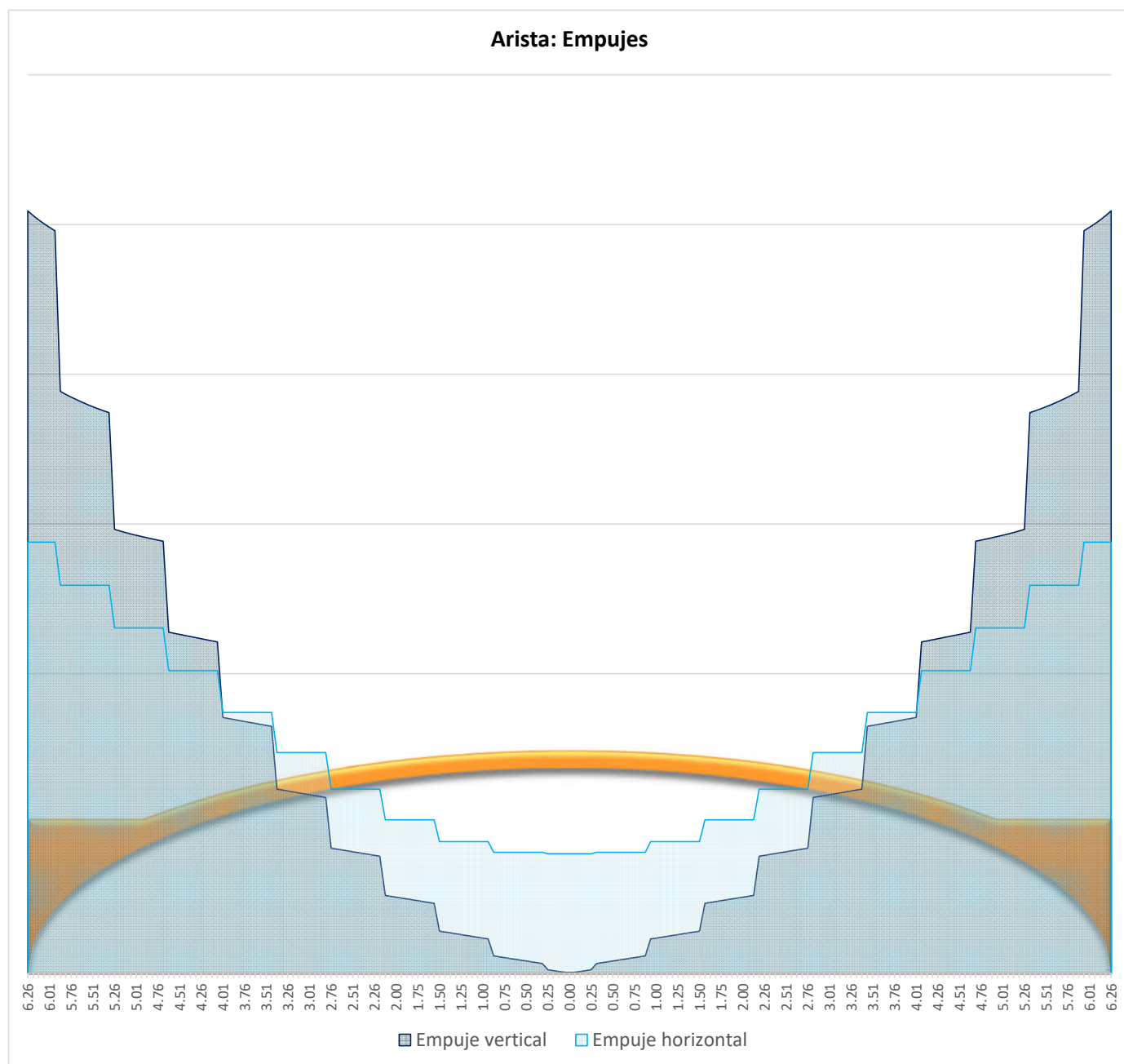


ARISTA: Empujes en apoyos	
Empuje vertical (N)	254558
Empuje horizontal en dirección de la arista (N)	143925
Empuje horizontal en dirección lado mayor (N)	126351
Empuje horizontal en dirección lado menor(N)	68919
Coord. Y empuje respecto de la pechina (m)	2.30

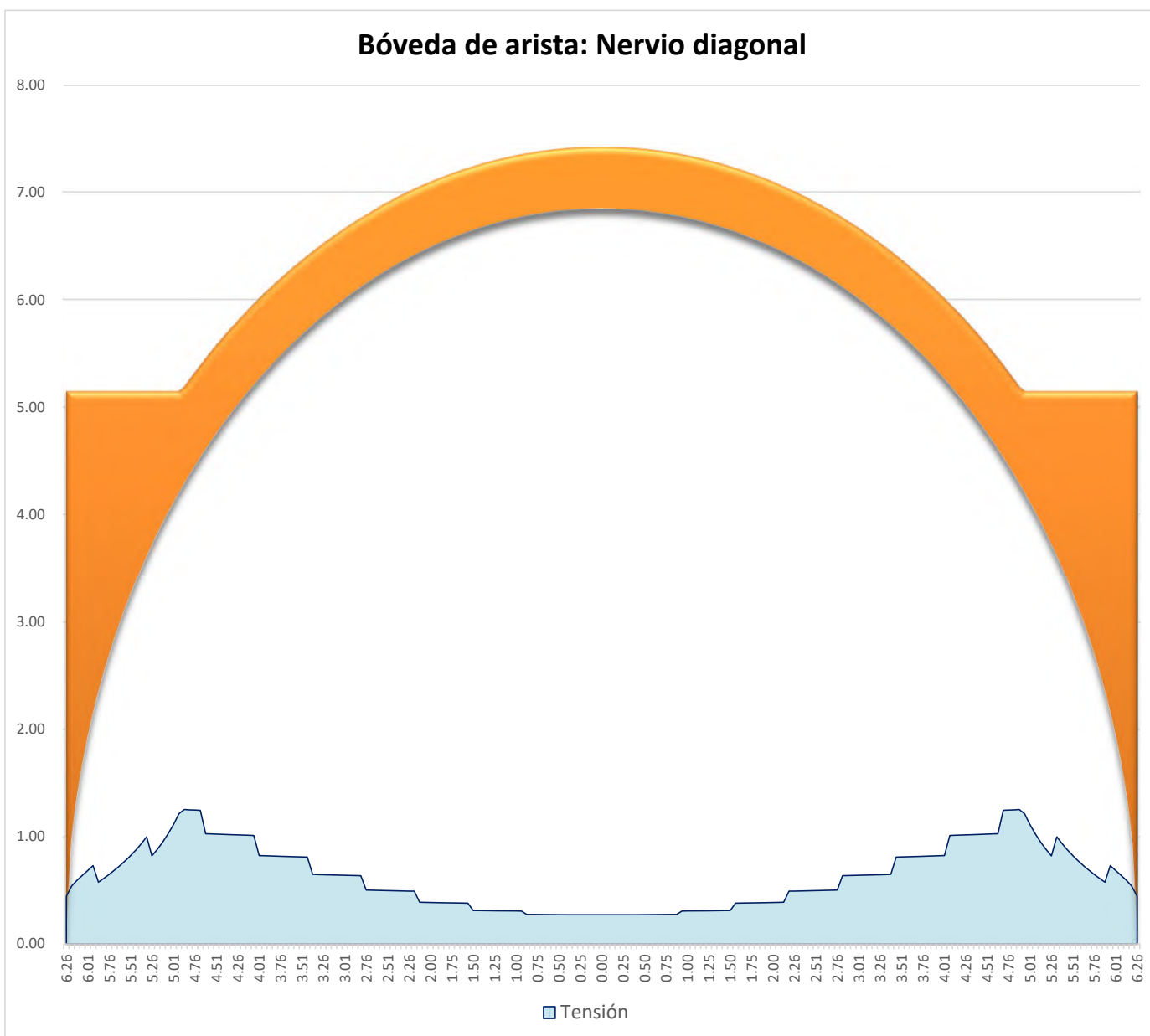
57% del empuje vertical

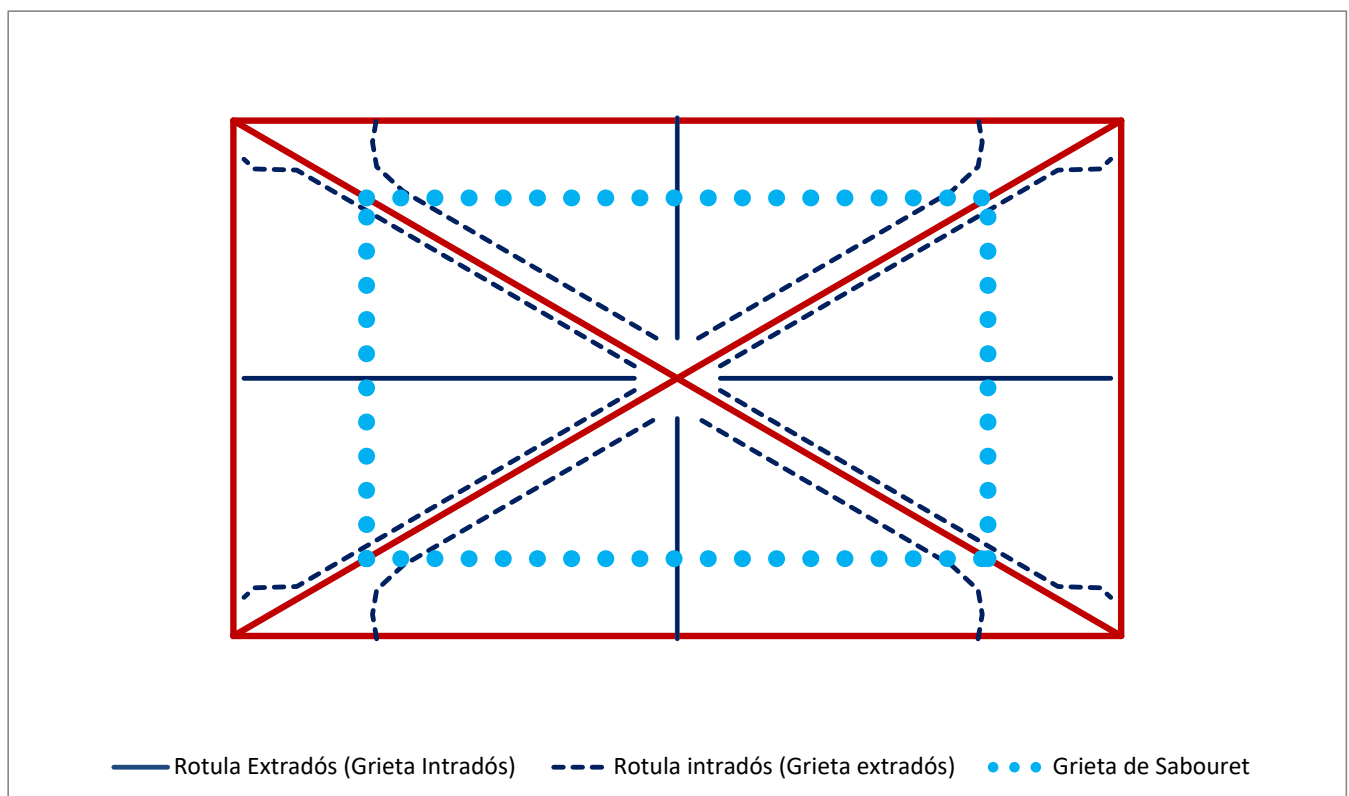
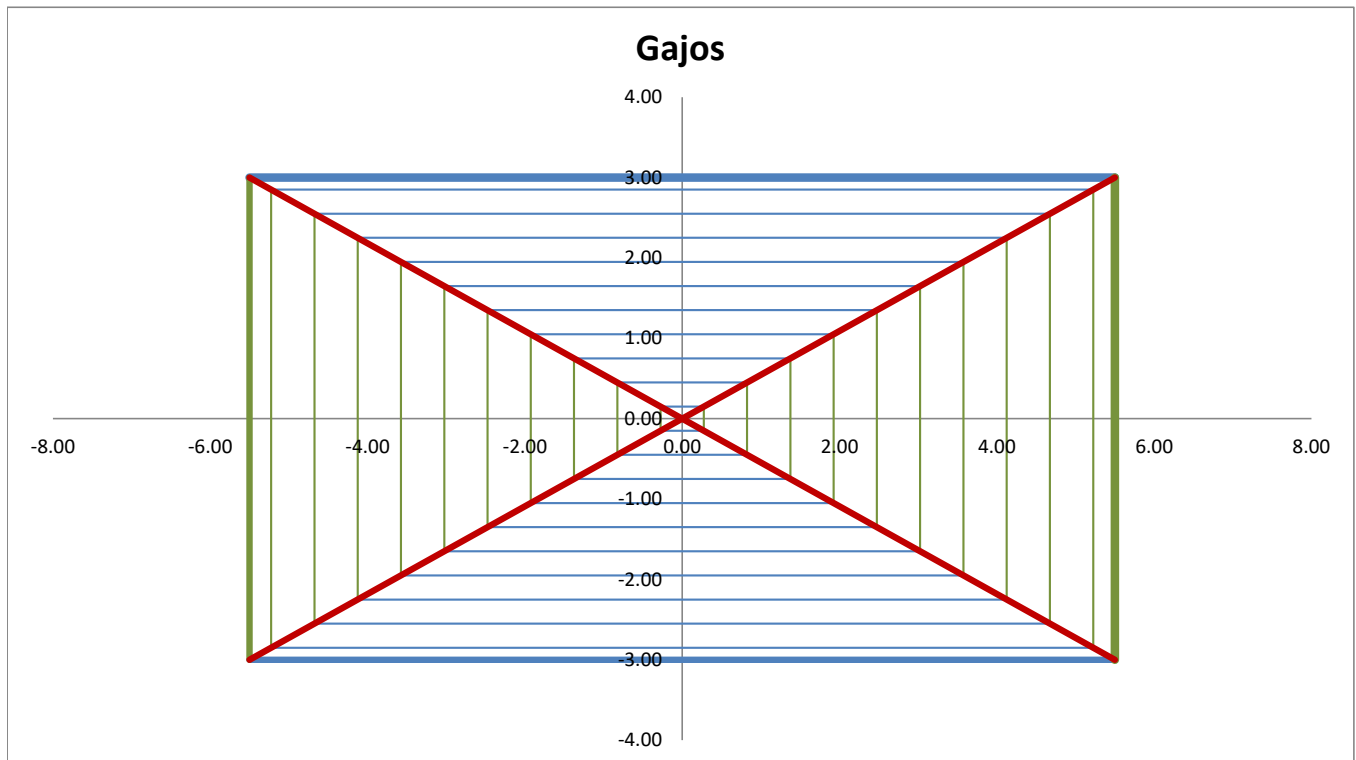
50% del empuje vertical

27% del empuje vertical

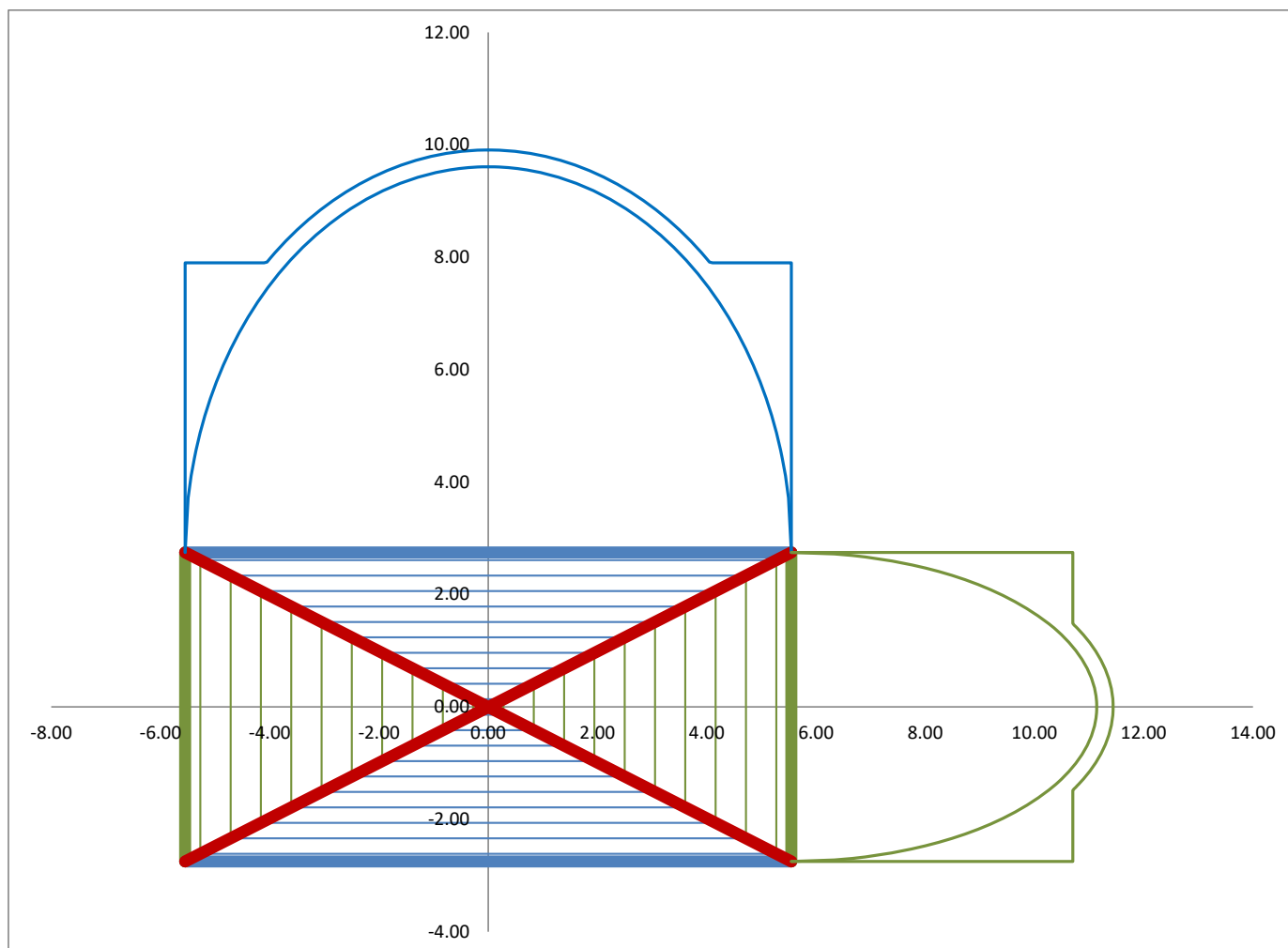


ARISTA. Tensiones	
Tensión máxima (N/m m2)	1.25
Tensión máxima de trabajo (% de la admisible)	31.14%





Sangüesa BA4 con carga

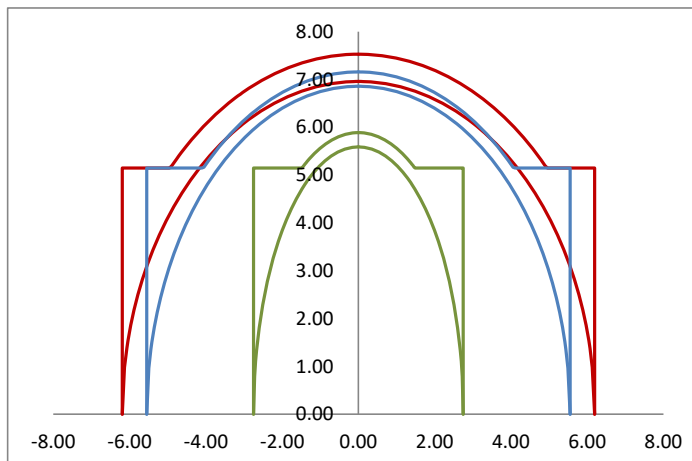
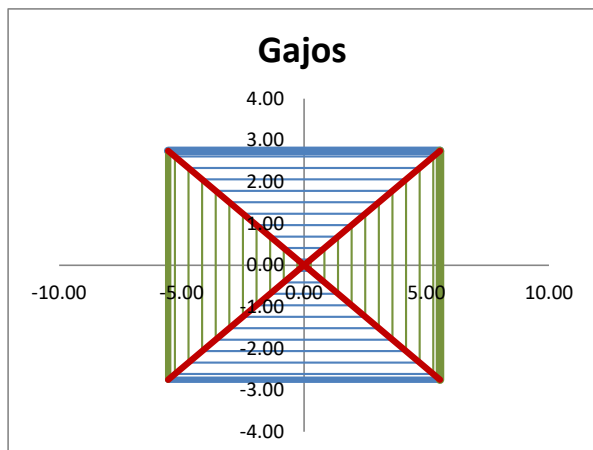
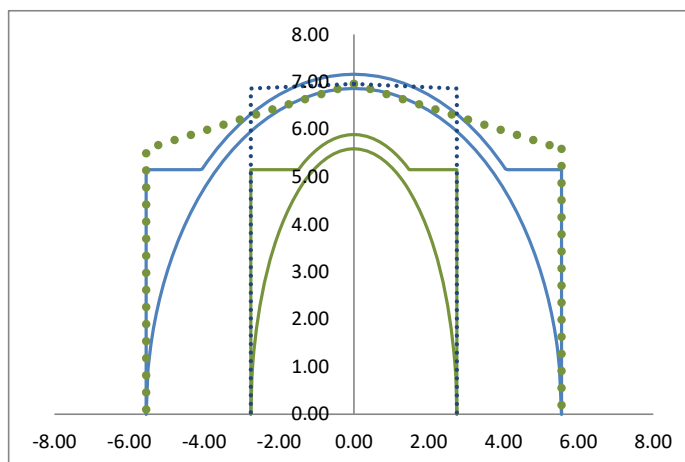


BÓVEDA DATOS: Geometría

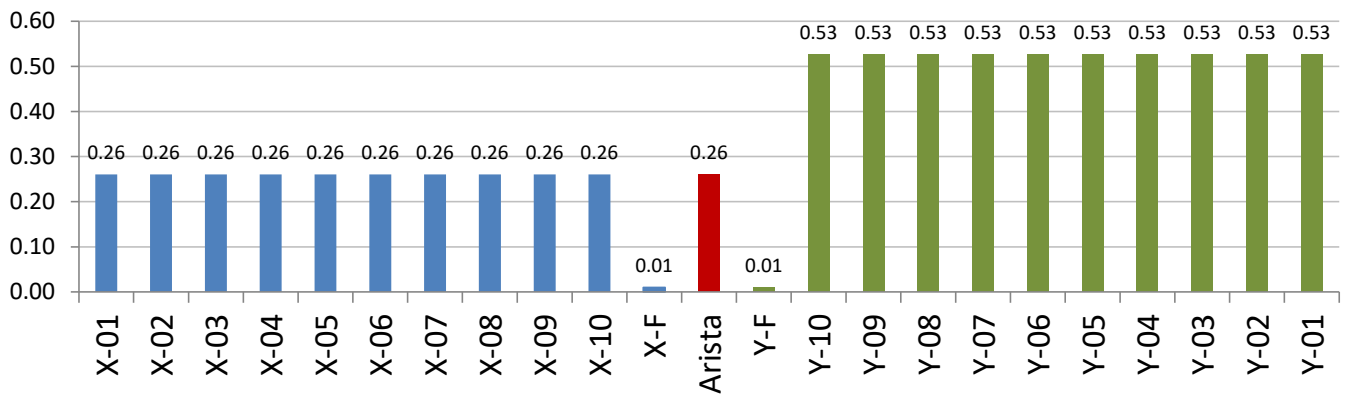
	Lado Mayor X-F	Arista	Lado Menor Y-F
Tipo de arco	Elíptica	Elíptica	Elíptica
Longitud (m)	11.10	12.39	5.50
Flecha (m)	6.86	6.96	5.59
Canto (m)	0.30	0.57	0.30
Relleno de hombros (m)	5.15	5.15	5.15
Radio curvatura - Eje Mayor elíptico (m)	11.10	12.39	5.50
Relación elíptica	0.62	0.56	1.02
Recorte apuntada	0.00	0.00	0.00
Recorte rebajada	0.00	0.00	0.00
Ancho (m)	0.26	0.26	0.53
Arista: Angulo "a"= $\arctan(Lx/Ly)$ (grados)	0.00	63.64	0.00
Eje OX horizontal Curvilíneo	1.00	1.00	1.00
Eje OX horizontal Parabólico	1.00	1.00	1.00

RESULTADOS GEOMÉTRICOS

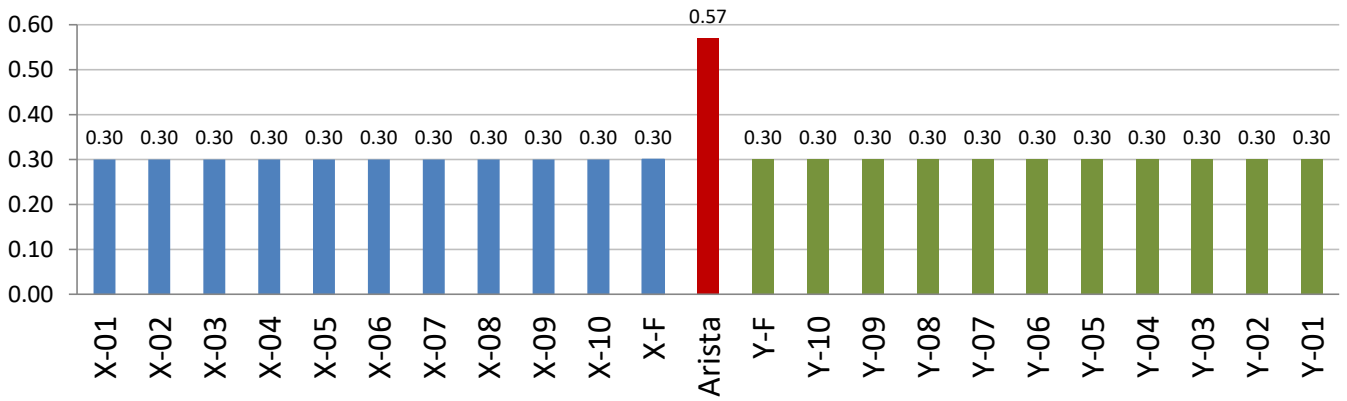
	Bóveda
Superficie verdadera magnitud intradós (m ²)	79.77
Superficie proyección horizontal (m ²)	61.05
Factor de Concavidad (adimensional)	1.31



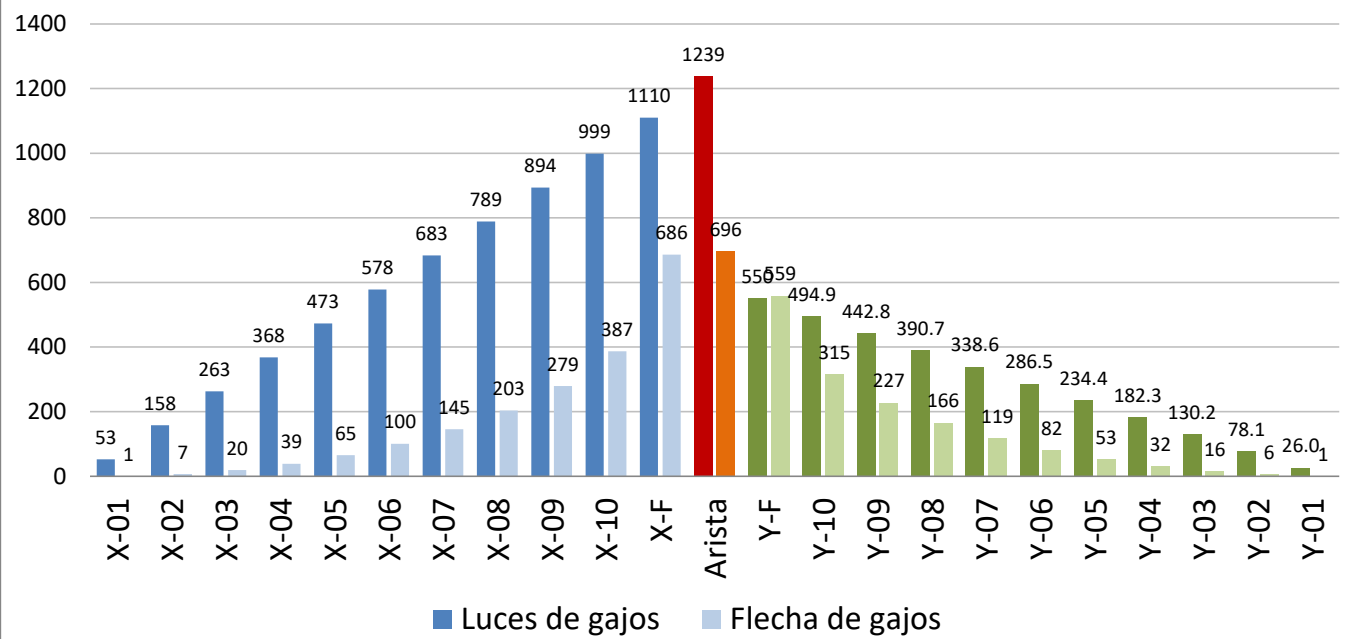
Ancho de gajos



Canto de gajos



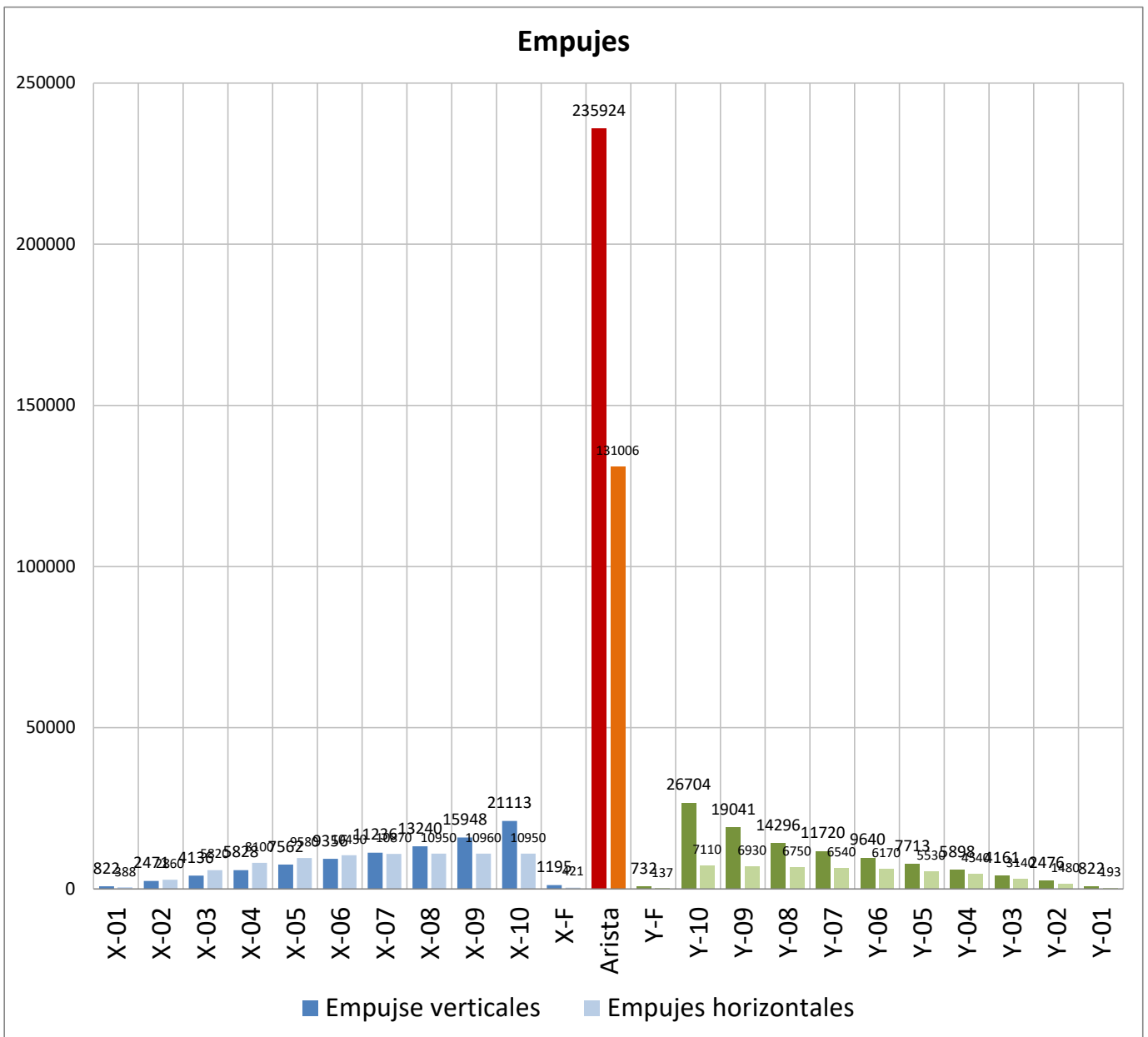
Luces y flechas de gajos



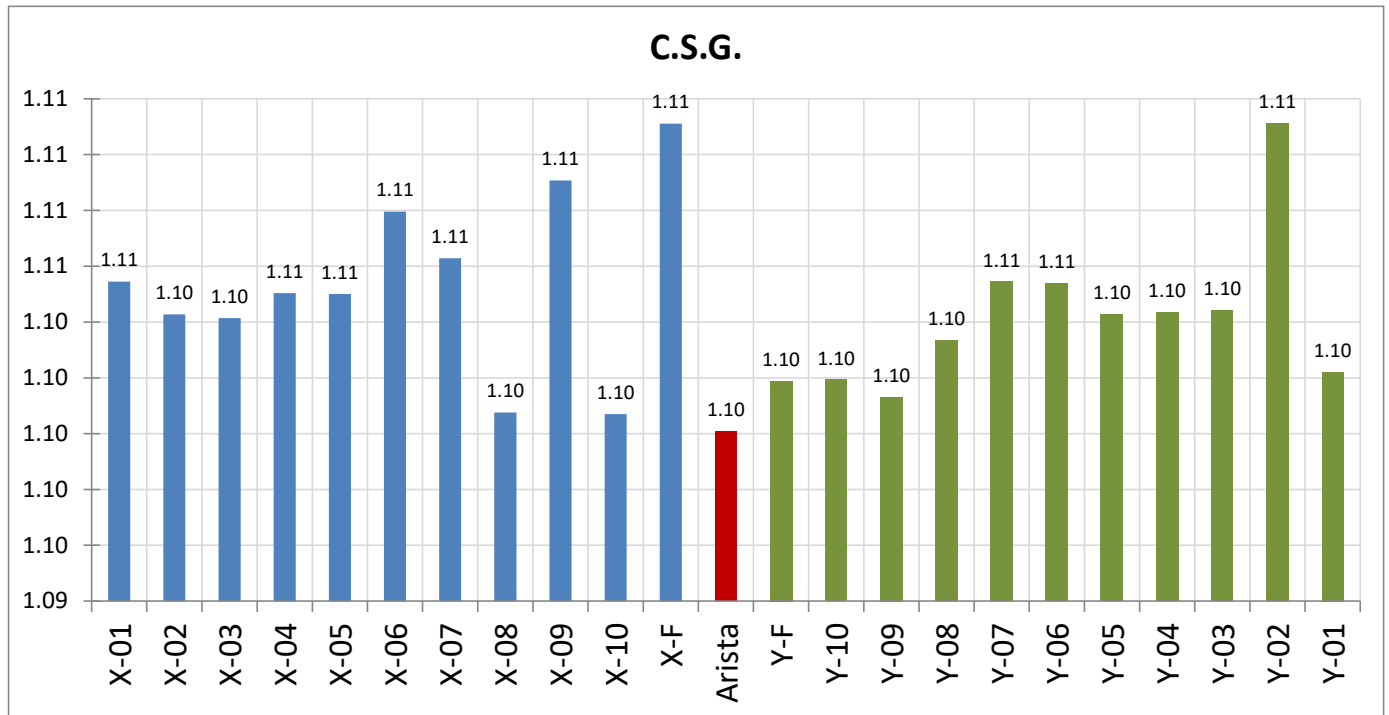
DATOS MATERIAL	Bóveda
Densidad del material (kN/m ³)	20.000
Tensión máxima del material (N/mm ²)	4.000

DATOS DE CARGA	Lado Mayor	Arista	Lado Menor
	X-F		Y-F
Relleno horizontal hasta la clave (si=1;no=0)	0	0	0
Sobrecarga superficial (N/m ²)	6000	6000	6000

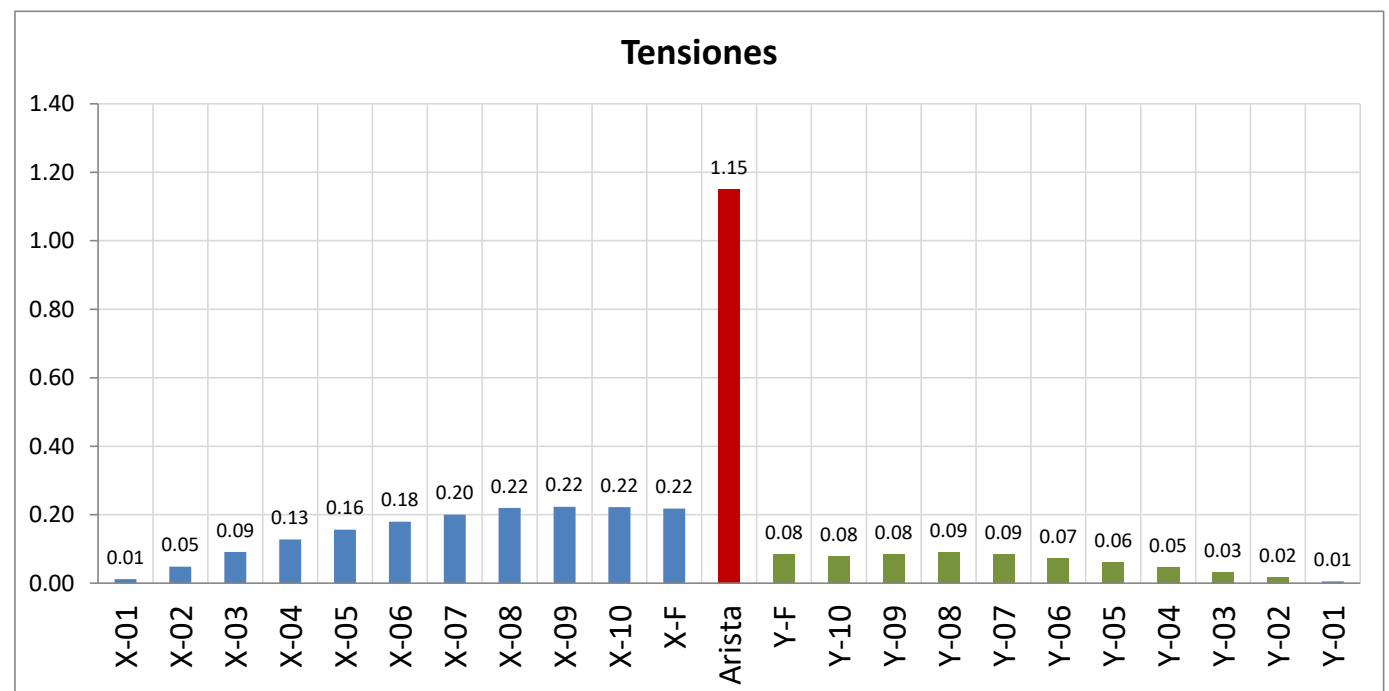
RESULTADOS DE CARGAS	Bóveda
Peso total de la bóveda (kN)	943.69
Peso por m ² proyección horizontal (kN/m ²)	15.46

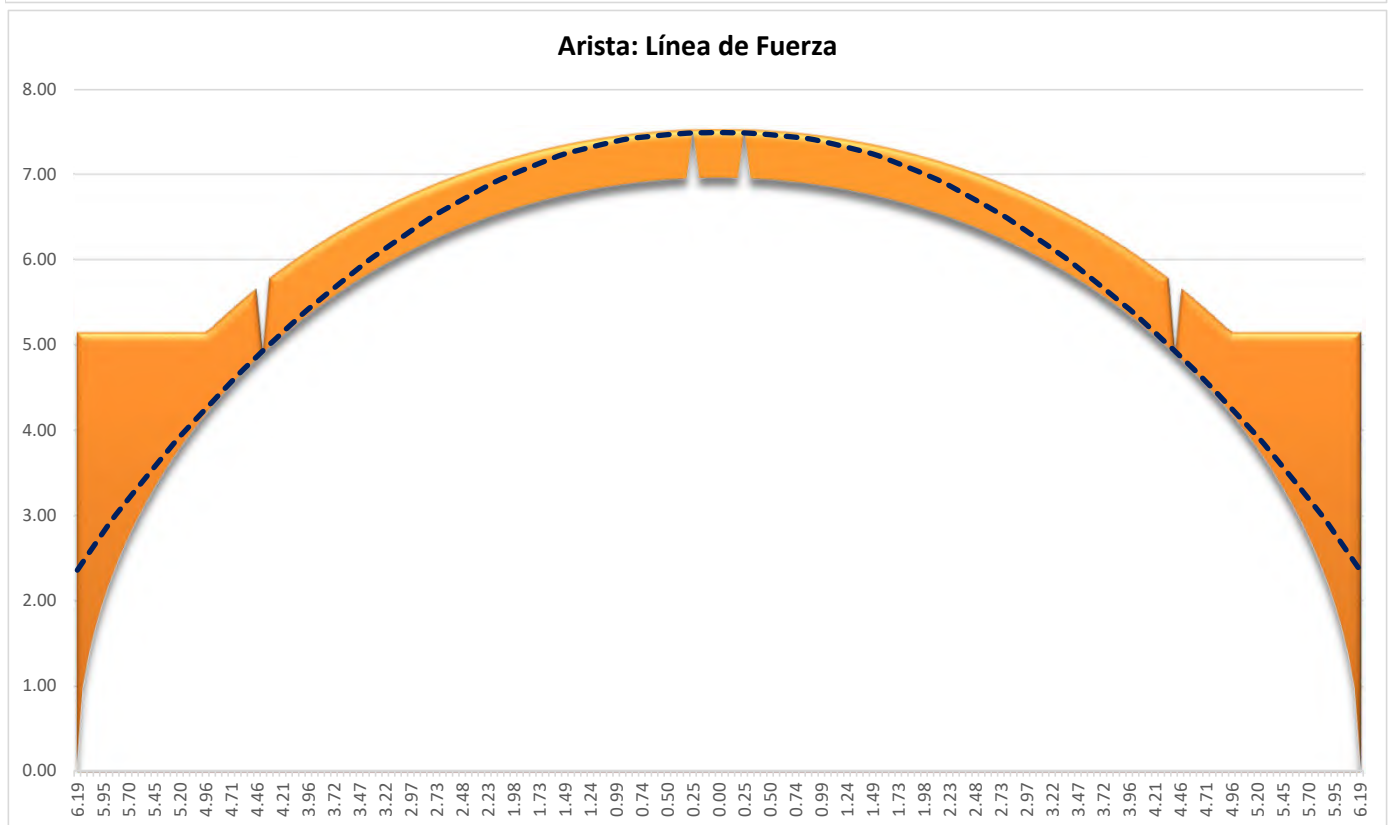
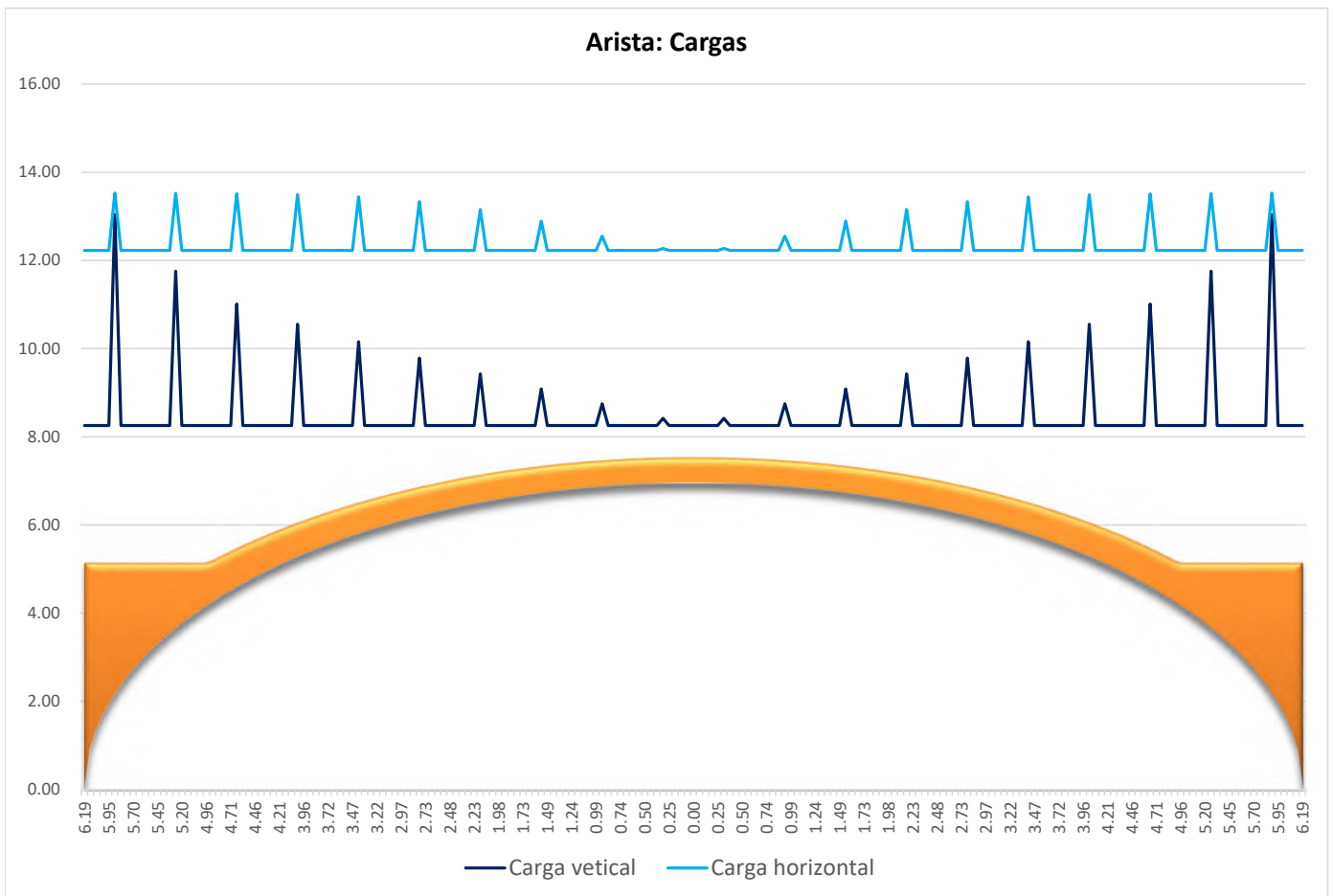


COEFICIENTE DE SEGURIDAD	Serie X	Arista	Serie Y	Bóveda
C.S.G. mínimo	1.101	1.100	1.101	1.100
Grado de estabilidad del arco	Estable	Estable	Estable	Estable
Seguridad contrarresto($\geq 100\%$ =Seguro; 0% =Colapso)	100%	100%	100%	100%



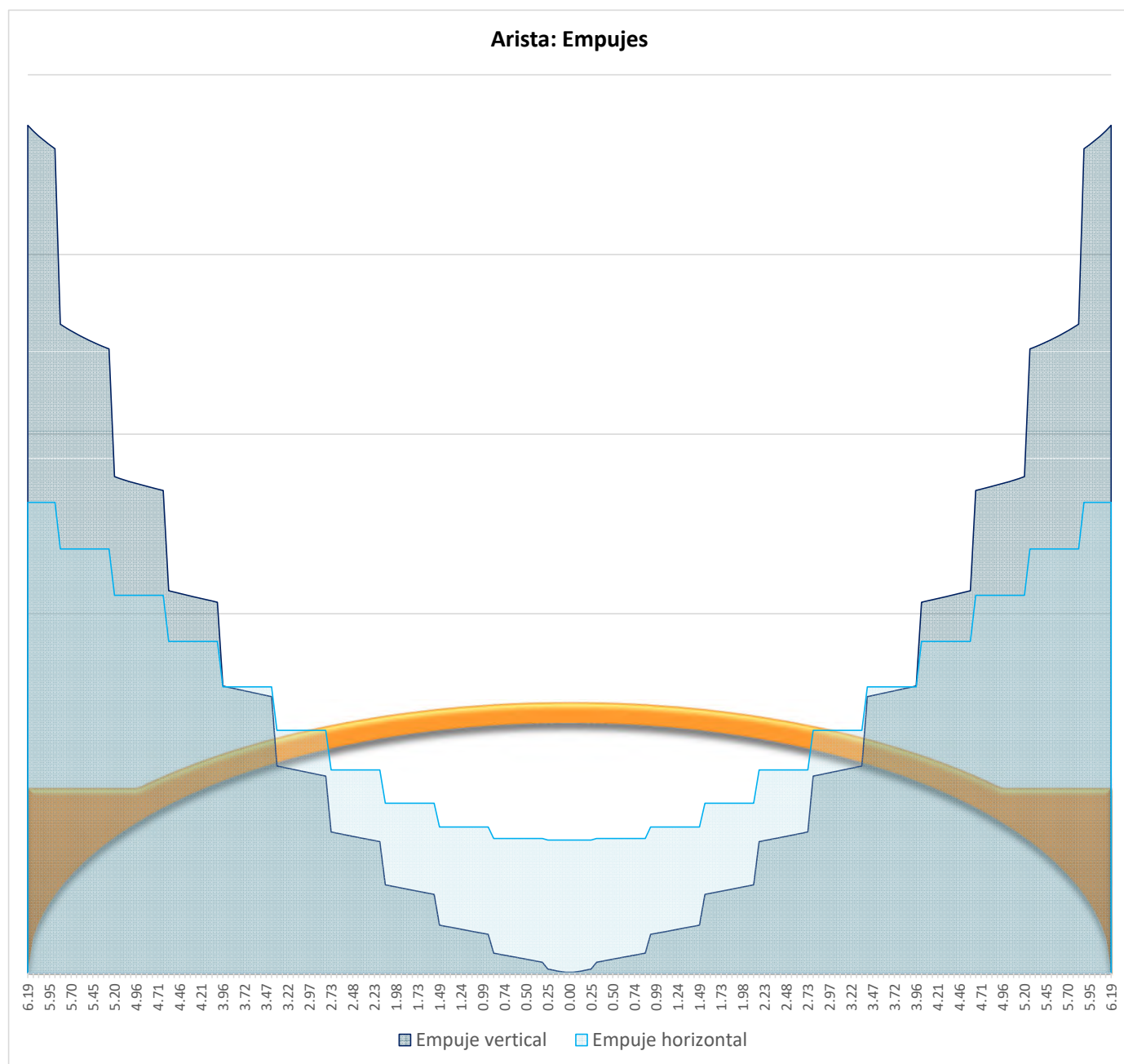
RESULTADOS TENSION	Serie X	Arista	Serie Y	Bóveda
Tensión máxima (N/m ²)	0.22	1.15	0.09	1.15
Tensión máxima de trabajo (% de la admisible)	6%	29%	2%	29%



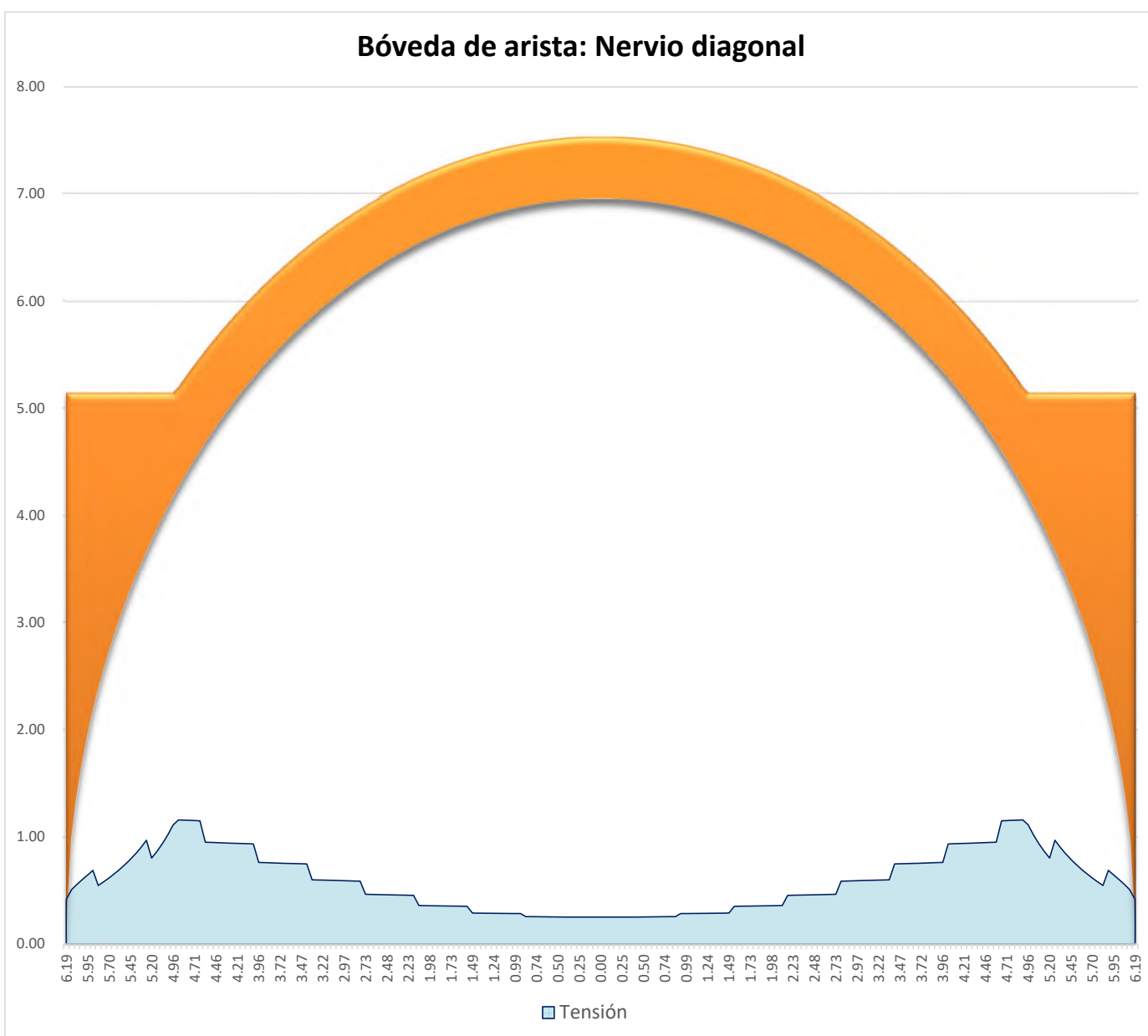


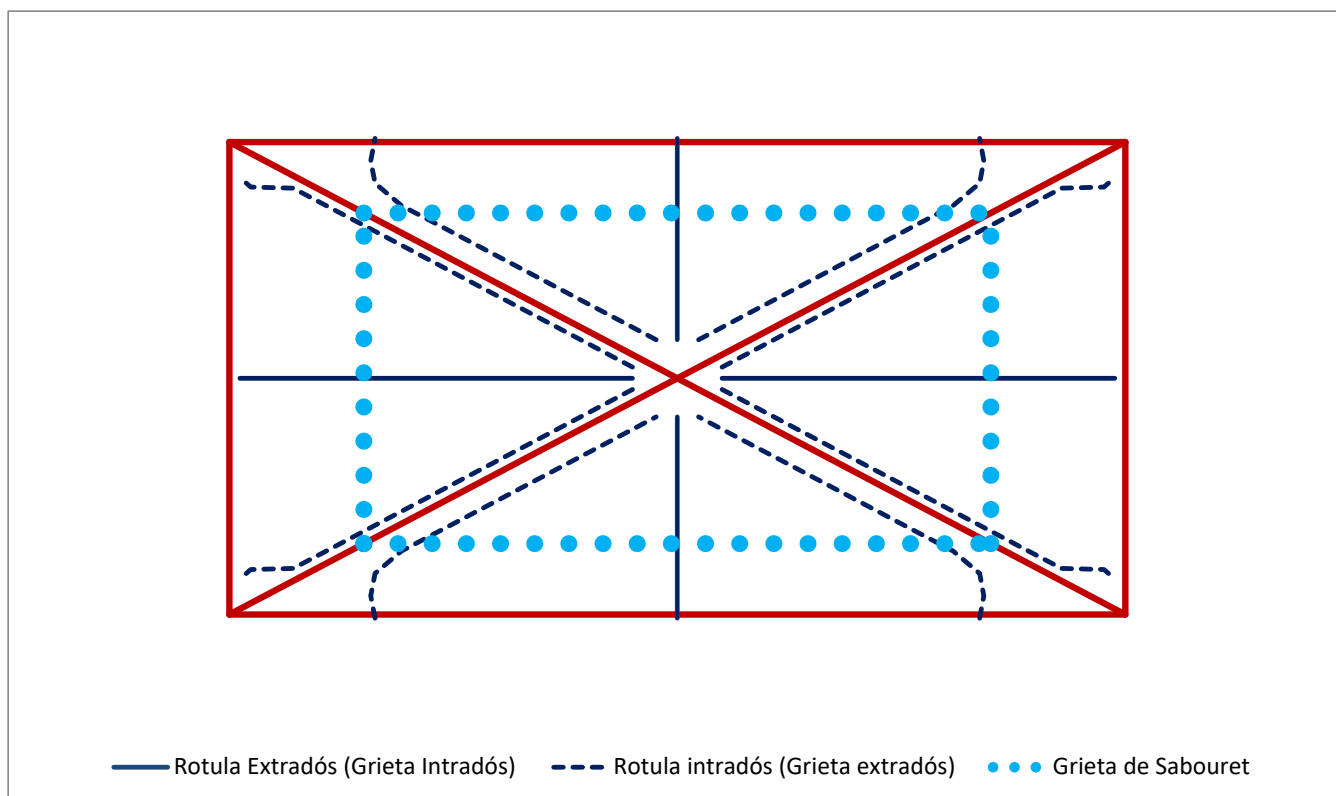
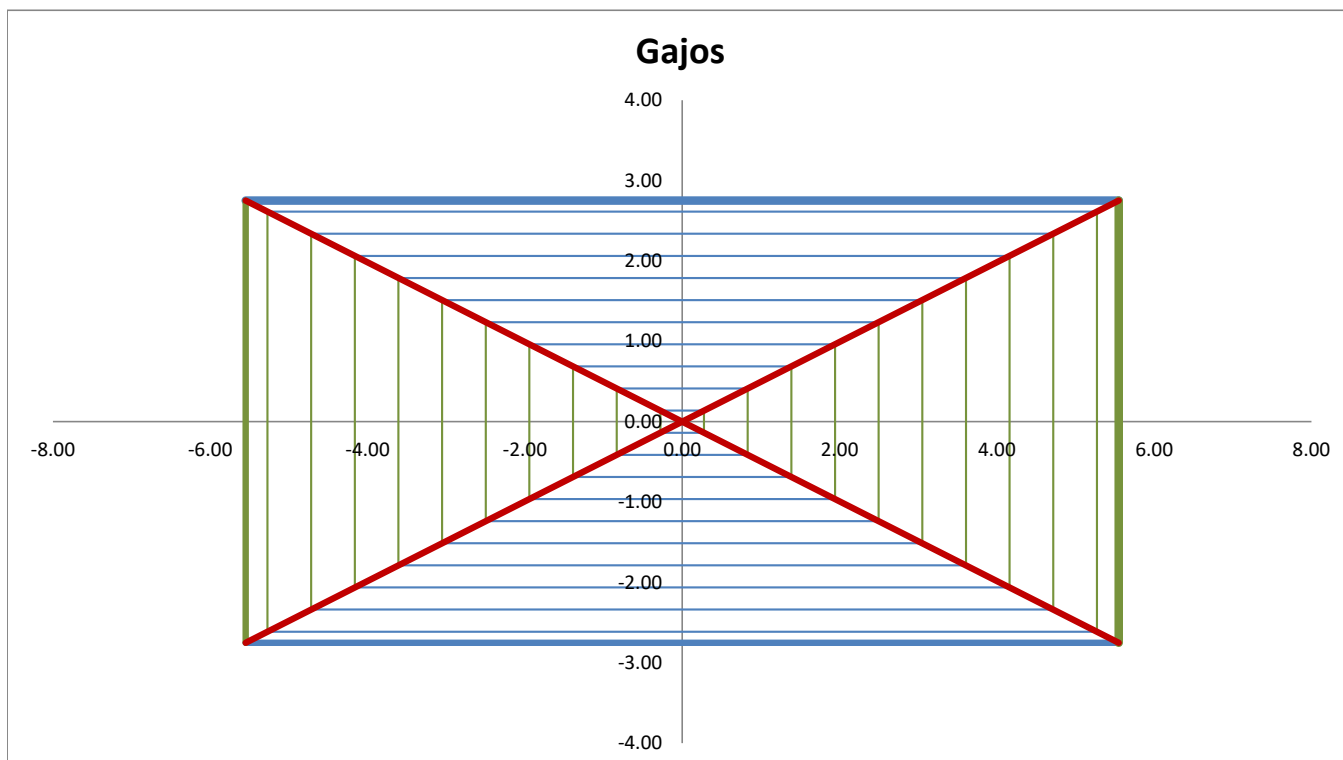
ARISTA: Empujes en apoyos	
Empuje vertical (N)	235924
Empuje horizontal en dirección de la arista (N)	131006
Empuje horizontal en dirección lado mayor (N)	117386
Empuje horizontal en dirección lado menor(N)	58164
Coord. Y empuje respecto de la pechina (m)	2.35

56% del empuje vertical
 50% del empuje vertical
 25% del empuje vertical

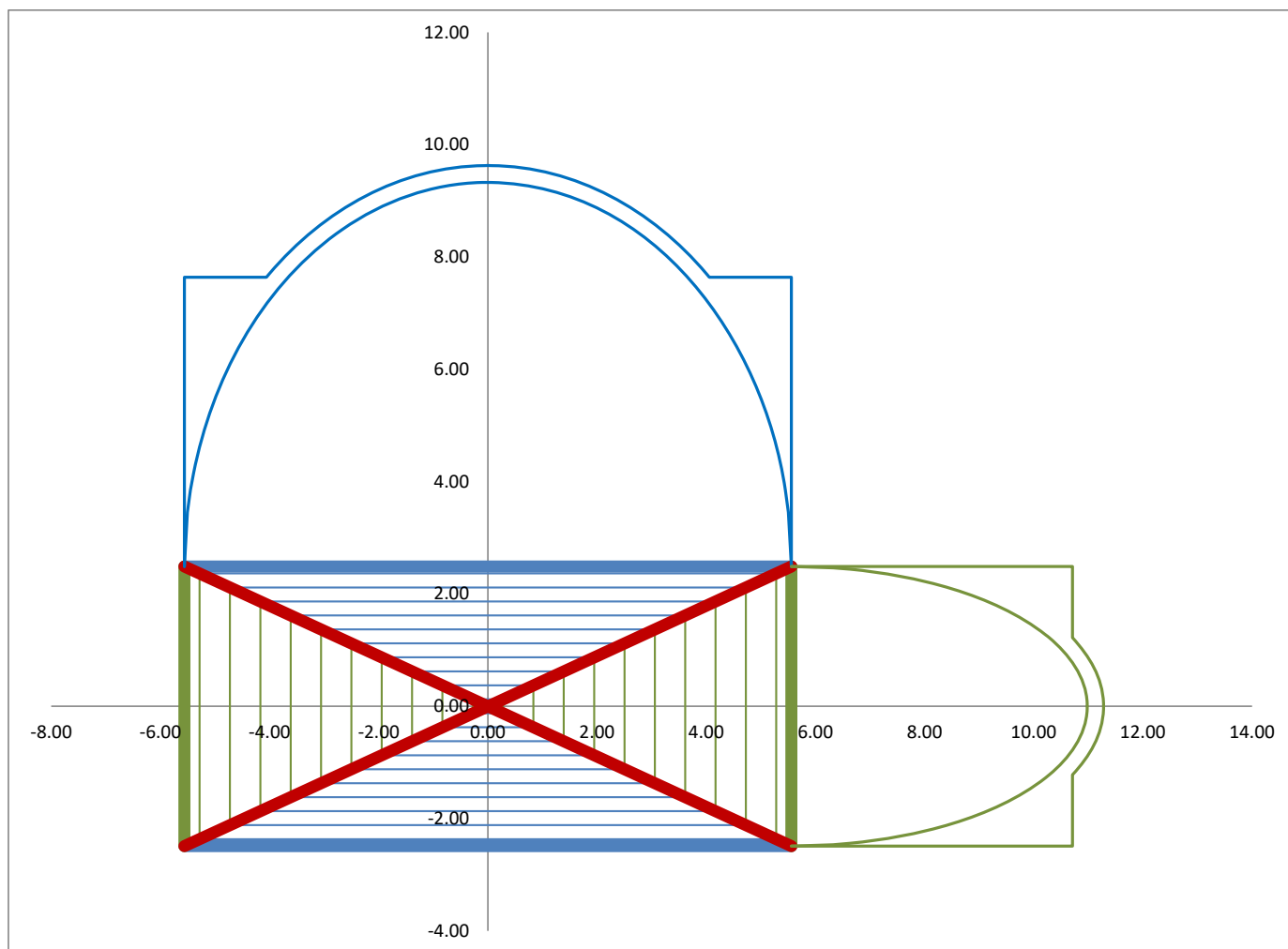


ARISTA. Tensiones	
Tensión máxima (N/m m2)	1.15
Tensión máxima de trabajo (% de la admisible)	28.78%





Sangüesa BA5 con carga

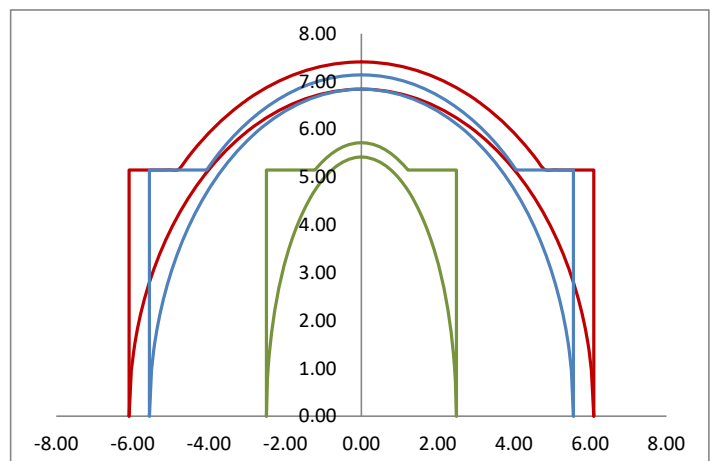
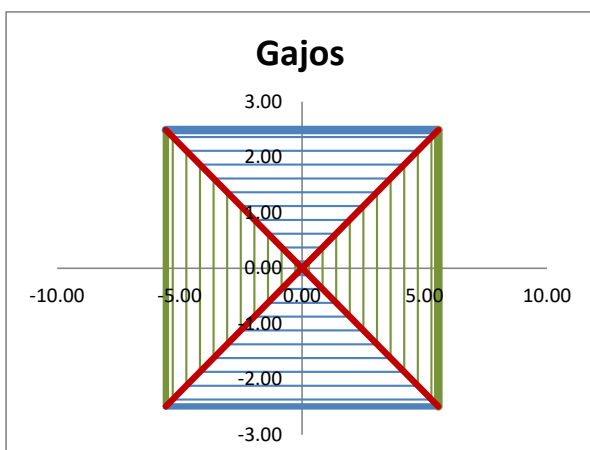
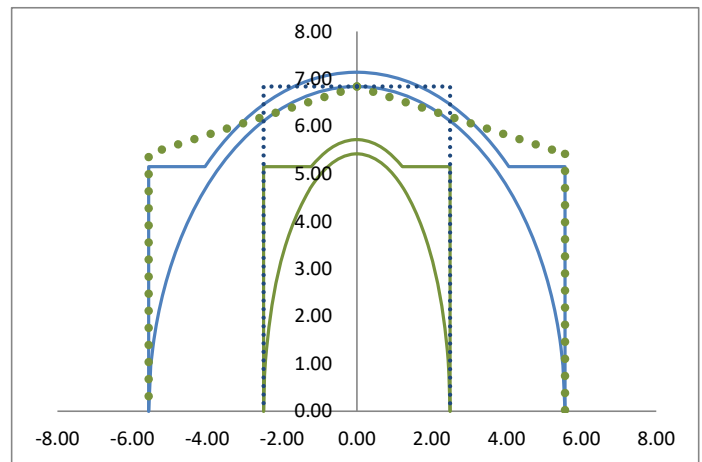


BÓVEDA DATOS: Geometría

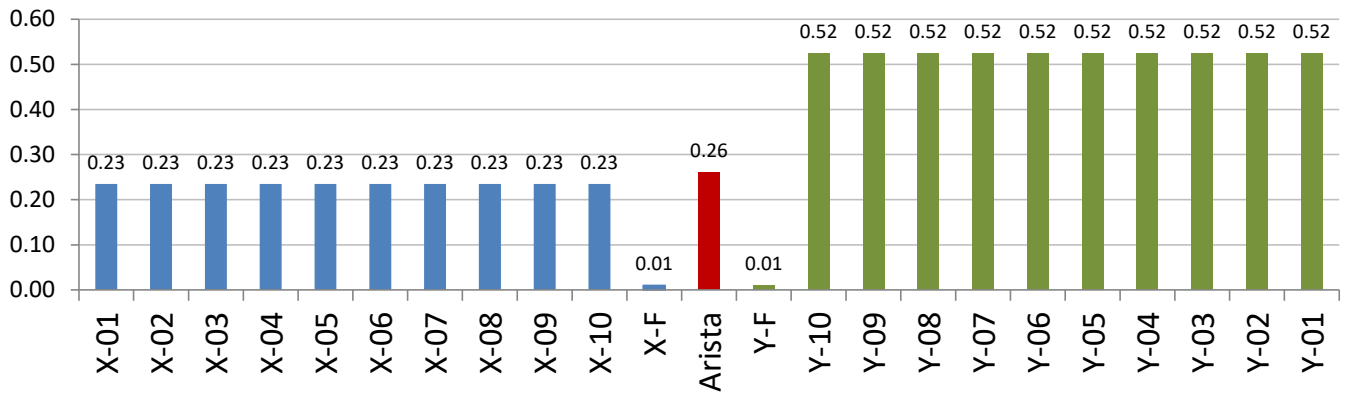
	Lado Mayor X-F	Arista	Lado Menor Y-F
Tipo de arco	Elíptica	Elíptica	Elíptica
Longitud (m)	11.12	12.18	4.98
Flecha (m)	6.84	6.84	5.42
Canto (m)	0.30	0.57	0.30
Relleno de hombros (m)	5.15	5.15	5.15
Radio curvatura - Eje Mayor elíptico (m)	11.12	12.18	4.98
Relación elíptica	0.62	0.56	1.09
Recorte apuntada	0.00	0.00	0.00
Recorte rebajada	0.00	0.00	0.00
Ancho (m)	0.23	0.26	0.52
Arista: Angulo "a"= $\arctan(Lx/Ly)$ (grados)	0.00	65.88	0.00
Eje OX horizontal Curvilíneo	1.00	1.00	1.00
Eje OX horizontal Parabólico	1.00	1.00	1.00

RESULTADOS GEOMÉTRICOS

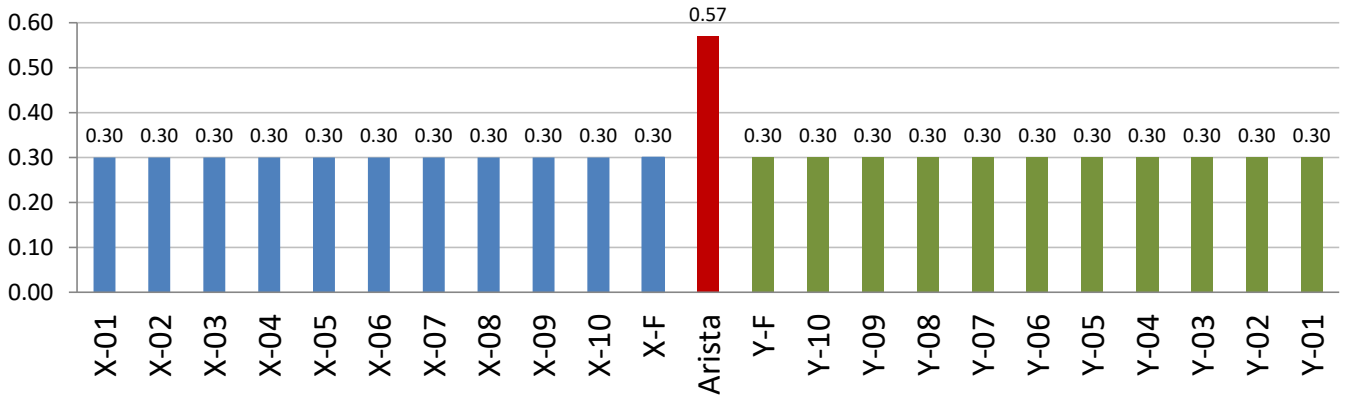
	Bóveda
Superficie verdadera magnitud intradós (m ²)	73.36
Superficie proyección horizontal (m ²)	55.38
Factor de Concavidad (adimensional)	1.32



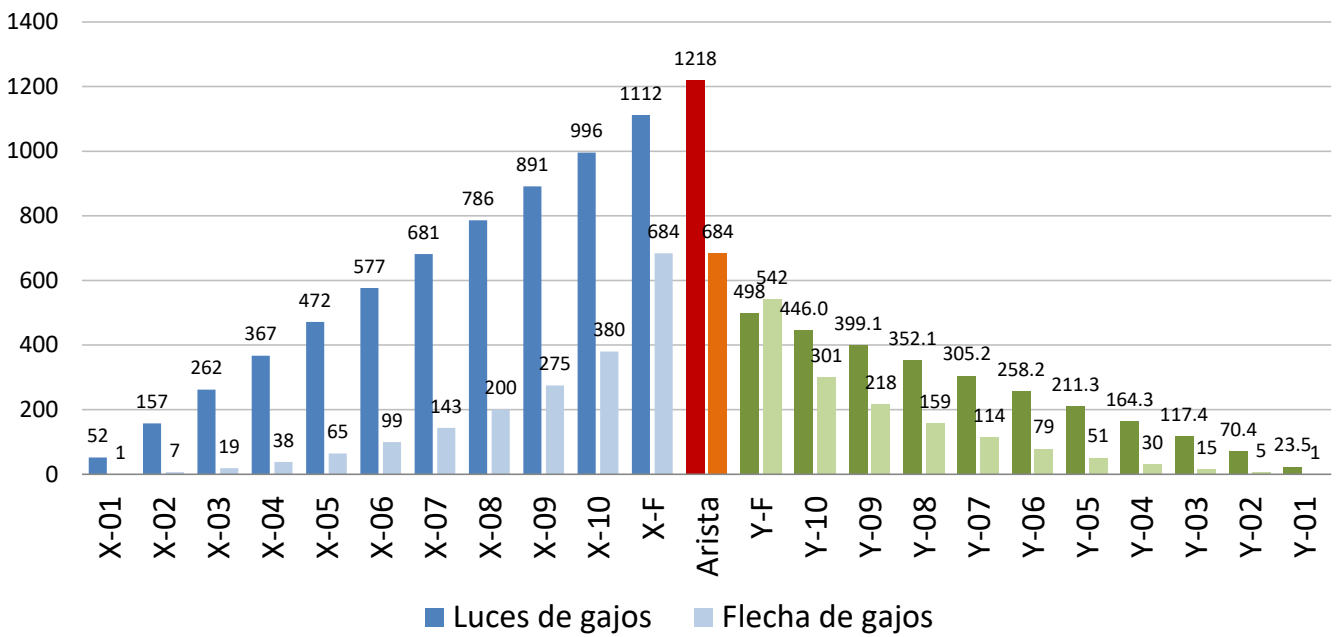
Ancho de gajos



Canto de gajos



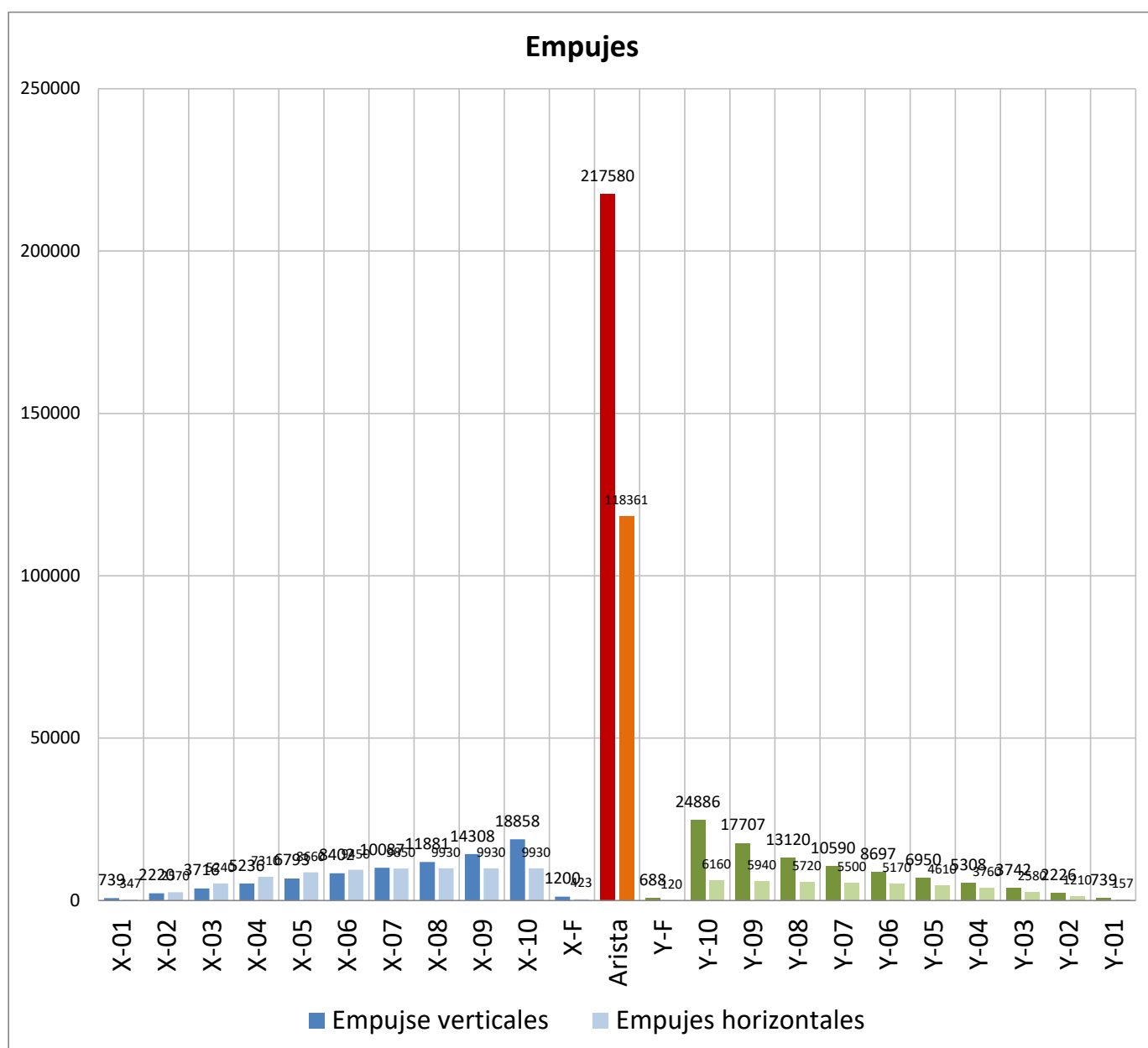
Luces y flechas de gajos



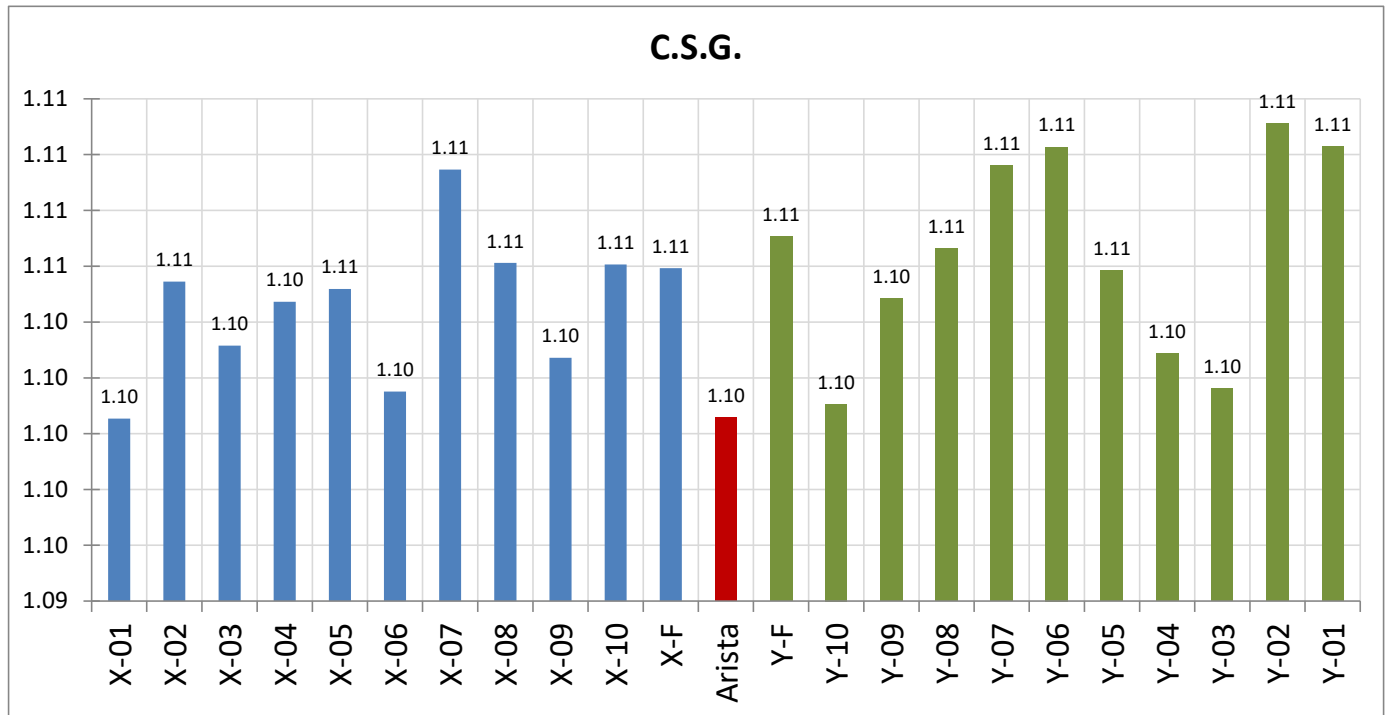
DATOS MATERIAL	Bóveda
Densidad del material (kN/m ³)	20.000
Tensión máxima del material (N/mm ²)	4.000

DATOS DE CARGA	Lado Mayor	Arista	Lado Menor
	X-F	Y-F	Y-F
Relleno horizontal hasta la clave (si=1;no=0)	0	0	0
Sobrecarga superficial (N/m ²)	6000	6000	6000

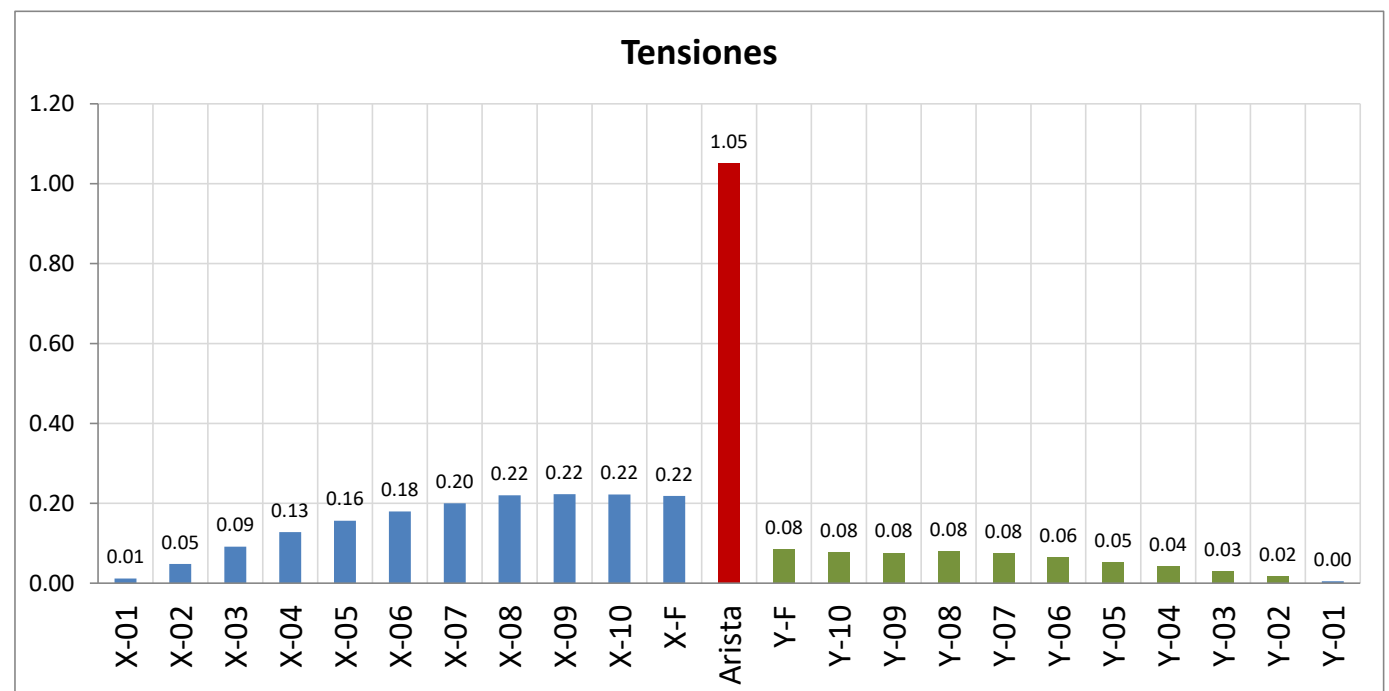
RESULTADOS DE CARGAS	Bóveda
Peso total de la bóveda (kN)	870.32
Peso por m ² proyección horizontal (kN/m ²)	15.72

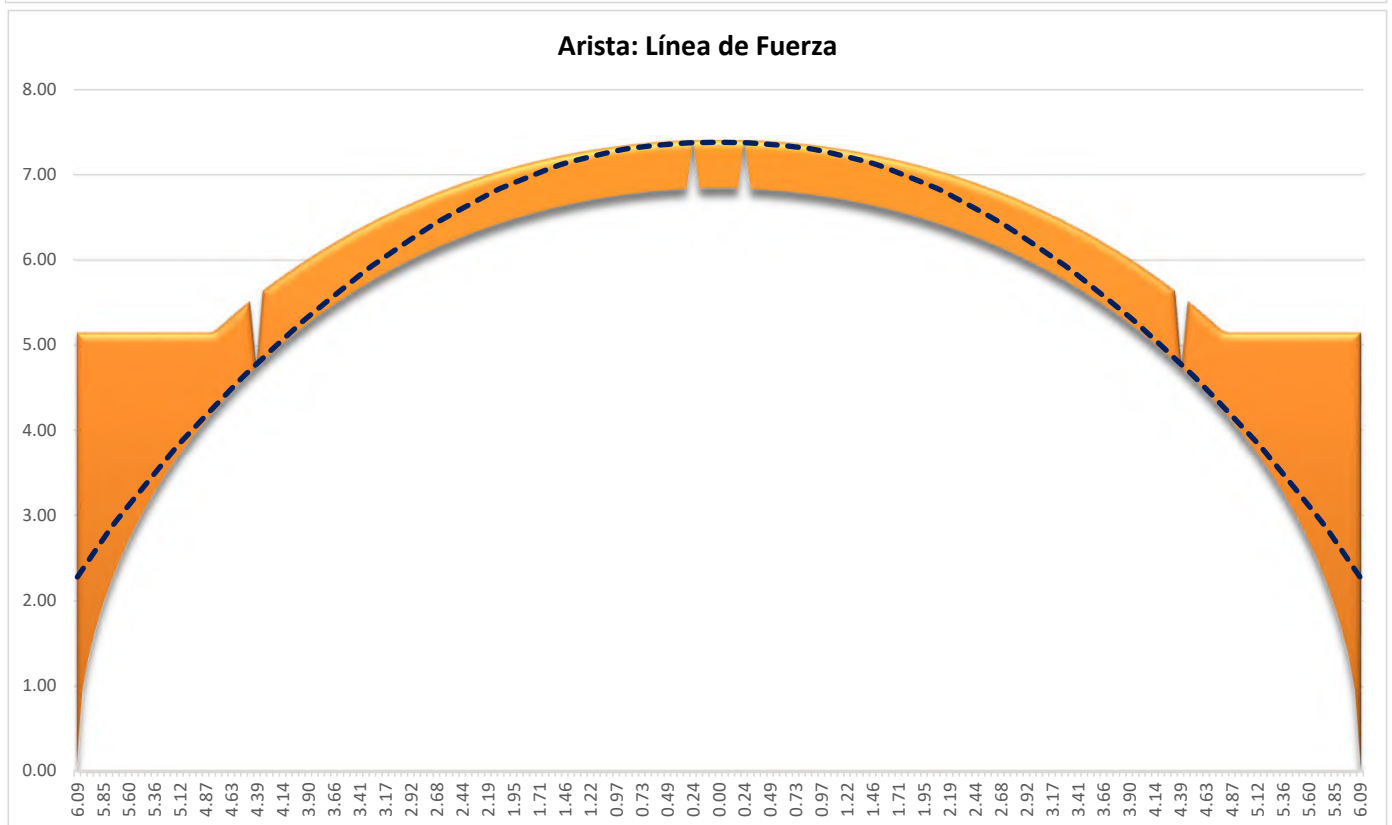
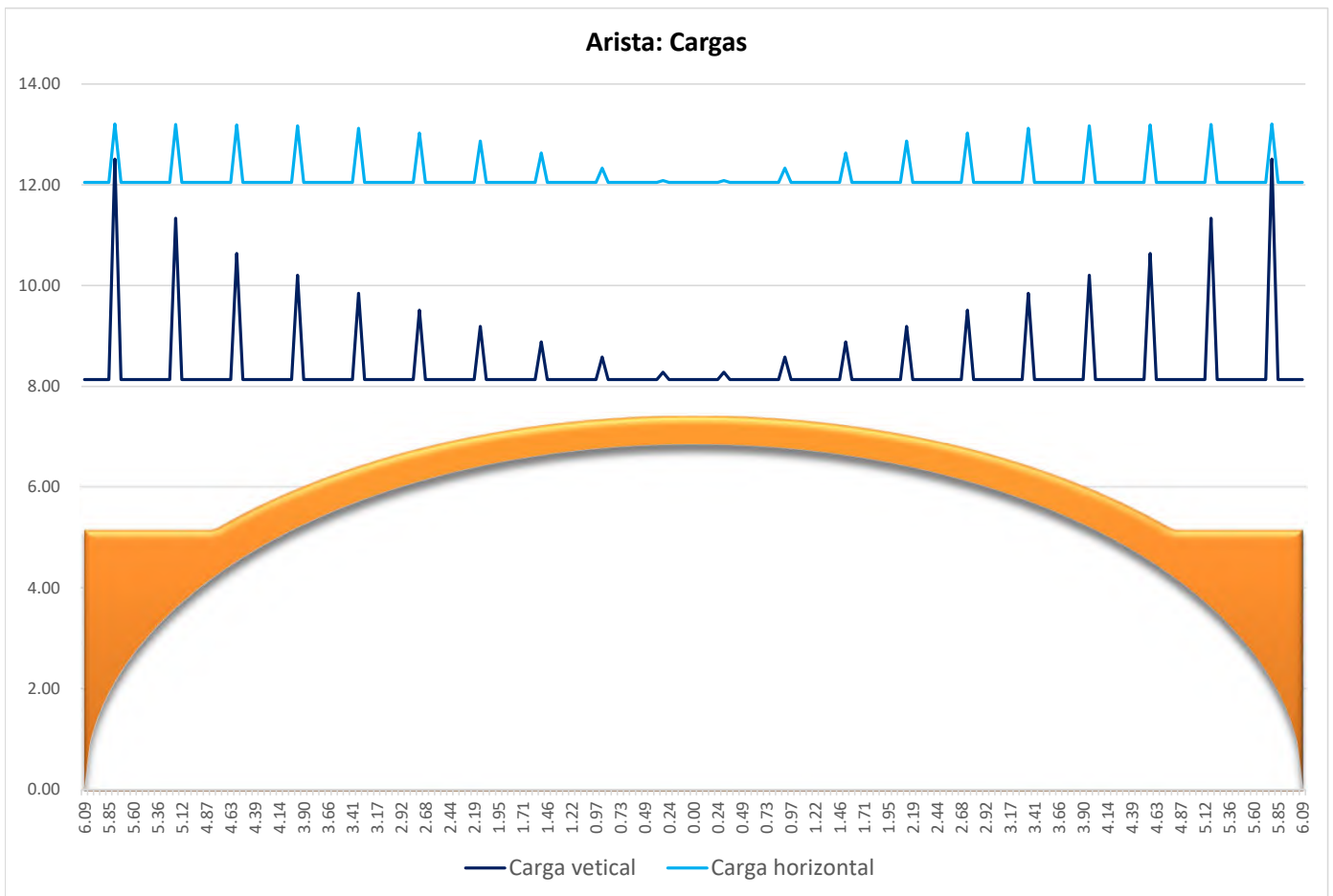


COEFICIENTE DE SEGURIDAD	Serie X	Arista	Serie Y	Bóveda
C.S.G. mínimo	1.101	1.101	1.101	1.101
Grado de estabilidad del arco	Estable	Estable	Estable	Estable
Seguridad contrarresto($\geq 100\%$ =Seguro; 0%=Colapso)	100%	100%	100%	100%



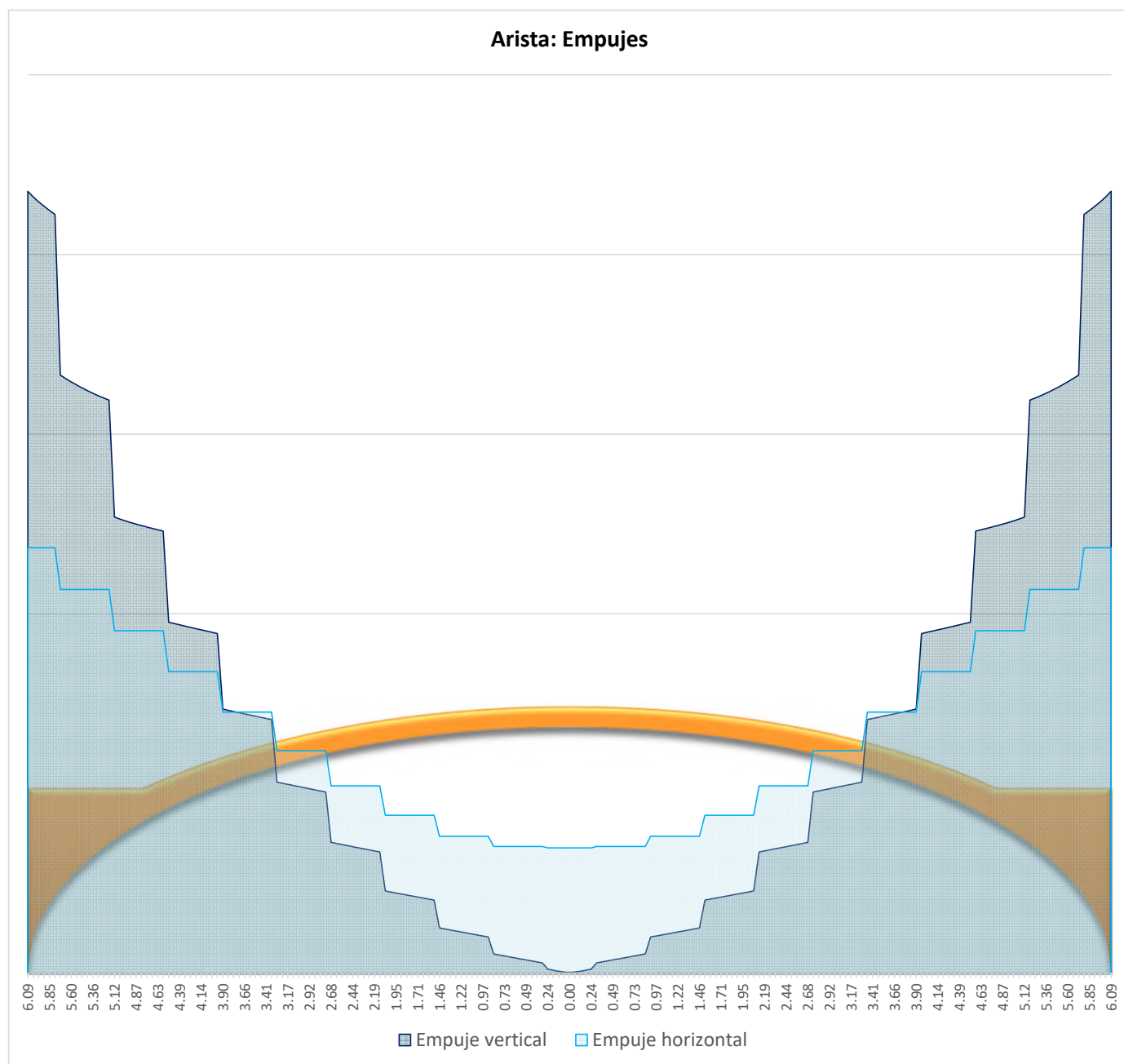
RESULTADOS TENSION	Serie X	Arista	Serie Y	Bóveda
Tensión máxima (N/m ²)	0.22	1.05	0.08	1.05
Tensión máxima de trabajo (% de la admisible)	6%	26%	2%	26%



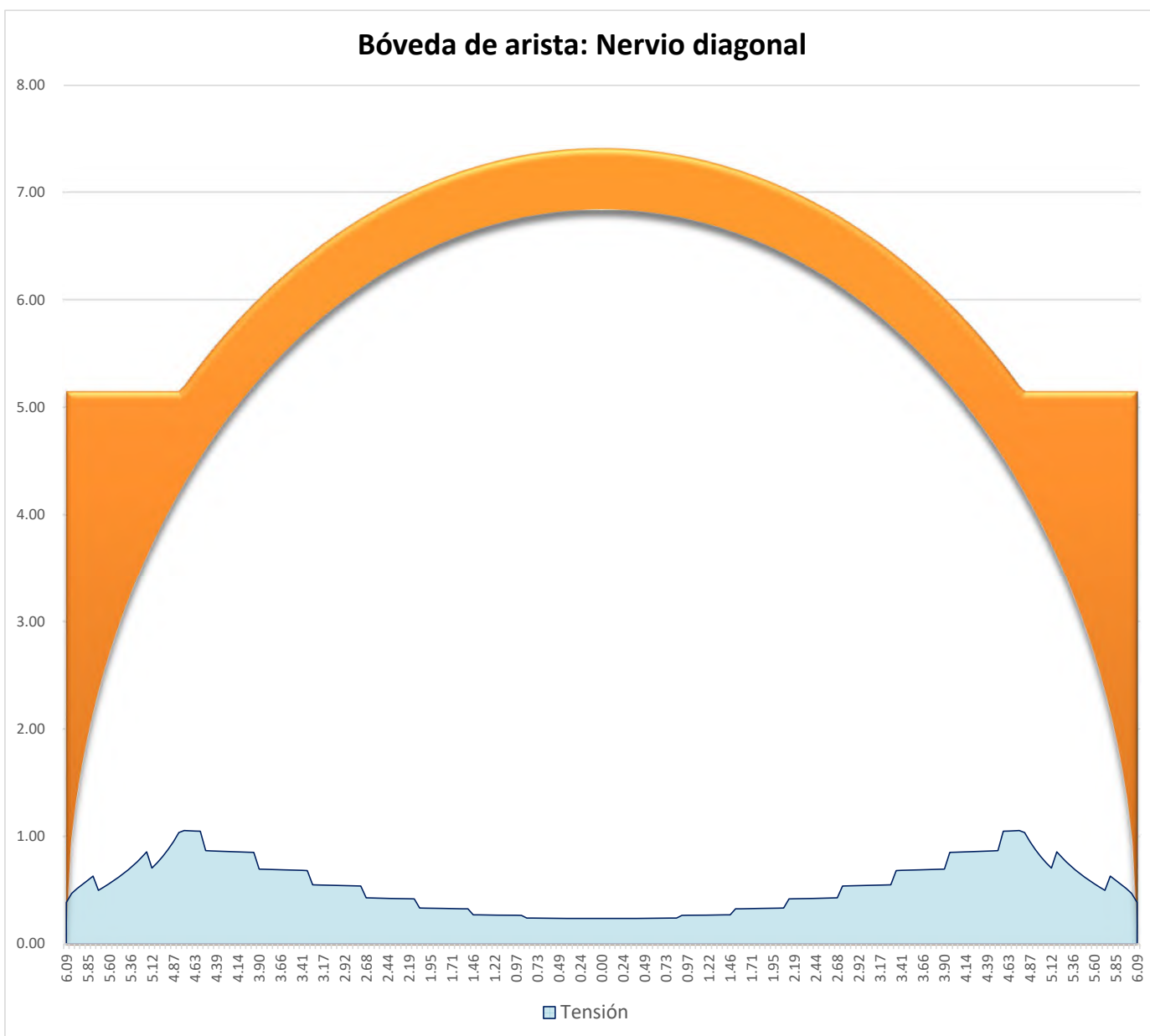


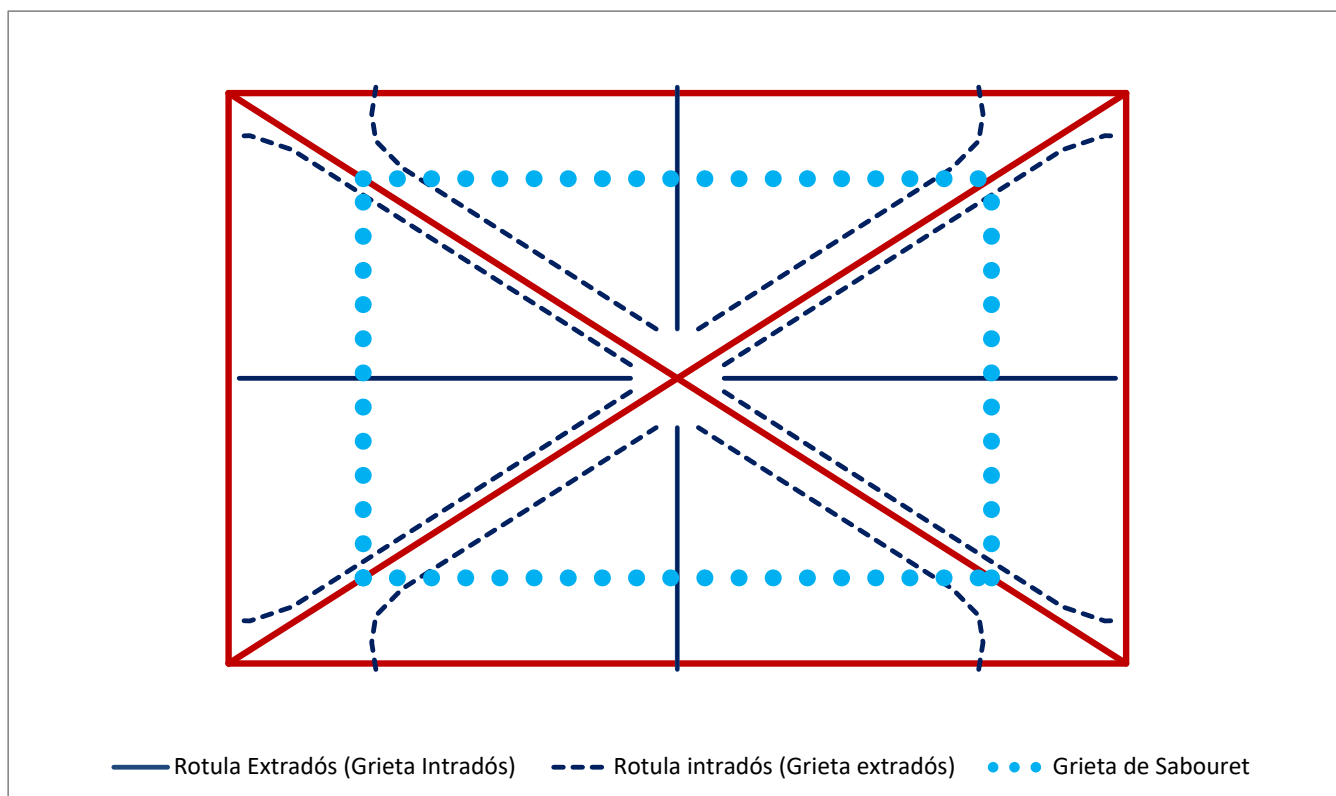
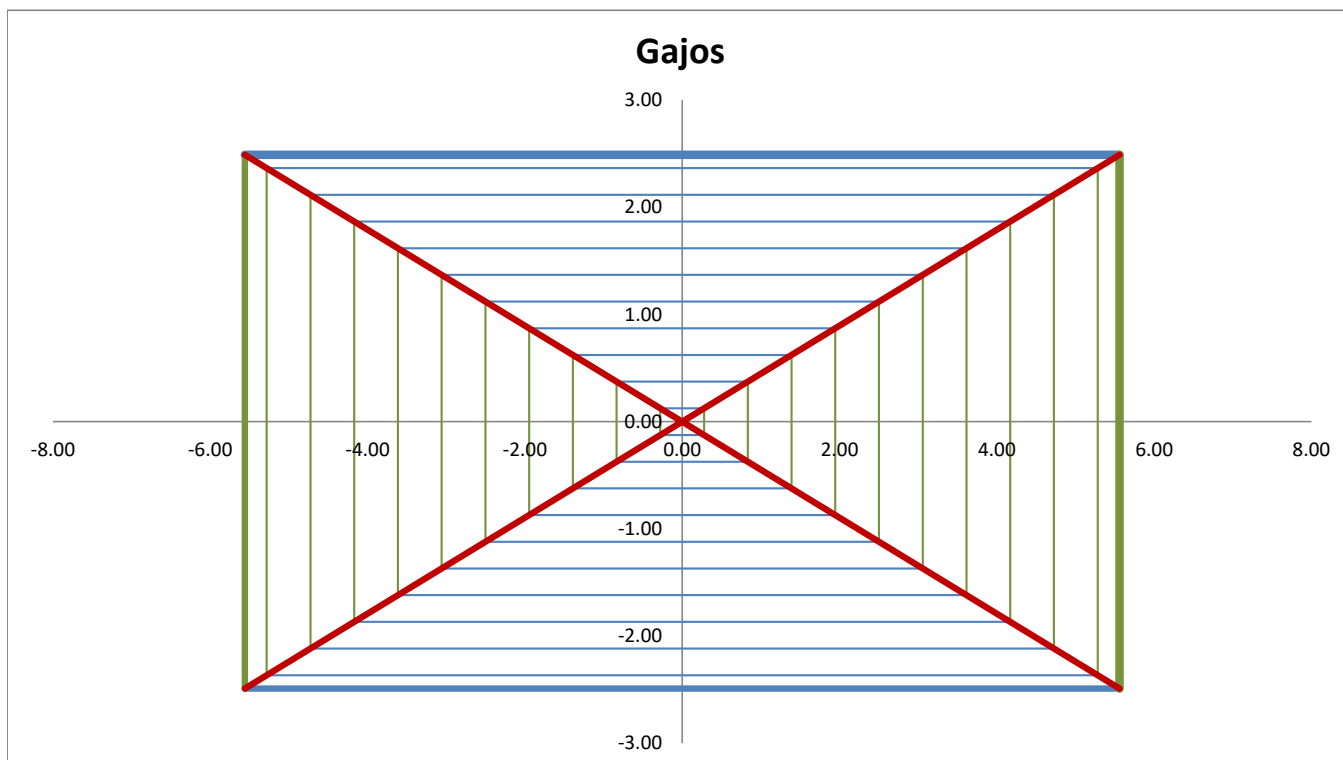
ARISTA: Empujes en apoyos	
Empuje vertical (N)	217580
Empuje horizontal en dirección de la arista (N)	118361
Empuje horizontal en dirección lado mayor (N)	108023
Empuje horizontal en dirección lado menor(N)	48377
Coord. Y empuje respecto de la pechina (m)	2.27

54% del empuje vertical
 50% del empuje vertical
 22% del empuje vertical

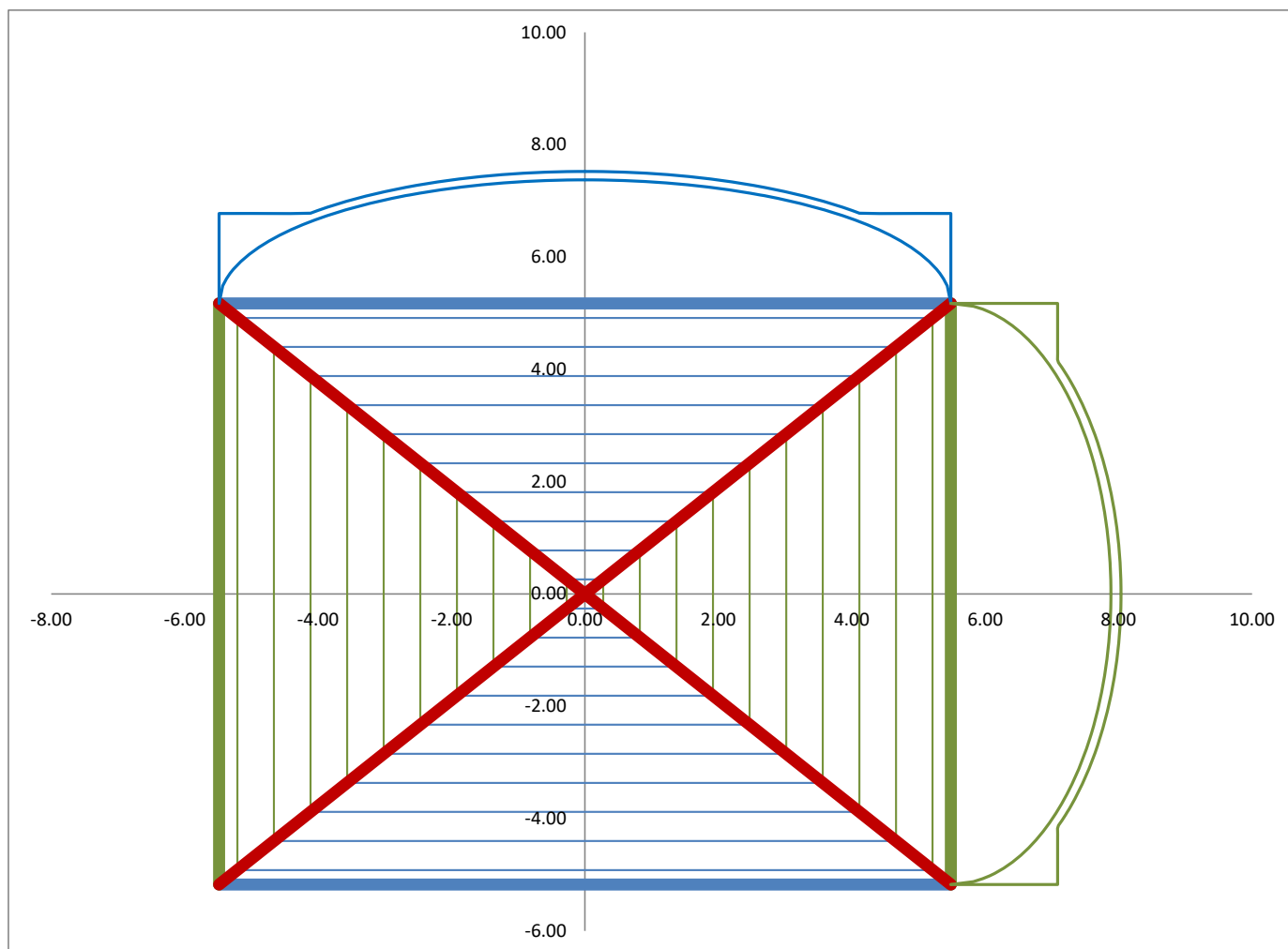


ARISTA. Tensiones	
Tensión máxima (N/m m2)	1.05
Tensión máxima de trabajo (% de la admisible)	26.25%





Sangüesa BAcoro

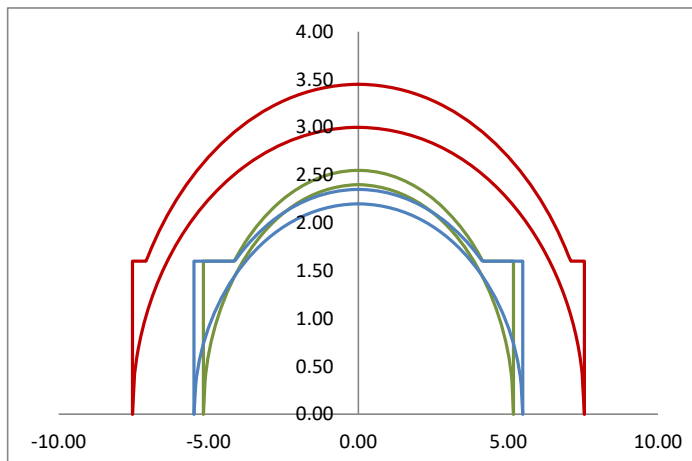
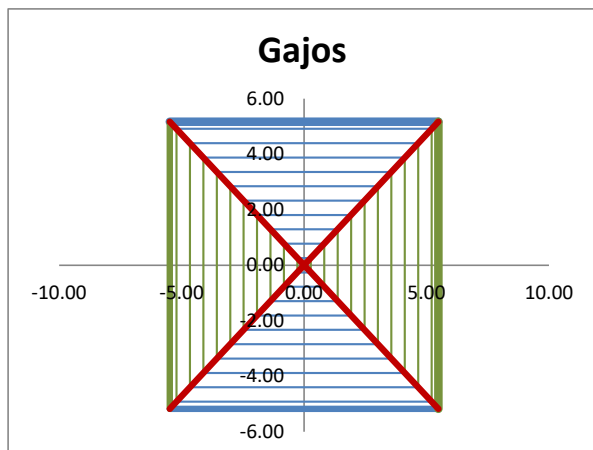
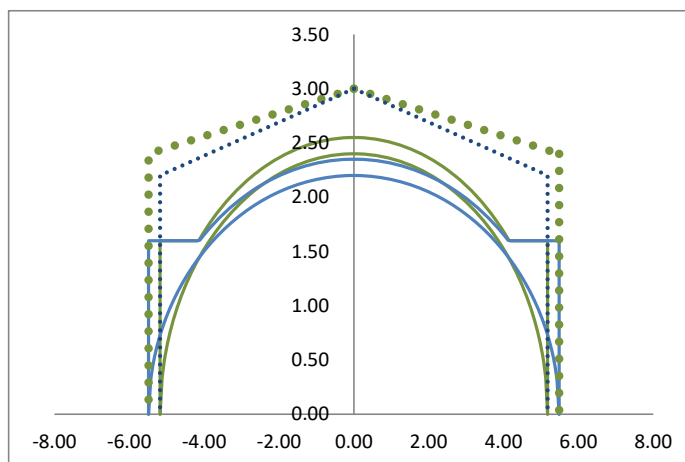


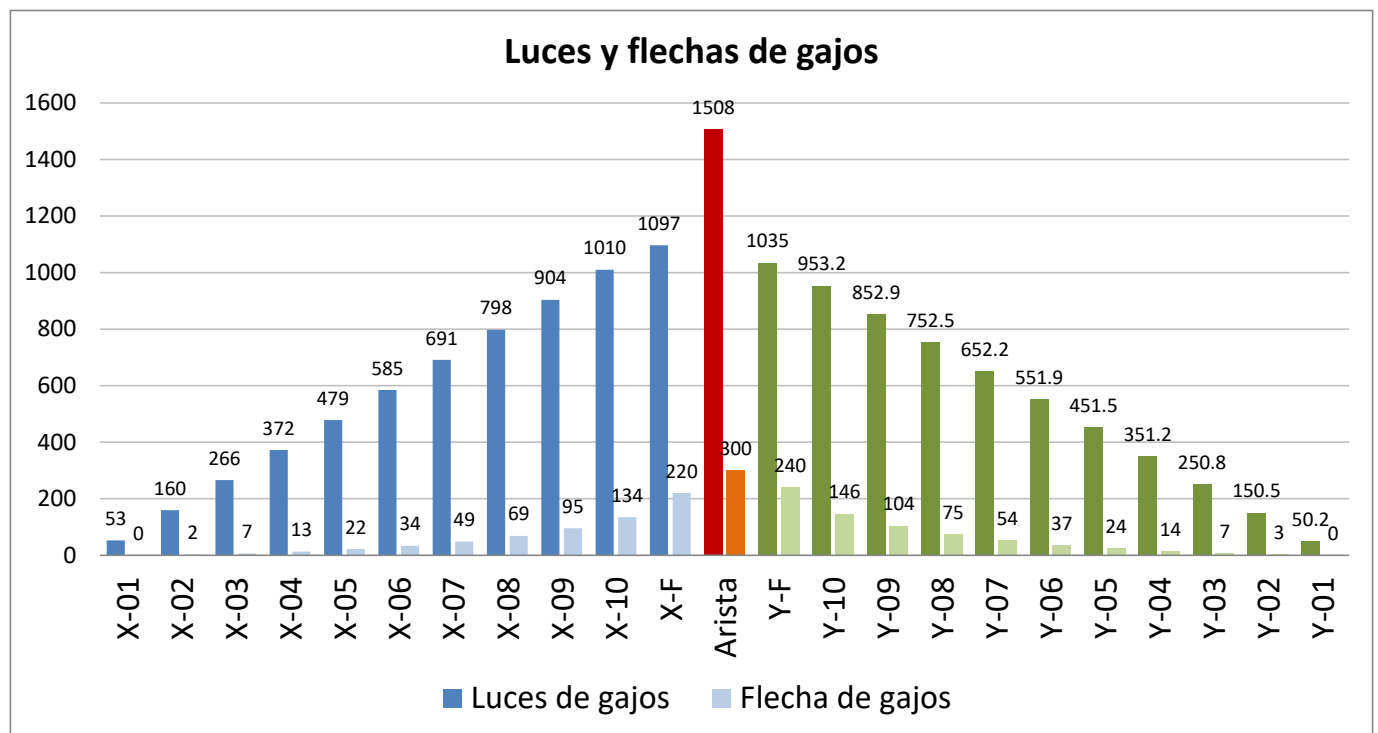
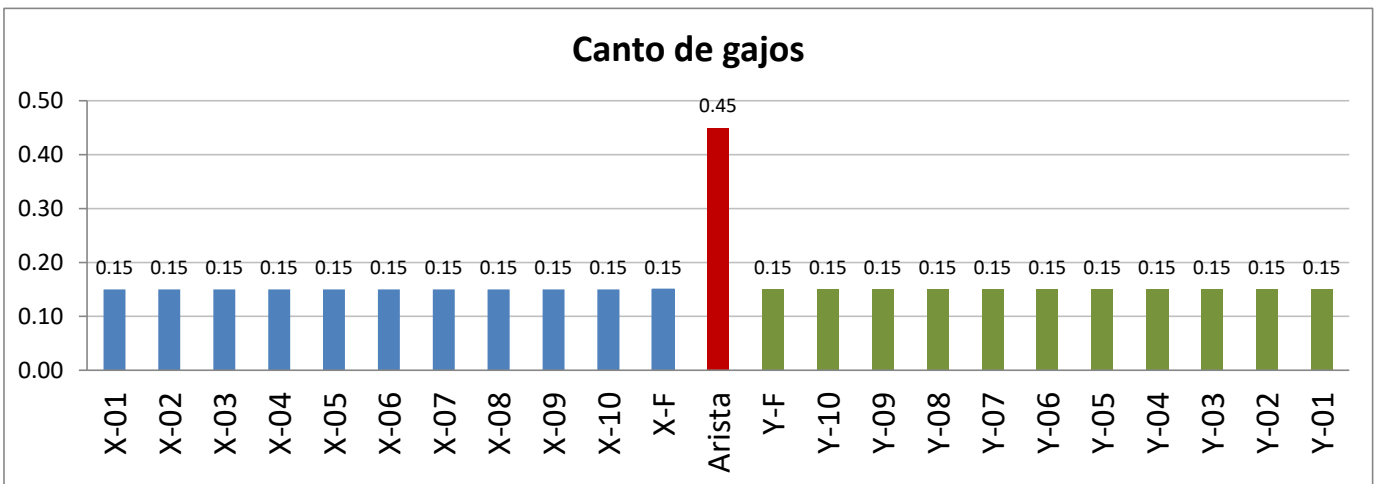
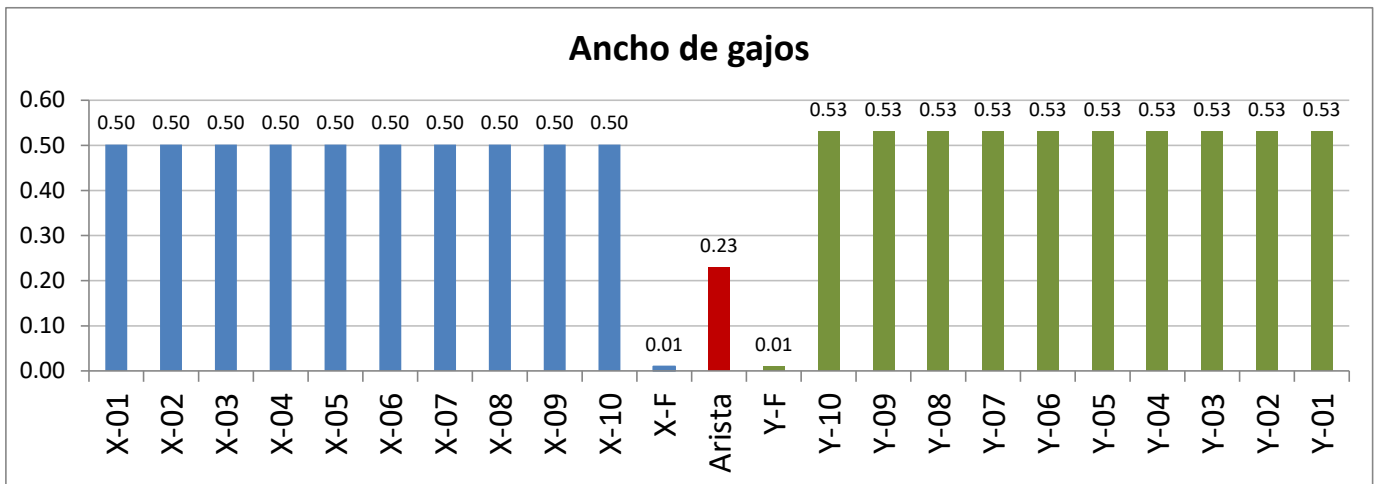
BÓVEDA DATOS: Geometría

	Lado Mayor X-F	Arista	Lado Menor Y-F
Tipo de arco	Elíptica	Elíptica	Elíptica
Longitud (m)	10.97	15.08	10.35
Flecha (m)	2.20	3.00	2.40
Canto (m)	0.15	0.45	0.15
Relleno de hombros (m)	1.60	1.60	1.60
Radio curvatura - Eje Mayor elíptico (m)	10.97	15.08	10.35
Relación elíptica	0.20	0.20	0.23
Recorte apuntada	0.00	0.00	0.00
Recorte rebajada	0.00	0.00	0.00
Ancho (m)	0.50	0.23	0.53
Arista: Angulo "a"= $\arctan(Lx/Ly)$ (grados)	0.00	46.67	0.00
Eje OX horizontal Curvilíneo	1.00	1.00	1.00
Eje OX horizontal Parabólico	1.00	1.00	1.00

RESULTADOS GEOMÉTRICOS

	Bóveda
Superficie verdadera magnitud intradós (m ²)	117.47
Superficie proyección horizontal (m ²)	113.54
Factor de Concavidad (adimensional)	1.03

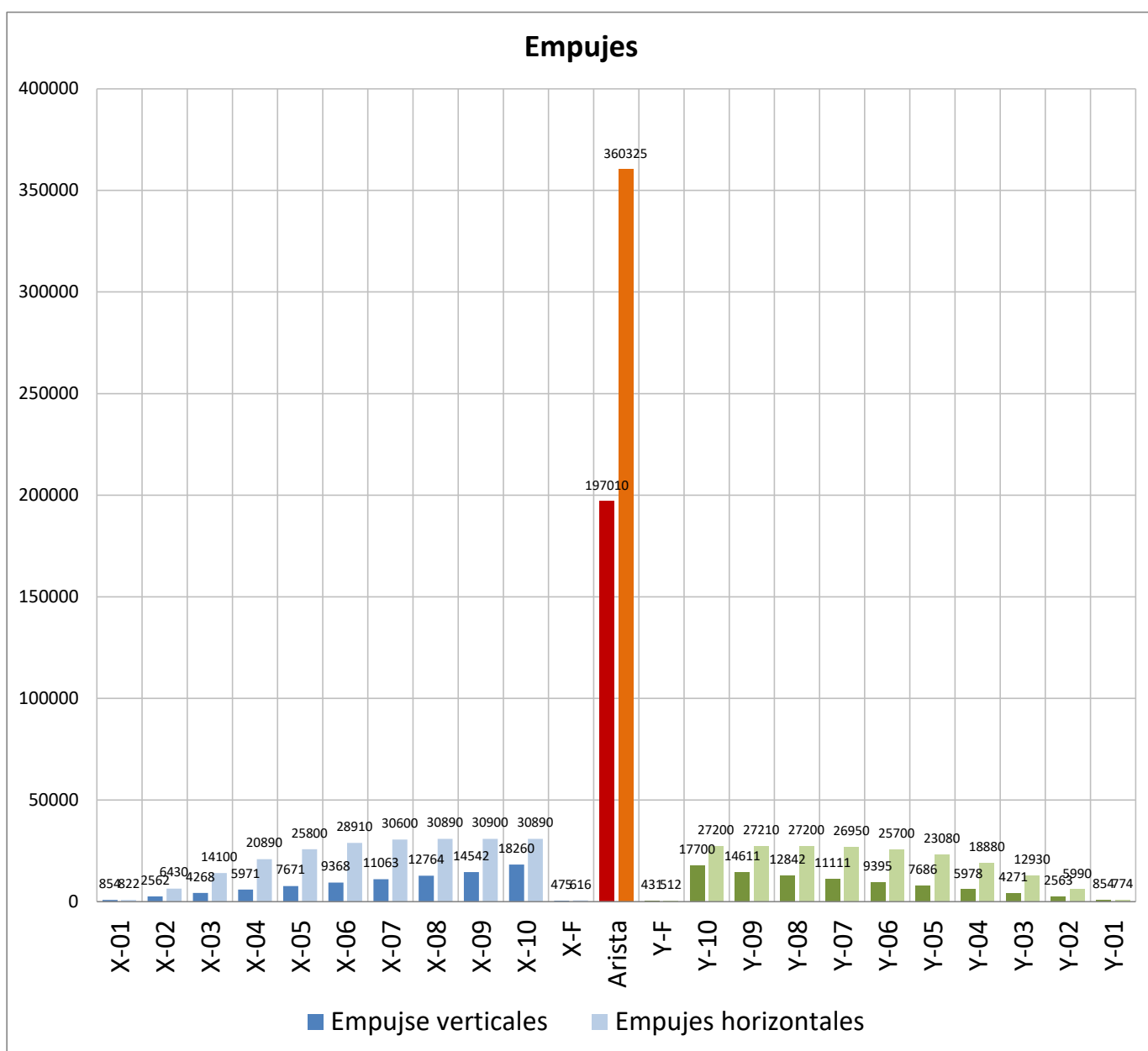




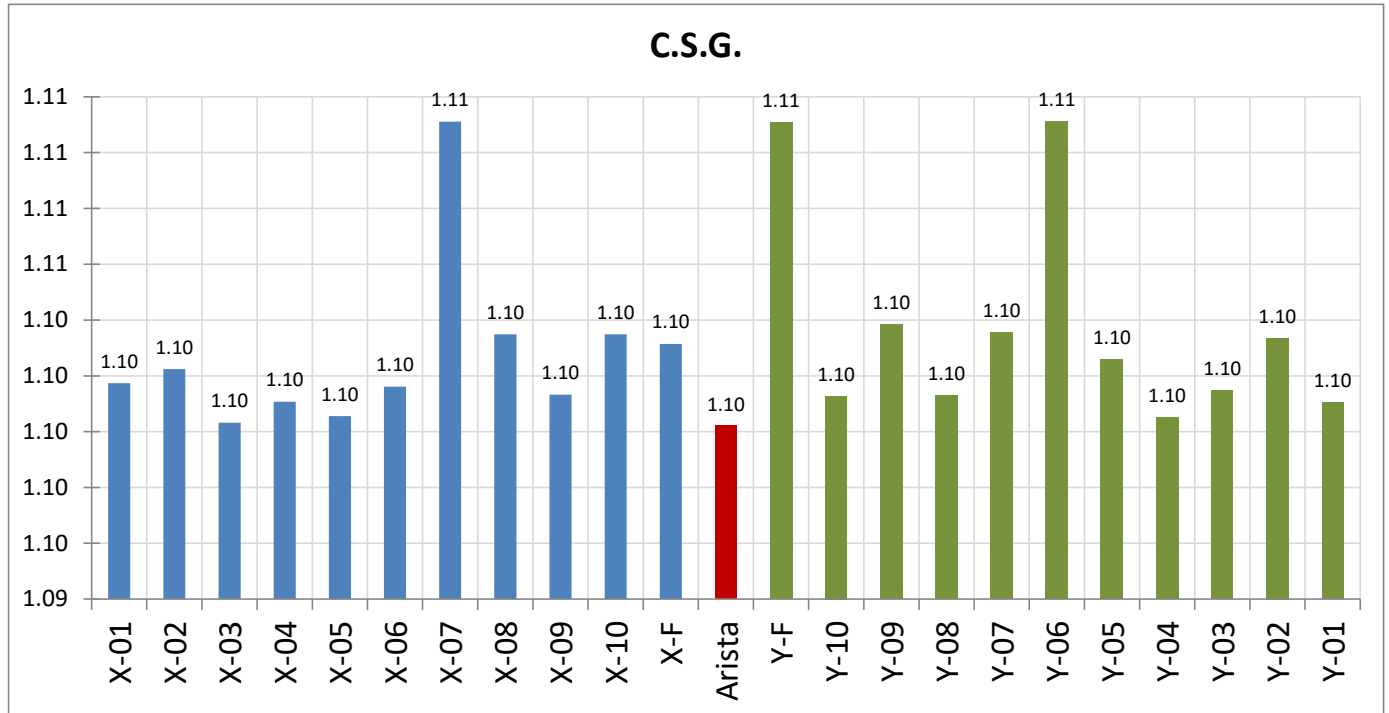
DATOS MATERIAL	Bóveda
Densidad del material (kN/m ³)	20.000
Tensión máxima del material (N/mm ²)	4.000

DATOS DE CARGA	Lado Mayor	Arista	Lado Menor
	X-F		Y-F
Relleno horizontal hasta la clave (si=1;no=0)	0	0	0
Sobrecarga superficial (N/m ²)	3405	3405	3405

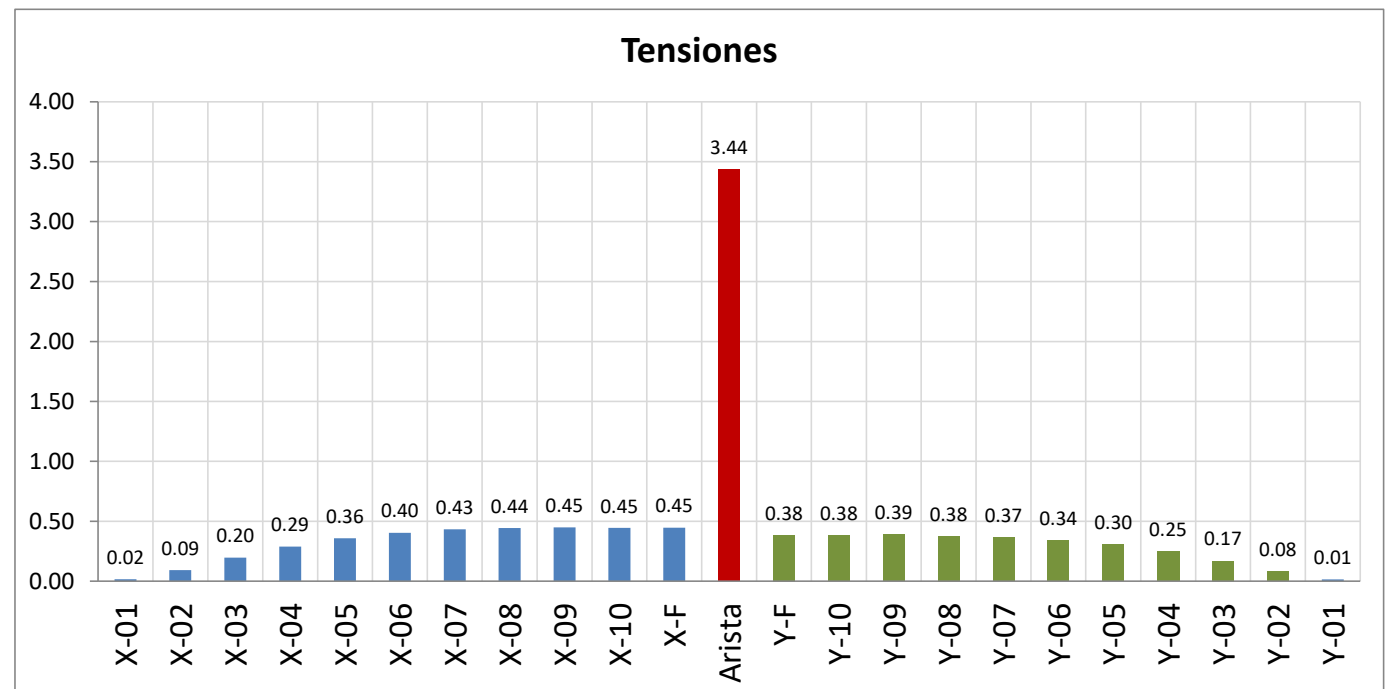
RESULTADOS DE CARGAS	Bóveda
Peso total de la bóveda (kN)	788.04
Peso por m ² proyección horizontal (kN/m ²)	6.94

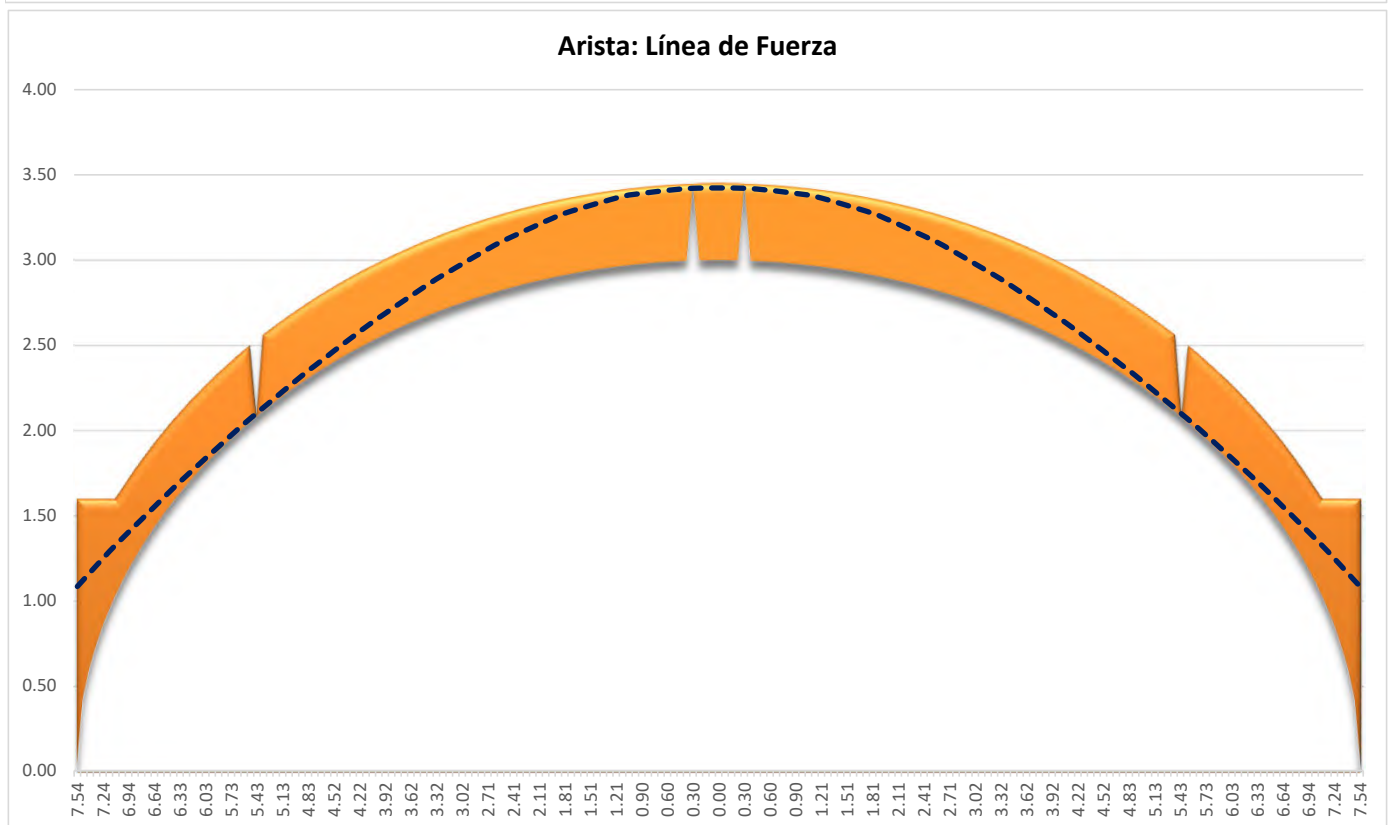
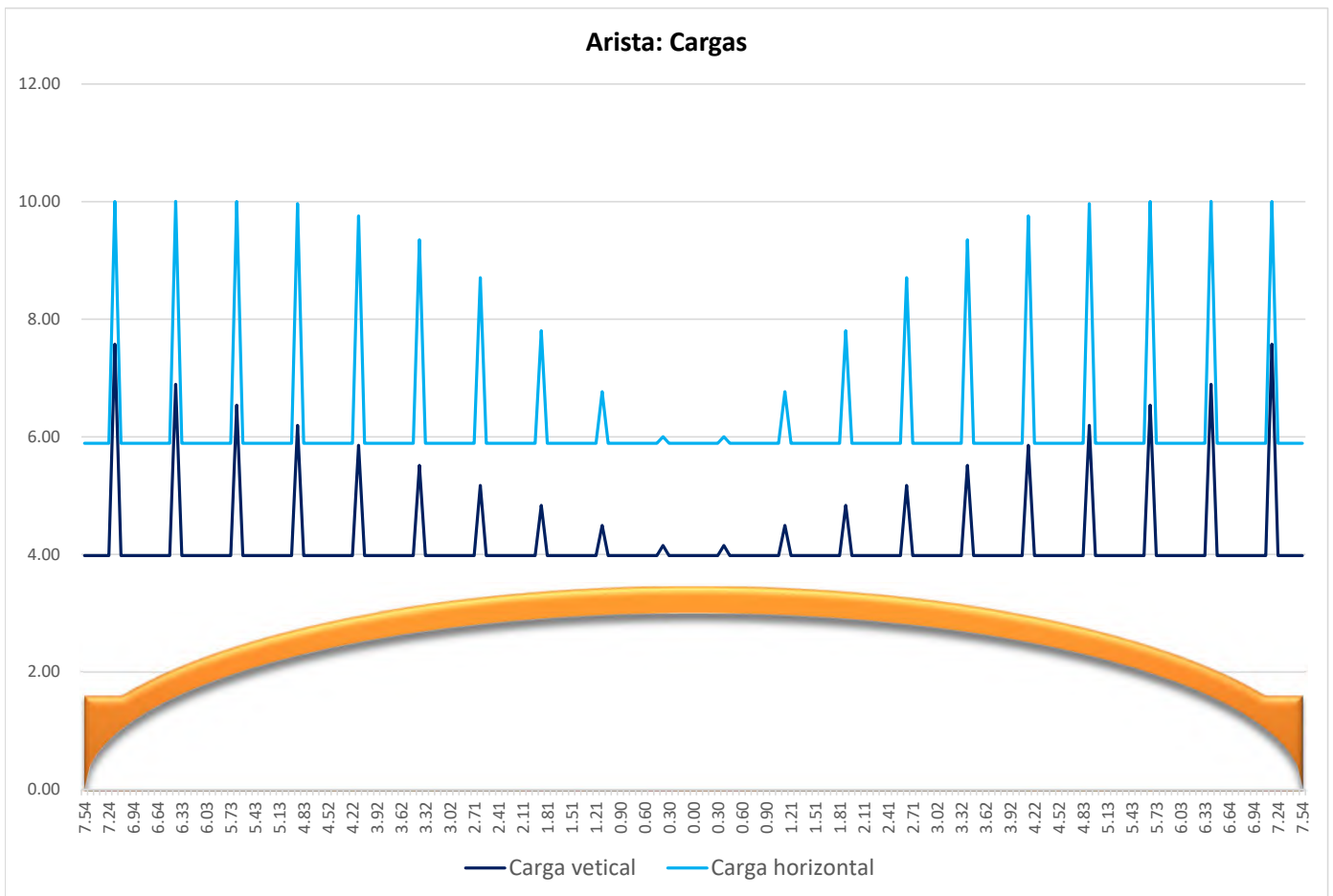


COEFICIENTE DE SEGURIDAD	Serie X	Arista	Serie Y	Bóveda
C.S.G. mínimo	1.100	1.100	1.101	1.100
Grado de estabilidad del arco	Estable	Estable	Estable	Estable
Seguridad contrarresto($\geq 100\%$ =Seguro; 0% =Colapso)	100%	100%	100%	100%



RESULTADOS TENSION	Serie X	Arista	Serie Y	Bóveda
Tensión máxima (N/m ²)	0.45	3.44	0.39	3.44
Tensión máxima de trabajo (% de la admisible)	11%	86%	10%	86%



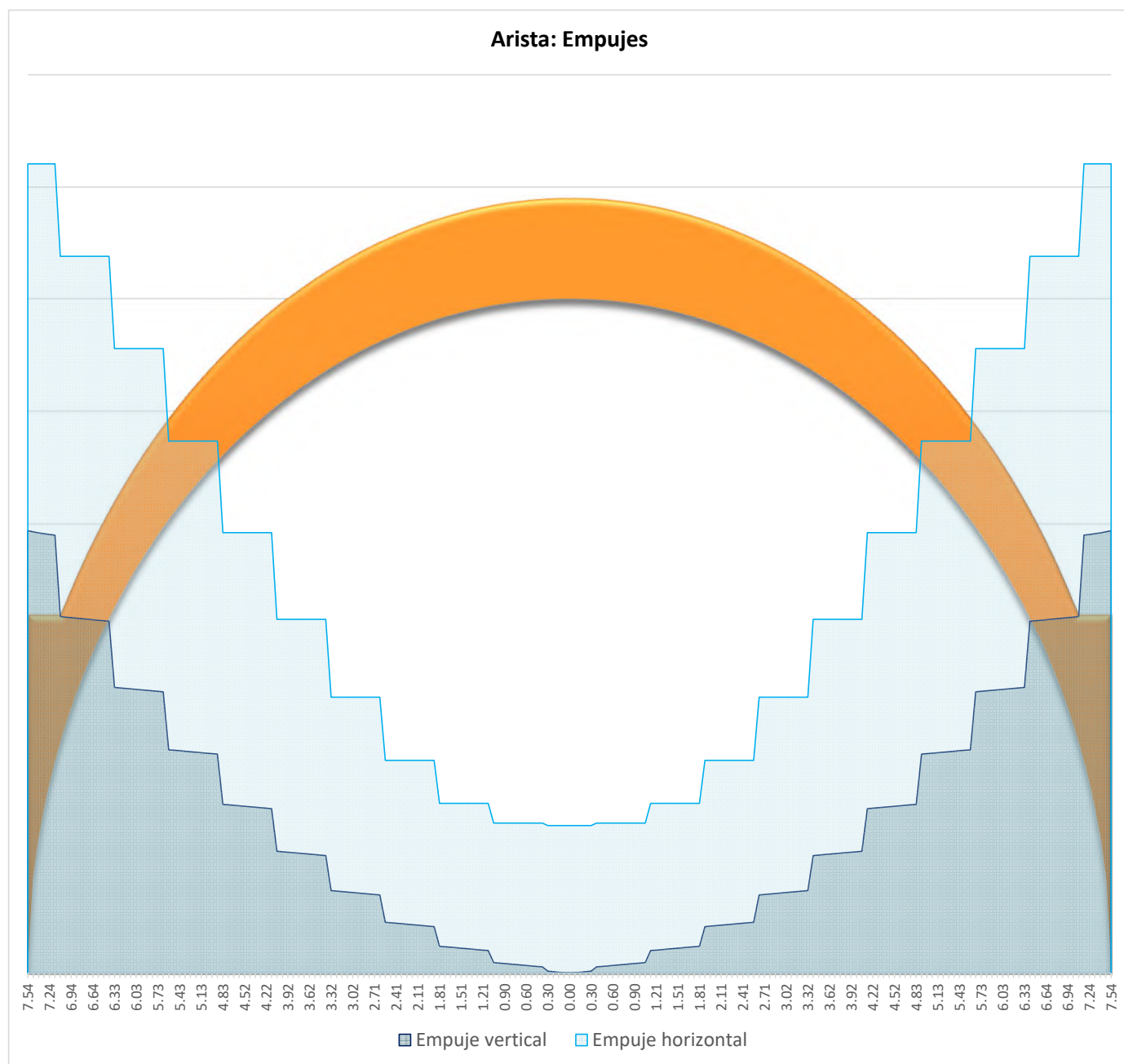


ARISTA: Empujes en apoyos	
Empuje vertical (N)	197010
Empuje horizontal en dirección de la arista (N)	360325
Empuje horizontal en dirección lado mayor (N)	262087
Empuje horizontal en dirección lado menor(N)	247274
Coord. Y empuje respecto de la pechina (m)	1.08

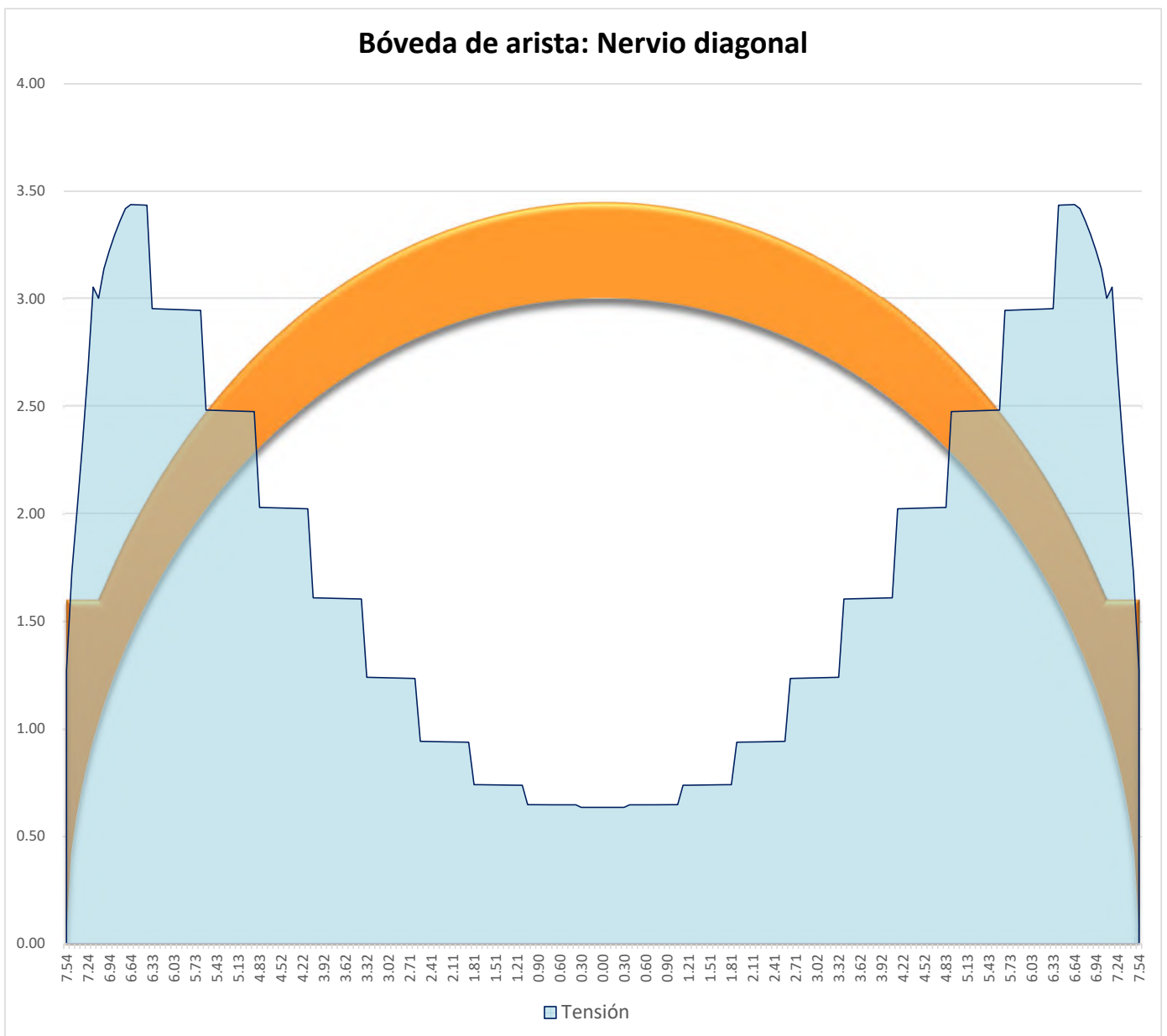
183% del empuje vertical

133% del empuje vertical

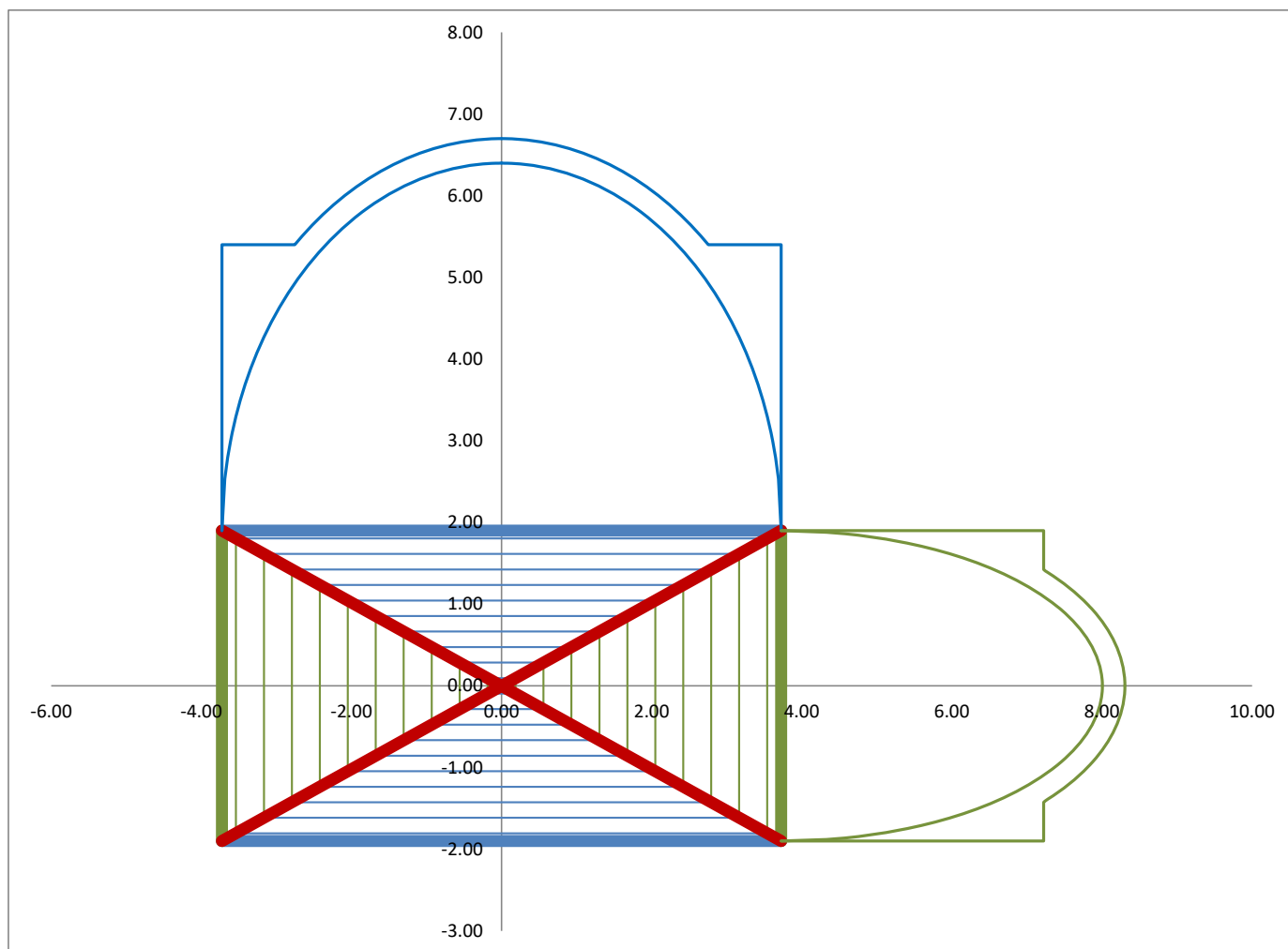
126% del empuje vertical



ARISTA. Tensiones	
Tensión máxima (N/m m2)	3.44
Tensión máxima de trabajo (% de la admisible)	85.88%

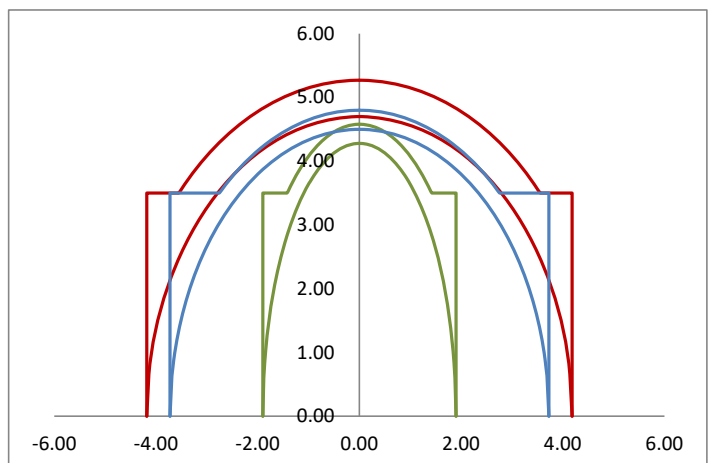
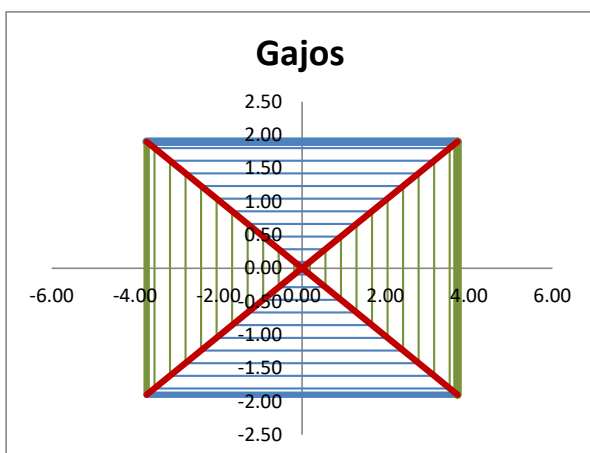
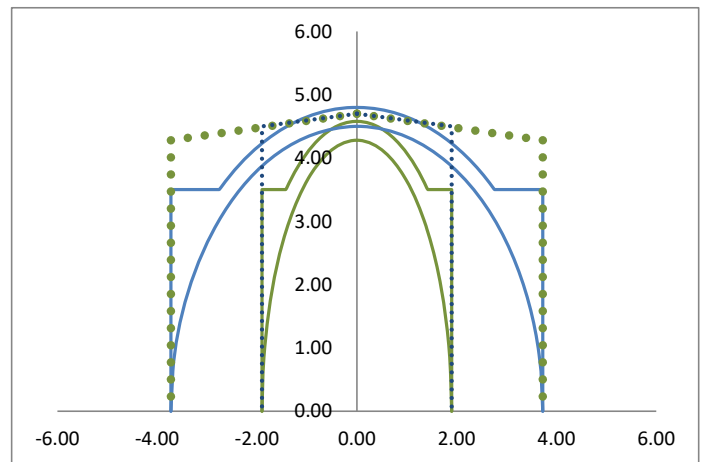


Sangüesa BAcabecera con car

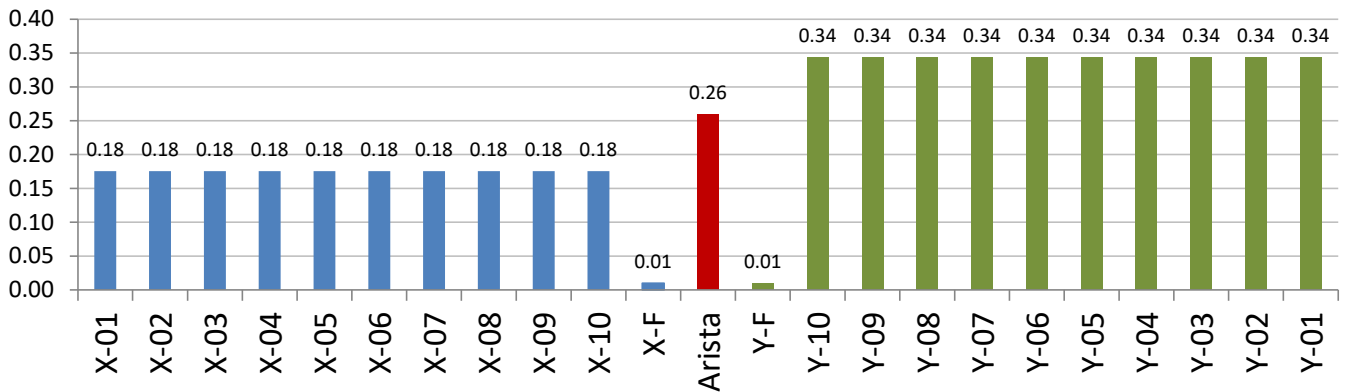


BÓVEDA DATOS: Geometría	Lado Mayor	Arista	Lado Menor
	X-F		Y-F
Tipo de arco	Elíptica	Elíptica	Elíptica
Longitud (m)	7.45	8.36	3.80
Flecha (m)	4.50	4.70	4.28
Canto (m)	0.30	0.57	0.30
Relleno de hombros (m)	3.50	3.50	3.50
Radio curvatura - Eje Mayor elíptico (m)	7.45	8.36	3.80
Relación elíptica	0.60	0.56	1.13
Recorte apuntada	0.00	0.00	0.00
Recorte rebajada	0.00	0.00	0.00
Ancho (m)	0.18	0.26	0.34
Arista: Angulo "a"= $\arctan(Lx/Ly)$ (grados)	0.00	62.98	0.00
Eje OX horizontal Curvilíneo	1.00	1.00	1.00
Eje OX horizontal Parabólico	1.00	1.00	1.00

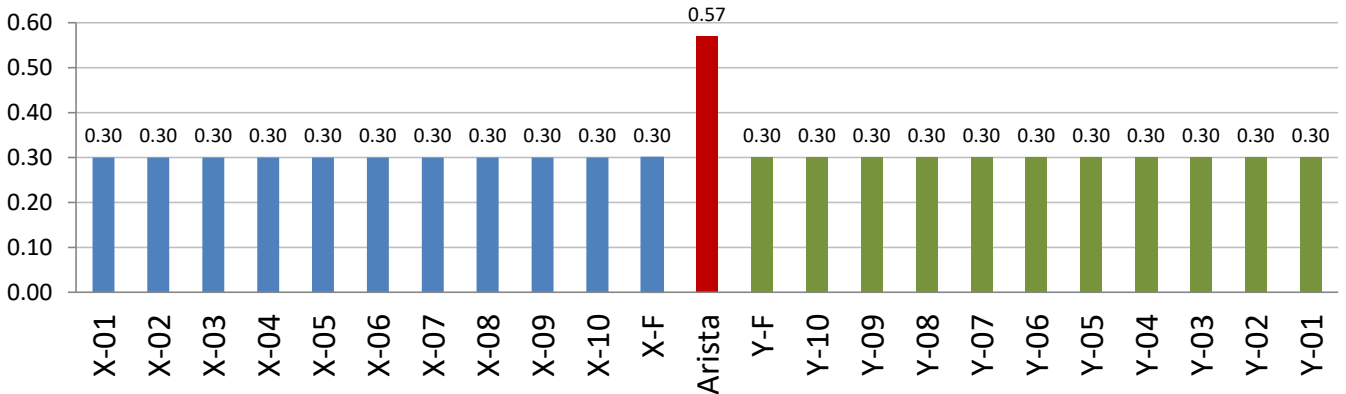
RESULTADOS GEOMÉTRICOS	Bóveda
Superficie verdadera magnitud intradós (m ²)	37.84
Superficie proyección horizontal (m ²)	28.31
Factor de Concavidad (adimensional)	1.34



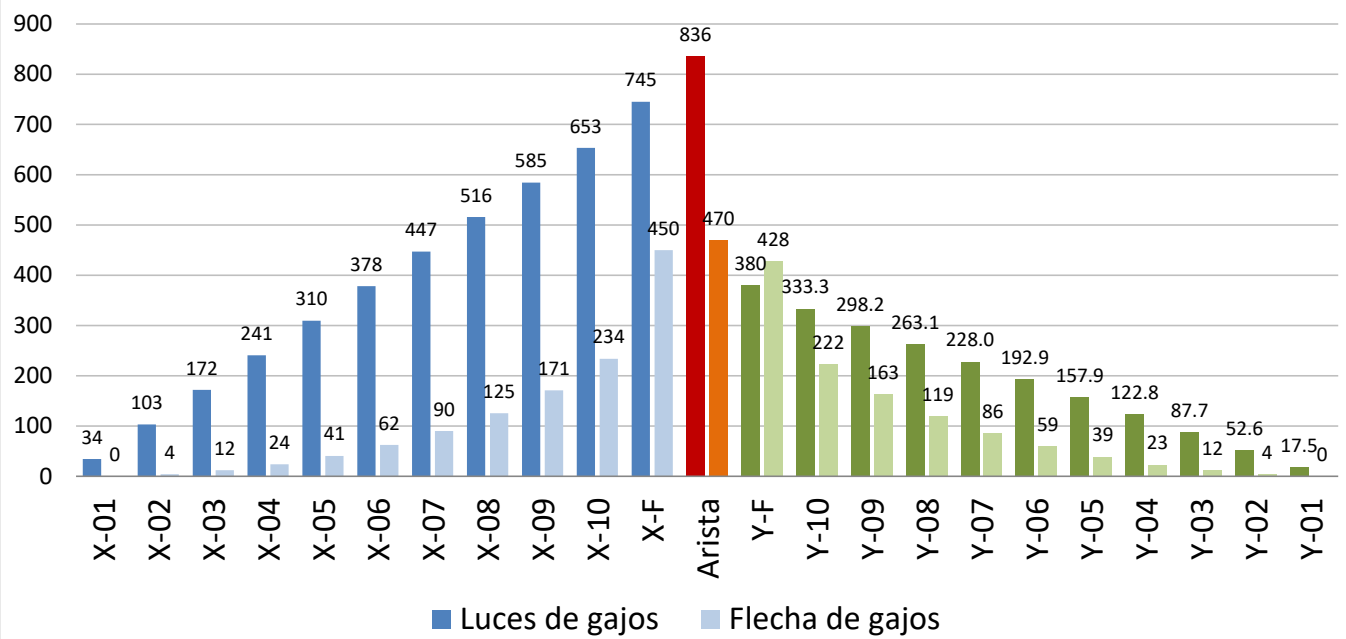
Ancho de gajos



Canto de gajos



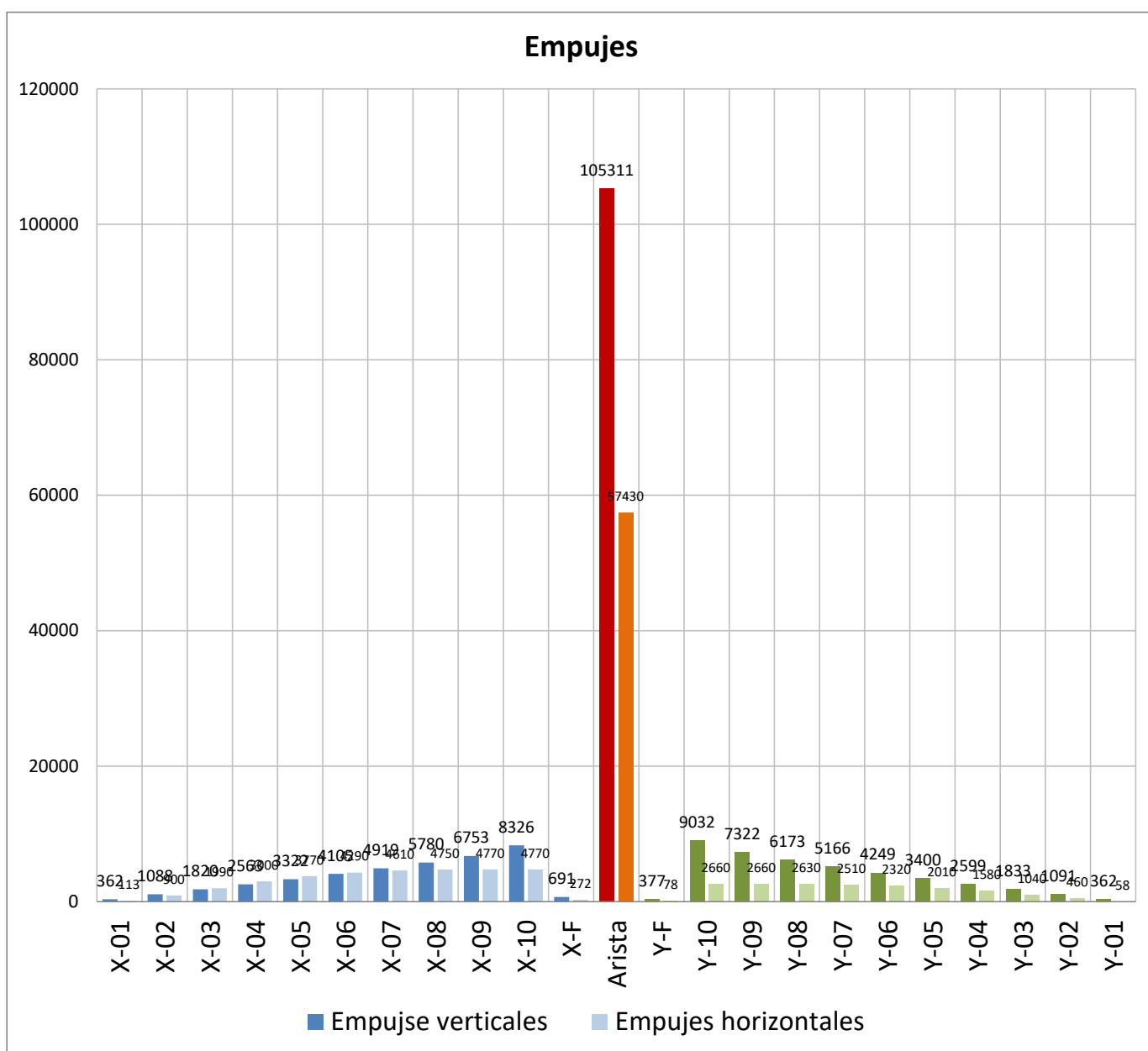
Luces y flechas de gajos



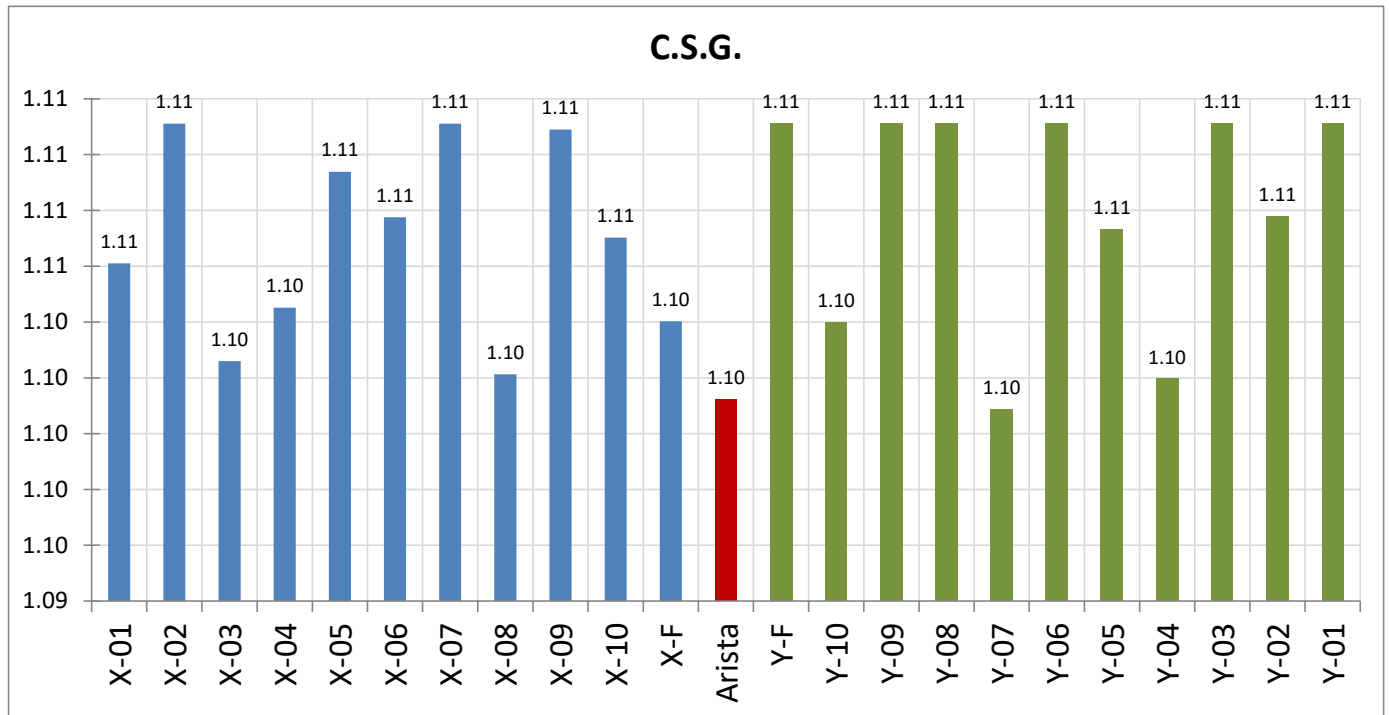
DATOS MATERIAL	Bóveda
Densidad del material (kN/m ³)	20.000
Tensión máxima del material (N/mm ²)	4.000

DATOS DE CARGA	Lado Mayor	Arista	Lado Menor
	X-F		Y-F
Relleno horizontal hasta la clave (si=1;no=0)	0	0	0
Sobrecarga superficial (N/m ²)	6000	6000	6000

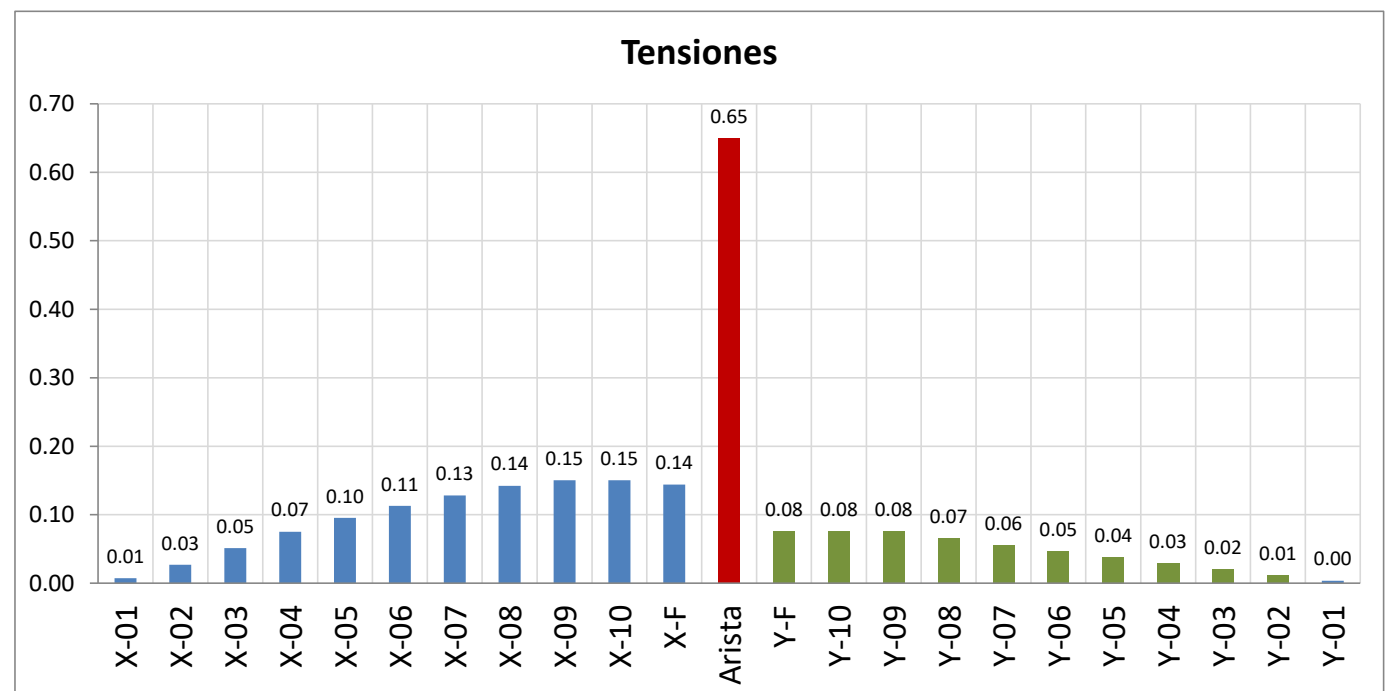
RESULTADOS DE CARGAS	Bóveda
Peso total de la bóveda (kN)	421.24
Peso por m ² proyección horizontal (kN/m ²)	14.88

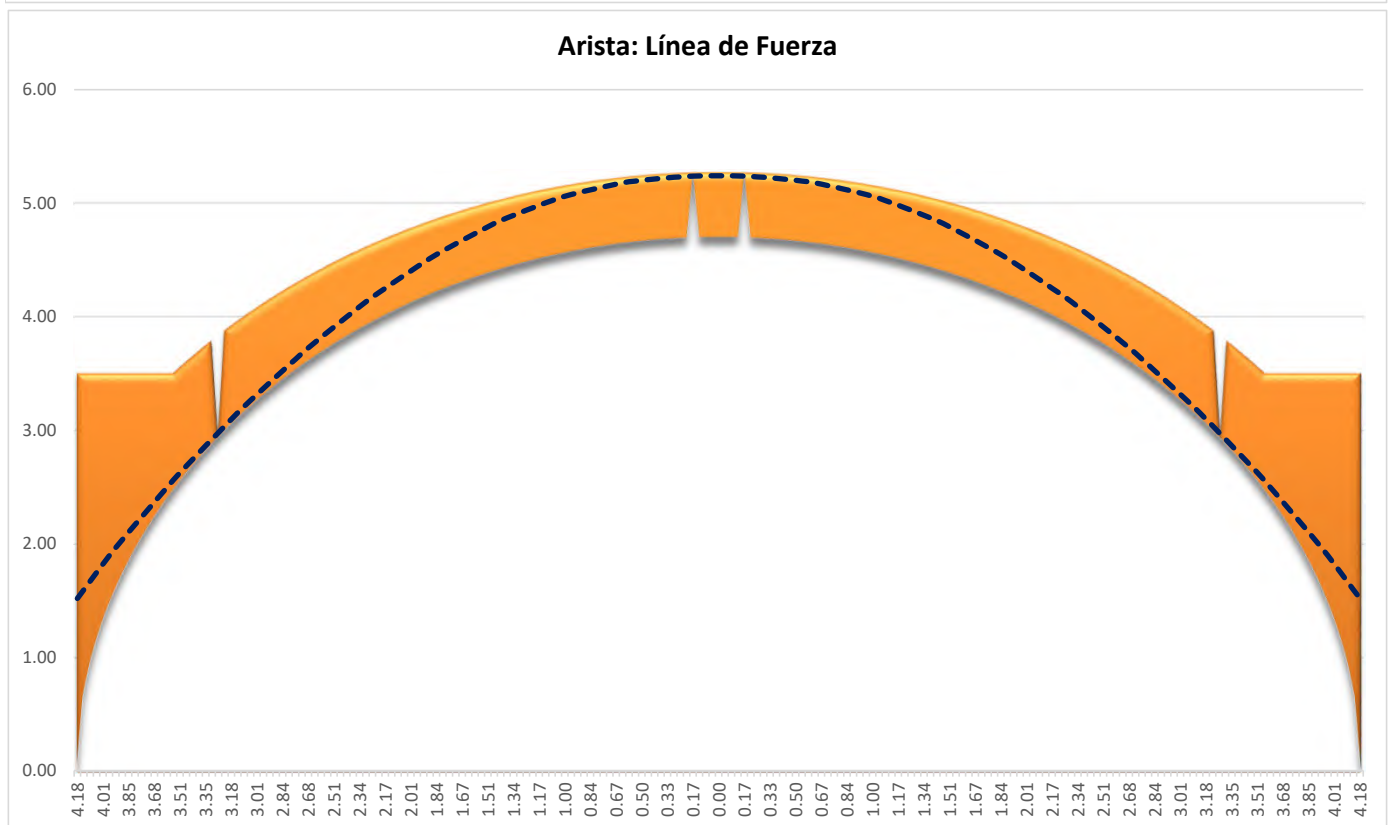
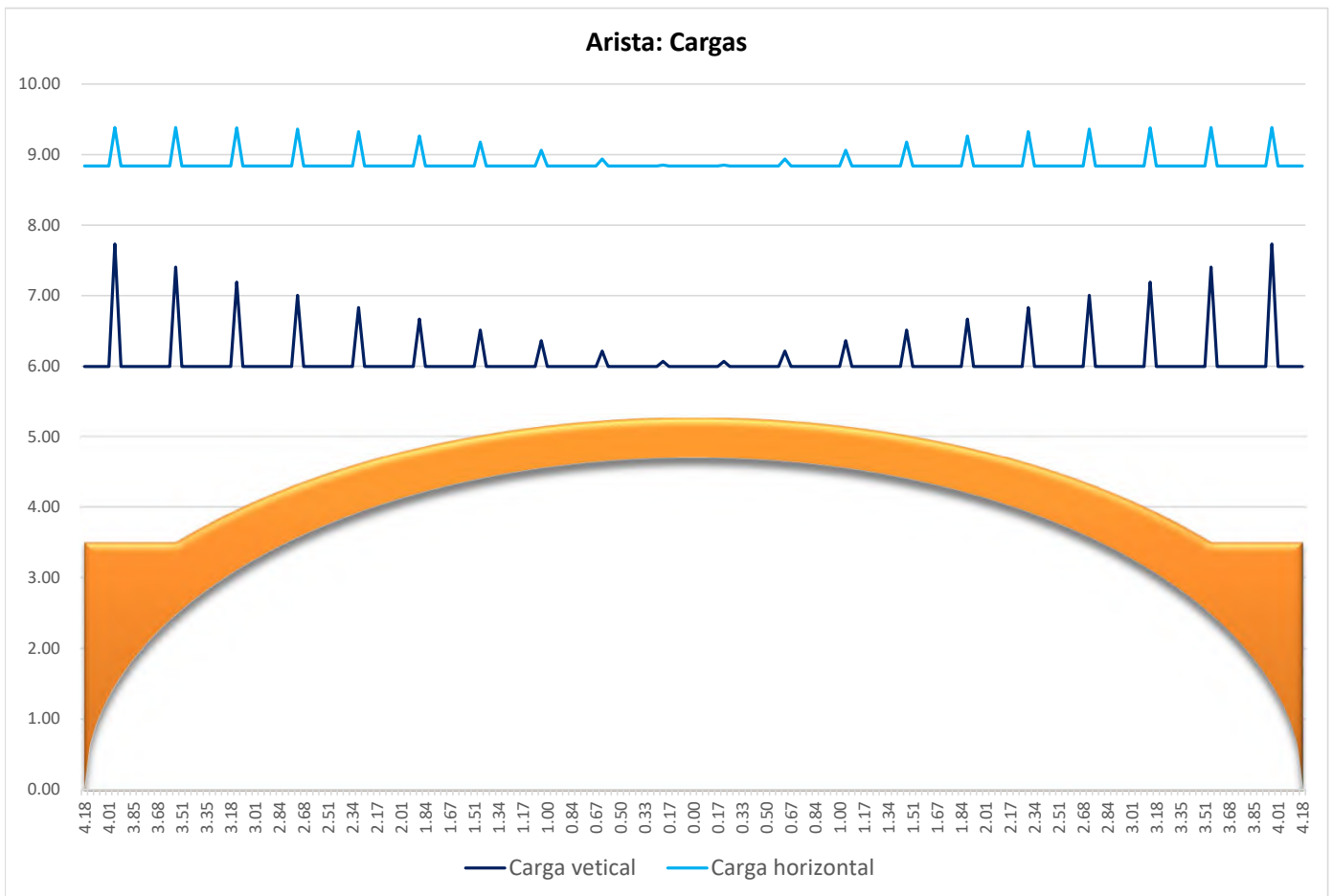


COEFICIENTE DE SEGURIDAD	Serie X	Arista	Serie Y	Bóveda
C.S.G. mínimo	1.102	1.101	1.101	1.101
Grado de estabilidad del arco	Estable	Estable	Estable	Estable
Seguridad contrarresto($\geq 100\%$ =Seguro; 0% =Colapso)	100%	100%	100%	100%



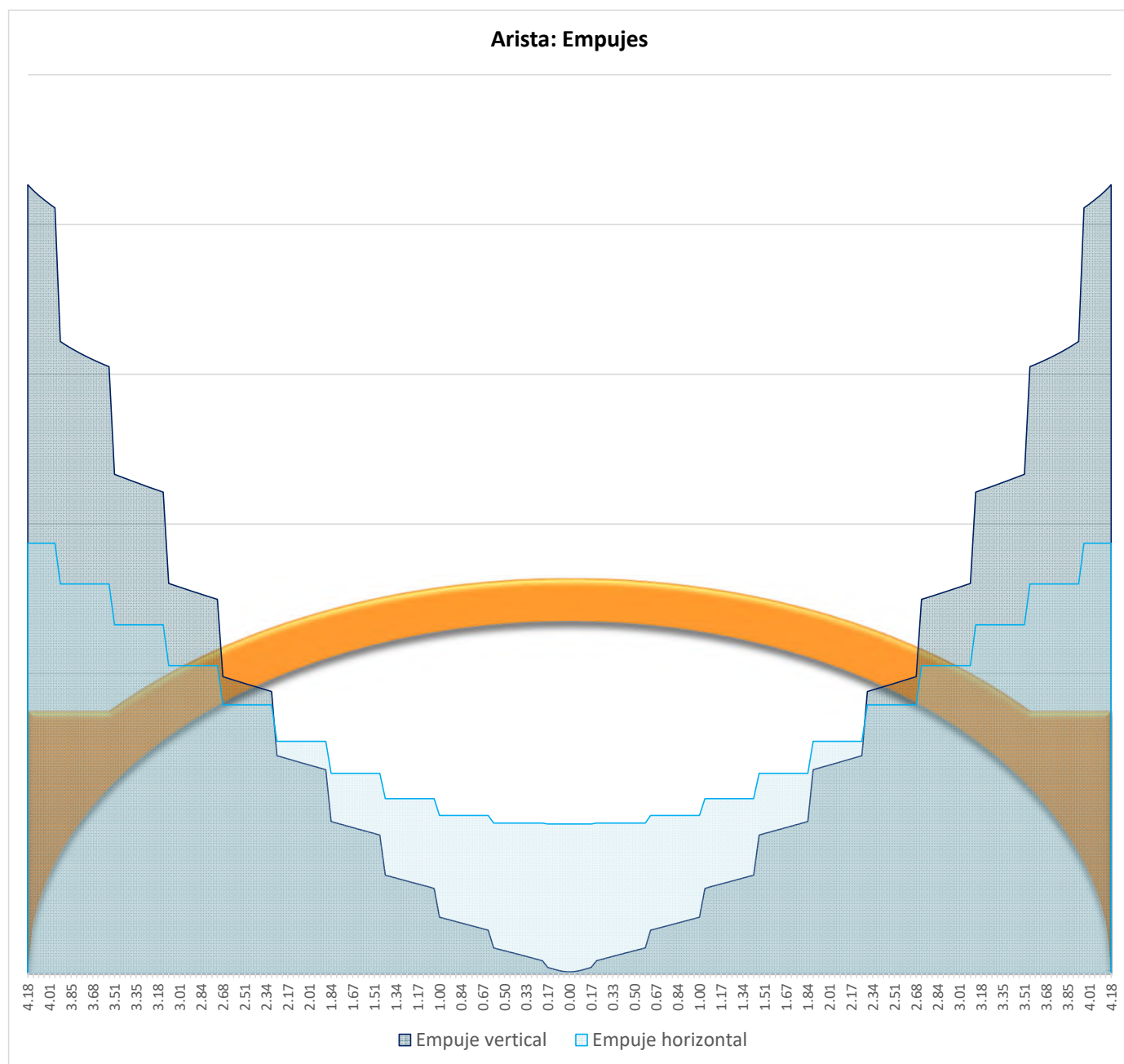
RESULTADOS TENSION	Serie X	Arista	Serie Y	Bóveda
Tensión máxima (N/m ²)	0.15	0.65	0.08	0.65
Tensión máxima de trabajo (% de la admisible)	4%	16%	2%	16%



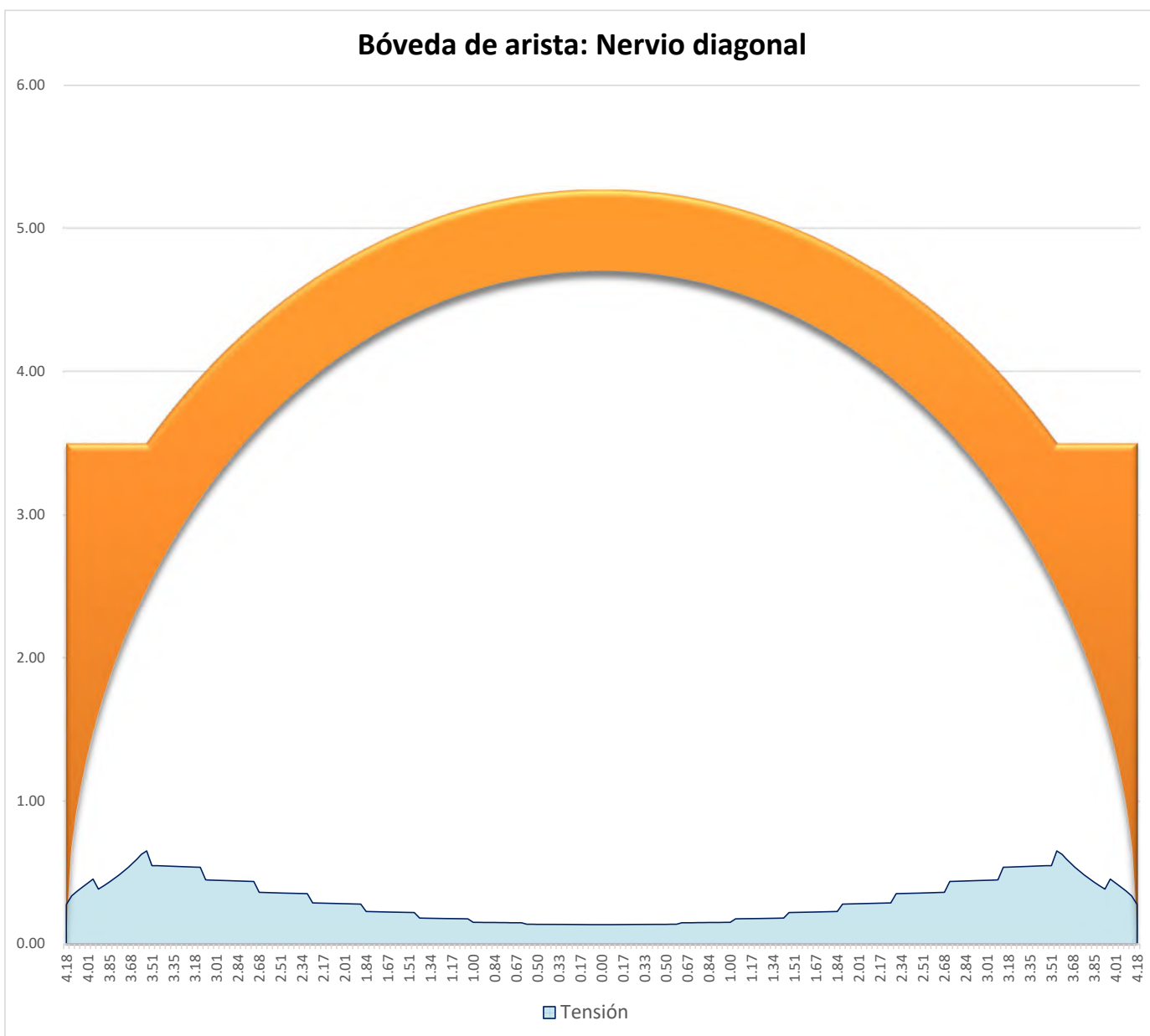


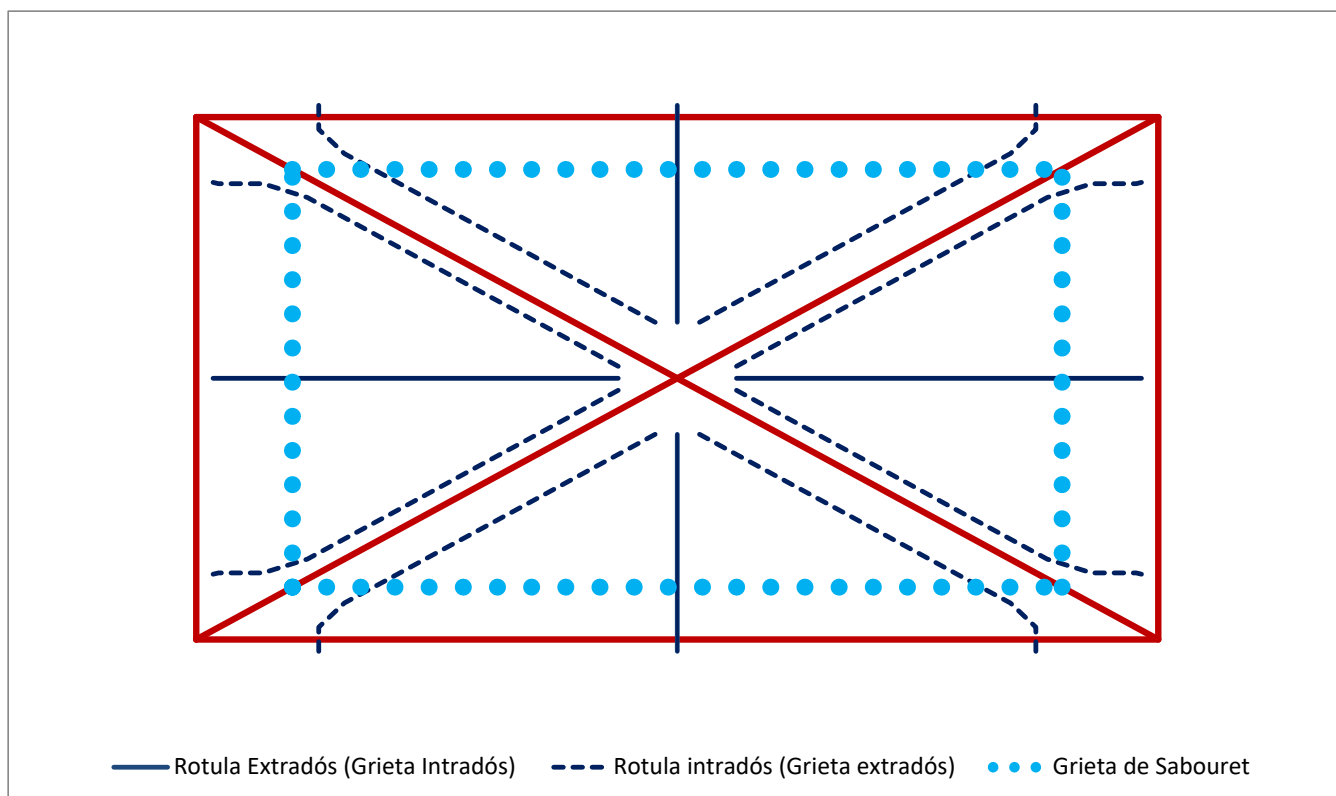
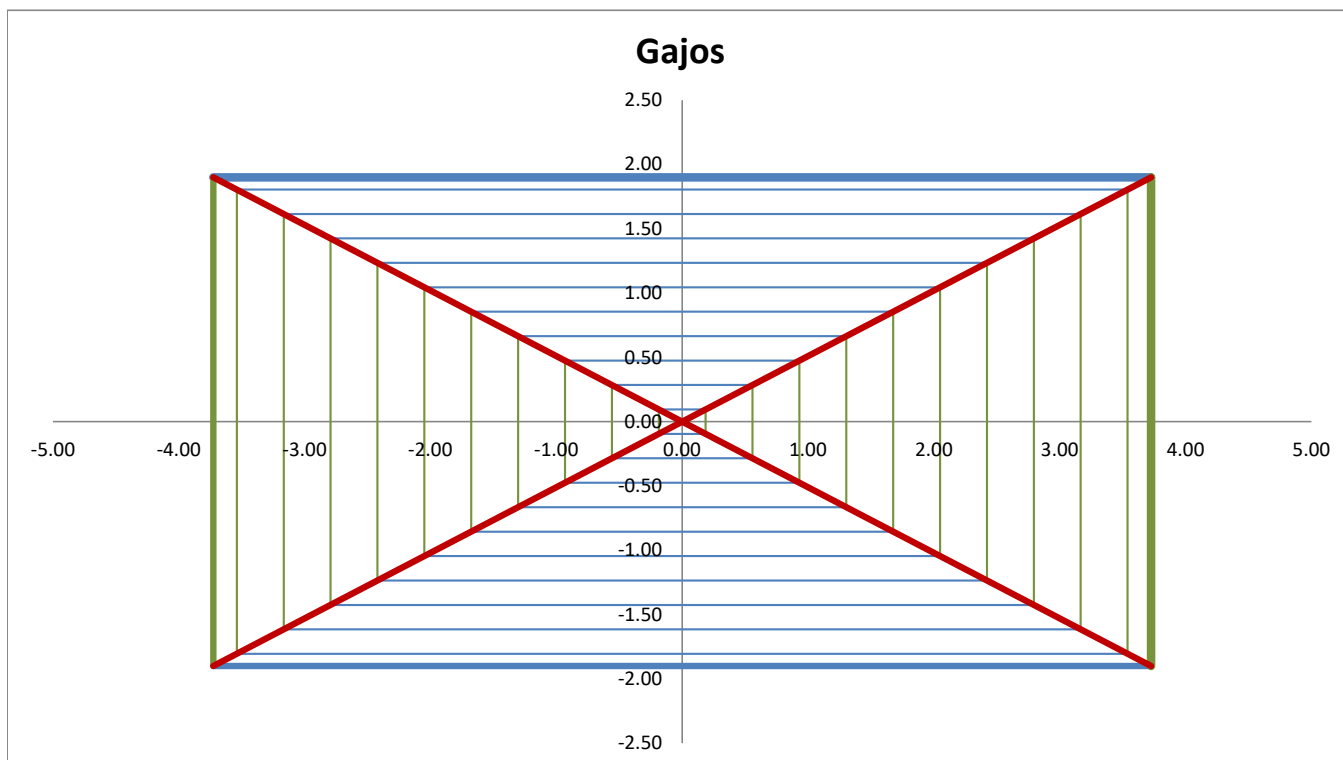
ARISTA: Empujes en apoyos	
Empuje vertical (N)	105311
Empuje horizontal en dirección de la arista (N)	57430
Empuje horizontal en dirección lado mayor (N)	51159
Empuje horizontal en dirección lado menor(N)	26095
Coord. Y empuje respecto de la pechina (m)	1.52

55% del empuje vertical
 49% del empuje vertical
 25% del empuje vertical

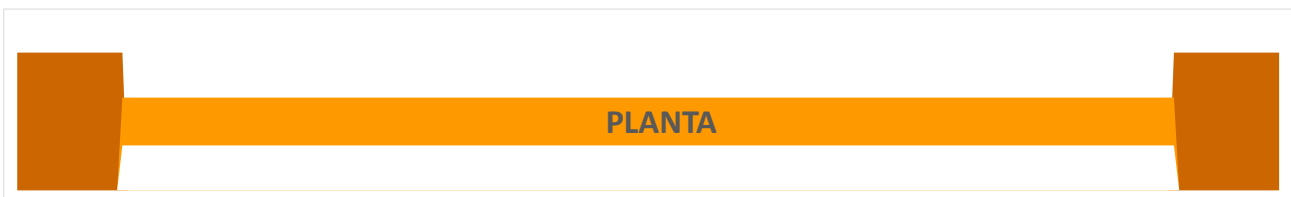
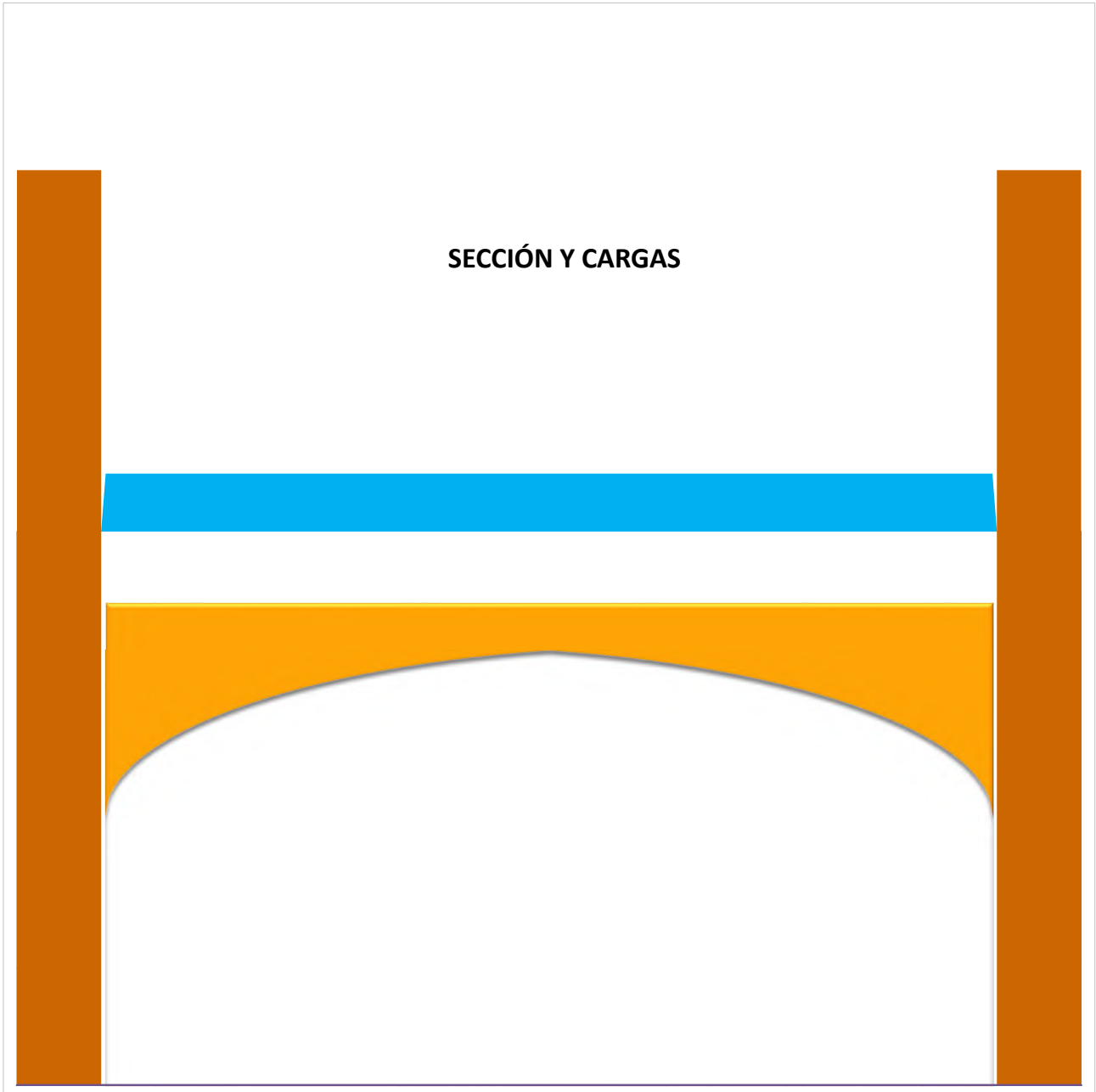


ARISTA. Tensiones	
Tensión máxima (N/m m2)	0.65
Tensión máxima de trabajo (% de la admisible)	16.23%





Sangüesa A1ca con cargas apuntado



DATOS DEL ARCO. Material

Densidad (kN/m ³)	20.00
Tensión máxima admisible (N/mm ²)	4.00

DATOS DEL ARCO. Geometría

Tipo de arco	Apuntado
Luz (m)	6.53
Flecha (m)	4.08
Canto hoja (m)	1.00
Ancho del arco (m)	0.40
Relleno de hombros desde centro (m)	5.15
Arco apuntado. Recorte (m)	0.92
Arco rebajado. Recorte (m)	0.00

RESULTADOS DEL ARCO. Geometría

Superficie en planta (m ²)	2.61
Superficie verdadera magnitud intrados (m ²)	4.51
Factor de concavidad	1.73
Diámetro arco curvilíneo (m)	50.00
Diámetro arco parabólico (m)	20.00
Eje X horizontal de la elipse (m)	8.36
Semieje Y vertical de la elipse intradós (m)	4.18

DATOS DEL CONTRARRESTO. Material

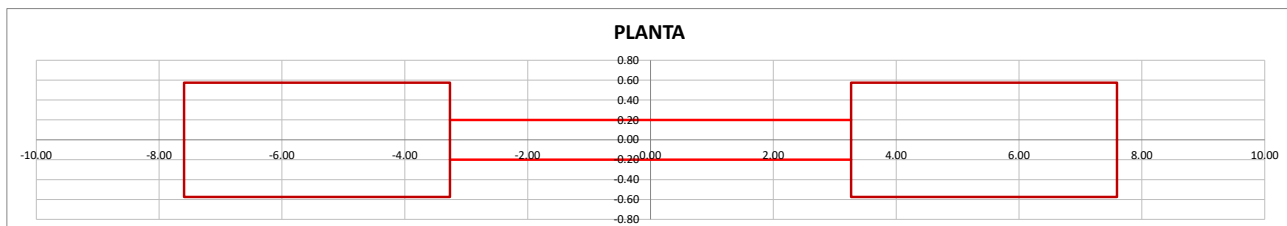
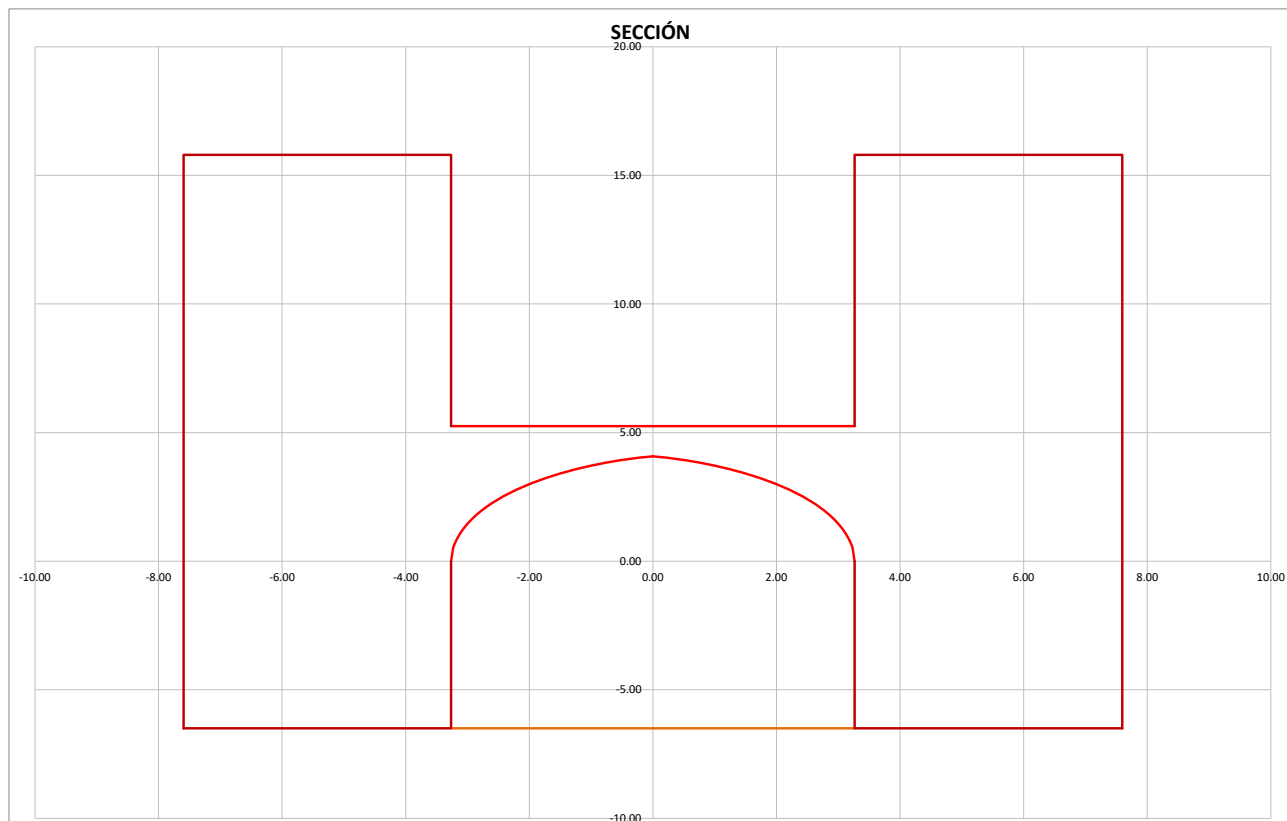
Densidad (kN/m ³)	20.00
Tensión máxima admisible (N/mm ²)	4.00

DATOS DEL CONTRARRESTO. Geometría

Dimensión X (m)	4.33
Dimensión Y (m)	22.30
Dimensión Z (m)	1.15
Altura de la pechina en el muro (m)	6.50

DATOS DEL CONTRARRESTO. Geometría

Superficie en planta (m ²)	4.98
--	------



DATOS EN EL ARCO. Cargas

Relleno hasta la clave (si=1;no=0)	0
Sobrecarga uniforme (N/m ²)	352000
Carga puntual uniforme (N/m ²)	0
Posición de inicio eje X (m)	0
Posición final eje X (m)	0
Cargas puntuales (N)	0
Bóveda lateral posterior empuje vertical (N)	0
Bóveda lateral posterior empuje horizontal (N)	0
Bóveda lateral anterior empuje vertical (N)	0
Bóveda lateral anterior empuje horizontal (N)	0

RESULTADOS DEL ARCO. Cargas

Total sobrecarga uniforme (N)	919424
Total sobrecarga uniforme puntual (N)	0
Total cargas puntuales (N)	0
Total cargas (N)	919424

RESULTADOS DEL ARCO. Peso

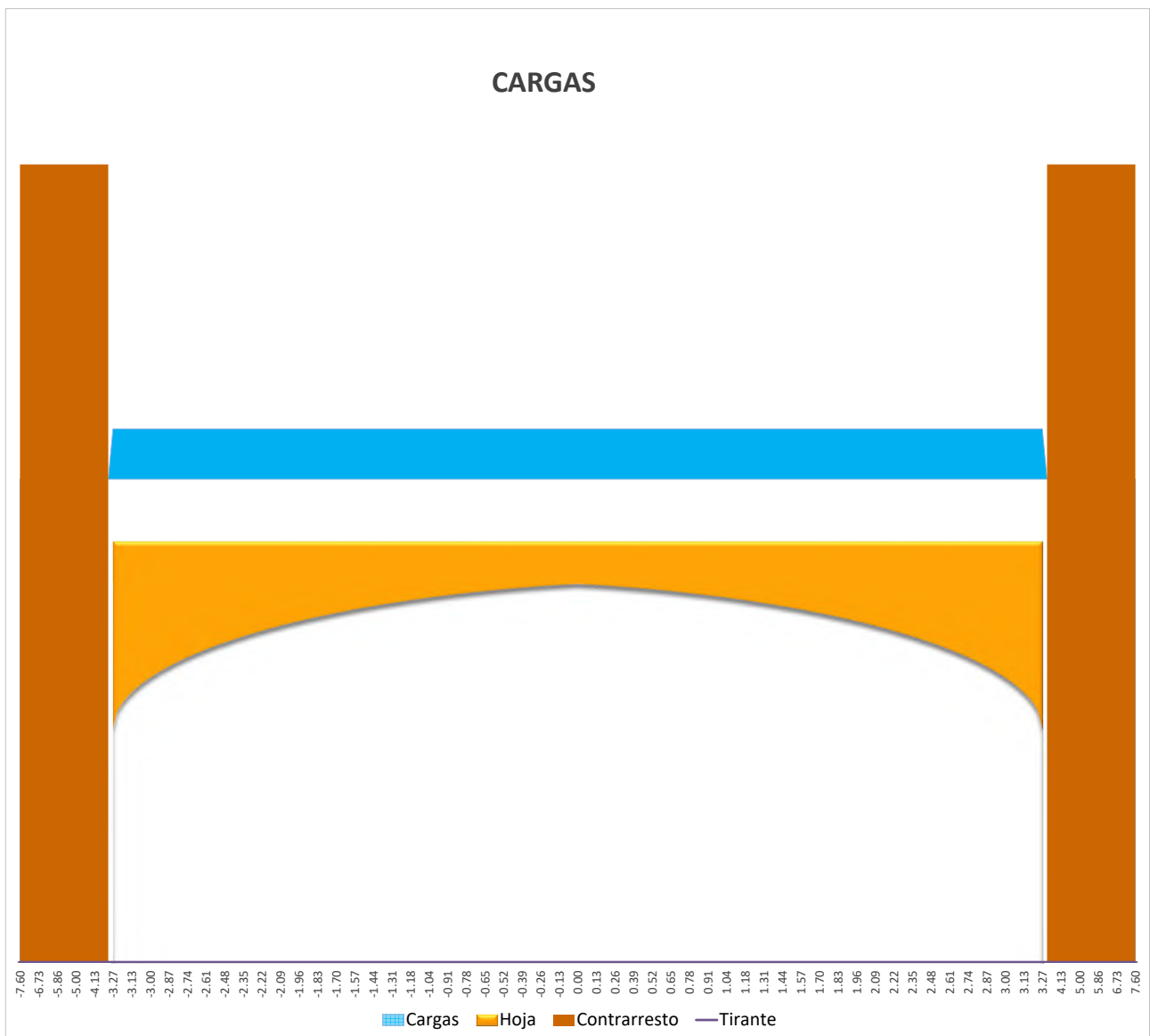
Peso del arco sin cargas (N)	115501
Peso del arco con cargas (N)	1034925
Peso del arco sin cargas proy. hor. (N/m ²)	44220
Peso del arco con cargas proy. hor. (N/m ²)	396220

DATOS EN EL CONTRARRESTO. Acciones

Tracción de tirante en contrafuerte (N)	0
Altura del tirante respecto a la pechina (m)	0.00
Sobrepeso en el contrafuerte (N)	0

RESULTADOS DEL CONTRARRESTO. Pesos

Peso del contrarresto sin carga (N)	2220857
Peso del contrarresto con su carga (N)	2220857



ARCO RESULTADOS

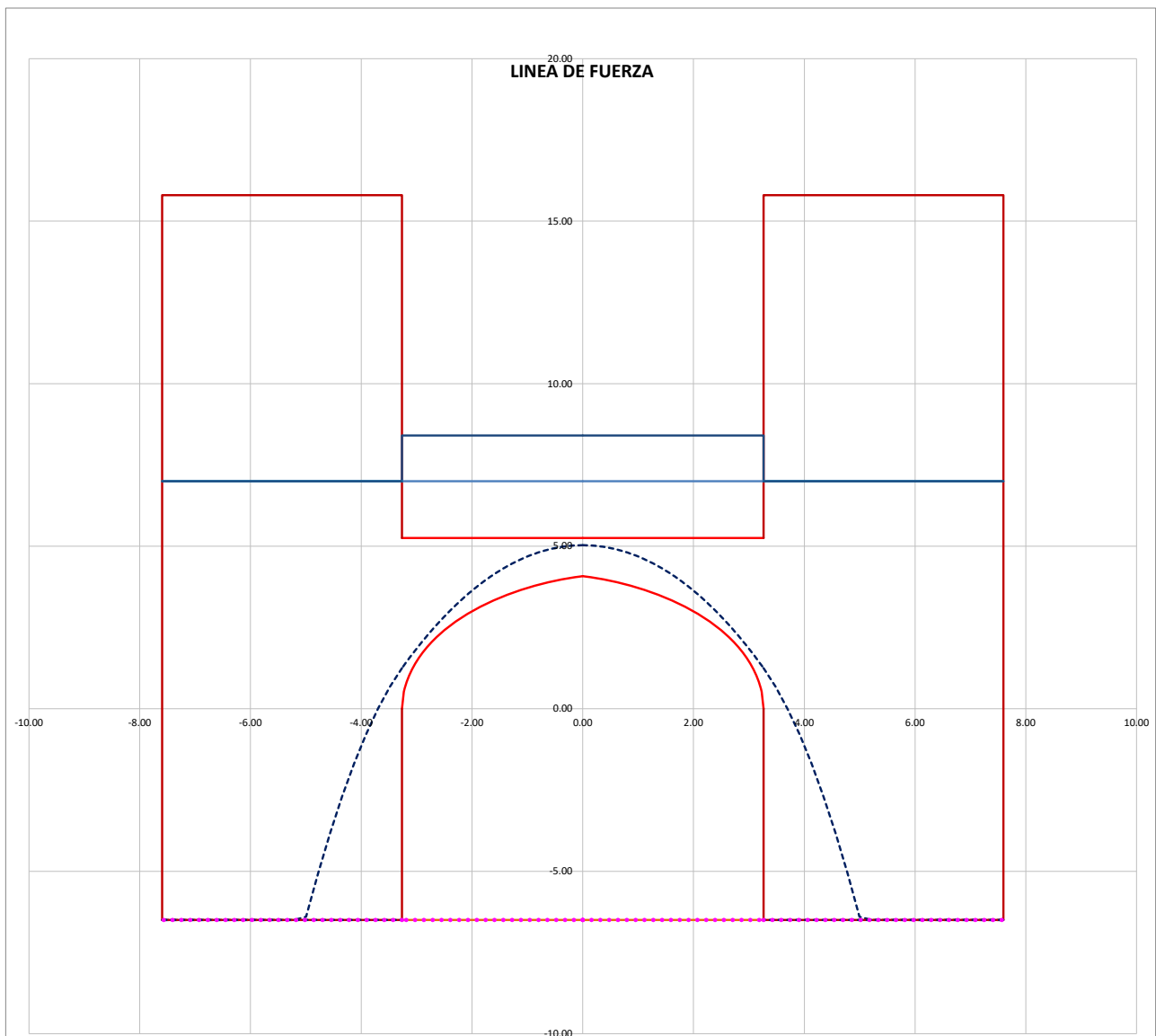
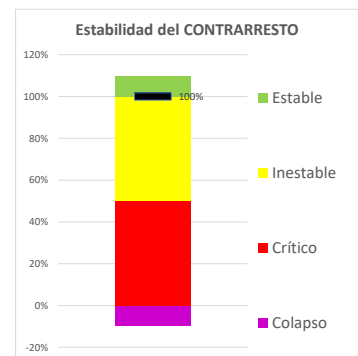
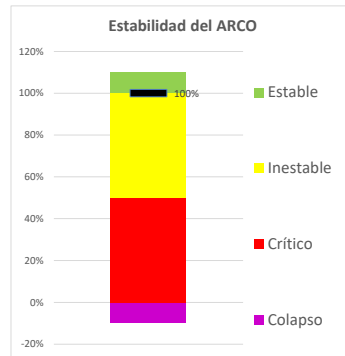
Coefficiente de Seguridad Geométrico

C.S.G. mínimo del arco	1.248
C.S.G. mínimo admisible del arco	1.100
Grado de estabilidad	Estable
Seguridad ($\geq 100\%$ =Seguro; 0%=Colapso)	113%

CONTRARRESTO RESULTADOS

Coefficiente de Seguridad Geométrico

C.S.G. mínimo del contrarresto	100.000
C.S.G. mínimo admisible del contrarresto	3.000
Grado de estabilidad	Estable
Seguridad ($\geq 100\%$ =Seguro; 0%=Colapso)	177%



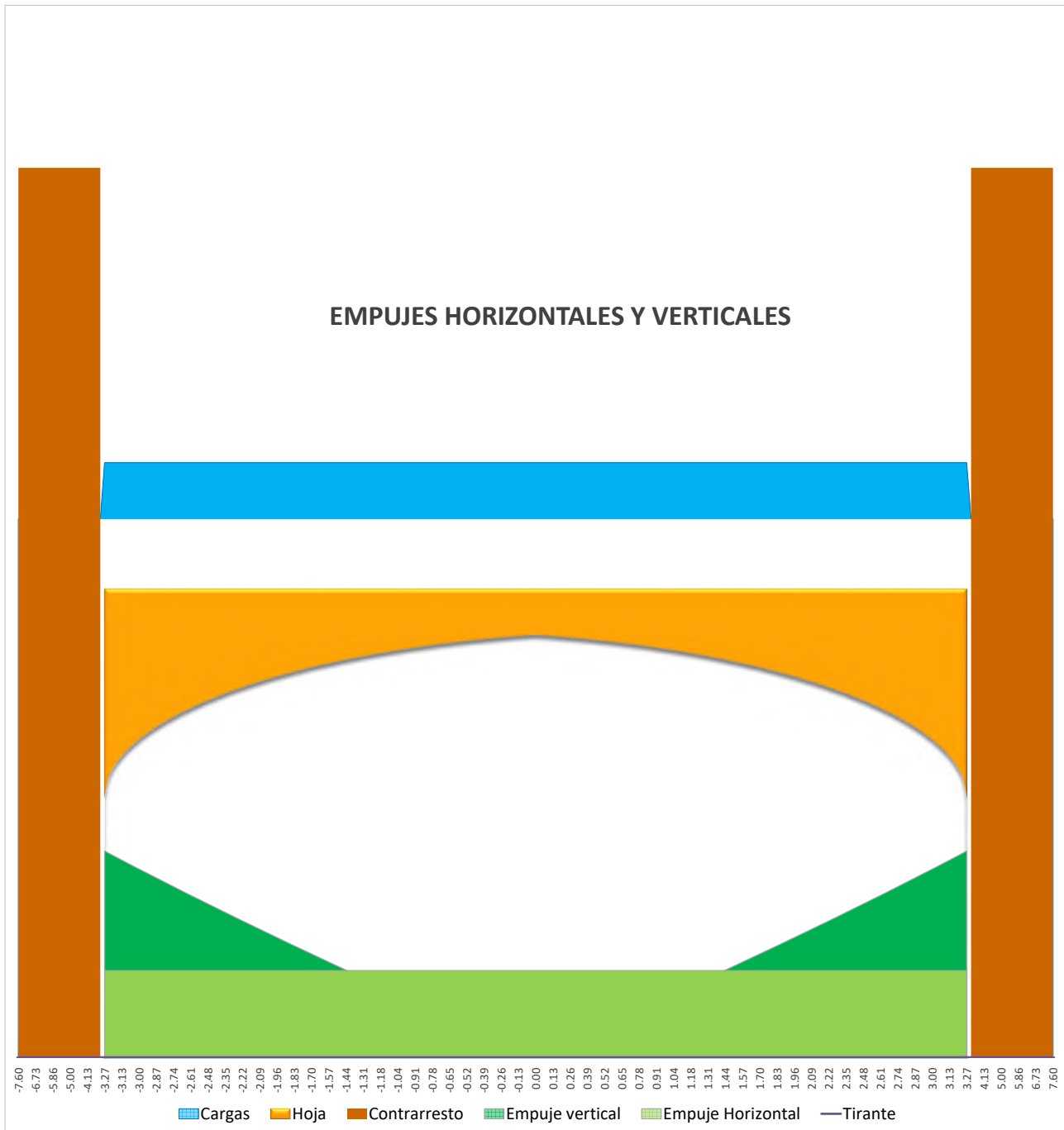
Nota: Los gráficos no están a escala

ARCO RESULTADOS. Empuje

Empuje horizontal en apoyo (N)	217700.00
Empuje vertical en apoyo (N)	517462.72
Empuje horizontal en apoyo (N/m lineal)	544250.00
Empuje vertical en apoyo (N/m lineal)	1293656.80
Coord. Y empuje respecto eje horizontal (m)	1.25
Inclinación empuje respecto la horizontal (gra)	67.18
Empuje horizontal/Empuje vertical (%)	42%

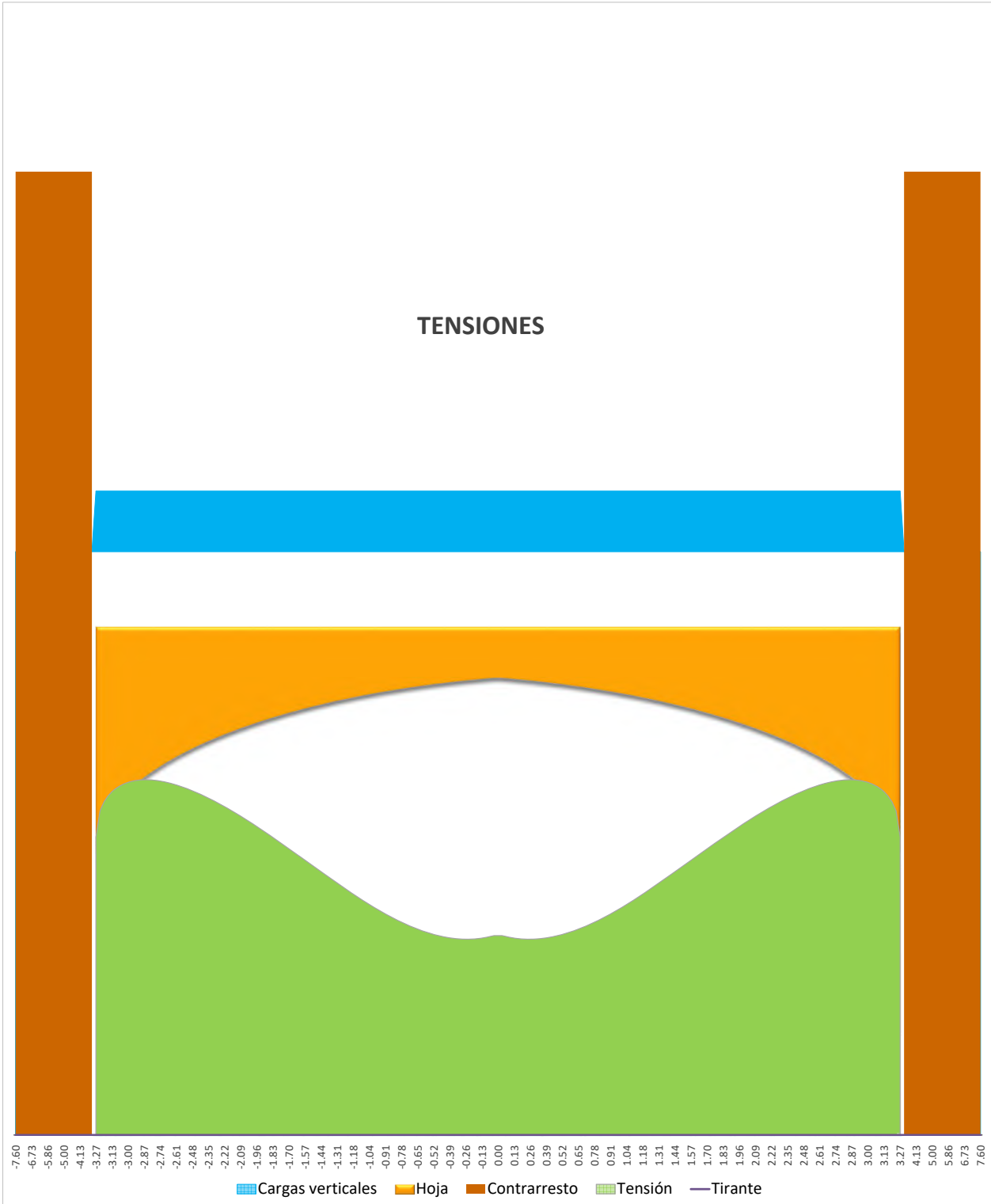
CONTRARRESTO RESULTADOS Empujes

Empuje horizontal del contrarresto en base (N)	217700.00
Empuje vertical del contrarresto en base (N)	2738319.72
Empuje horizontal en apoyo (N/m lineal)	189304.35
Empuje vertical en apoyo (N/m lineal)	2381147.58
Punto de aterrizaje en la base(m)	1.78
Inclinación empuje respecto la horizontal (gra)	85.45
Empuje horizontal/Empuje vertical (%)	8%



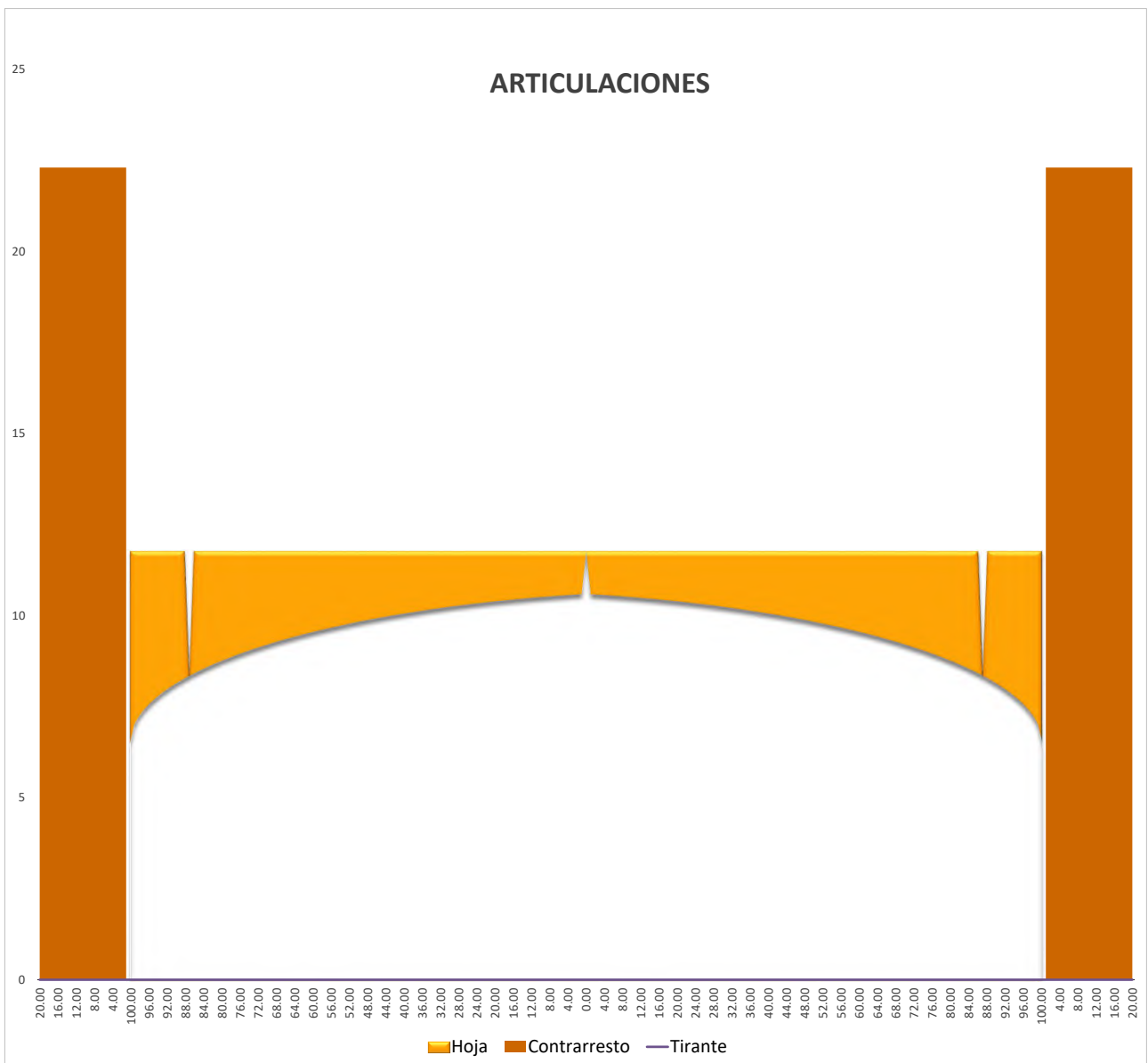
ARCO RESULTADOS. Tensiones	
Tensión máxima (N/mm ²)	0.8206
Tensión máxima (% Tensión admisible)	20.52%

CONTRARRESTO RESULTADOS. Tensiones	
Tensión máxima (N/mm ²)	0.550
Tensión máxima (% Tensión admisible)	13.75%



ARCO RESULTADOS. Articulaciones izquierda	
Posición X articulación extrados izquierda (m)	0.00
Posición X articulación intrados izquierda (m)	-2.84

ARCO RESULTADOS. Articulaciones derecha	
Posición X articulación extrados derecha (m)	0.00
Posición X articulación intrados derecha (m)	2.84



ARCO RESULTADOS

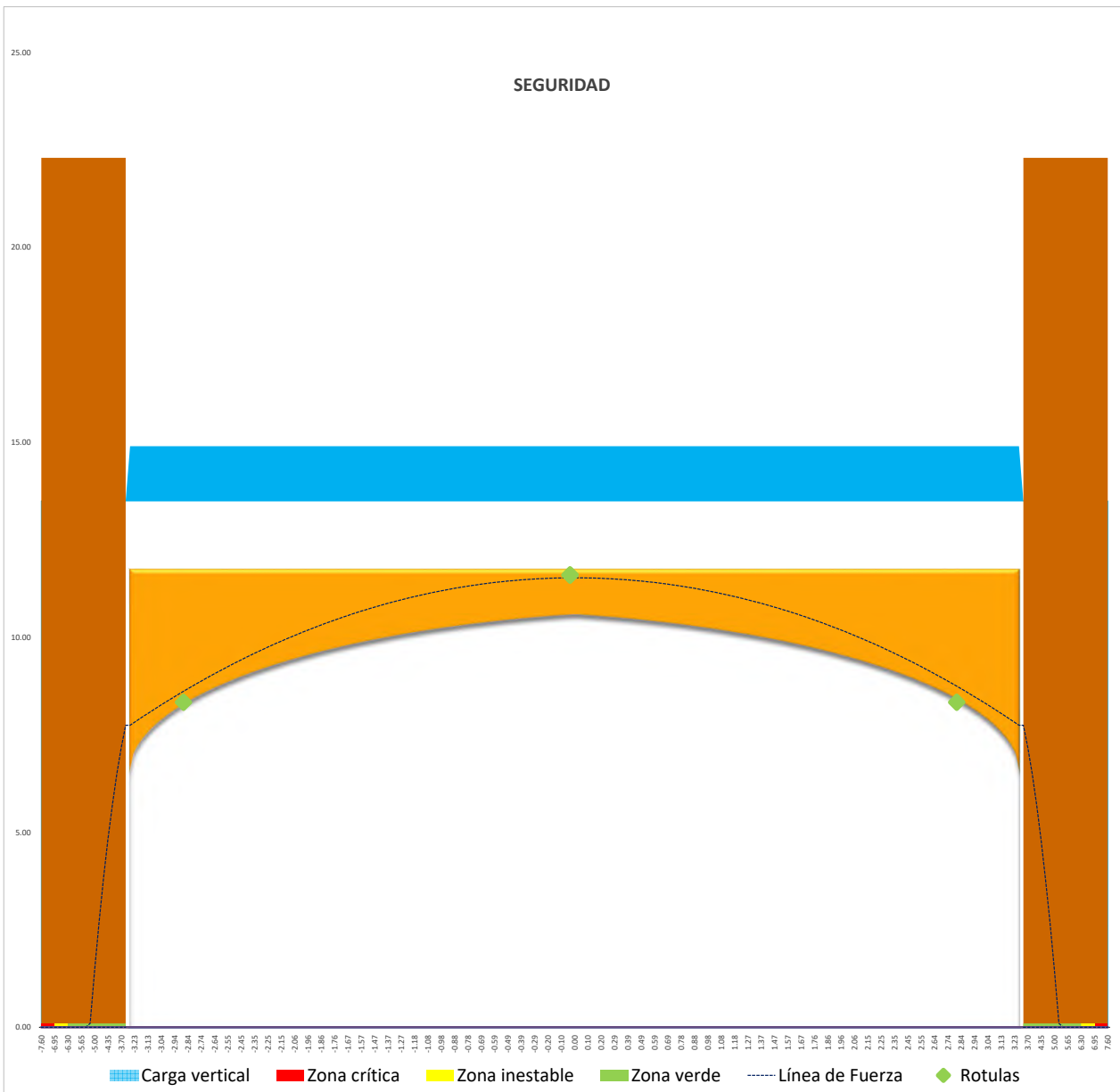
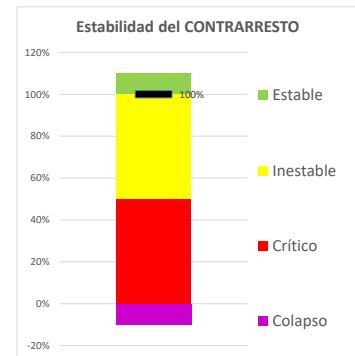
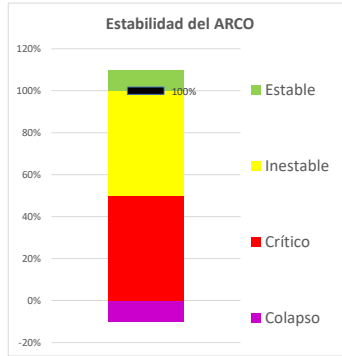
Coefficiente de Seguridad Geométrico

C.S.G. mínimo del arco	1.248
C.S.G. mínimo admisible del arco	1.100
Grado de estabilidad	Estable
Seguridad ($\geq 100\%$ =Seguro; 0%=Colapso)	113%

CONTRARRESTO RESULTADOS

Coefficiente de Seguridad Geométrico

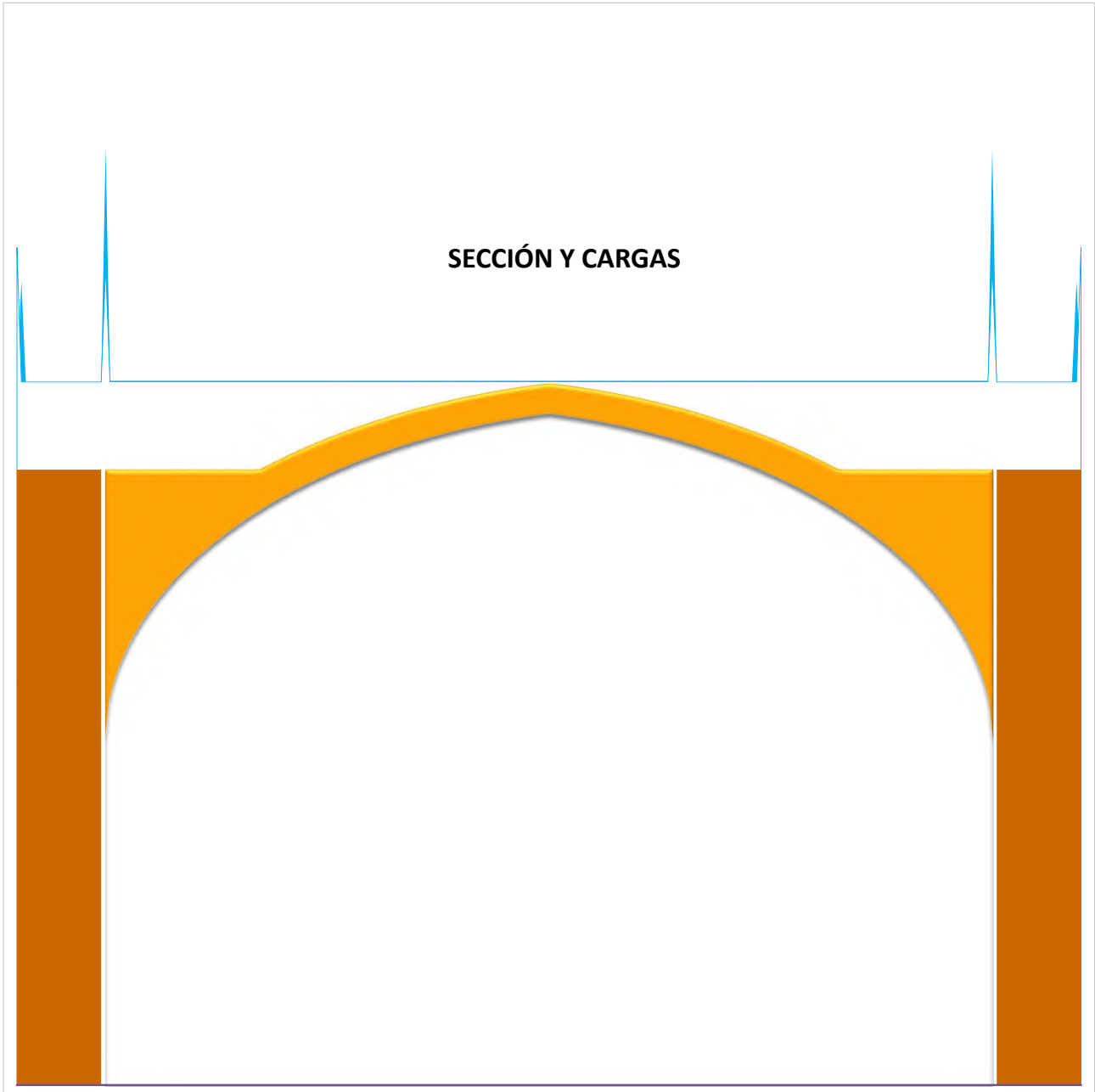
C.S.G. mínimo del contrarresto	100.000
C.S.G. mínimo admisible del contrarresto	3.000
Grado de estabilidad	Estable
Seguridad ($\geq 100\%$ =Seguro; 0%=Colapso)	177%



Nota: Los gráficos no están a escala

VAULT-ZAFRA

Sangüesa A45 superior con cargas apuntado



DATOS DEL ARCO. Material

Densidad (kN/m ³)	20.00
Tensión máxima admisible (N/mm ²)	4.00

DATOS DEL ARCO. Geometría

Tipo de arco	Apuntado
Luz (m)	10.33
Flecha (m)	6.39
Canto hoja (m)	0.57
Ancho del arco (m)	0.40
Relleno de hombros desde centro (m)	5.15
Arco apuntado. Recorte (m)	1.37
Arco rebajado. Recorte (m)	0.00

RESULTADOS DEL ARCO. Geometría

Superficie en planta (m ²)	4.13
Superficie verdadera magnitud intrados (m ²)	7.10
Factor de concavidad	1.72
Diámetro arco curvilíneo (m)	50.00
Diámetro arco parabólico (m)	20.00
Eje X horizontal de la elipse (m)	13.07
Semieje Y vertical de la elipse intradós (m)	6.54

DATOS DEL CONTRARRESTO. Material

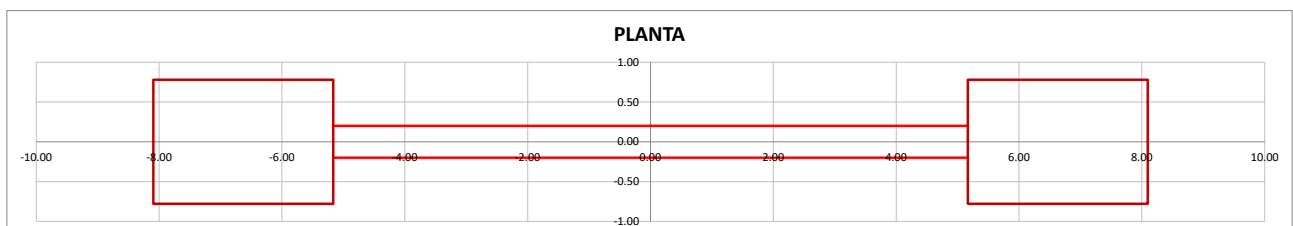
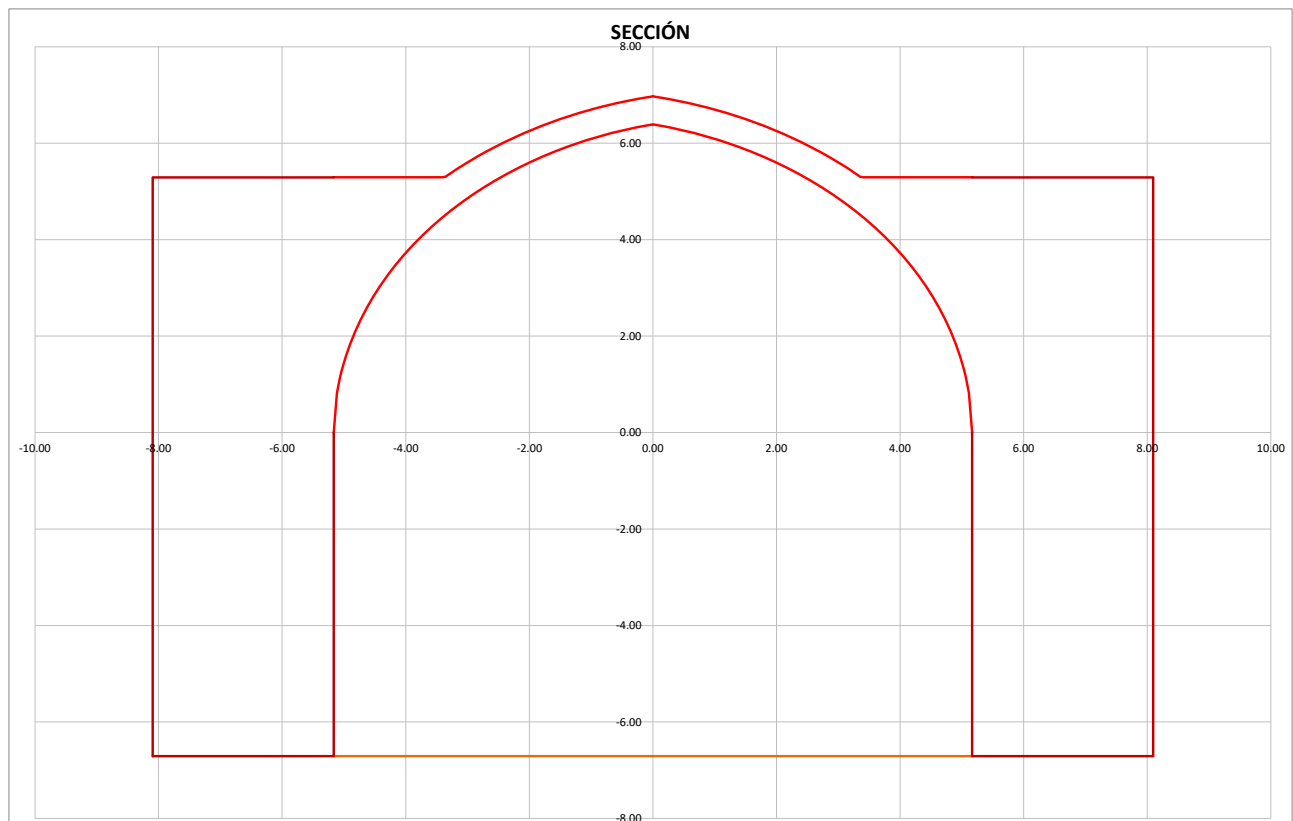
Densidad (kN/m ³)	20.00
Tensión máxima admisible (N/mm ²)	4.00

DATOS DEL CONTRARRESTO. Geometría

Dimensión X (m)	2.93
Dimensión Y (m)	12.00
Dimensión Z (m)	1.56
Altura de la pechina en el muro (m)	6.71

DATOS DEL CONTRARRESTO. Geometría

Superficie en planta (m ²)	4.57
--	------



DATOS EN EL ARCO. Cargas

Relleno hasta la clave (si=1;no=0)	0
Sobrecarga uniforme (N/m ²)	6000
Carga puntual uniforme (N/m ²)	0
Posición de inicio eje X (m)	0
Posición final eje X (m)	0
Cargas puntuales (N)	907008
Bóveda lateral posterior empuje vertical (N)	235924
Bóveda lateral posterior empuje horizontal (N)	117386
Bóveda lateral anterior empuje vertical (N)	217580
Bóveda lateral anterior empuje horizontal (N)	108023

RESULTADOS DEL ARCO. Cargas

Total sobrecarga uniforme (N)	24792
Total sobrecarga uniforme puntual (N)	0
Total cargas puntuales (N)	907008
Total cargas (N)	931800

RESULTADOS DEL ARCO. Peso

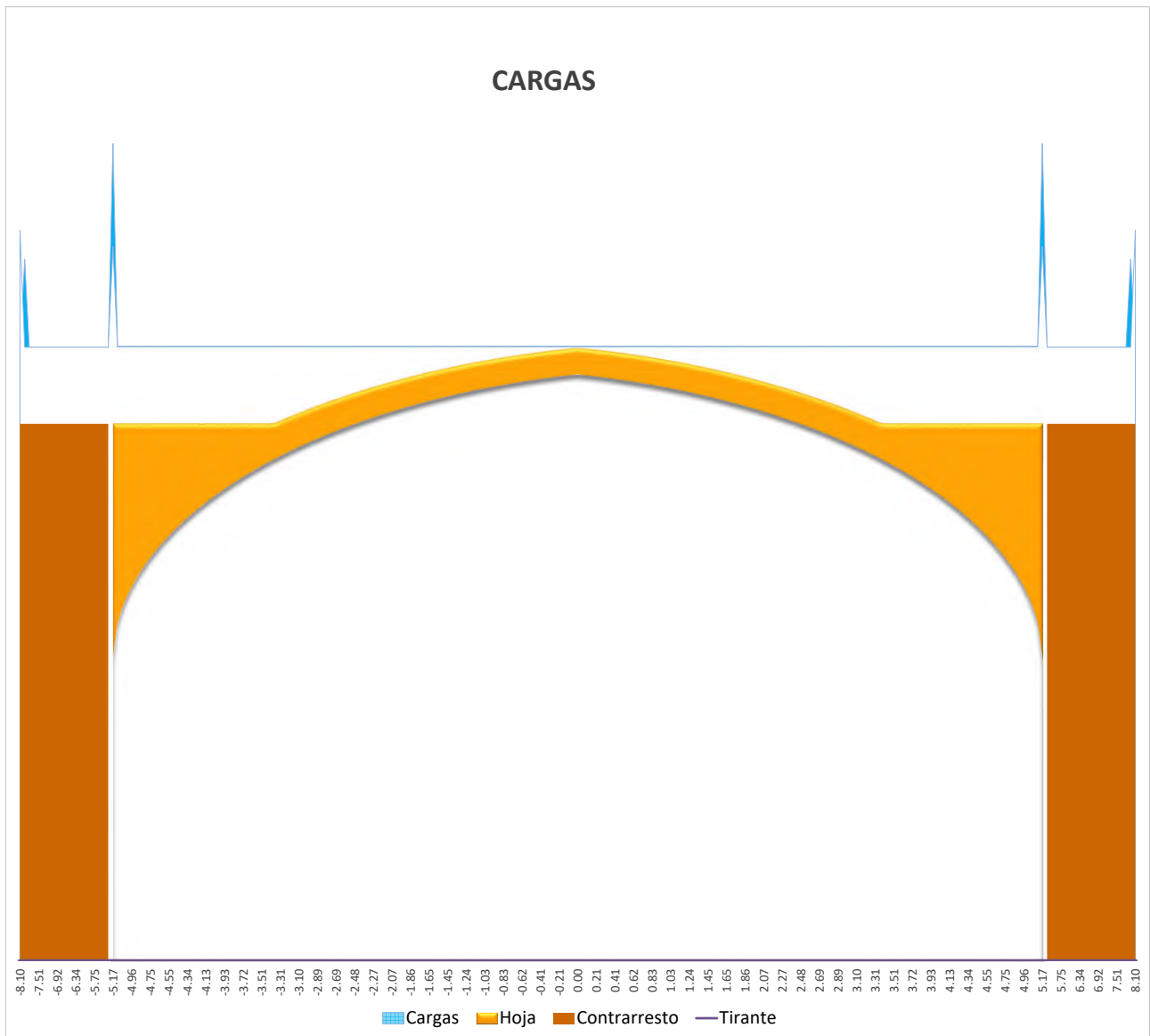
Peso del arco sin cargas (N)	98632
Peso del arco con cargas (N)	1030432
Peso del arco sin cargas proy. hor. (N/m ²)	23870
Peso del arco con cargas proy. hor. (N/m ²)	249379

DATOS EN EL CONTRARRESTO. Acciones

Tracción de tirante en contrafuerte (N)	0
Altura del tirante respecto a la pechina (m)	0.00
Sobrepeso en el contrafuerte (N)	0
Empuje vertical Arco inferior (N)	197010
Empuje horizontal Arco inferior (N)	262087

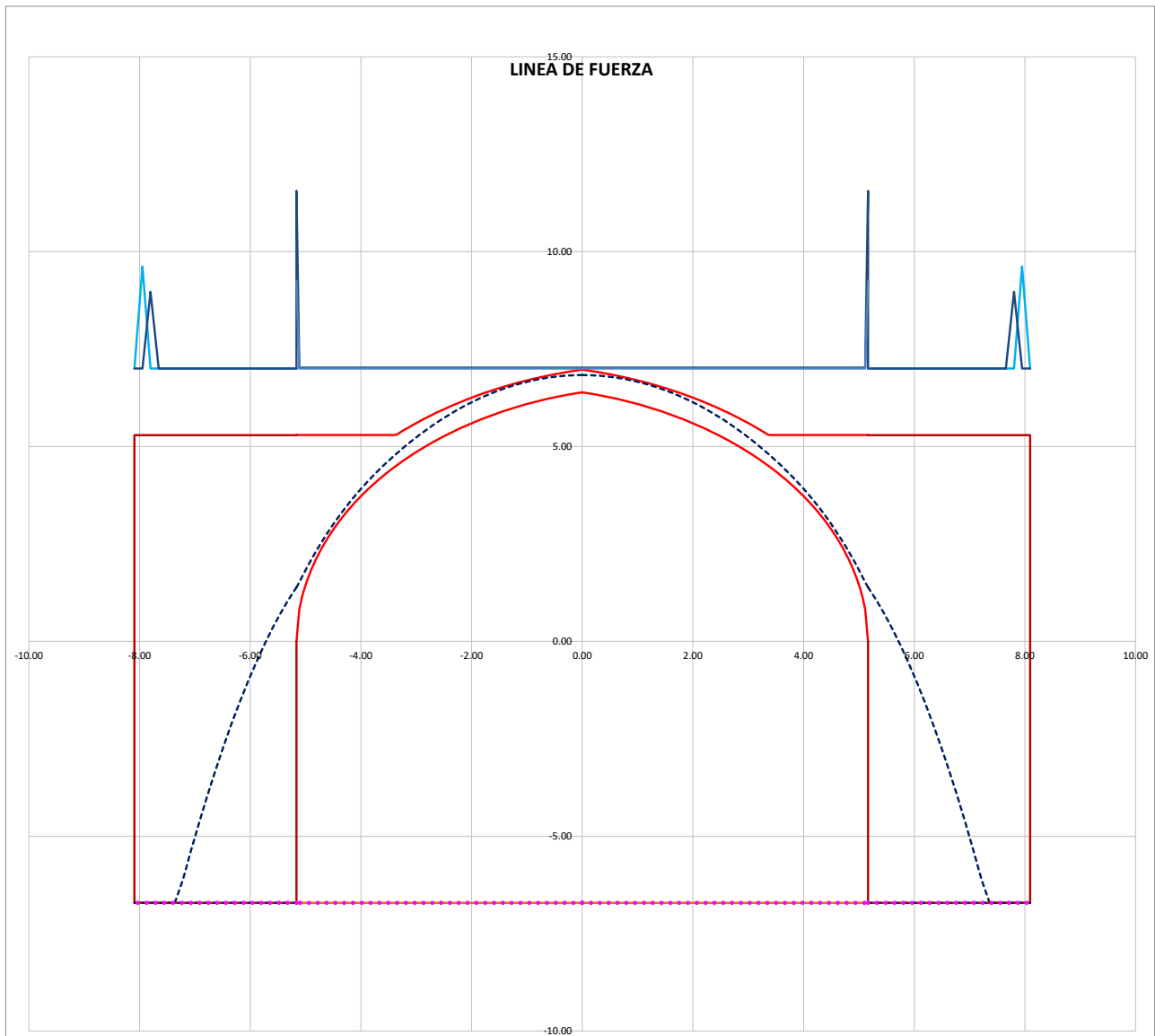
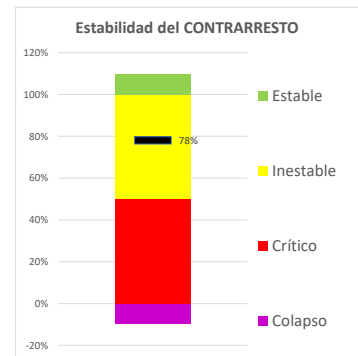
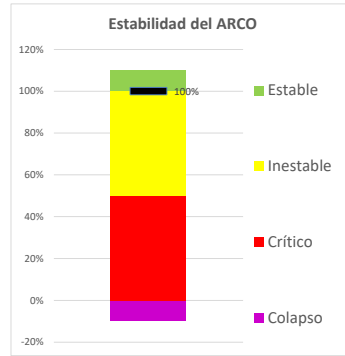
RESULTADOS DEL CONTRARRESTO. Pesos

Peso del contrarresto sin carga (N)	1096992
Peso del contrarresto con su carga (N)	1294002



ARCO RESULTADOS	
Coeficiente de Seguridad Geométrico	
C.S.G. mínimo del arco	1.117
C.S.G. mínimo admisible del arco	1.100
Grado de estabilidad	Estable
Seguridad (≥100% =Seguro; 0%=Colapso)	102%

CONTRARRESTO RESULTADOS	
Coeficiente de Seguridad Geométrico	
C.S.G. mínimo del contrarresto	2.083
C.S.G. mínimo admisible del contrarresto	3.000
Grado de estabilidad	Inestable
Seguridad (≥100% =Seguro; 0%=Colapso)	78%



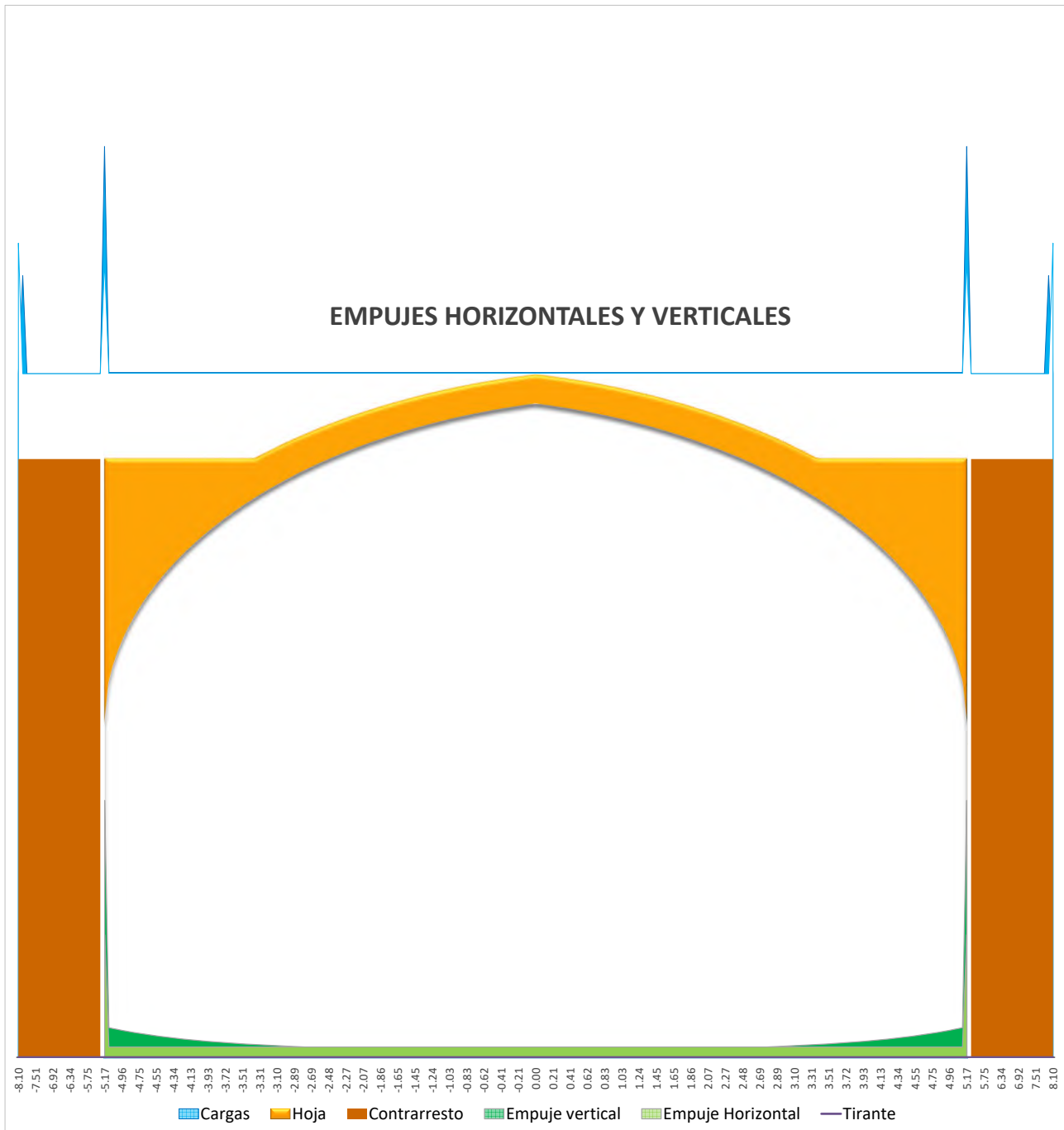
Nota: Los gráficos no están a escala

ARCO RESULTADOS - Empuje

Empuje horizontal en apoyo (N)	245999.00
Empuje vertical en apoyo (N)	515216.22
Empuje horizontal en apoyo (N/m lineal)	614997.50
Empuje vertical en apoyo (N/m lineal)	1288040.54
Coord. Y empuje respecto eje horizontal (m)	1.39
Inclinación empuje respecto la horizontal (gra)	64.48
Empuje horizontal/Empuje vertical (%)	48%

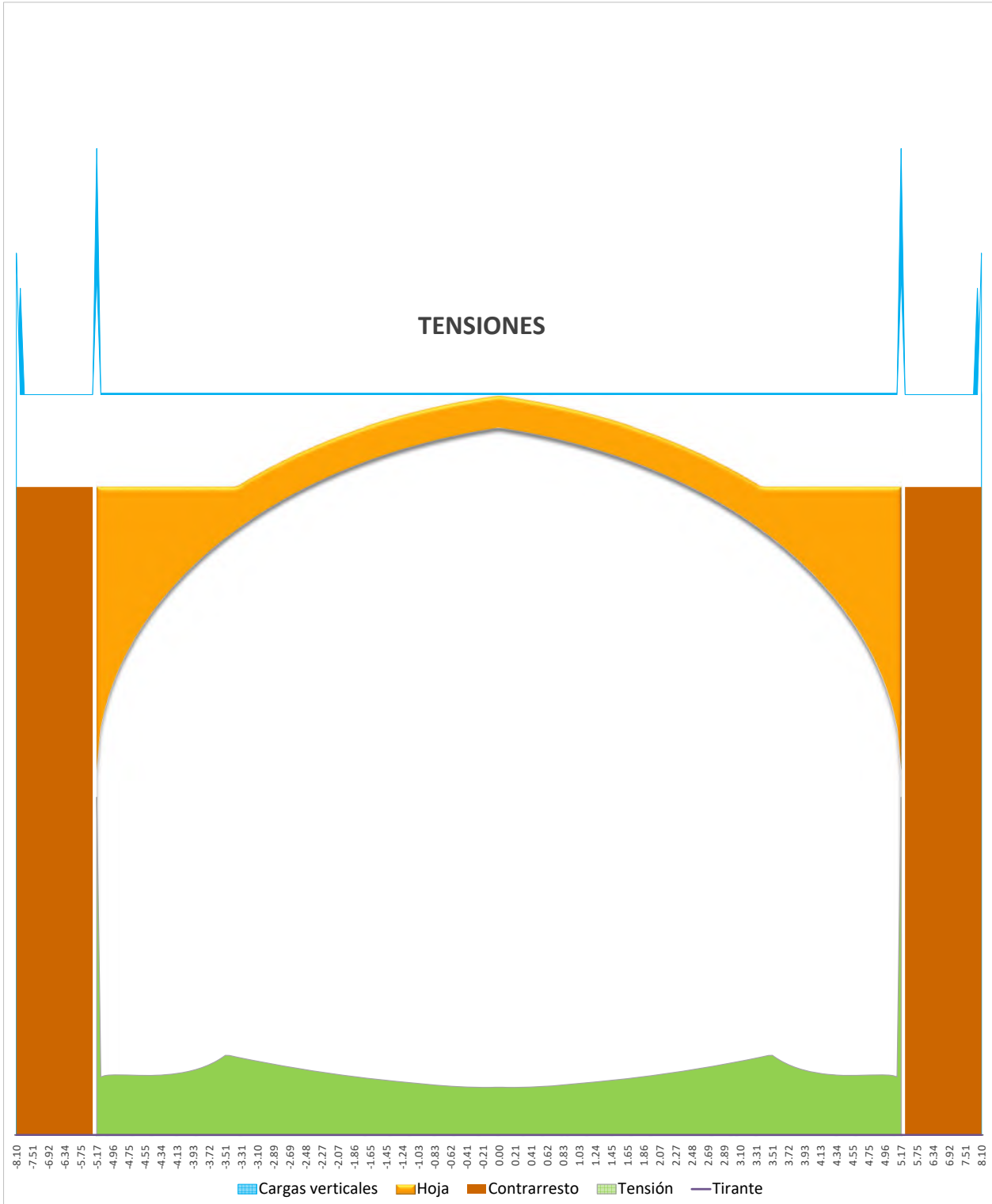
CONTRARRESTO RESULTADOS Empujes

Empuje horizontal del contrarresto en base (N)	508086.00
Empuje vertical del contrarresto en base (N)	1809218.22
Empuje horizontal en apoyo (N/m lineal)	325696.15
Empuje vertical en apoyo (N/m lineal)	1159755.27
Punto de aterrizaje en la base(m)	2.17
Inclinación empuje respecto la horizontal (gra)	74.31
Empuje horizontal/Empuje vertical (%)	28%



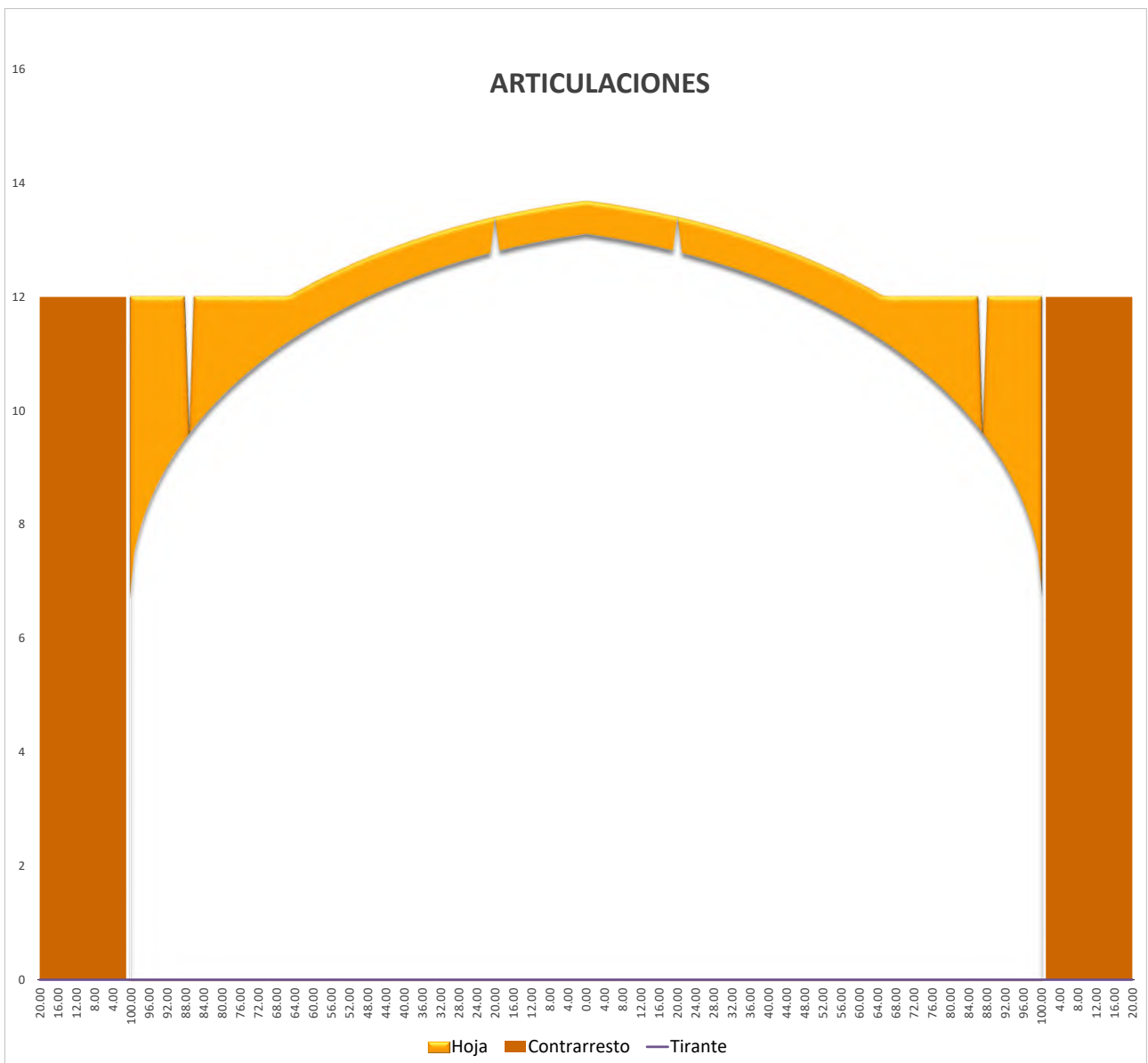
ARCO RESULTADOS. Tensiones	
Tensión máxima (N/mm ²)	0.6256
Tensión máxima (% Tensión admisible)	15.64%

CONTRARRESTO RESULTADOS. Tensiones	
Tensión máxima (N/mm ²)	0.792
Tensión máxima (% Tensión admisible)	19.79%



ARCO RESULTADOS. Articulaciones izquierda	
Posición X articulación extrados izquierda (m)	-1.03
Posición X articulación intrados izquierda (m)	-4.49

ARCO RESULTADOS. Articulaciones derecha	
Posición X articulación extrados derecha (m)	1.03
Posición X articulación intrados derecha (m)	4.49



ARCO RESULTADOS

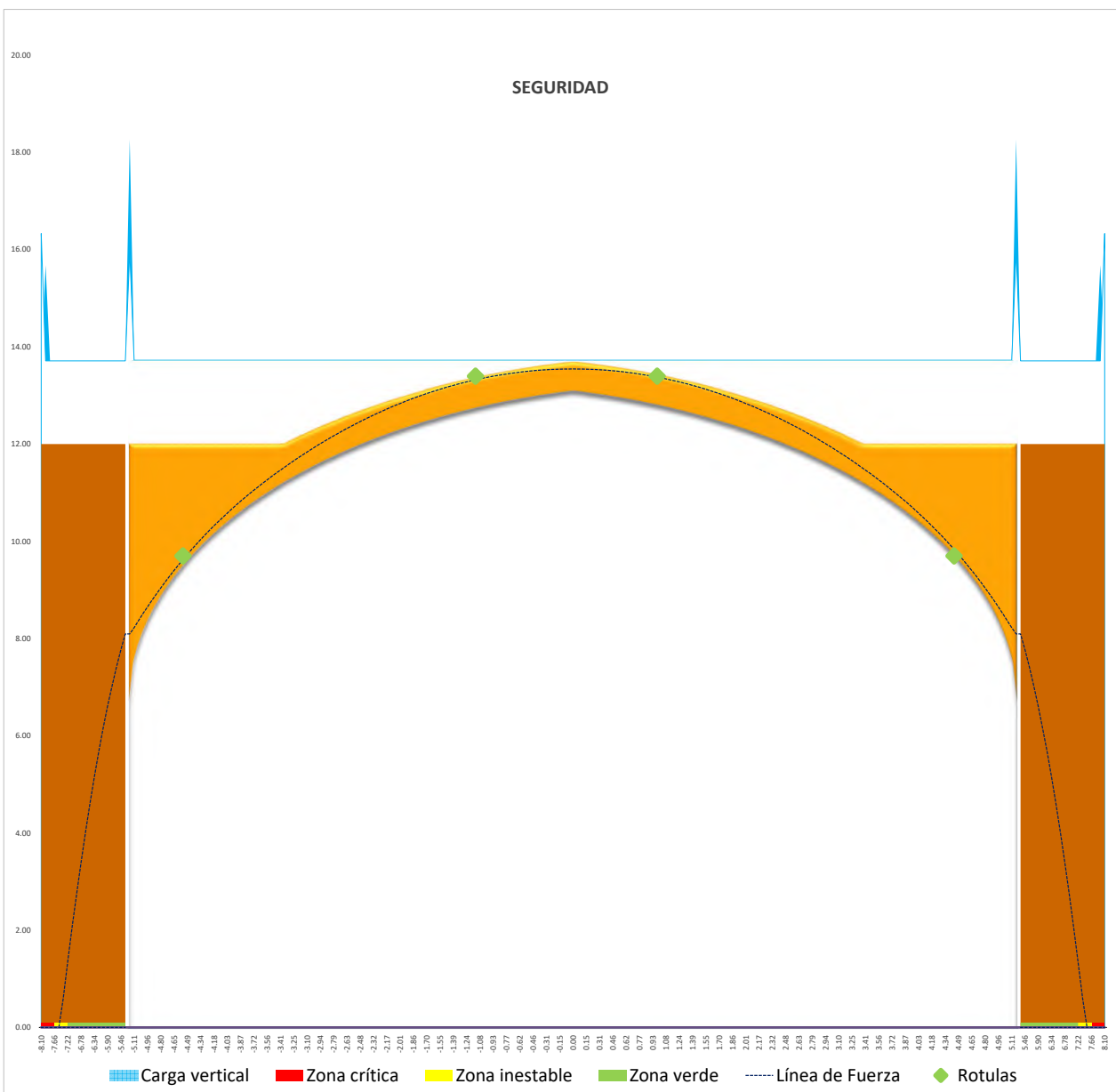
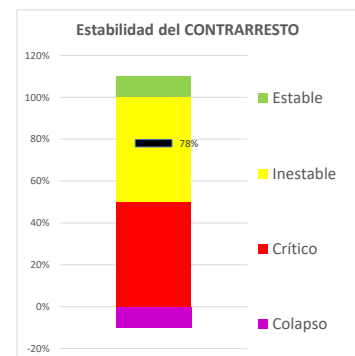
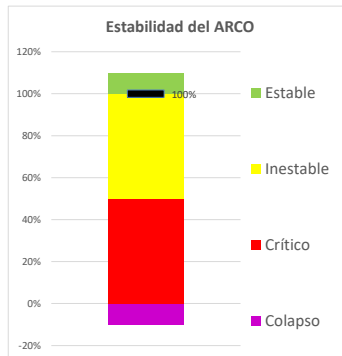
Coefficiente de Seguridad Geométrico

C.S.G. mínimo del arco	1.117
C.S.G. mínimo admisible del arco	1.100
Grado de estabilidad	Estable
Seguridad (≥100% =Seguro; 0%=Colapso)	102%

CONTRARRESTO RESULTADOS

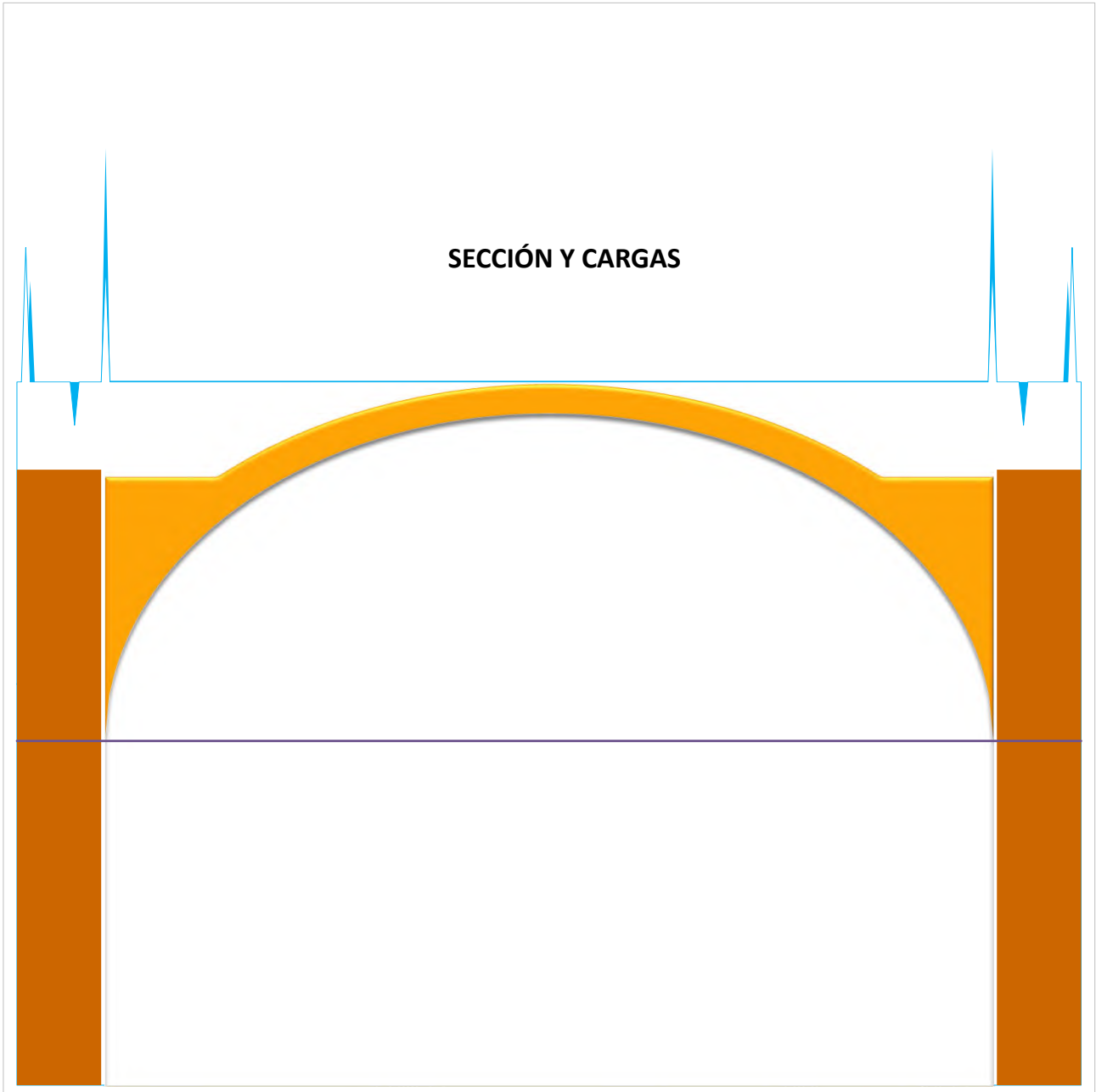
Coefficiente de Seguridad Geométrico

C.S.G. mínimo del contrarresto	2.083
C.S.G. mínimo admisible del contrarresto	3.000
Grado de estabilidad	Inestable
Seguridad (≥100% =Seguro; 0%=Colapso)	78%



Nota: Los gráficos no están a escala

Sangüesa A45 superior con cargas+ tirante1



DATOS DEL ARCO. Material

Densidad (kN/m ³)	20.00
Tensión máxima admisible (N/mm ²)	4.00

DATOS DEL CONTRARRESTO. Material

Densidad (kN/m ³)	20.00
Tensión máxima admisible (N/mm ²)	4.00

DATOS DEL ARCO. Geometría

Tipo de arco	Elíptico
Luz (m)	10.33
Flecha (m)	6.39
Canto hoja (m)	0.57
Ancho del arco (m)	0.40
Relleno de hombros desde centro (m)	5.15
Arco apuntado. Recorte (m)	0.00
Arco rebajado. Recorte (m)	0.00

DATOS DEL CONTRARRESTO. Geometría

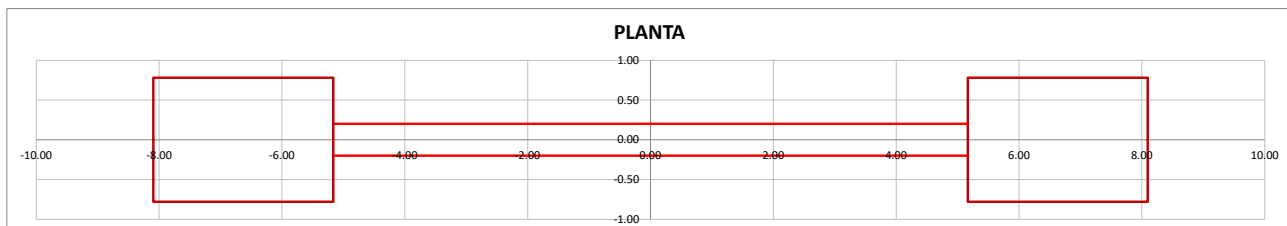
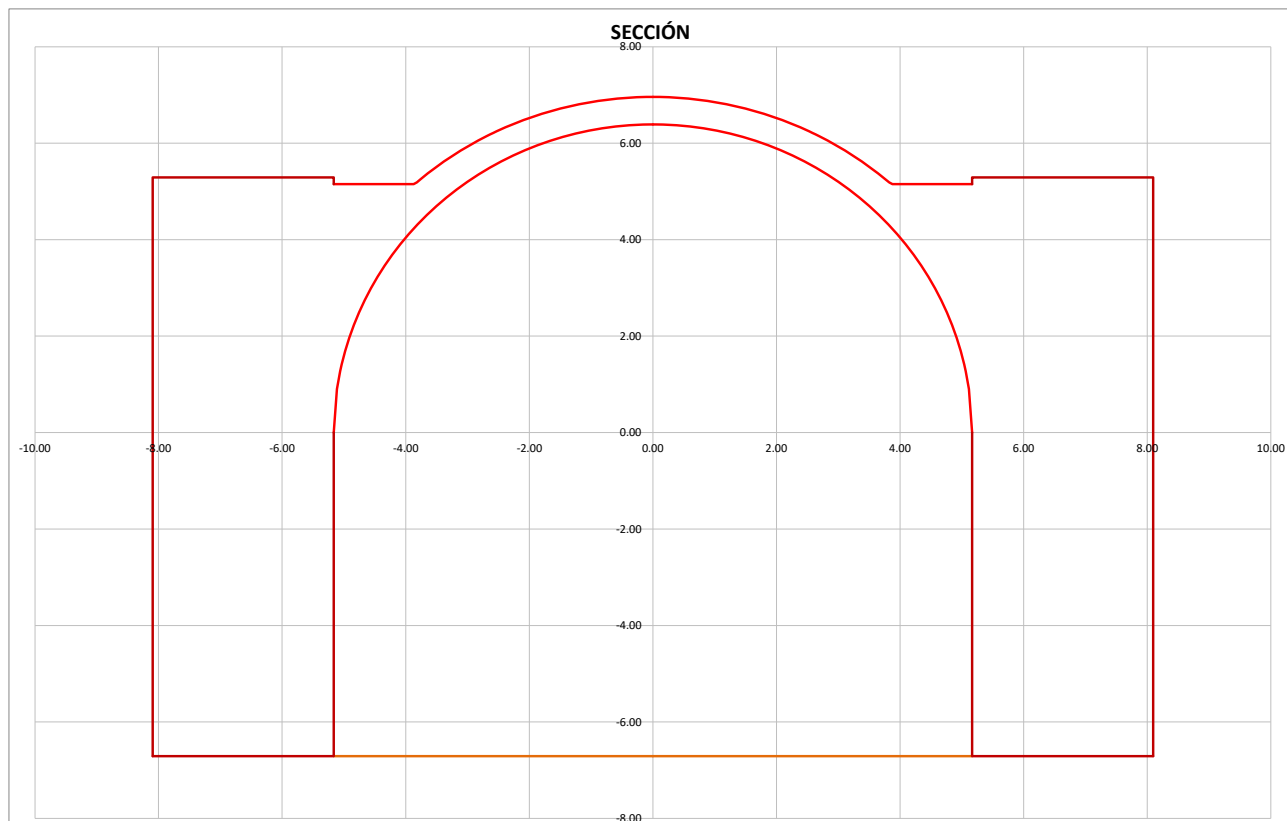
Dimensión X (m)	2.93
Dimensión Y (m)	12.00
Dimensión Z (m)	1.56
Altura de la pechina en el muro (m)	6.71

RESULTADOS DEL ARCO. Geometría

Superficie en planta (m ²)	4.13
Superficie verdadera magnitud intrados (m ²)	7.27
Factor de concavidad	1.76
Diámetro arco curvilíneo (m)	50.00
Diámetro arco parabólico (m)	20.00
Eje X horizontal de la elipse (m)	10.33
Semieje Y vertical de la elipse intradós (m)	6.39

DATOS DEL CONTRARRESTO. Geometría

Superficie en planta (m ²)	4.57
--	------



DATOS EN EL ARCO. Cargas	
Relleno hasta la clave (si=1;no=0)	0
Sobrecarga uniforme (N/m ²)	6000
Carga puntual uniforme (N/m ²)	0
Posición de inicio eje X (m)	0
Posición final eje X (m)	0
Cargas puntuales (N)	907008
Bóveda lateral posterior empuje vertical (N)	235924
Bóveda lateral posterior empuje horizontal (N)	117386
Bóveda lateral anterior empuje vertical (N)	217580
Bóveda lateral anterior empuje horizontal (N)	108023

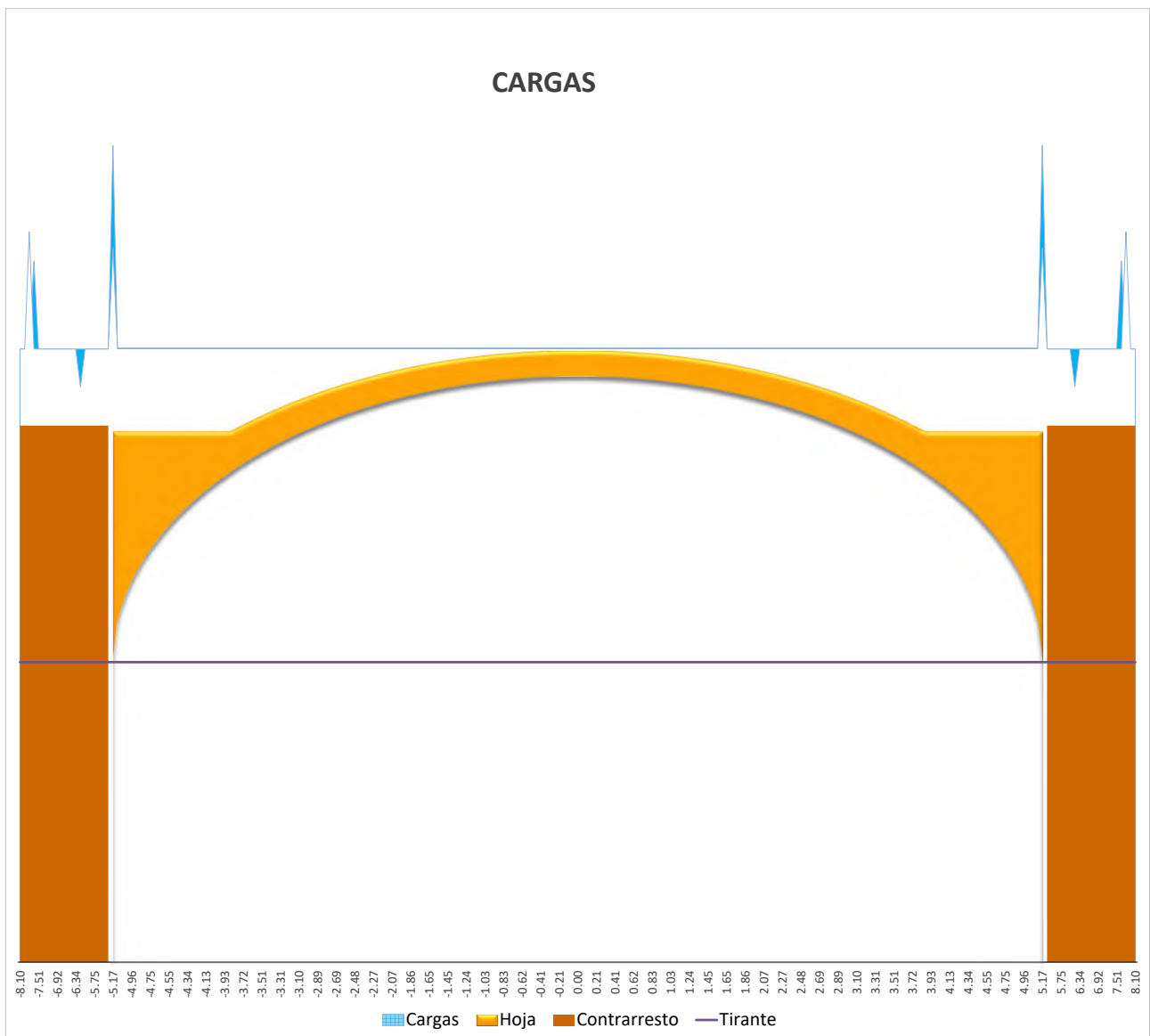
RESULTADOS DEL ARCO. Cargas	
Total sobrecarga uniforme (N)	24792
Total sobrecarga uniforme puntual (N)	0
Total cargas puntuales (N)	907008
Total cargas (N)	931800

RESULTADOS DEL ARCO. Peso	
Peso del arco sin cargas (N)	87669
Peso del arco con cargas (N)	1019469
Peso del arco sin cargas proy. hor. (N/m ²)	21217
Peso del arco con cargas proy. hor. (N/m ²)	246725

DATOS EN EL CONTRARRESTO. Acciones	
Tracción de tirante en contrafuerte (N)	84200
Altura del tirante respecto a la pechina (m)	0.00
Sobrepeso en el contrafuerte (N)	0

Empuje vertical Arco inferior (N)	197010
Empuje horizontal Arco inferior (N)	262087

RESULTADOS DEL CONTRARRESTO. Pesos	
Peso del contrarresto sin carga (N)	1096992
Peso del contrarresto con su carga (N)	1096992



ARCO RESULTADOS

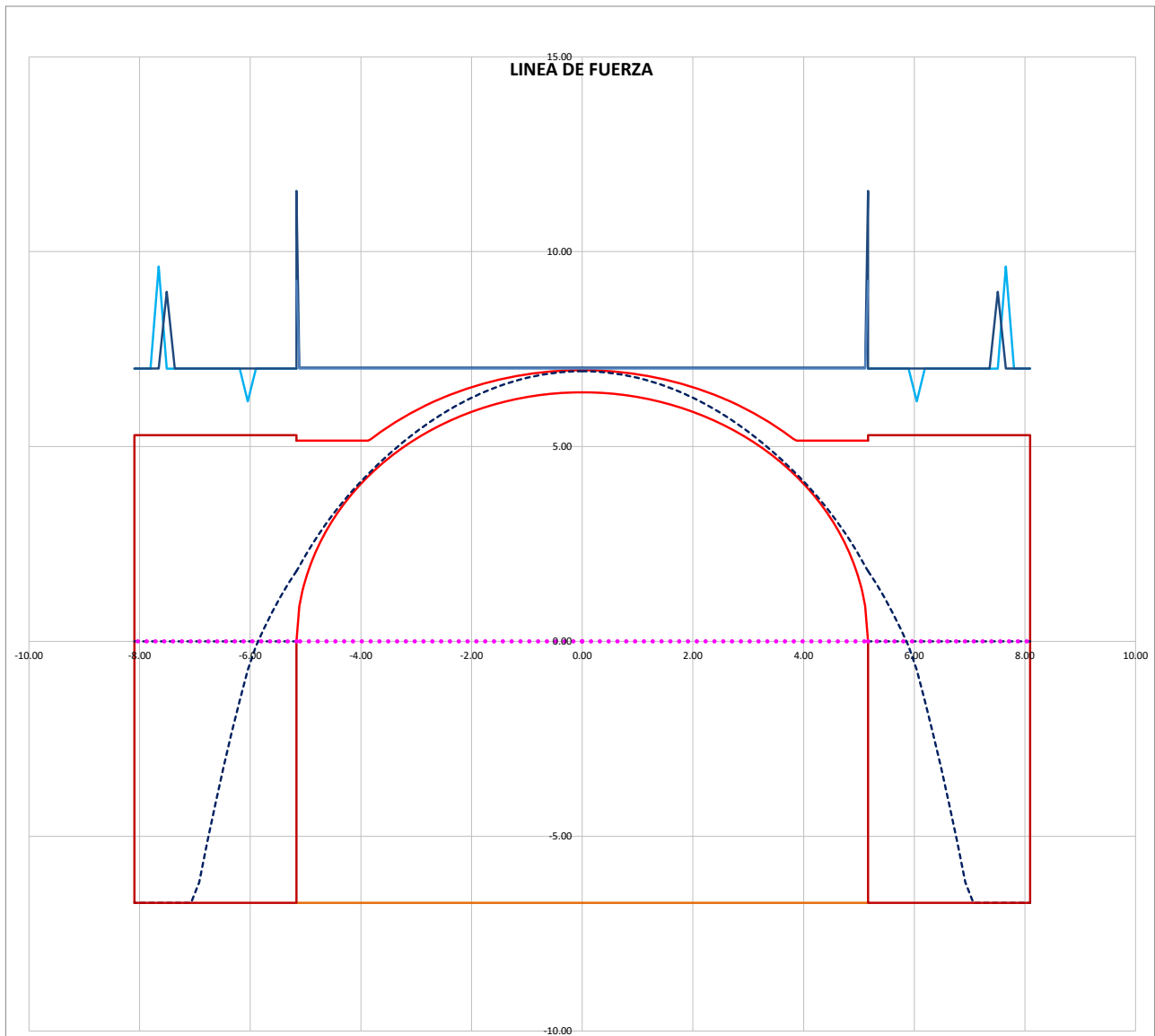
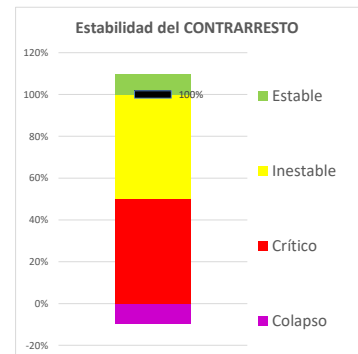
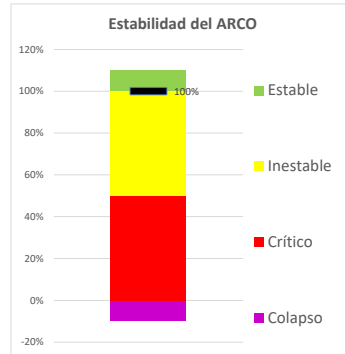
Coefficiente de Seguridad Geométrico

C.S.G. mínimo del arco	1.111
C.S.G. mínimo admisible del arco	1.100
Grado de estabilidad	Estable
Seguridad (≥100%=Seguro; 0%=Colapso)	101%

CONTRARRESTO RESULTADOS

Coefficiente de Seguridad Geométrico

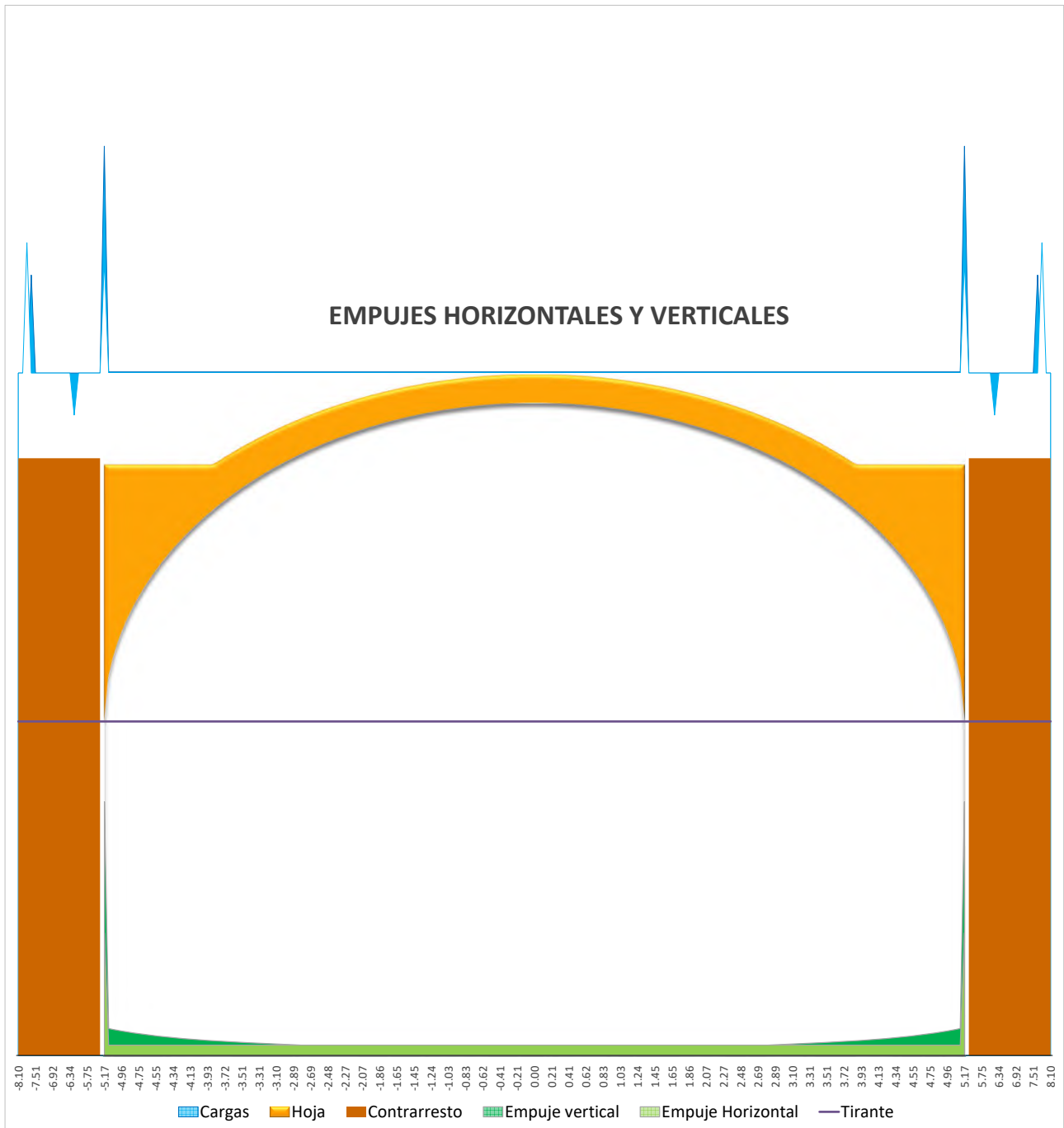
C.S.G. mínimo del contrarresto	3.846
C.S.G. mínimo admisible del contrarresto	3.000
Grado de estabilidad	Estable
Seguridad (≥100%=Seguro; 0%=Colapso)	111%



Nota: Los gráficos no están a escala

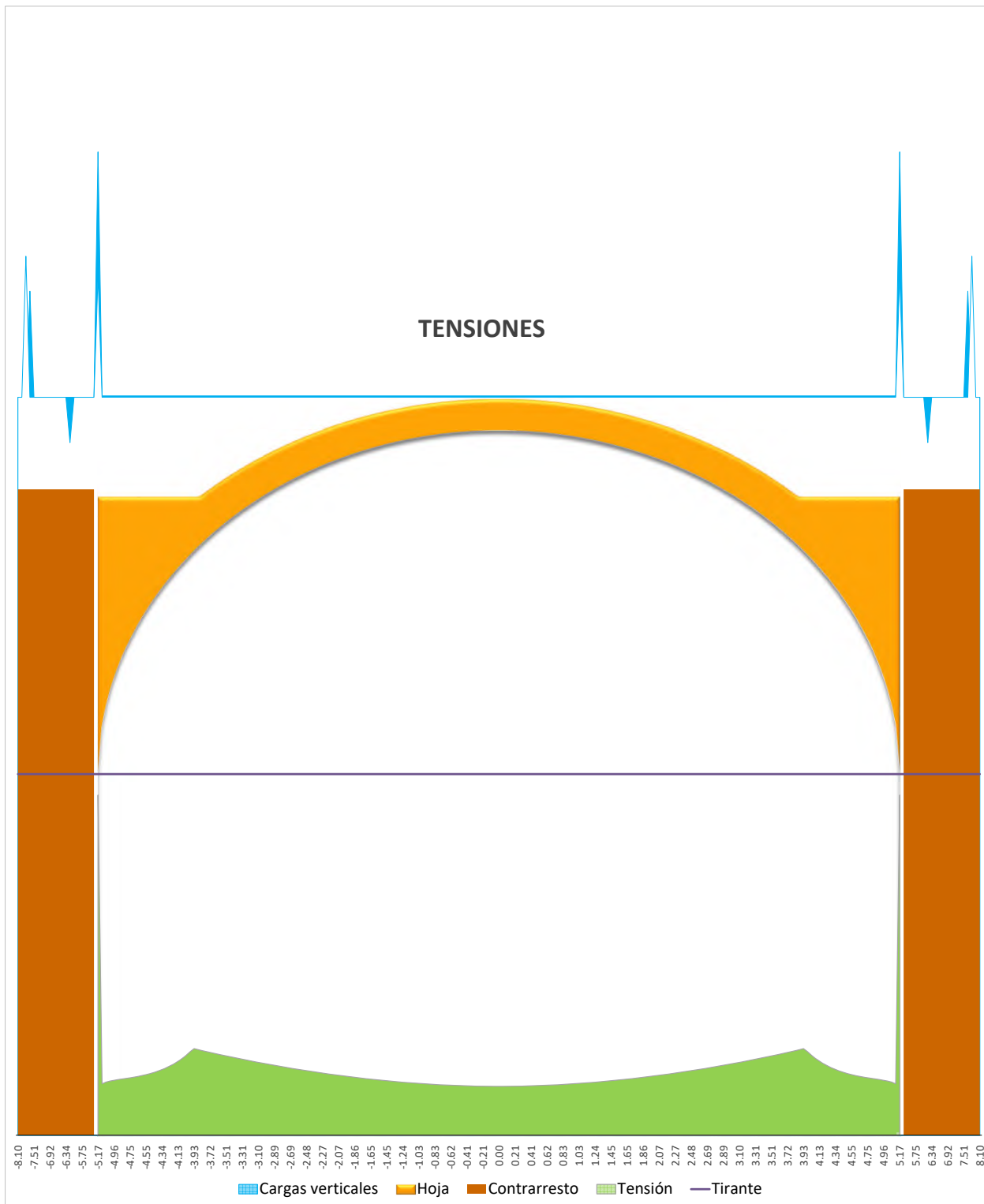
ARCO RESULTADOS. Empuje	
Empuje horizontal en apoyo (N)	246109.00
Empuje vertical en apoyo (N)	509734.53
Empuje horizontal en apoyo (N/m lineal)	615272.50
Empuje vertical en apoyo (N/m lineal)	1274336.32
Coord. Y empuje respecto eje horizontal (m)	1.80
Inclinación empuje respecto la horizontal (gra)	64.23
Empuje horizontal/Empuje vertical (%)	48%

CONTRARRESTO RESULTADOS Empujes	
Empuje horizontal del contrarresto en base (N)	423996.00
Empuje vertical del contrarresto en base (N)	1803736.53
Empuje horizontal en apoyo (N/m lineal)	271792.31
Empuje vertical en apoyo (N/m lineal)	1156241.36
Punto de aterrizaje en la base(m)	1.85
Inclinación empuje respecto la horizontal (gra)	76.77
Empuje horizontal/Empuje vertical (%)	24%



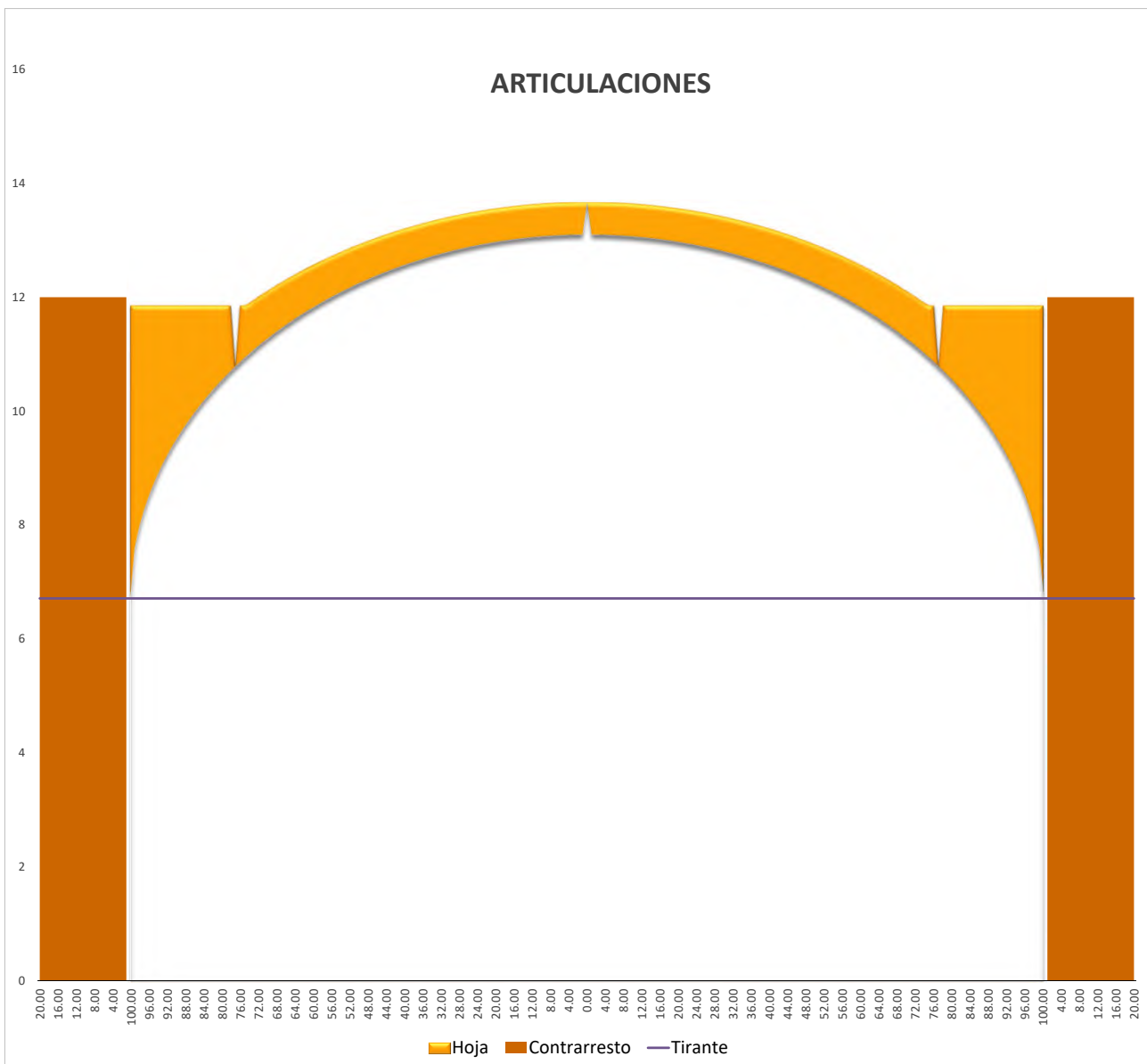
ARCO RESULTADOS. Tensiones	
Tensión máxima (N/mm ²)	0.6320
Tensión máxima (% Tensión admisible)	15.80%

CONTRARRESTO RESULTADOS. Tensiones	
Tensión máxima (N/mm ²)	0.564
Tensión máxima (% Tensión admisible)	14.09%



ARCO RESULTADOS. Articulaciones izquierda	
Posición X articulación extrados izquierda (m)	0.00
Posición X articulación intrados izquierda (m)	-3.98

ARCO RESULTADOS. Articulaciones derecha	
Posición X articulación extrados derecha (m)	0.00
Posición X articulación intrados derecha (m)	3.98



ARCO RESULTADOS

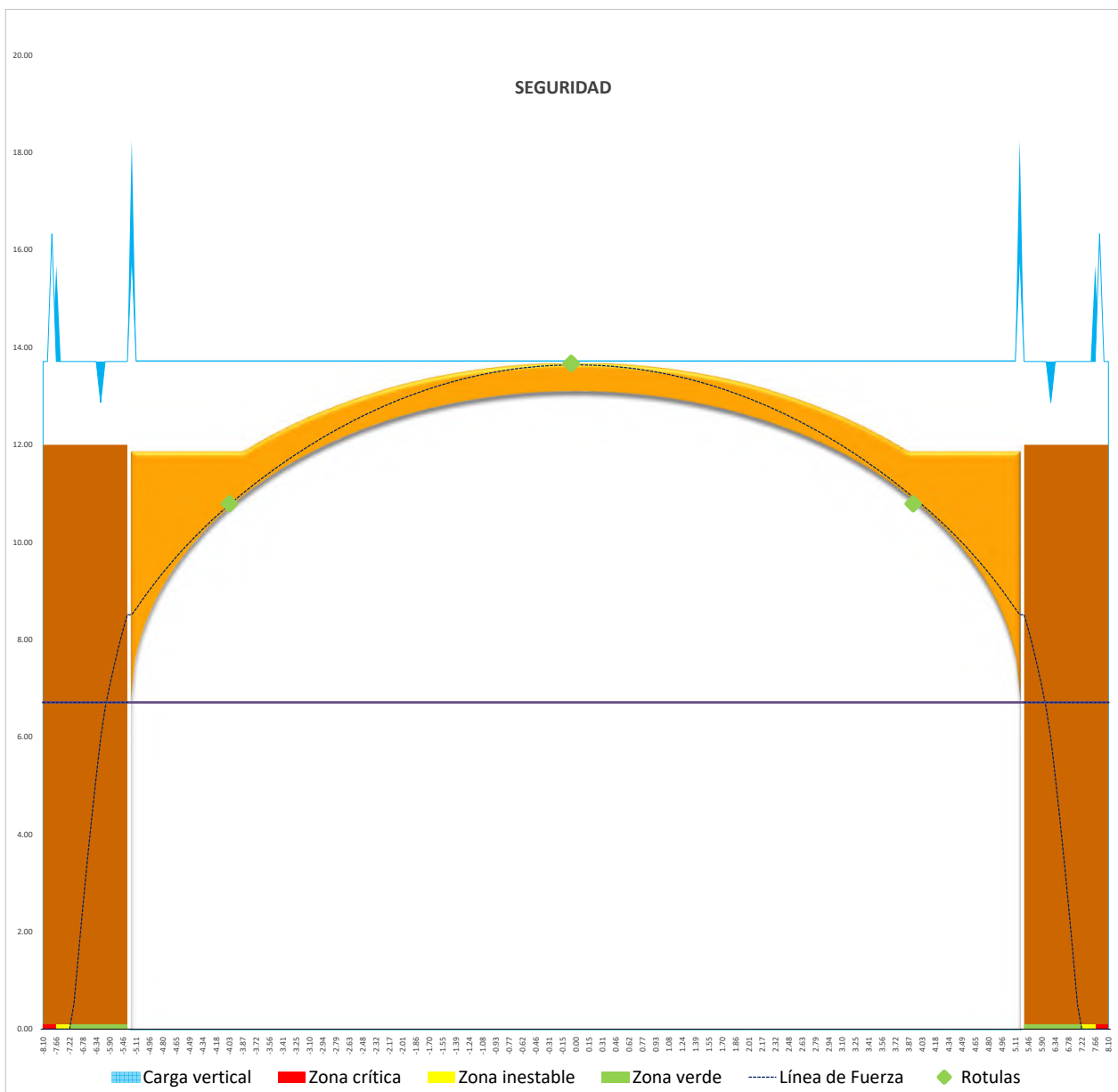
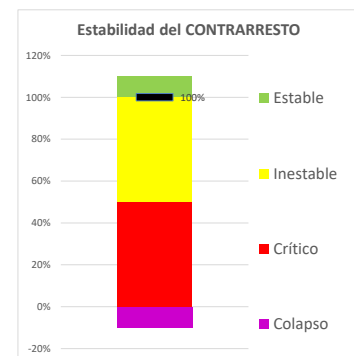
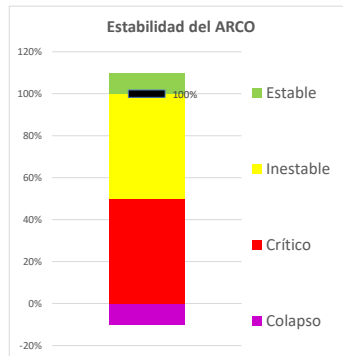
Coefficiente de Seguridad Geométrico

C.S.G. mínimo del arco	1.111
C.S.G. mínimo admisible del arco	1.100
Grado de estabilidad	Estable
Seguridad (≥100%=Seguro; 0%=Colapso)	101%

CONTRARRESTO RESULTADOS

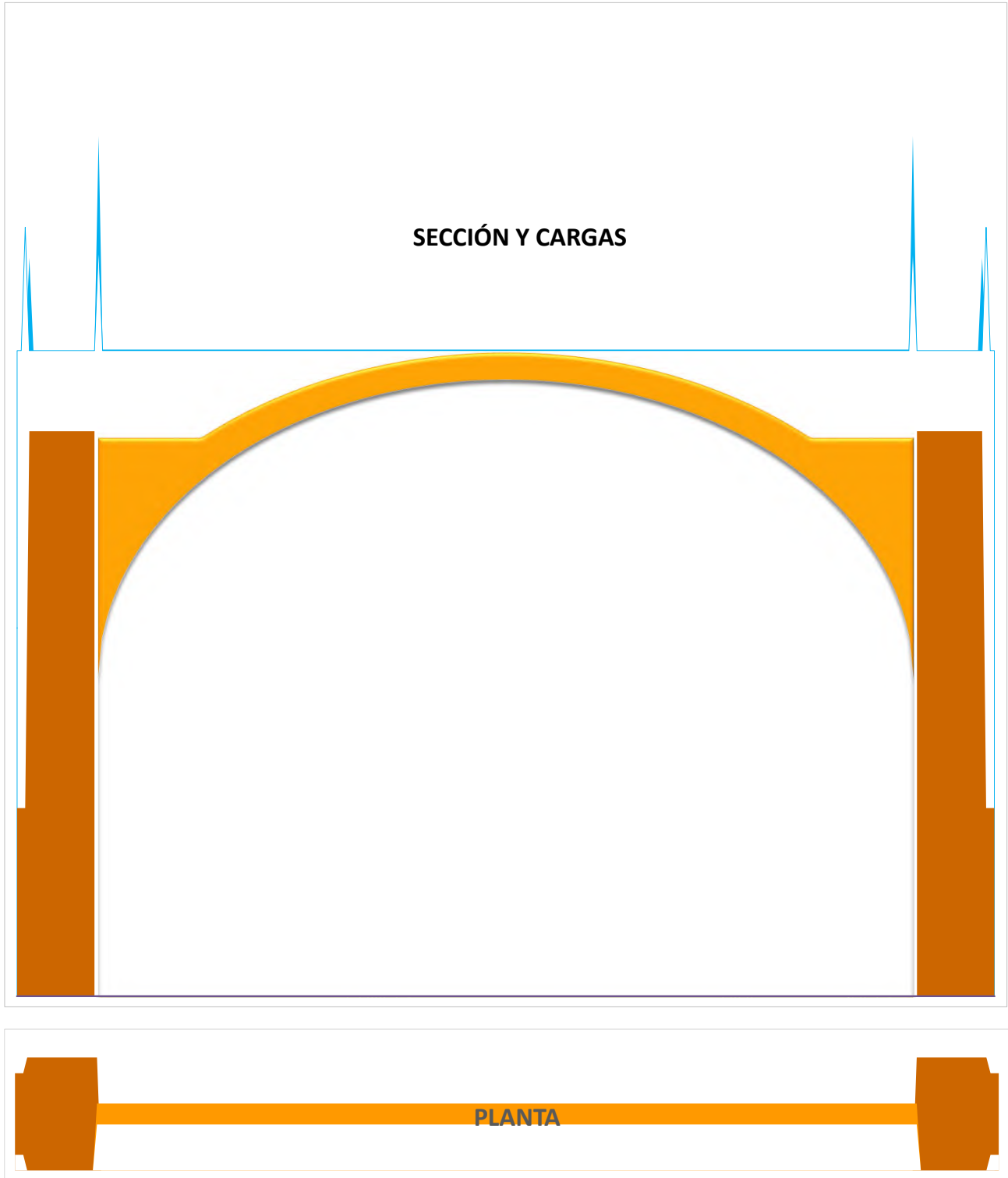
Coefficiente de Seguridad Geométrico

C.S.G. mínimo del contrarresto	3.846
C.S.G. mínimo admisible del contrarresto	3.000
Grado de estabilidad	Estable
Seguridad (≥100%=Seguro; 0%=Colapso)	111%



Nota: Los gráficos no están a escala

angüesa A45 superior con cargas+ refuerzo contrafuert



DATOS DEL ARCO. Material

Densidad (kN/m ³)	20.00
Tensión máxima admisible (N/mm ²)	4.00

DATOS DEL CONTRARRESTO. Material

Densidad (kN/m ³)	20.00
Tensión máxima admisible (N/mm ²)	4.00

DATOS DEL ARCO. Geometría

Tipo de arco	Elíptico
Luz (m)	10.33
Flecha (m)	6.39
Canto hoja (m)	0.57
Ancho del arco (m)	0.40
Relleno de hombros desde centro (m)	5.15
Arco apuntado. Recorte (m)	0.00
Arco rebajado. Recorte (m)	0.00

DATOS DEL CONTRARRESTO. Geometría

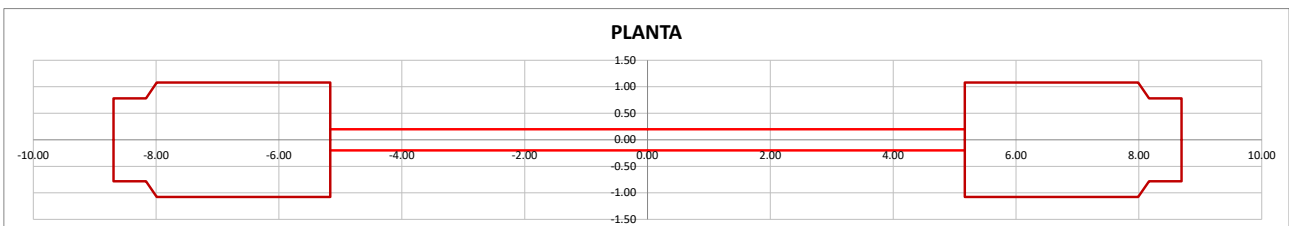
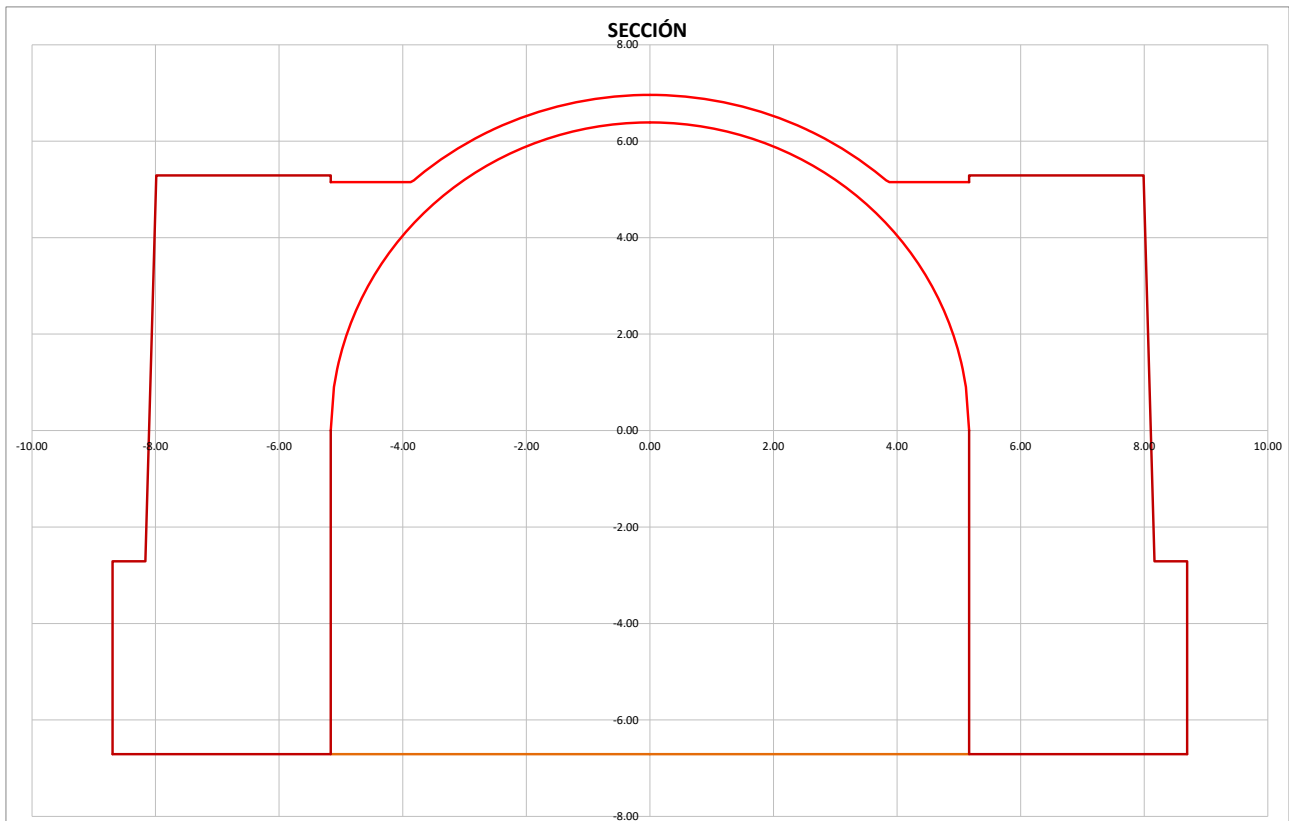
Dimensión X (m)	3.53
Dimensión Y (m)	12.00
Dimensión Z (m)	2.16
Altura de la pechina en el muro (m)	6.71

RESULTADOS DEL ARCO. Geometría

Superficie en planta (m ²)	4.13
Superficie verdadera magnitud intrados (m ²)	7.27
Factor de concavidad	1.76
Diámetro arco curvilíneo (m)	50.00
Diámetro arco parabólico (m)	20.00
Eje X horizontal de la elipse (m)	10.33
Semieje Y vertical de la elipse intradós (m)	6.39

DATOS DEL CONTRARRESTO. Geometría

Superficie en planta (m ²)	7.20
--	------



DATOS EN EL ARCO. Cargas

Relleno hasta la clave (si=1;no=0)	0
Sobrecarga uniforme (N/m ²)	6000
Carga puntual uniforme (N/m ²)	0
Posición de inicio eje X (m)	0
Posición final eje X (m)	0
Cargas puntuales (N)	907008
Bóveda lateral posterior empuje vertical (N)	235924
Bóveda lateral posterior empuje horizontal (N)	117386
Bóveda lateral anterior empuje vertical (N)	217580
Bóveda lateral anterior empuje horizontal (N)	108023

RESULTADOS DEL ARCO. Cargas

Total sobrecarga uniforme (N)	24792
Total sobrecarga uniforme puntual (N)	0
Total cargas puntuales (N)	907008
Total cargas (N)	931800

RESULTADOS DEL ARCO. Peso

Peso del arco sin cargas (N)	87669
Peso del arco con cargas (N)	1019469
Peso del arco sin cargas proy. hor. (N/m ²)	21217
Peso del arco con cargas proy. hor. (N/m ²)	246725

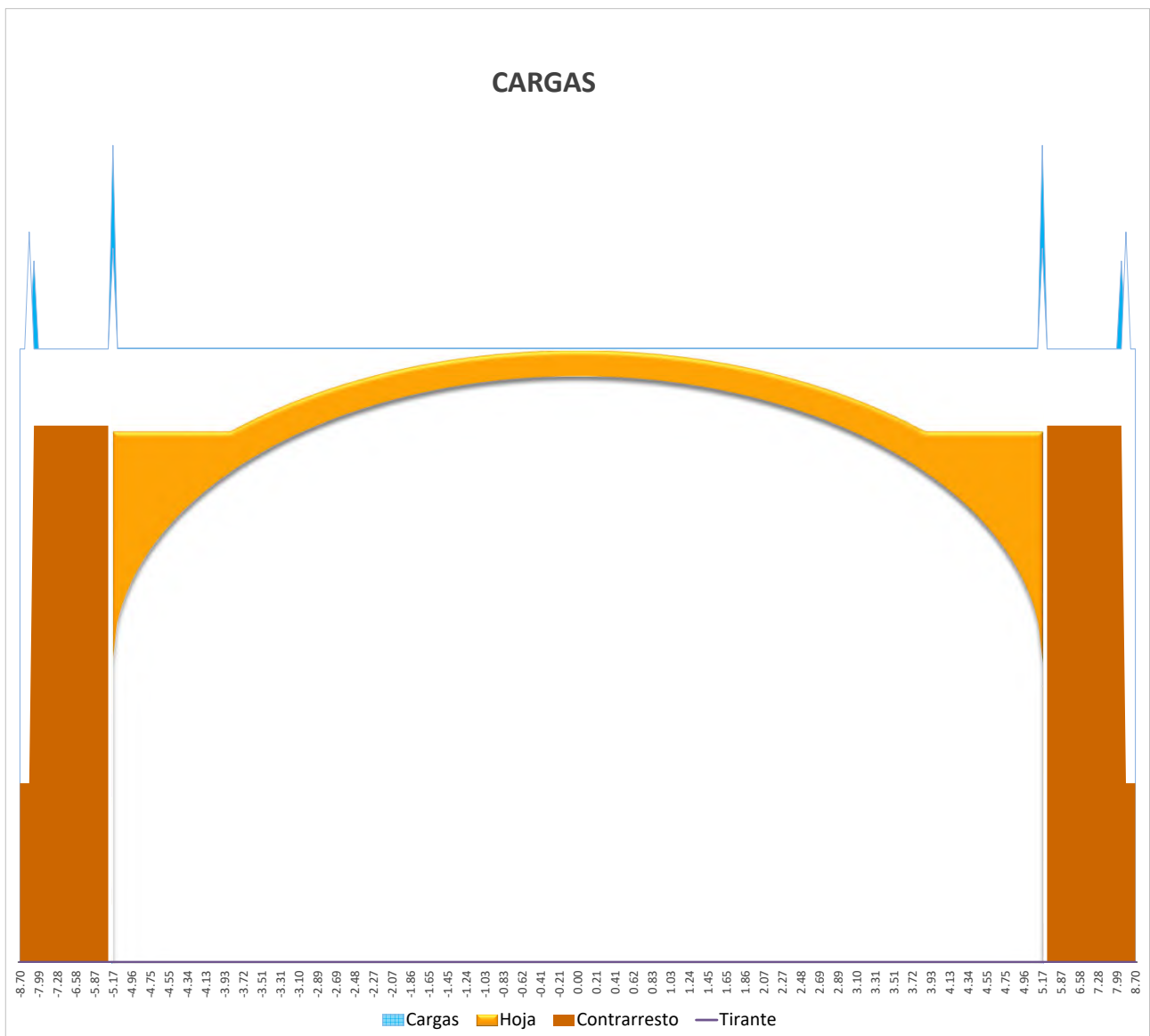
DATOS EN EL CONTRARRESTO. Acciones

Tracción de tirante en contrafuerte (N)	0
Altura del tirante respecto a la pechina (m)	0.00
Sobrepeso en el contrafuerte (N)	0

Empuje vertical Arco inferior (N)	197010
Empuje horizontal Arco inferior (N)	262087

RESULTADOS DEL CONTRARRESTO. Pesos

Peso del contrarresto sin carga (N)	1574098
Peso del contrarresto con su carga (N)	1574098



ARCO RESULTADOS

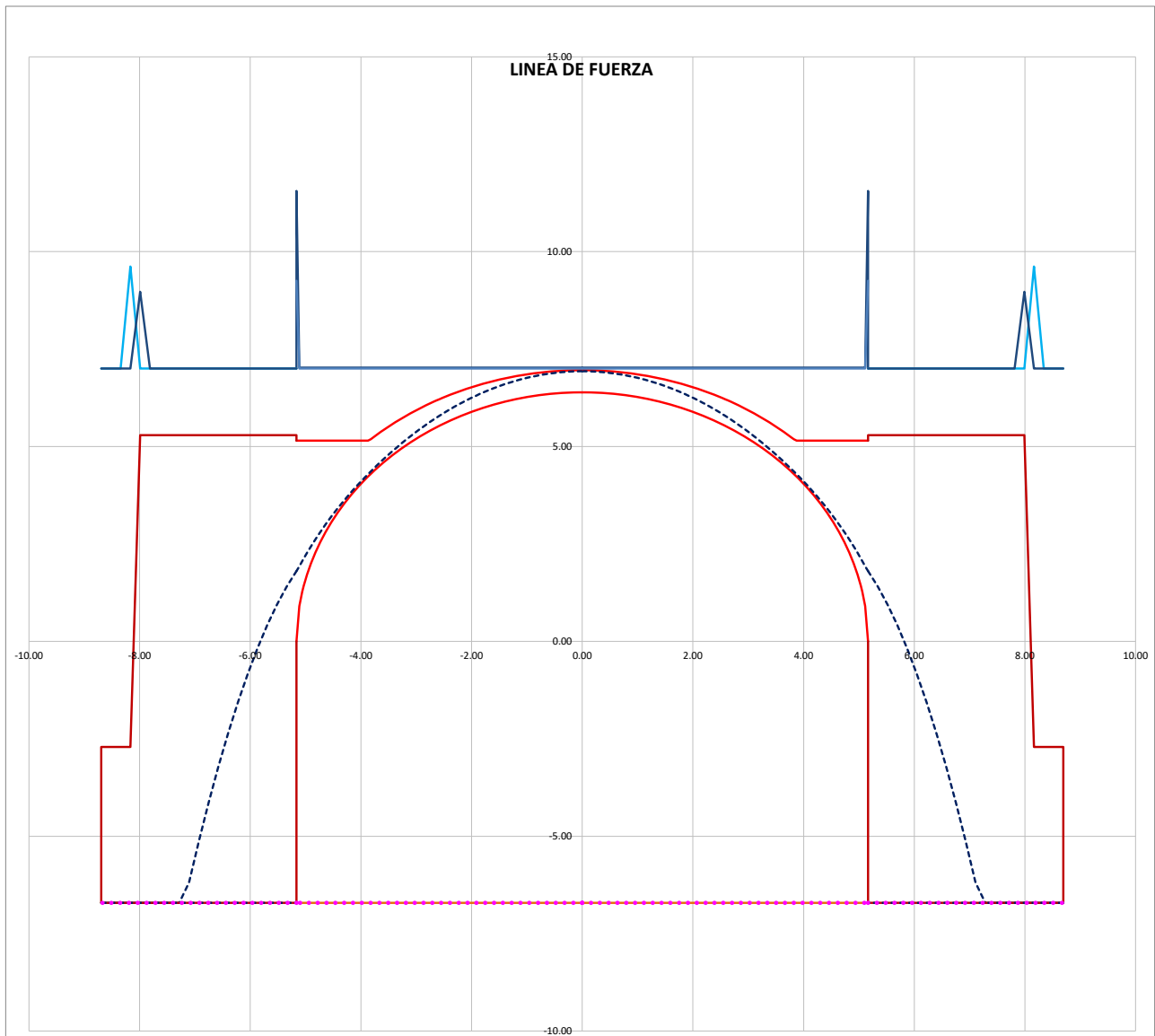
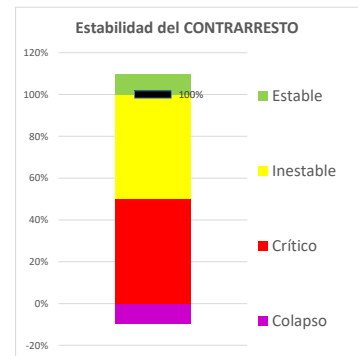
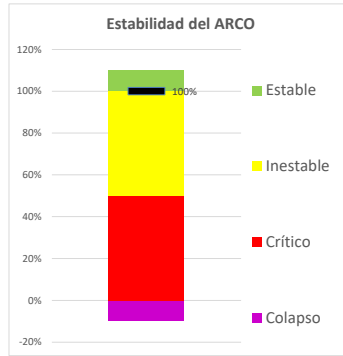
Coefficiente de Seguridad Geométrico

C.S.G. mínimo del arco	1.111
C.S.G. mínimo admisible del arco	1.100
Grado de estabilidad	Estable
Seguridad (≥100% =Seguro; 0%=Colapso)	101%

CONTRARRESTO RESULTADOS

Coefficiente de Seguridad Geométrico

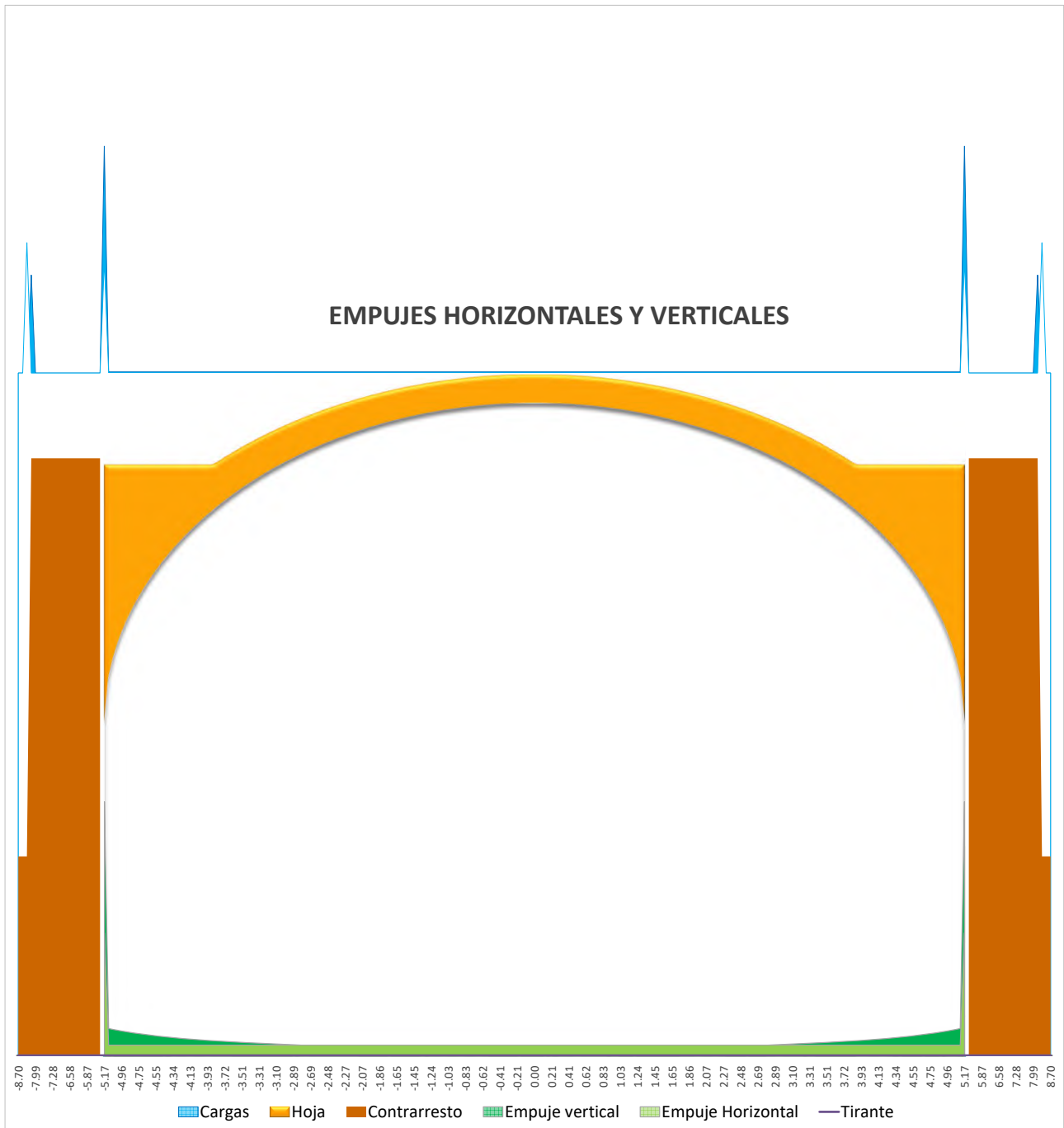
C.S.G. mínimo del contrarresto	6.250
C.S.G. mínimo admisible del contrarresto	3.000
Grado de estabilidad	Estable
Seguridad (≥100% =Seguro; 0%=Colapso)	126%



Nota: Los gráficos no están a escala

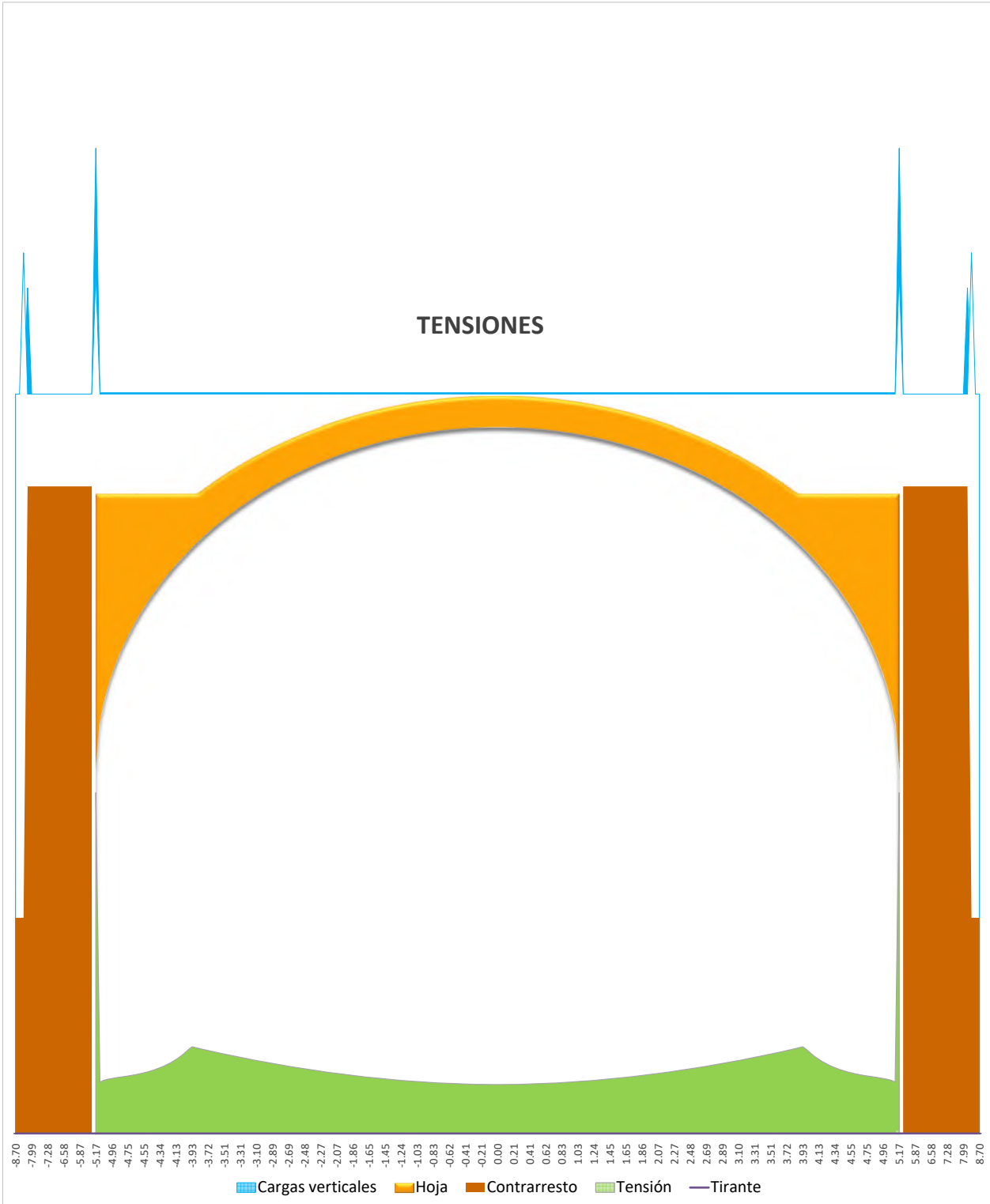
ARCO RESULTADOS. Empuje	
Empuje horizontal en apoyo (N)	246109.00
Empuje vertical en apoyo (N)	509734.53
Empuje horizontal en apoyo (N/m lineal)	615272.50
Empuje vertical en apoyo (N/m lineal)	1274336.32
Coord. Y empuje respecto eje horizontal (m)	1.80
Inclinación empuje respecto la horizontal (gra)	64.23
Empuje horizontal/Empuje vertical (%)	48%

CONTRARRESTO RESULTADOS Empujes	
Empuje horizontal del contrarresto en base (N)	508196.00
Empuje vertical del contrarresto en base (N)	2280842.13
Empuje horizontal en apoyo (N/m lineal)	235275.93
Empuje vertical en apoyo (N/m lineal)	1055945.43
Punto de aterrizaje en la base(m)	2.05
Inclinación empuje respecto la horizontal (gra)	77.44
Empuje horizontal/Empuje vertical (%)	22%



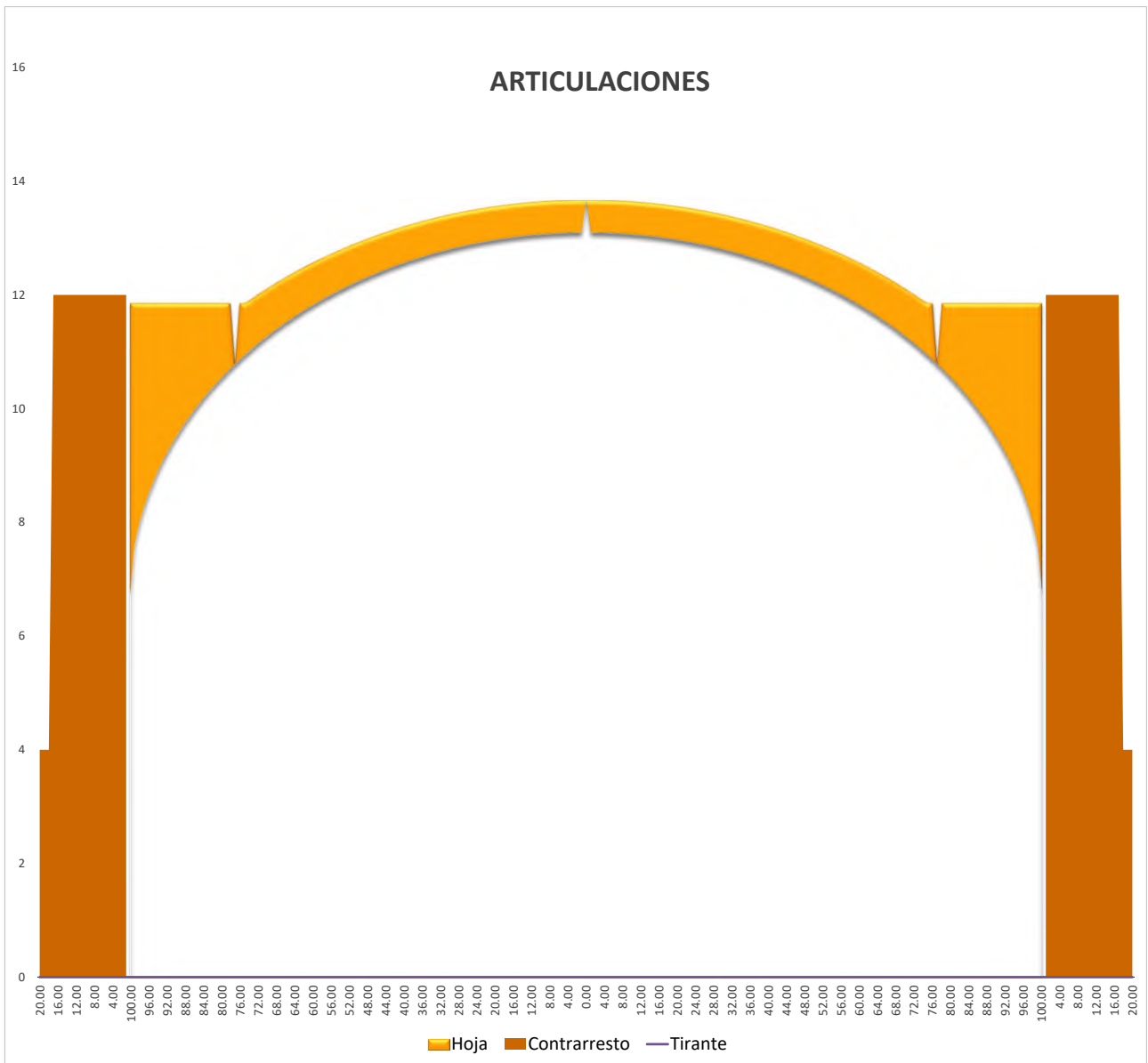
ARCO RESULTADOS. Tensiones	
Tensión máxima (N/mm ²)	0.6320
Tensión máxima (% Tensión admisible)	15.80%

CONTRARRESTO RESULTADOS. Tensiones	
Tensión máxima (N/mm ²)	0.402
Tensión máxima (% Tensión admisible)	10.05%



ARCO RESULTADOS. Articulaciones izquierda	
Posición X articulación extrados izquierda (m)	0.00
Posición X articulación intrados izquierda (m)	-3.98

ARCO RESULTADOS. Articulaciones derecha	
Posición X articulación extrados derecha (m)	0.00
Posición X articulación intrados derecha (m)	3.98



ARCO RESULTADOS

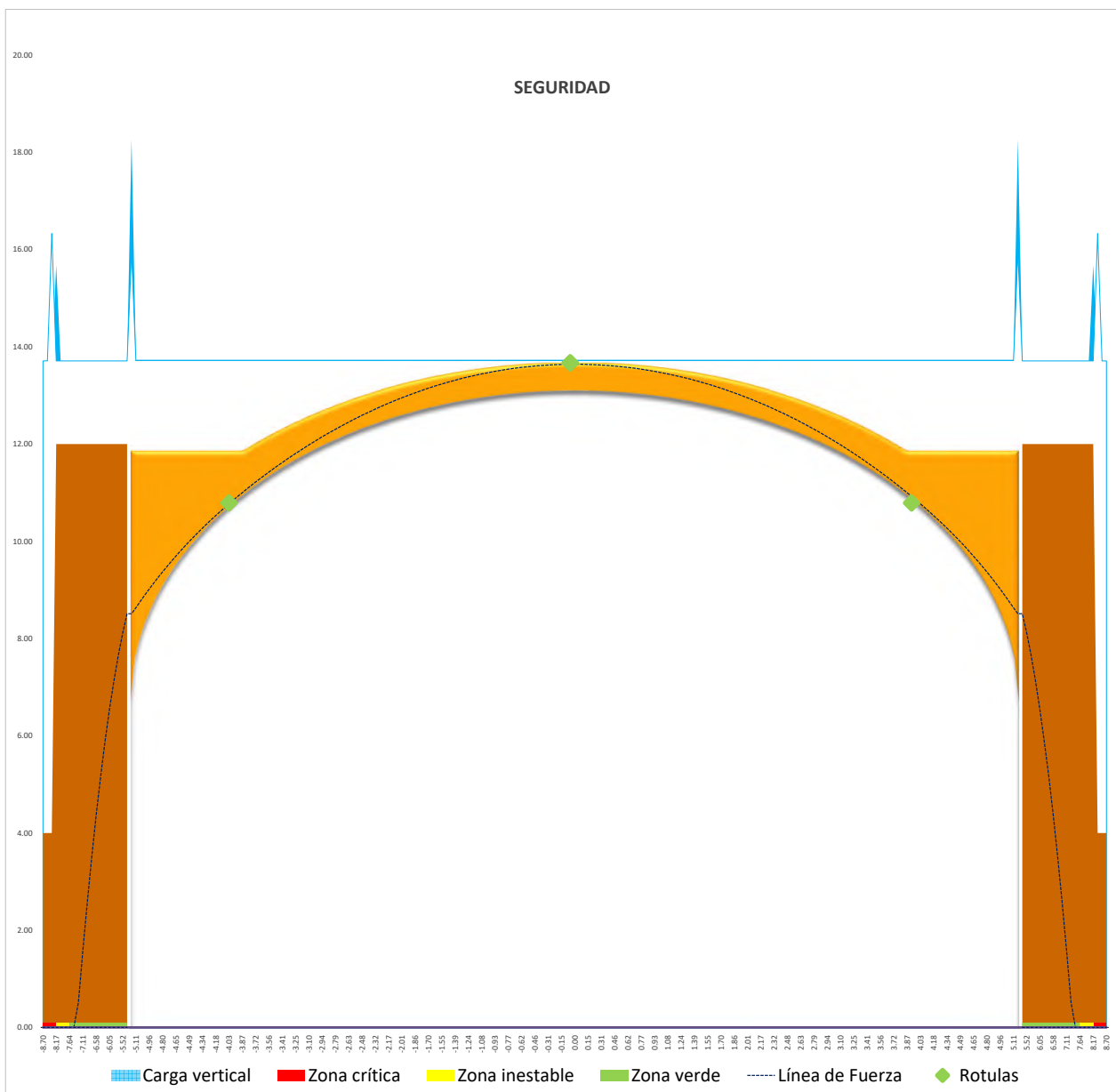
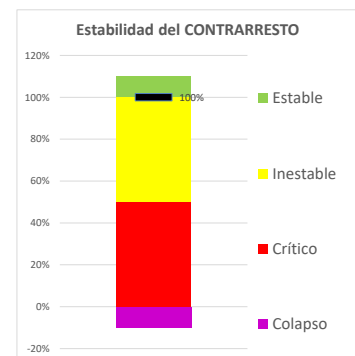
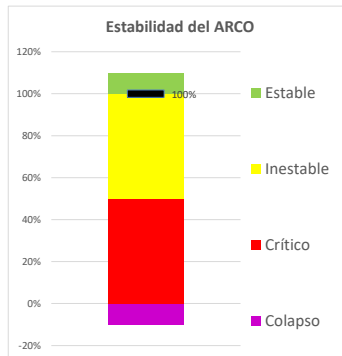
Coefficiente de Seguridad Geométrico

C.S.G. mínimo del arco	1.111
C.S.G. mínimo admisible del arco	1.100
Grado de estabilidad	Estable
Seguridad ($\geq 100\%$ =Seguro; 0%=Colapso)	101%

CONTRARRESTO RESULTADOS

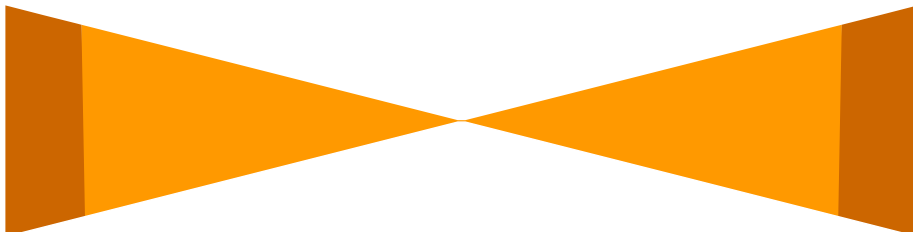
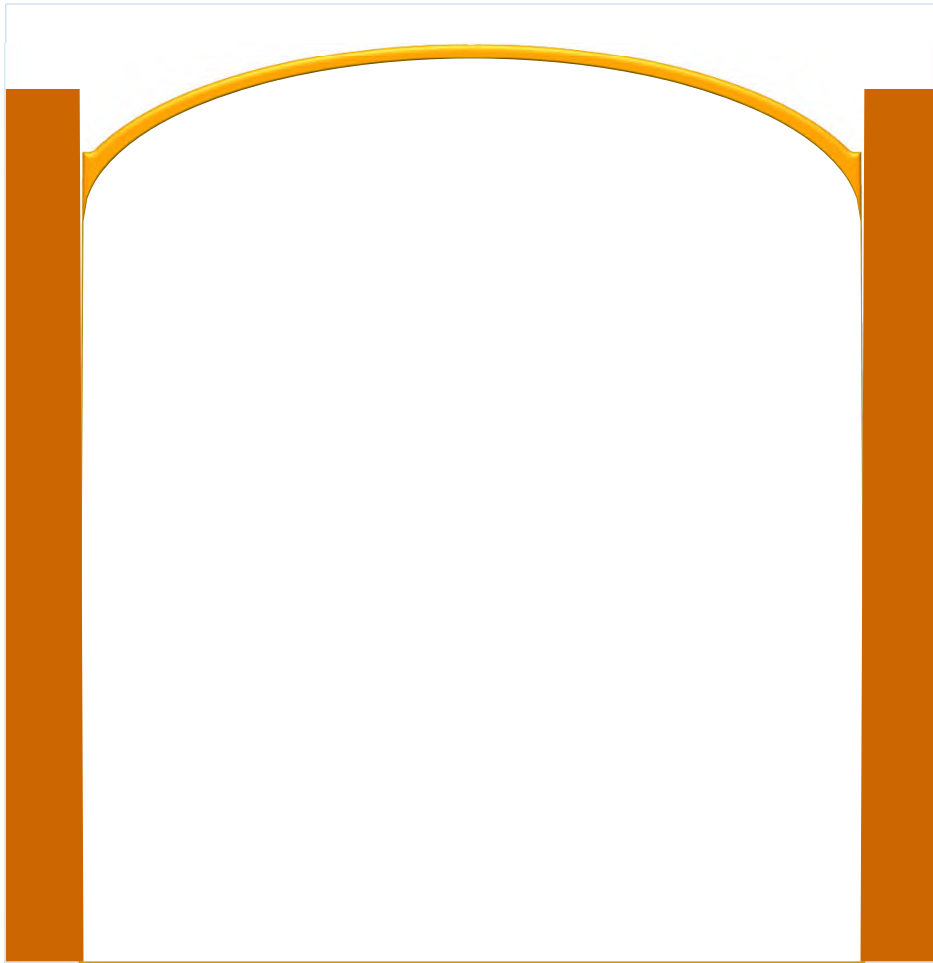
Coefficiente de Seguridad Geométrico

C.S.G. mínimo del contrarresto	6.250
C.S.G. mínimo admisible del contrarresto	3.000
Grado de estabilidad	Estable
Seguridad ($\geq 100\%$ =Seguro; 0%=Colapso)	126%



Nota: Los gráficos no están a escala

Sangüesa Cúpula



DATOS DE LA CÚPULA. Material

Densidad de la fábrica (kN/m ³)	20.00
Tensión máxima admisible de la fábrica (N/mm ²)	4.00

DATOS DE LA CÚPULA. Geometría

Tipo de Cúpula	Apuntada
Eje X de la elipse (m)	4.30
Semi-Eje Y de la elipse (m)	1.44
Canto hoja (m)	0.12
Diametro de la base (m)	4.30
Diametro del ojo (m)	0.00
Número de lados	8
Relleno de hombros (m)	0.60
Relleno de hombros en la lengüeta (cm)	0.00

RESULTADOS DE LA CÚPULA: Geometría

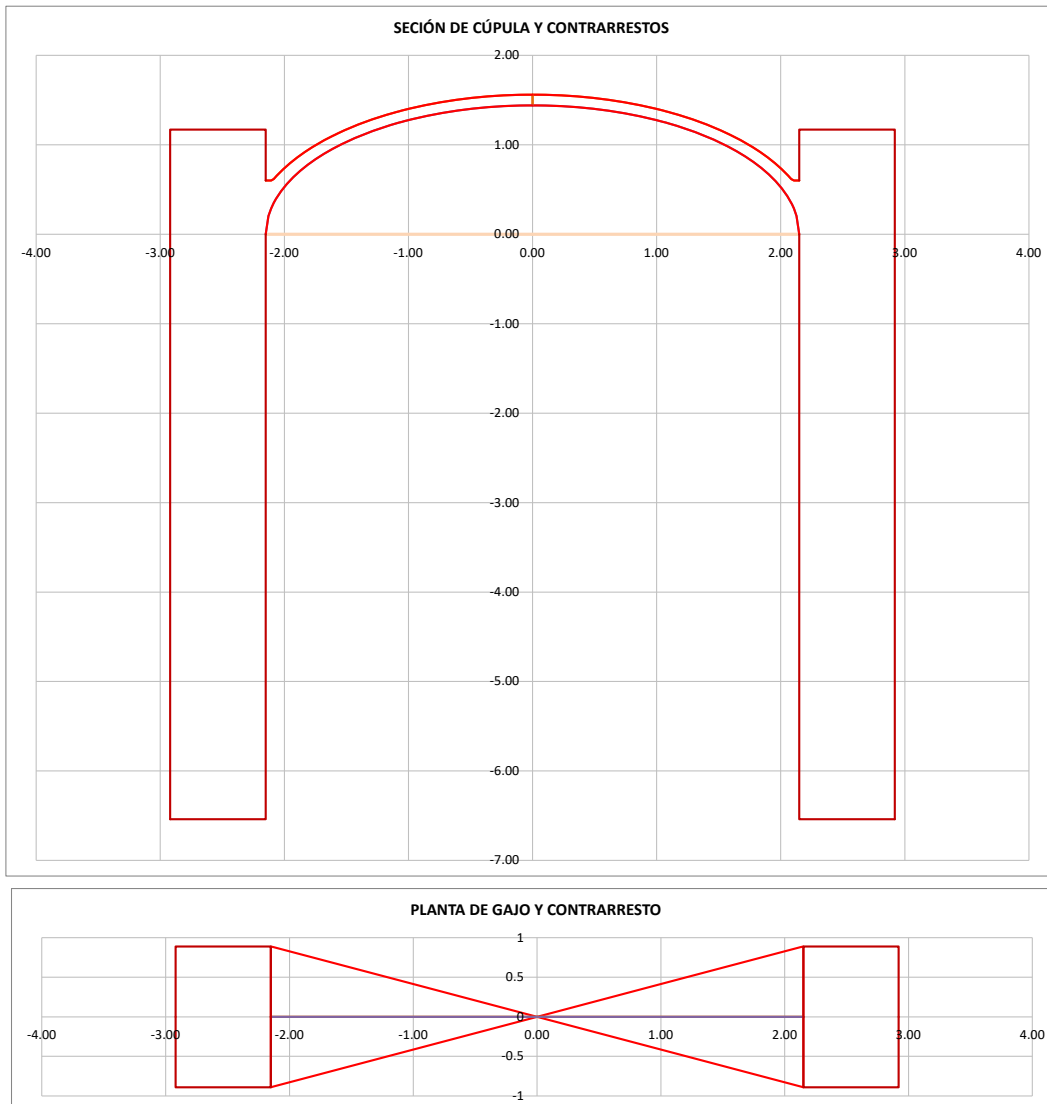
Luz real (m)	4.30
Flecha (m)	1.44
Superficie en planta (m ²)	15.32
Superficie en verdadera magnitud intrados (m ²)	25.05
Factor de concavidad	1.64

DATOS DEL CONTRARRESTO. Material

Densidad de la fábrica (kN/m ³)	20.00
Tensión máxima admisible de la fábrica (N/mm ²)	3.00

DATOS DEL CONTRARRESTO. Geometría

Dimensión máxima en X (m)	0.77
Dimensión máxima en Y (m)	7.71
Altura de la pechina en el muro (m)	6.54

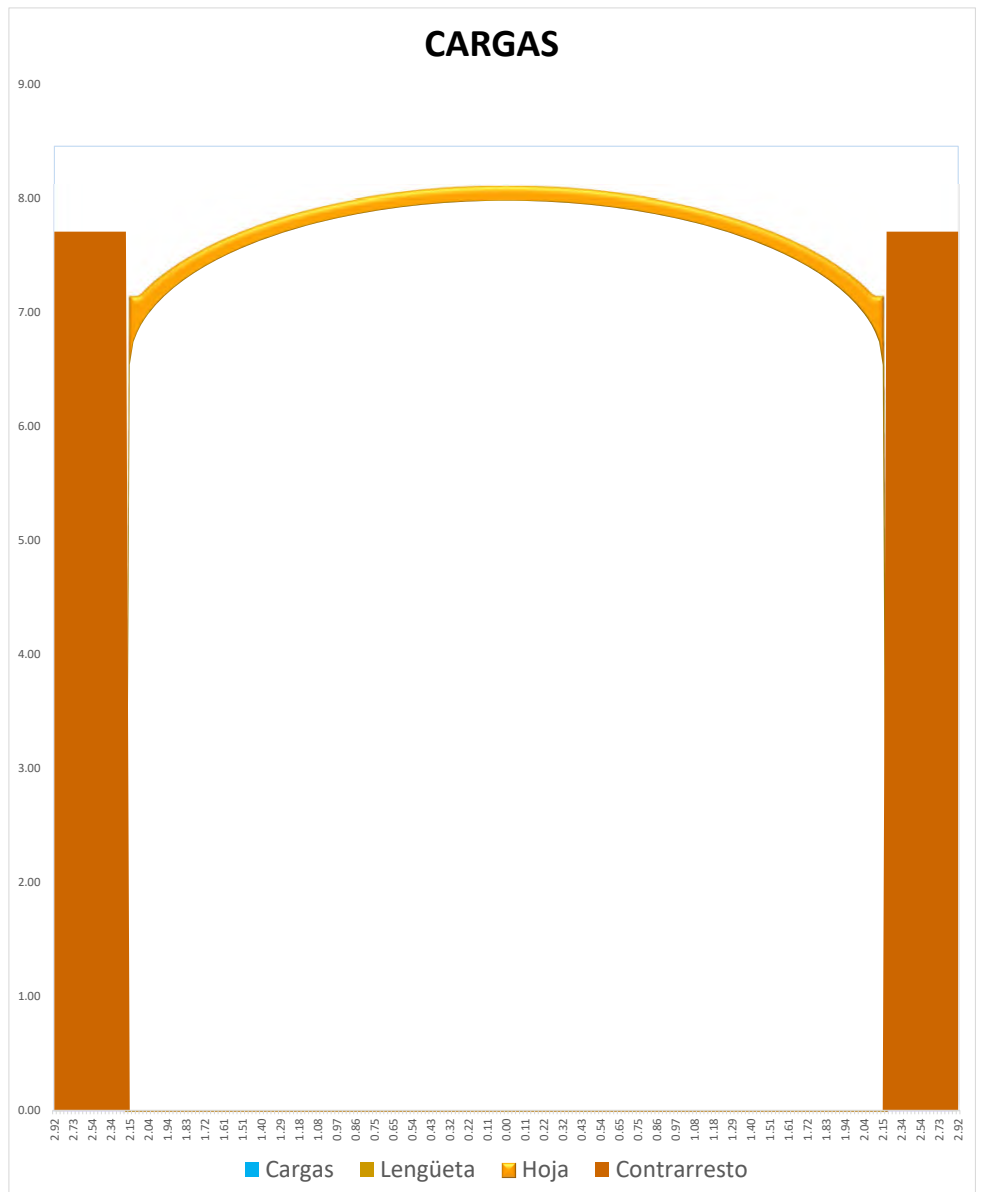


DATOS DE LA CÚPULA. Cargas	
Relleno hasta la clave(si=1,no=0))	0
Sobrecarga uniforme (N/m2)	0
Carga puntual uniforme (N/m2)	0
Posición de inicio eje X (m)	0.0
Posición final eje X (m)	0.0

DATOS DEL CONTRARRESTO: Acciones	
Tracción de tirante anular en contrafuerte (N)	0
Sobrepeso en contrafuerte (N/m lineal en plan)	0
Peso del contrarresto (N). Un gajo	211479

RESULTADO DE LA CÚPULA: Cargas	
Total sobrecarga uniforme (N)	0
Total sobrecarga uniforme puntual (N)	0
Total carga puntual (N)	0
Total cargas	0

RESULTADOS DE LA CÚPULA. Pesos	
Peso de la cúpula sin cargas (kN)	50.79
Peso de la cúpula sin cargas en proy. hor. (kN/m2)	3.32
Peso de la cúpula con cargas (kN)	50.79
Peso de la cúpula con cargas en proy. hor. (kN/m2)	3.32



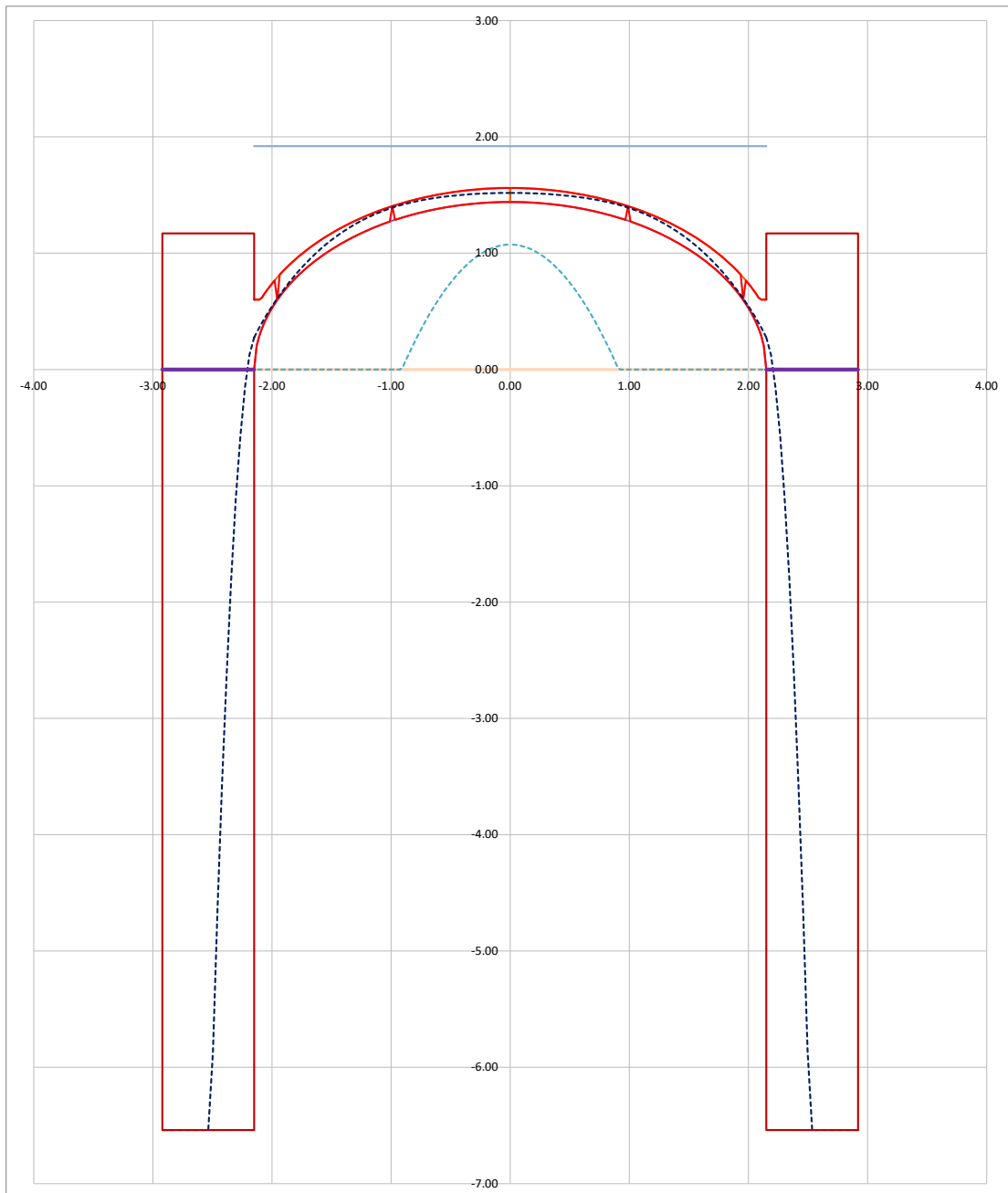
**COEFICIENTE DE SEGURIDAD GEOMÉTRICO
RESULTADOS DE LA CÚPULA**

C.S.G. mínimo de la cúpula	1.154
C.S.G. mínimo admisible de la cúpula	1.100
Grado de estabilidad	Estable
Seguridad ($\geq 100\%$ =Seguro; 0%=Colapso)	105%

RESULTADOS DEL CONTRARRESTO

COEFICIENTE DE SEGURIDAD GEOMÉTRICO	
C.S.G. mínimo del contrarresto	100.00
C.S.G. mínimo admisible del contrarresto	3.000
Grado de estabilidad	Estable

RESULTADOS DE LAS LENGÜETAS
COEFICIENTE DE SEGURIDAD GEOMÉTRICO



RESULTADO DE LA CÚPULA. Empujes

Empuje horizontal en apoyo (N/m línea)	1708
Empuje vertical en apoyo (N/m línea)	3564
Empuje horizontal en apoyo por gajo (N)	3042
Empuje vertical en apoyo por gajo (N)	6348
Coord. Y empuje respecto de la pechina (m)	0.274
Inclinación del empuje respecto la horizontal	64.40
Empuje horizontal /Empuje vertical	48%

RESULTADOS DE LA CÚPULA: Acciones sobre el tambor

Empuje horizontal en apoyo (N/m línea)	1708
Empuje vertical en apoyo (N/m línea)	3564
Tracción anular en la base (N)	3975

CONTRARRESTO EMPUJES

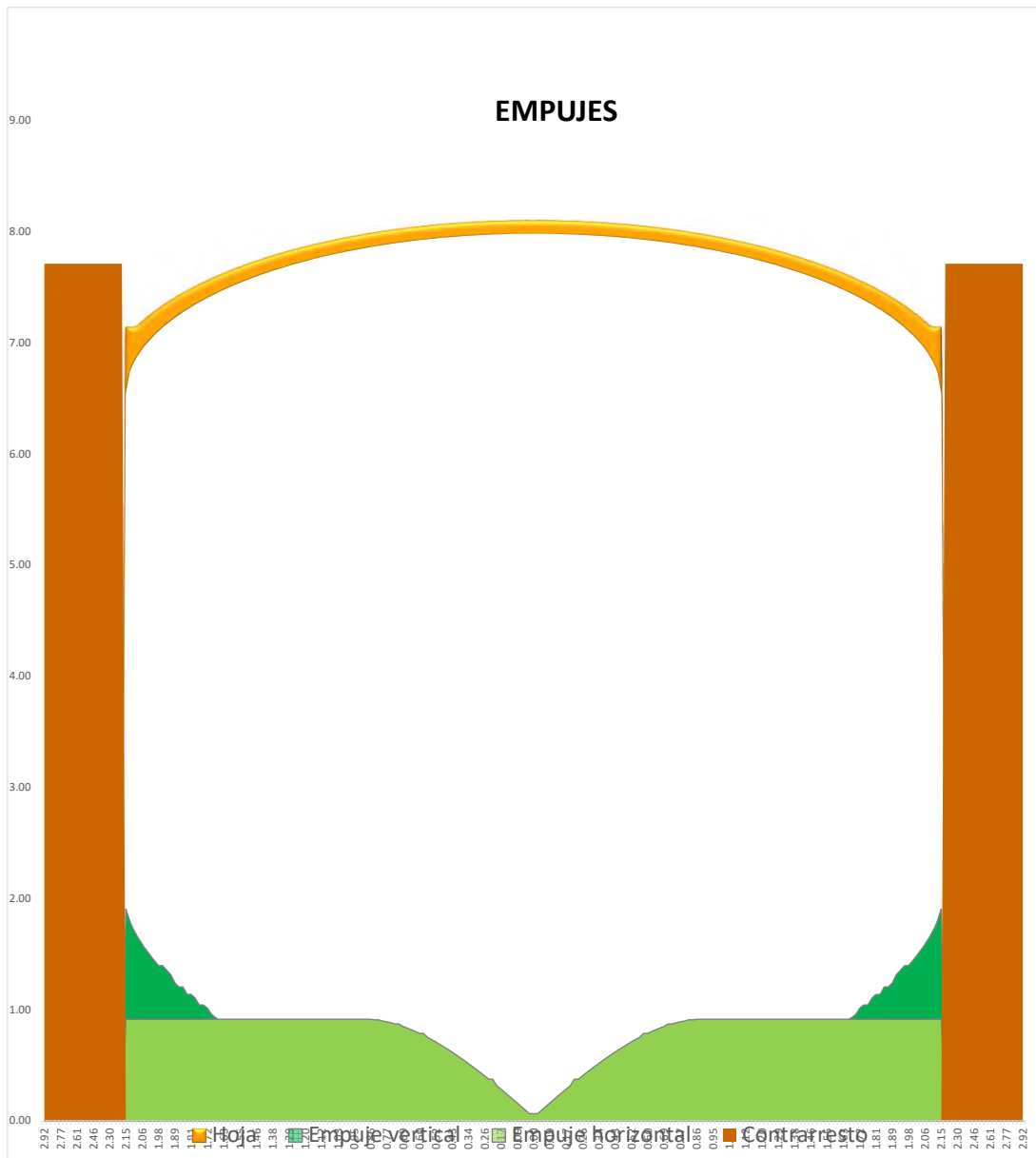
Empuje horizontal en base (N)	3042
Empuje vertical en base (N)	217828
Empuje horizontal en base (kN/m línea)	1708
Empuje vertical en base (kN/m línea)	122298

CONTRARRESTO TIRANTE

Tracción anular de tirante de contrafuerte (N)	0
Situación del tirante, altura respecto pechina (m)	0.27

CONTRARRESTO TIRANTE INTERMEDIO

Tracción anular de tirante intermedio (N)	0
Situación del tirante, altura respecto pechina (m)	0.47



RESULTADOS DE LA CÚPULA: Tensiones

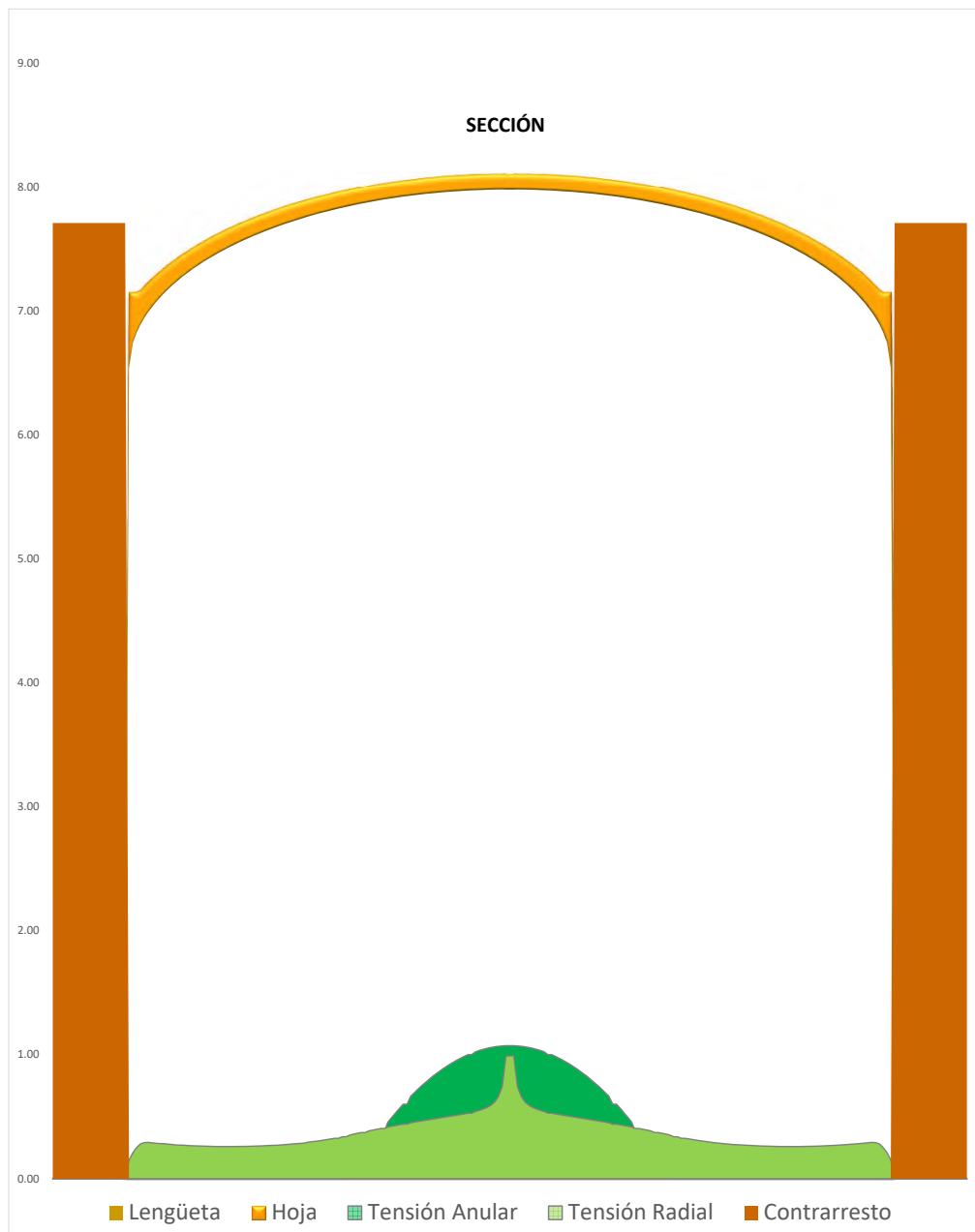
Tensión máxima radial (N/mm ²)	0.10
Tensión máxima anular (N/mm ²)	0.11
Tensión máxima (% Tensión admisible)	3%
Distancia X Tensión anular cero (m)	0.91

CONTRARRESTO: TENSIONES

Tensión máxima (N/mm ²)	0.16
Tensión máxima (% Tensión admisible)	0.04
Dimensión X de la base	0.77
Punto de aterrizaje (m)	0.37

LENGÜETAS RESULTADOS: TENSIONES

Tensión máxima radial (N/mm ²)	0.00
--	------

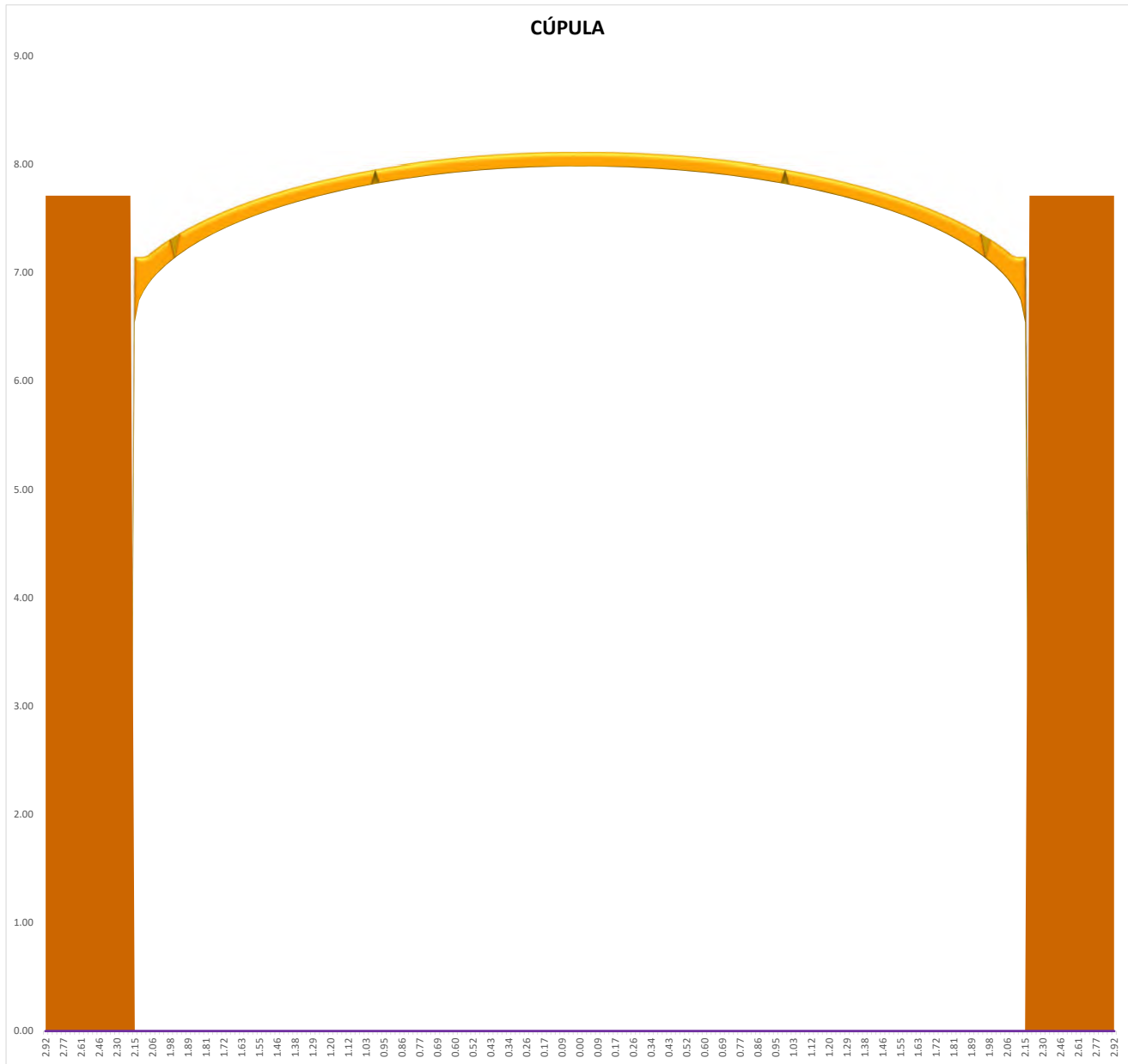


RESULTADOS DE LA CÚPULA: Articulaciones

Posición X articulación extrados desde eje de	0.99
Posición X articulación intrados desde el eje c	1.96
Posición X tensión anular cero (m)	0.91

LENGÜETAS: ARTICULACIONES

Posición X articulación extrados desde eje de	0.99
Posición X articulación intrados desde el eje c	1.96

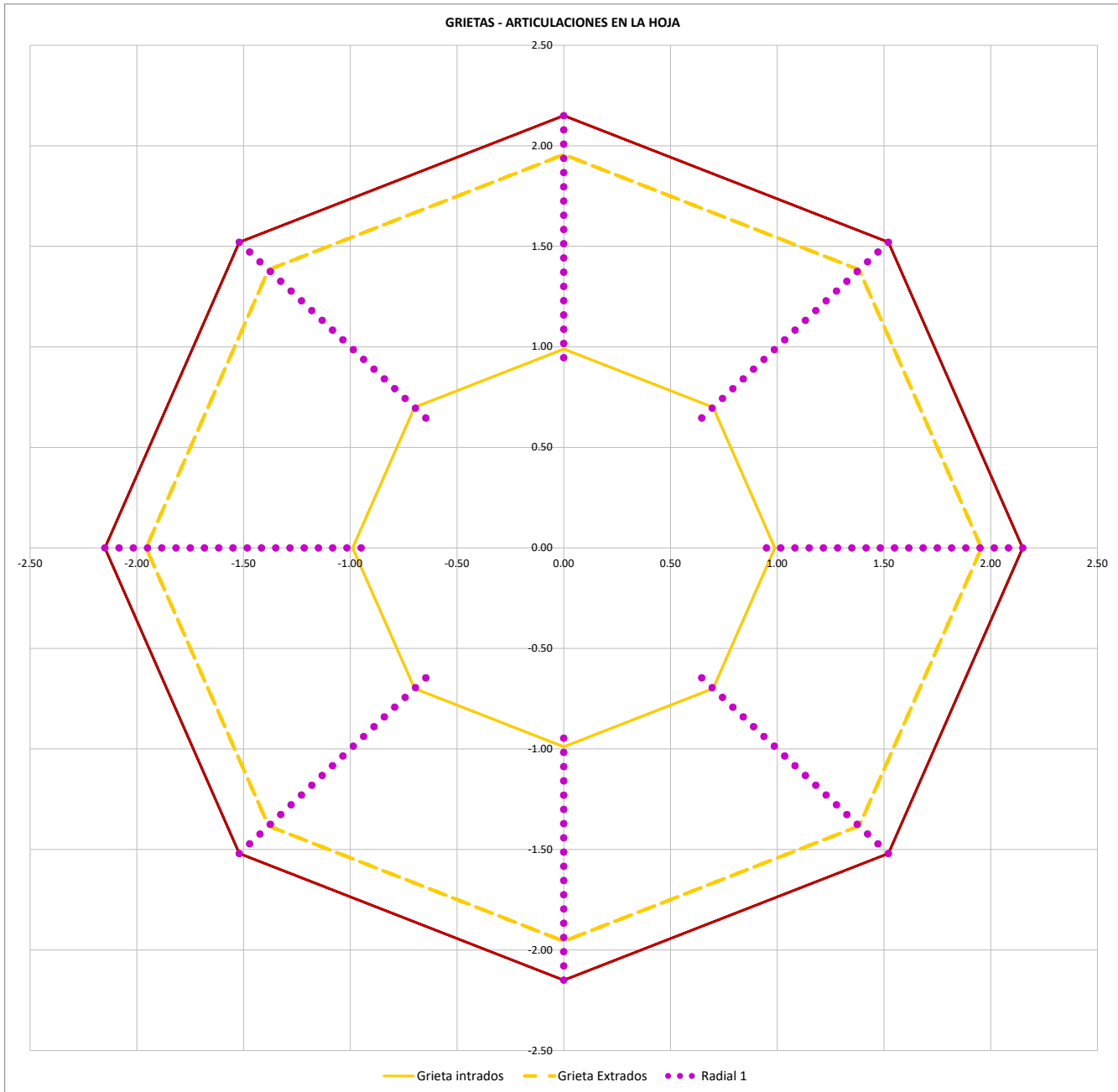


CONTRARRESTO EMPUJES

Empuje horizontal en base (N)	3042.31
Empuje vertical en base (N)	217827.72
Empuje horizontal en base (kN/m lineal)	1708.09

Dimensión X de la base

Punto de aterrizaje (m)	0.37
0	0.00



COEFICIENTE DE SEGURIDAD GEOMÉTRICO

RESULTADOS DE LA CÚPULA

C.S.G. mínimo de la cúpula	1.154
C.S.G. mínimo admisible de la cúpula	1.100
Grado de estabilidad	Estable
Seguridad ($\geq 100\%$ =Seguro; 0%=Colapso)	105%

RESULTADOS DE LAS LENGÜETAS

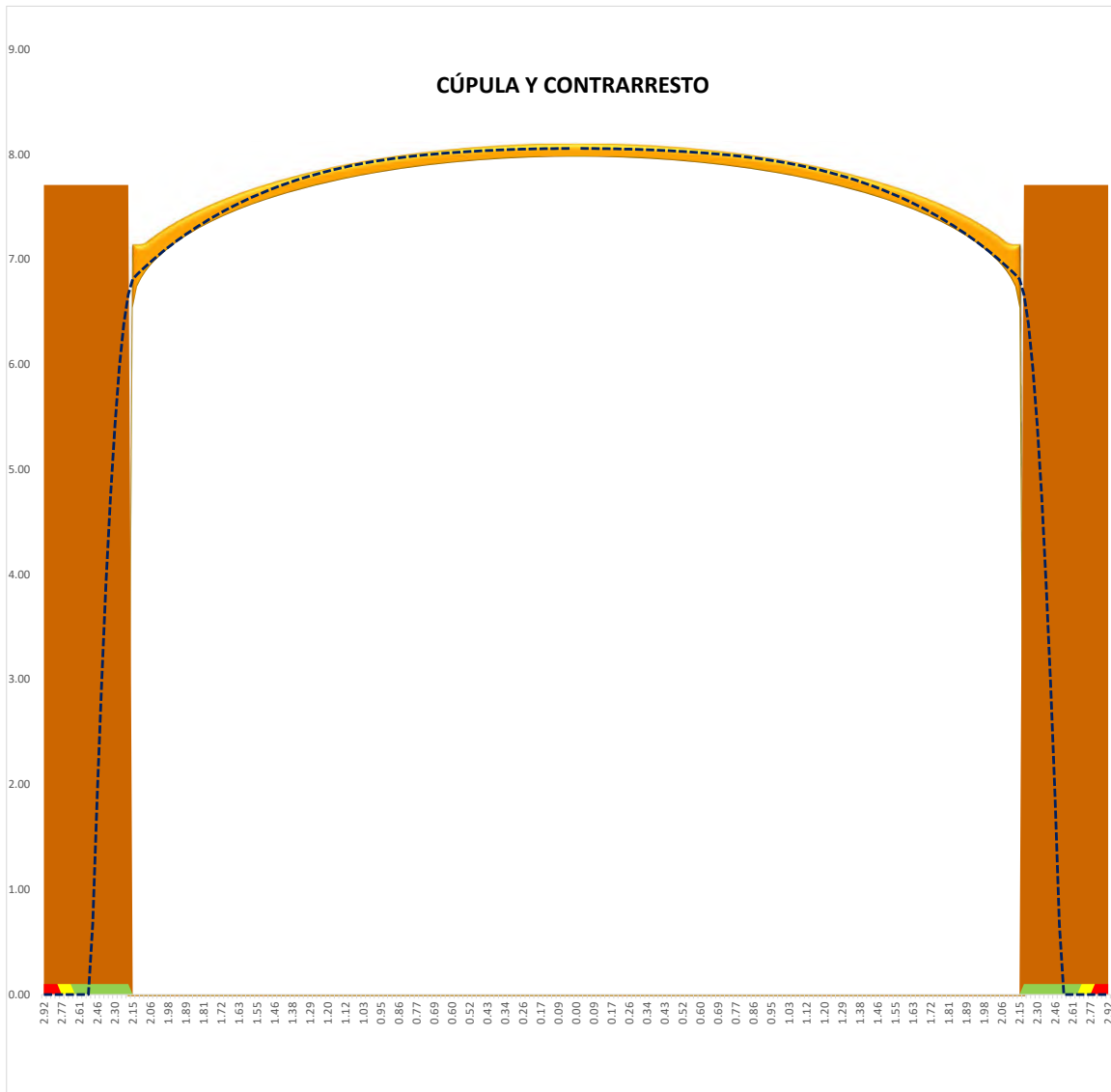
COEFICIENTE DE SEGURIDAD GEOMÉTRICO

C.S.G. mínimo de las lengüeta	1.154
C.S.G. mínimo admisible de la lengüeta	1.100
Grado de estabilidad	Estable
Seguridad ($\geq 100\%$ =Seguro; 0%=Colapso)	105%

RESULTADOS DEL CONTRARRESTO

COEFICIENTE DE SEGURIDAD GEOMÉTRICO

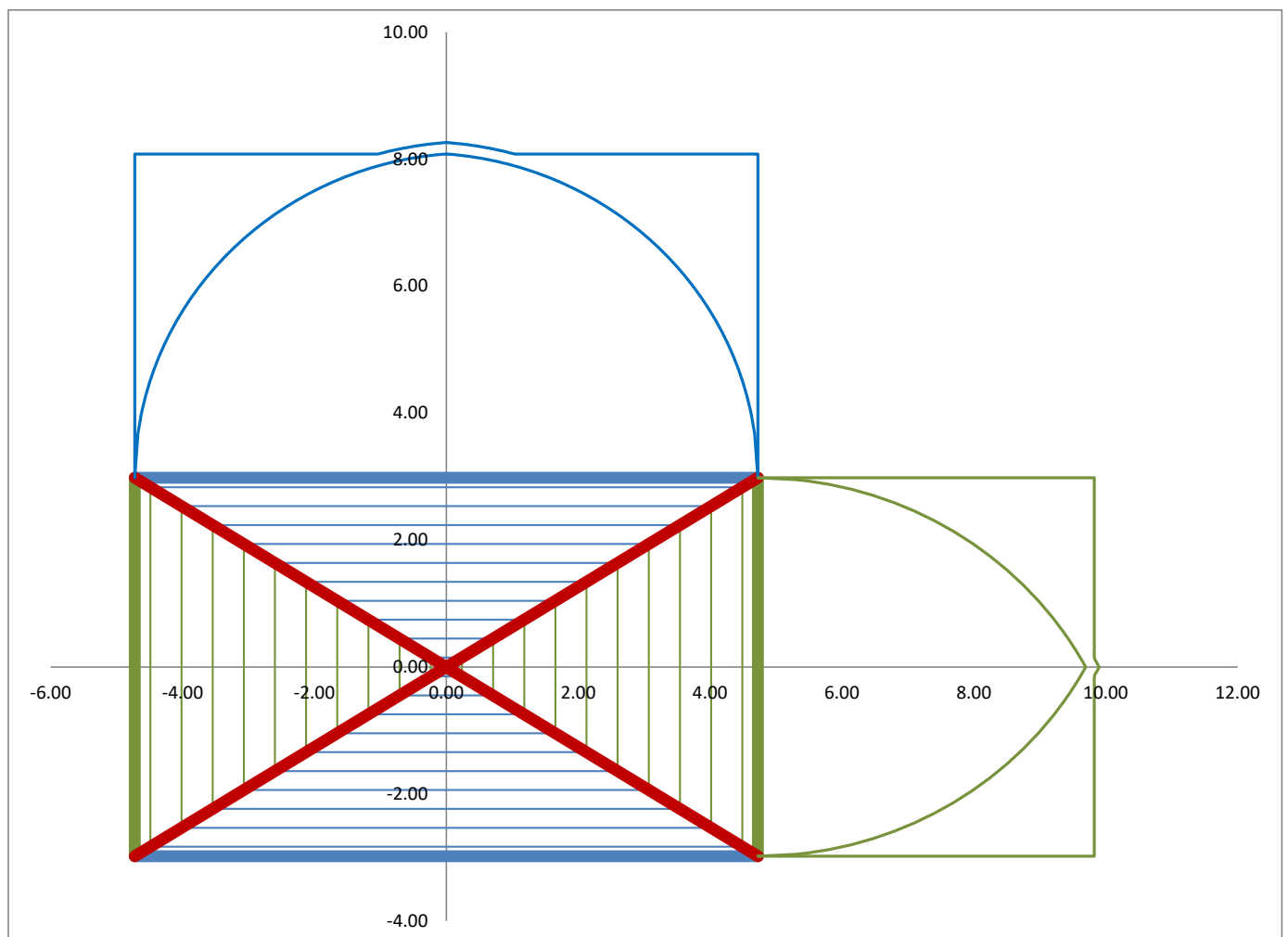
C.S.G. mínimo del contrarresto	100.00
C.S.G. mínimo admisible del contrarresto	3.000
Grado de estabilidad	Estable



Nota: Los gráficos no están a escala

VAULT-ZAFRA

Sangüesa BAatrio con carga

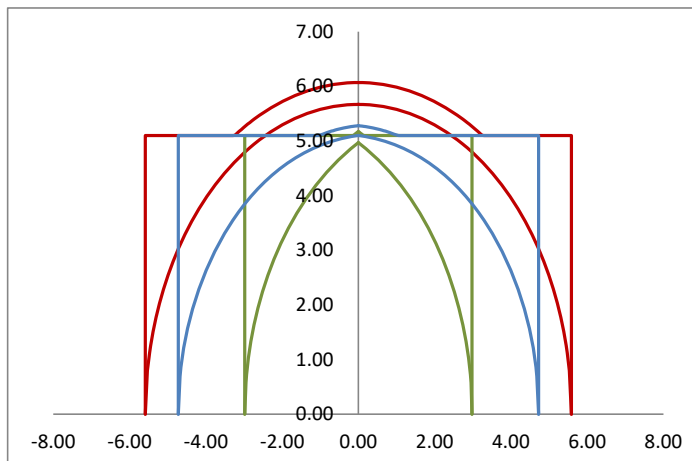
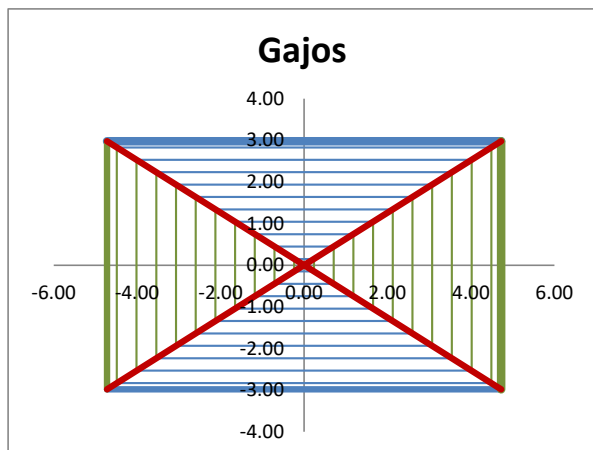
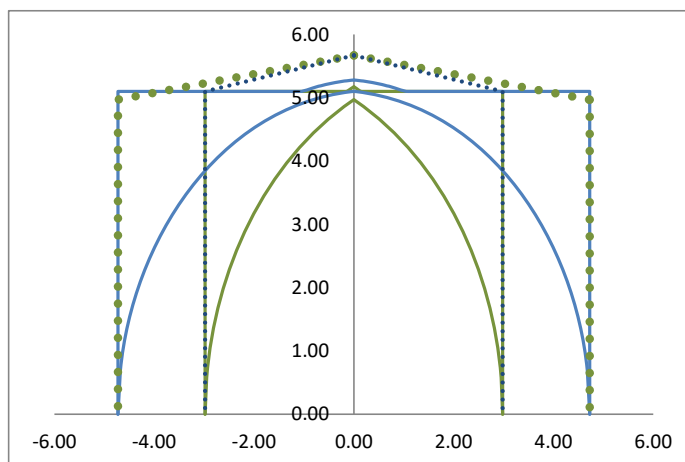


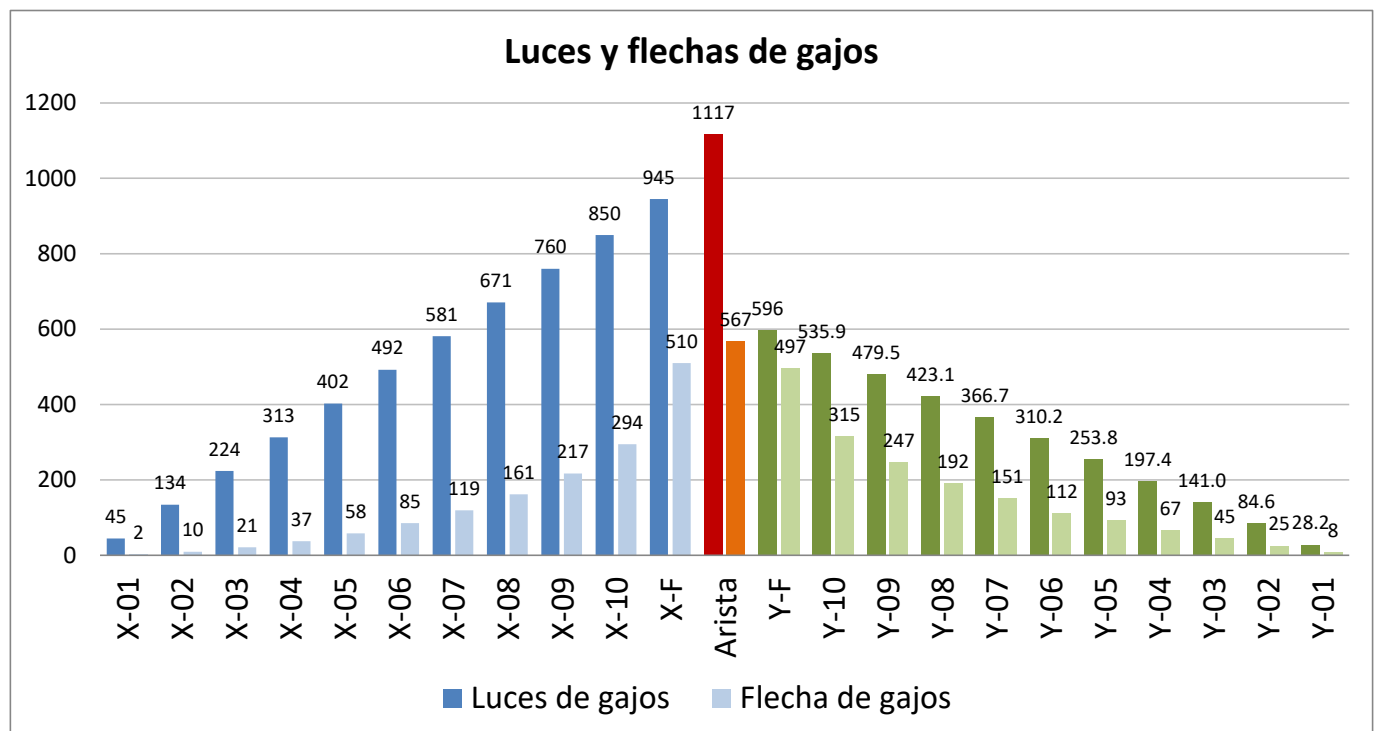
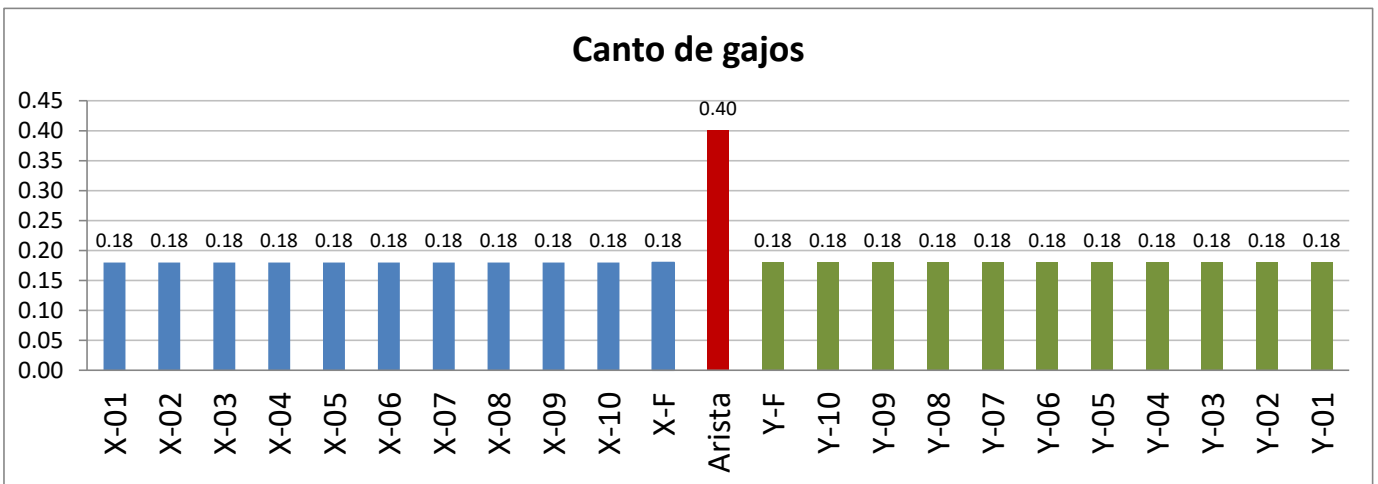
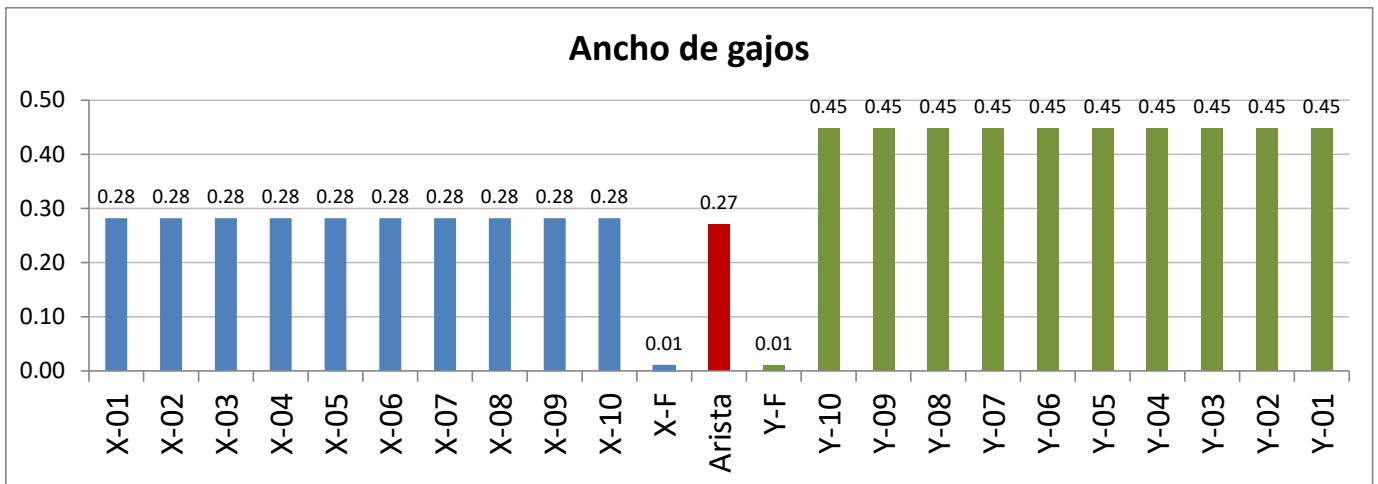
BÓVEDA DATOS: Geometría

	Lado Mayor X-F	Arista	Lado Menor Y-F
Tipo de arco	Apuntado	Elíptica	Apuntado
Longitud (m)	9.45	11.17	5.96
Flecha (m)	5.10	5.67	4.97
Canto (m)	0.18	0.40	0.18
Relleno de hombros (m)	5.10	5.10	5.10
Radio curvatura - Eje Mayor elíptico (m)	10.23	11.17	11.27
Relación elíptica	0.50	0.51	0.50
Recorte apuntada	0.39	0.00	2.65
Recorte rebajada	0.00	0.00	0.00
Ancho (m)	0.28	0.27	0.45
Arista: Angulo "a"= $\arctan(Lx/Ly)$ (grados)	0.00	57.76	0.00
Eje OX horizontal Curvilíneo	1.00	1.00	1.00
Eje OX horizontal Parabólico	1.00	1.00	1.00

RESULTADOS GEOMÉTRICOS

	Bóveda
Superficie verdadera magnitud intradós (m ²)	72.63
Superficie proyección horizontal (m ²)	56.32
Factor de Concavidad (adimensional)	1.29

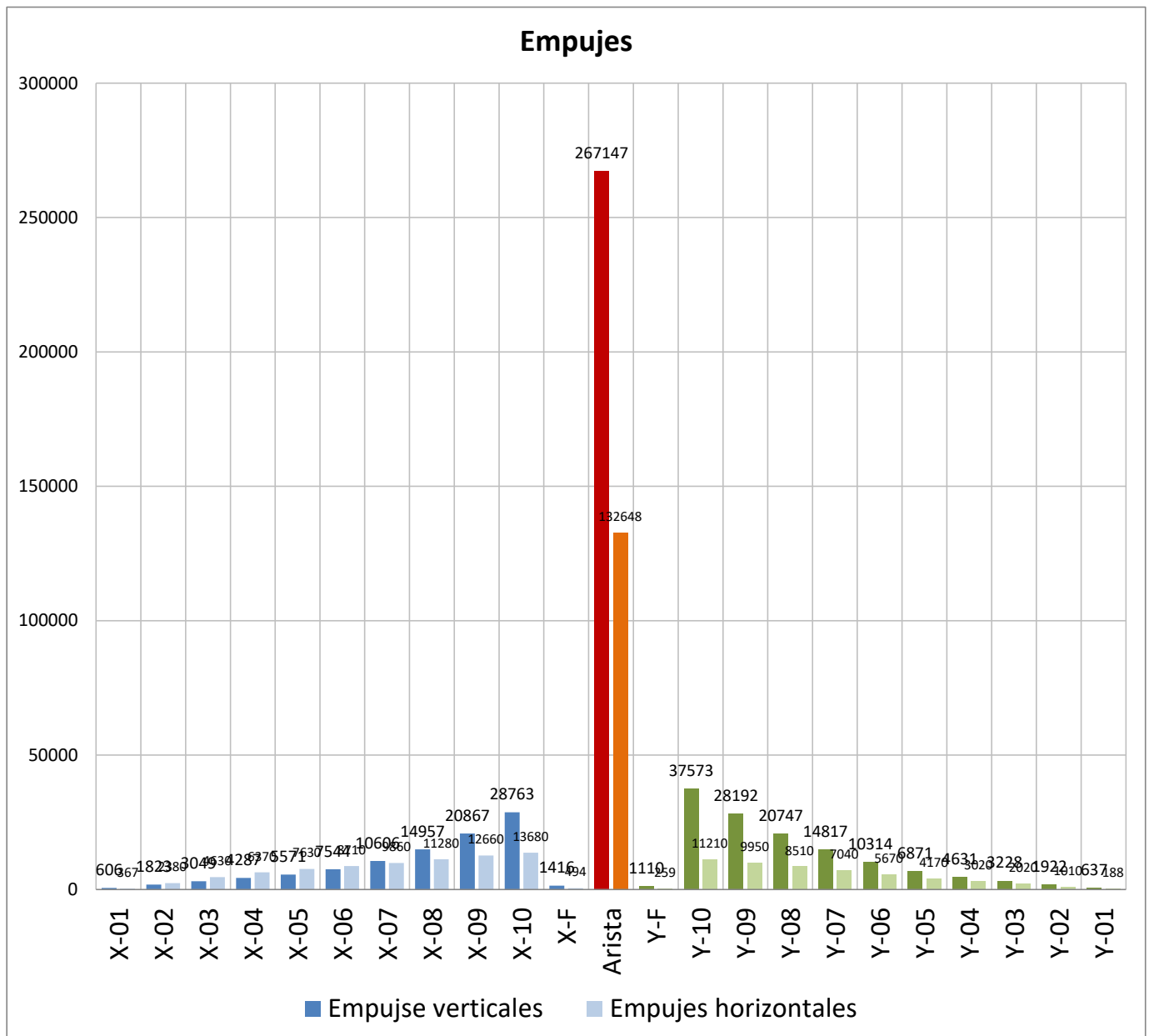




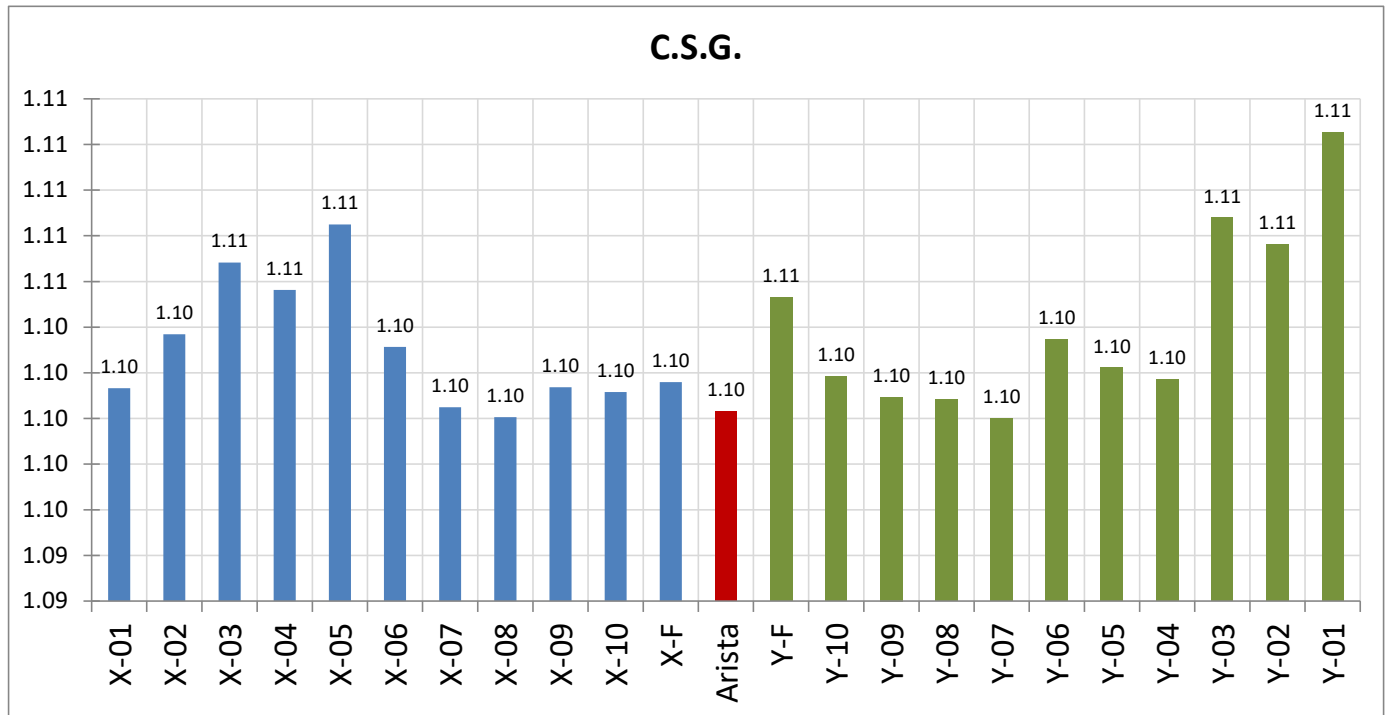
DATOS MATERIAL	Bóveda
Densidad del material (kN/m ³)	20.000
Tensión máxima del material (N/mm ²)	4.000

DATOS DE CARGA	Lado Mayor	Arista	Lado Menor
	X-F		Y-F
Relleno horizontal hasta la clave (si=1;no=0)	0	0	0
Sobrecarga superficial (N/m ²)	6000	6000	6000

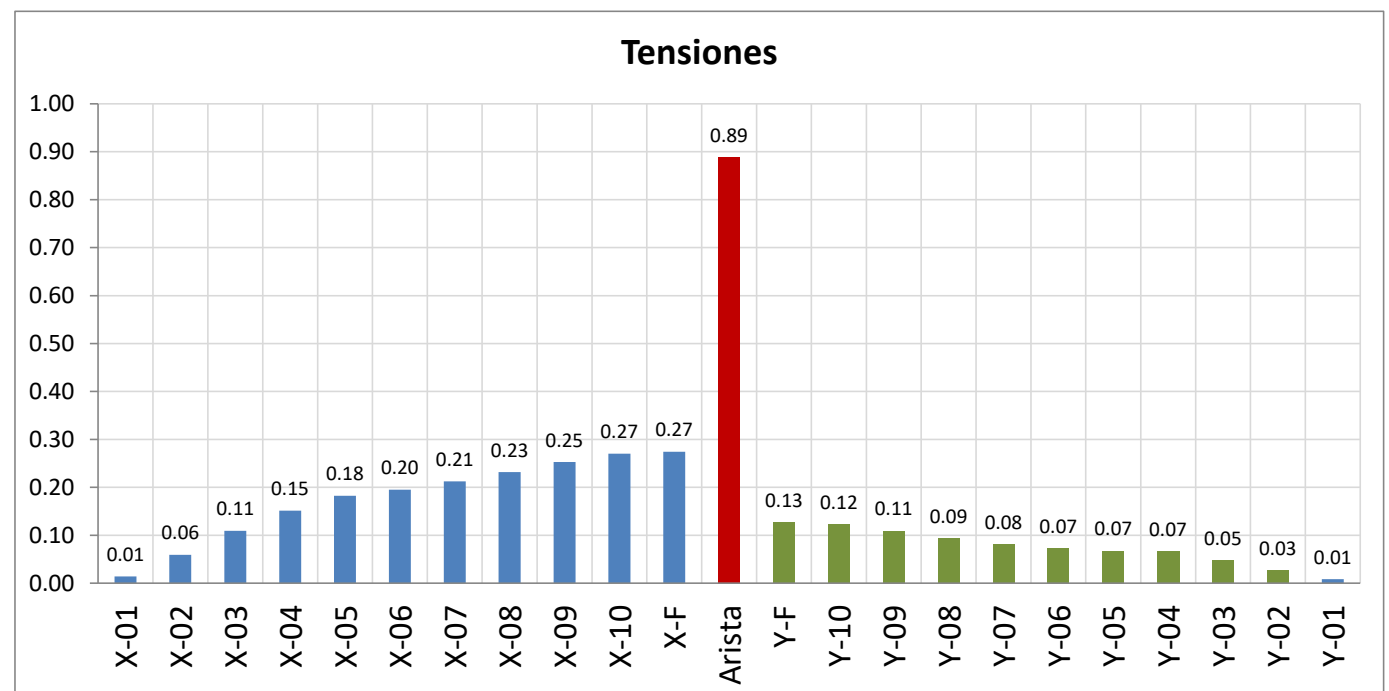
RESULTADOS DE CARGAS	Bóveda
Peso total de la bóveda (kN)	1068.59
Peso por m ² proyección horizontal (kN/m ²)	18.97

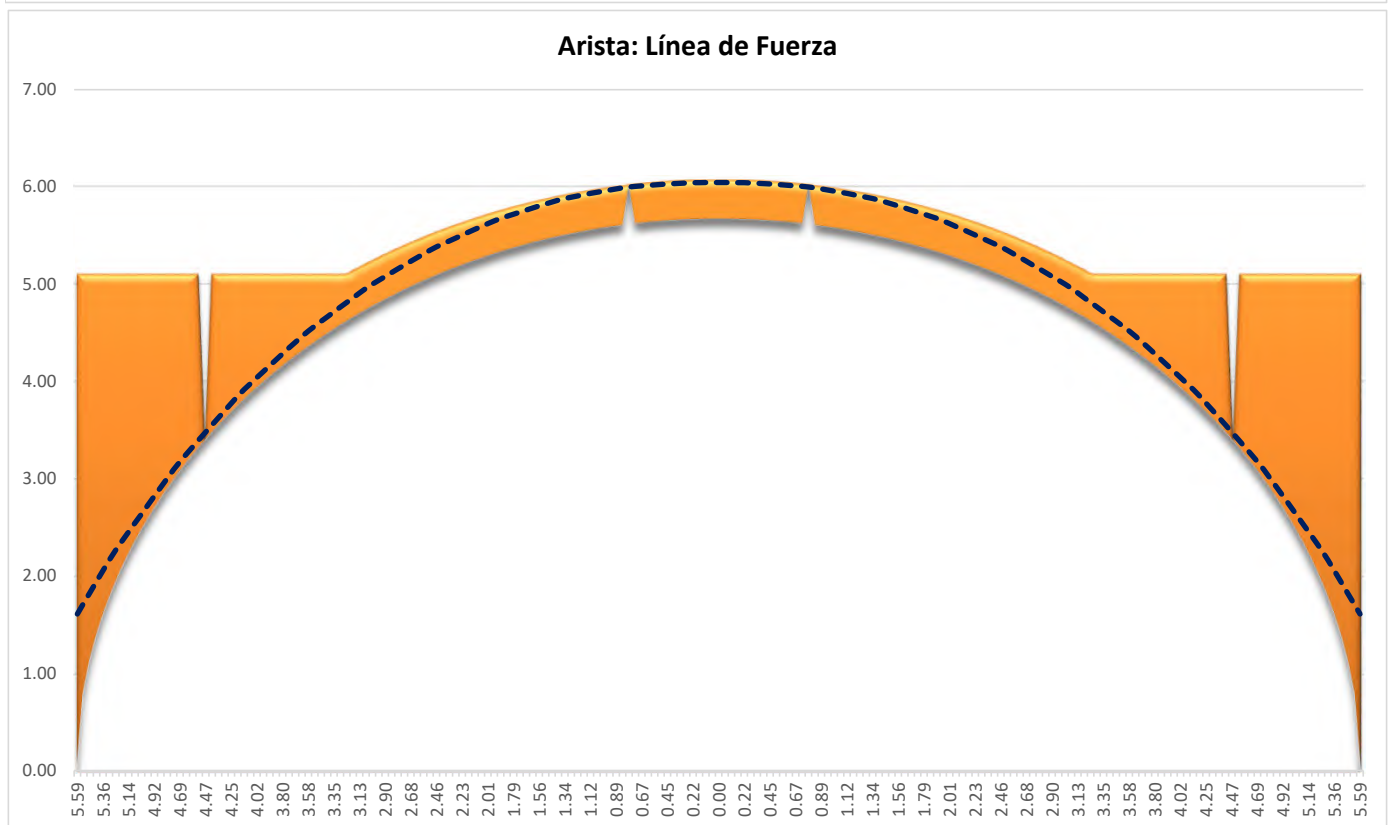
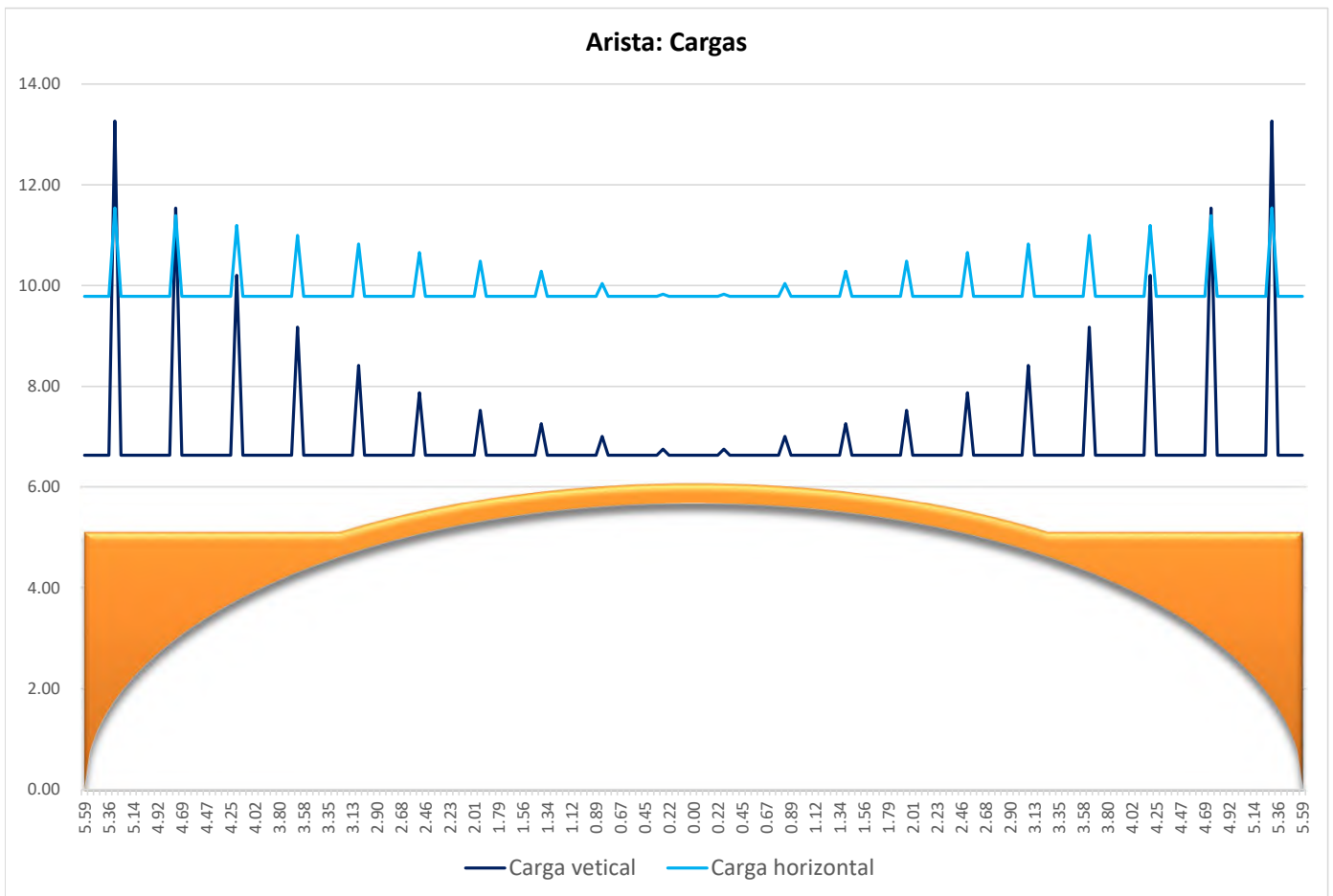


COEFICIENTE DE SEGURIDAD	Serie X	Arista	Serie Y	Bóveda
C.S.G. mínimo	1.100	1.100	1.100	1.100
Grado de estabilidad del arco	Estable	Estable	Estable	Estable
Seguridad contrarresto($\geq 100\%$ =Seguro; 0% =Colapso)	100%	100%	100%	100%



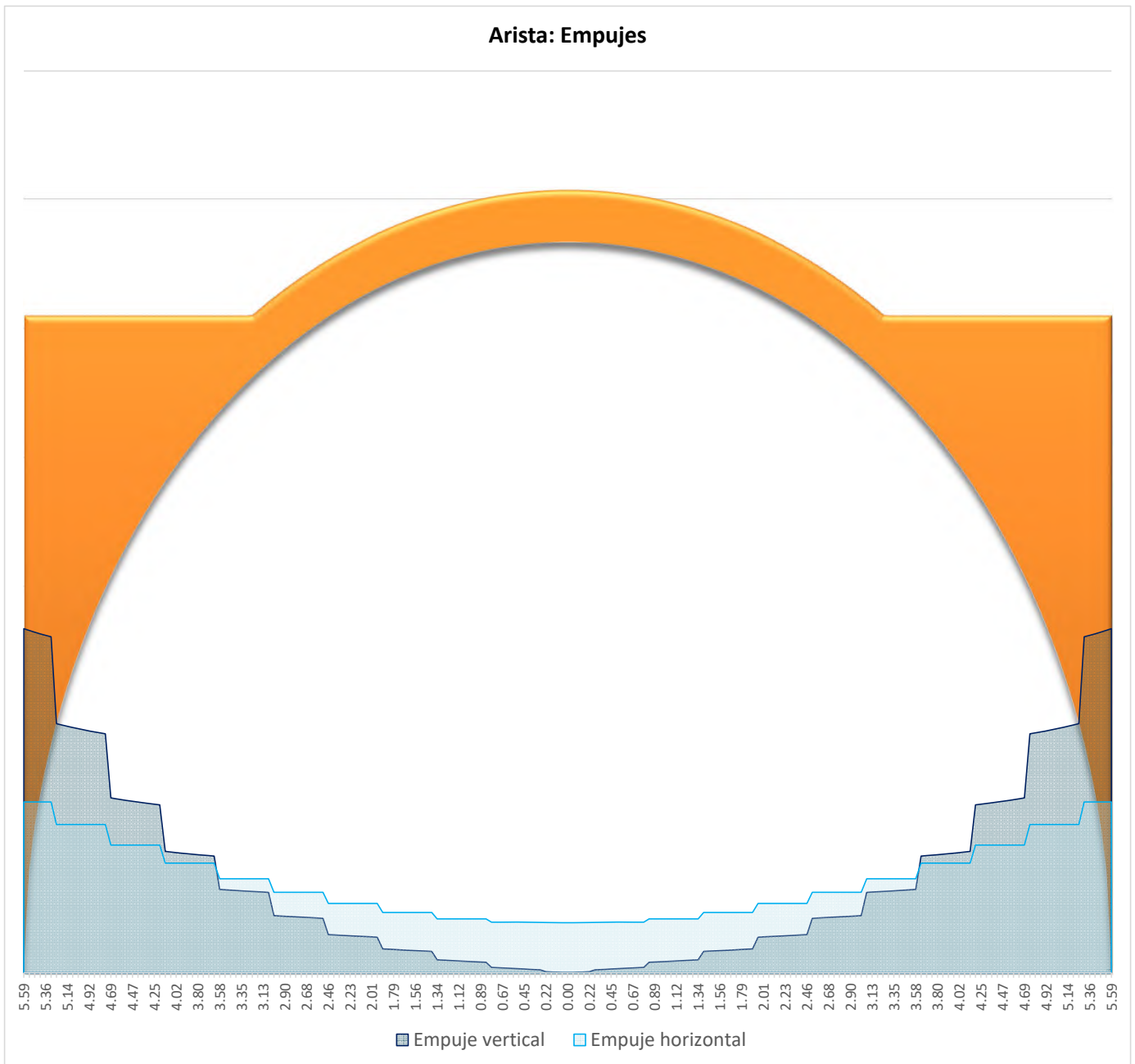
RESULTADOS TENSION	Serie X	Arista	Serie Y	Bóveda
Tensión máxima (N/m ²)	0.27	0.89	0.12	0.89
Tensión máxima de trabajo (% de la admisible)	7%	22%	3%	22%



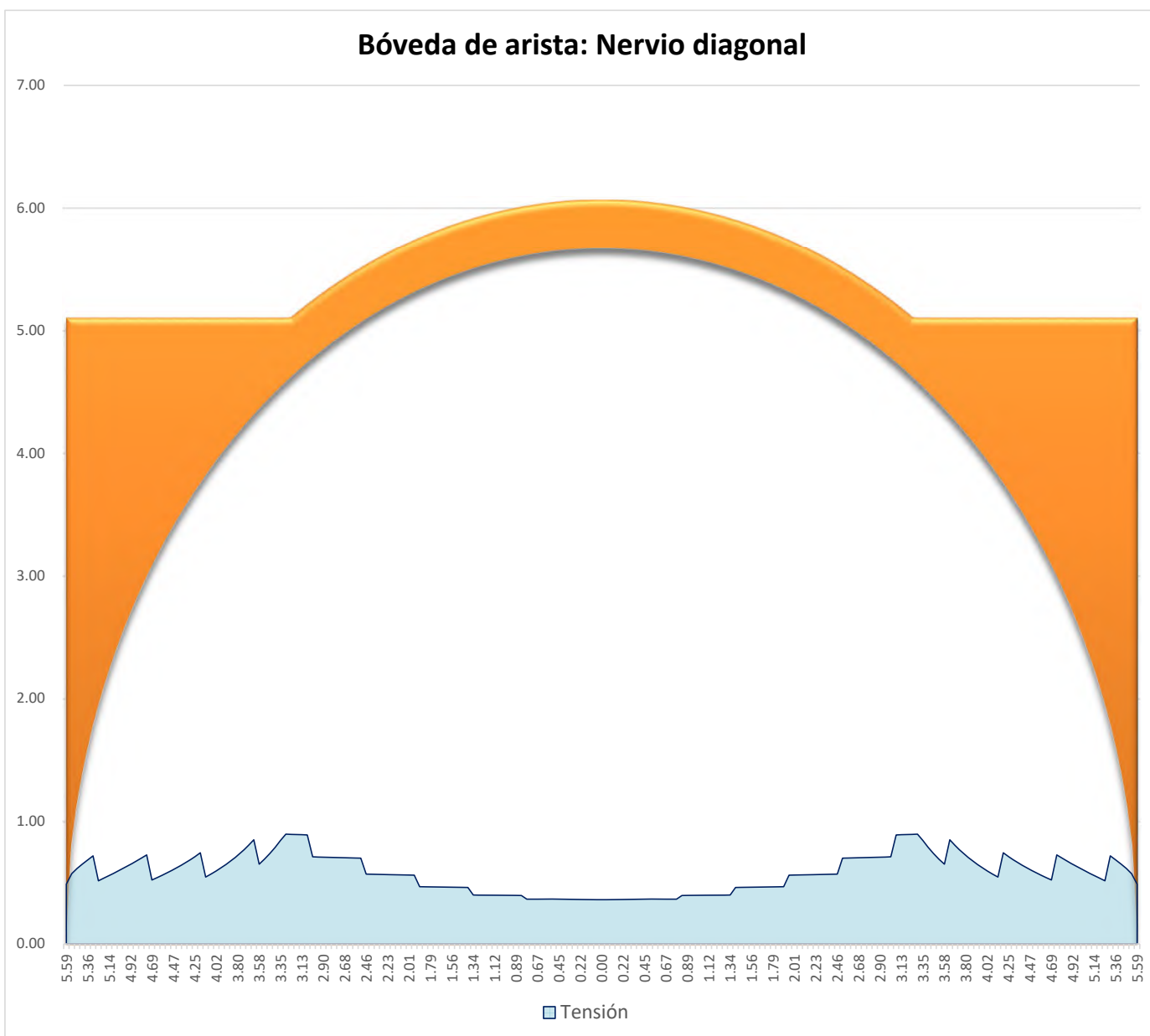


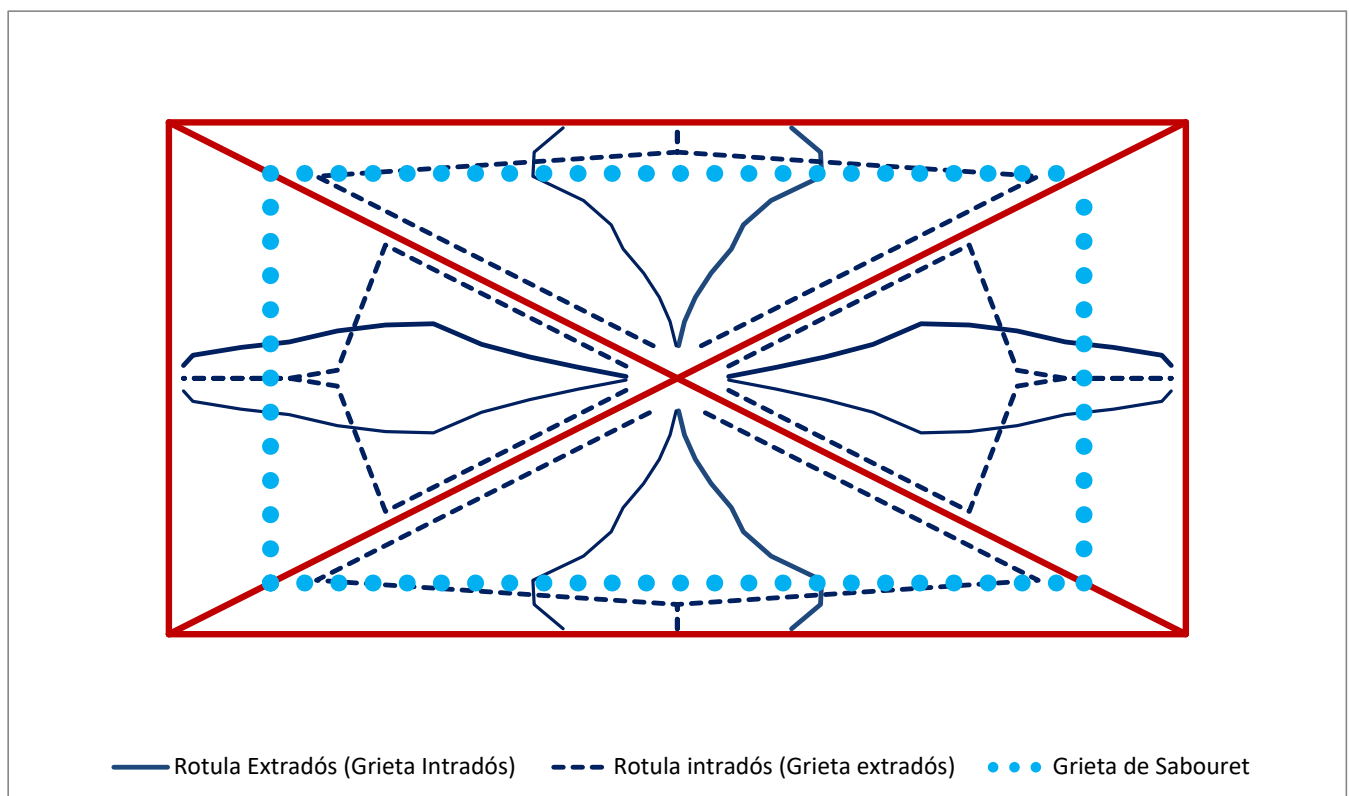
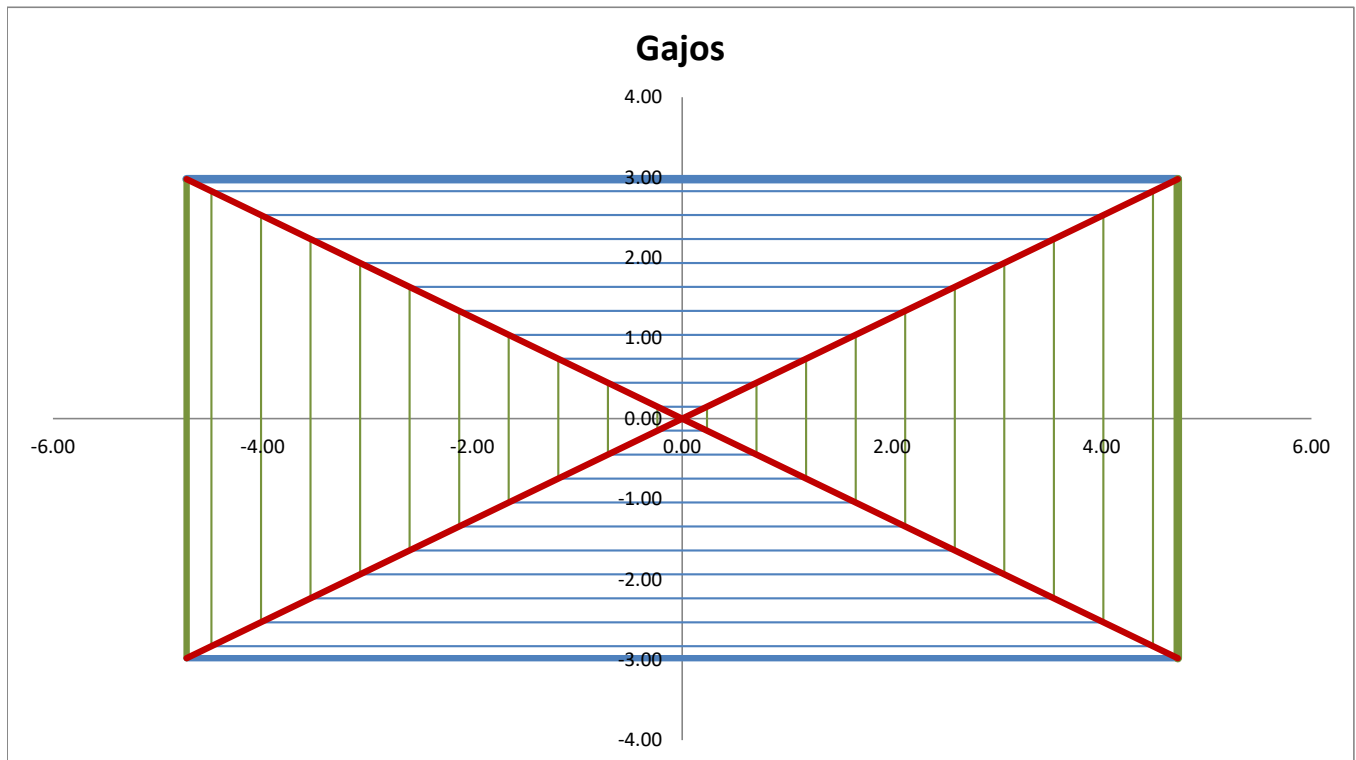
ARISTA: Empujes en apoyos	
Empuje vertical (N)	267147
Empuje horizontal en dirección de la arista (N)	132648
Empuje horizontal en dirección lado mayor (N)	112198
Empuje horizontal en dirección lado menor(N)	70762
Coord. Y empuje respecto de la pechina (m)	1.61

50% del empuje vertical
 42% del empuje vertical
 26% del empuje vertical

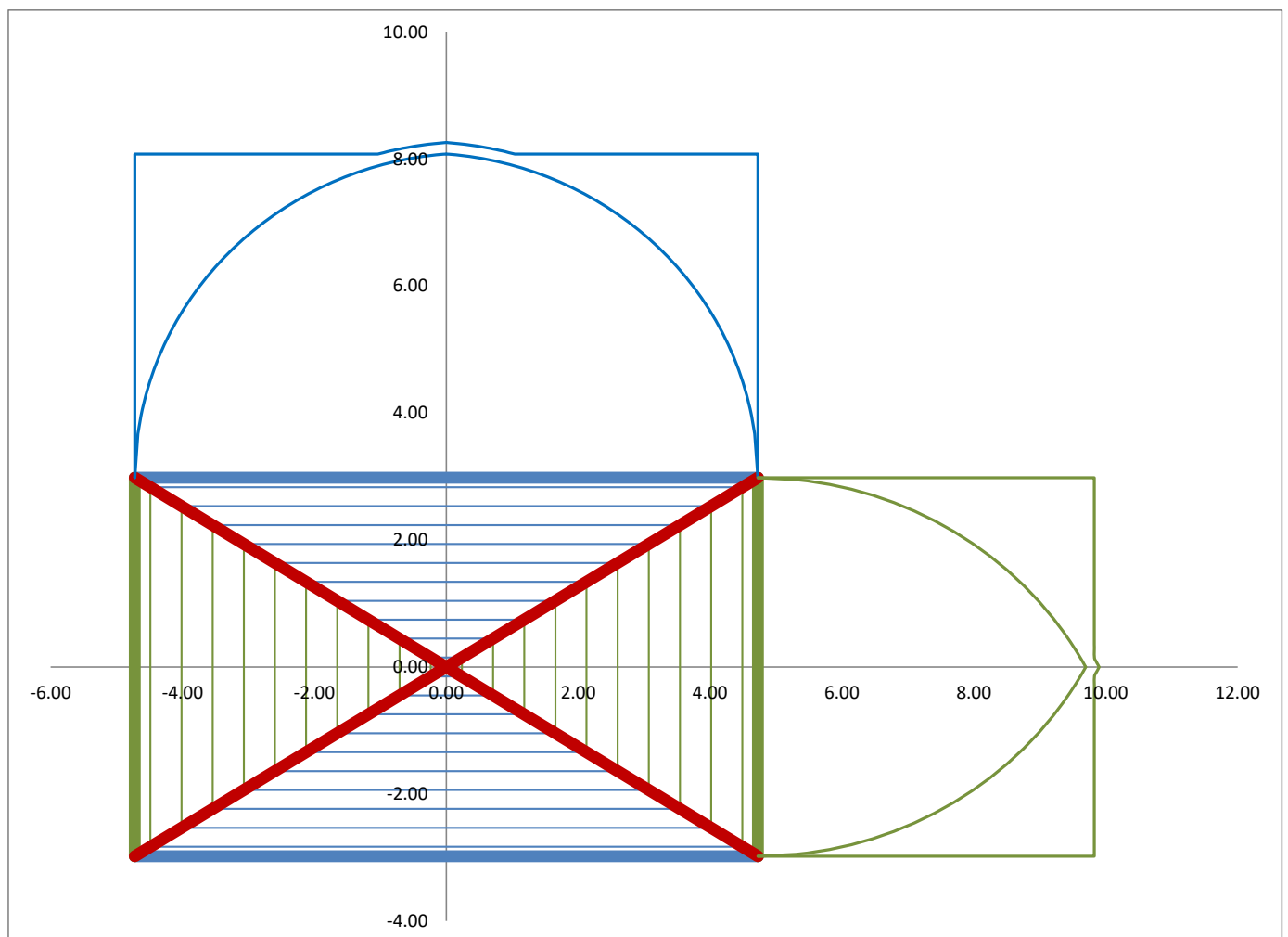


ARISTA. Tensiones	
Tensión máxima (N/m m2)	0.89
Tensión máxima de trabajo (% de la admisible)	22.22%





Sangüesa BAatrio con carga reducida

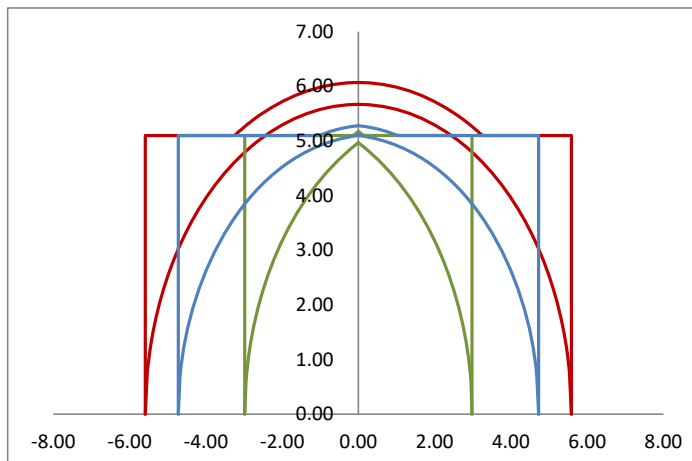
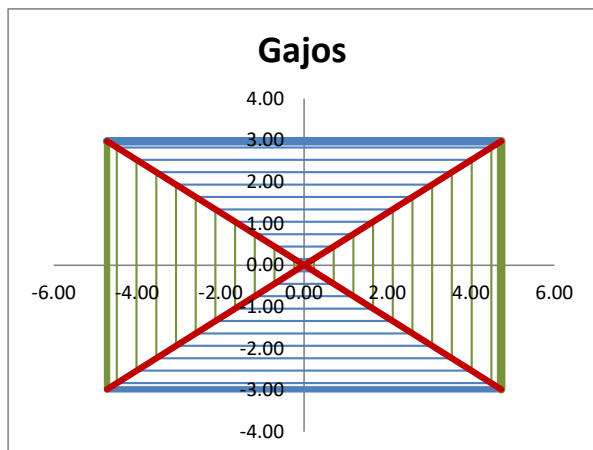
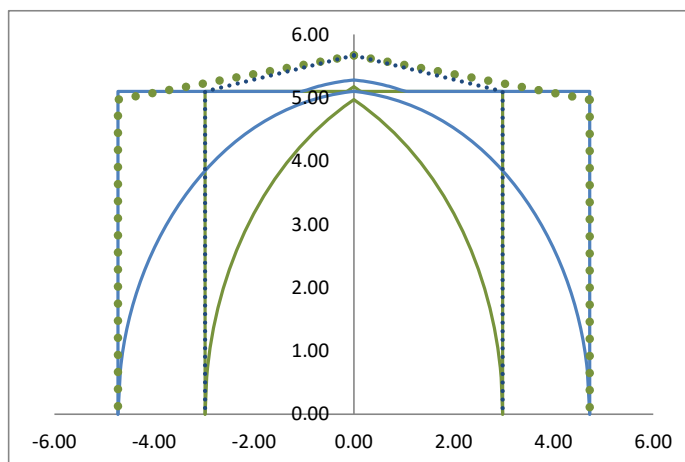


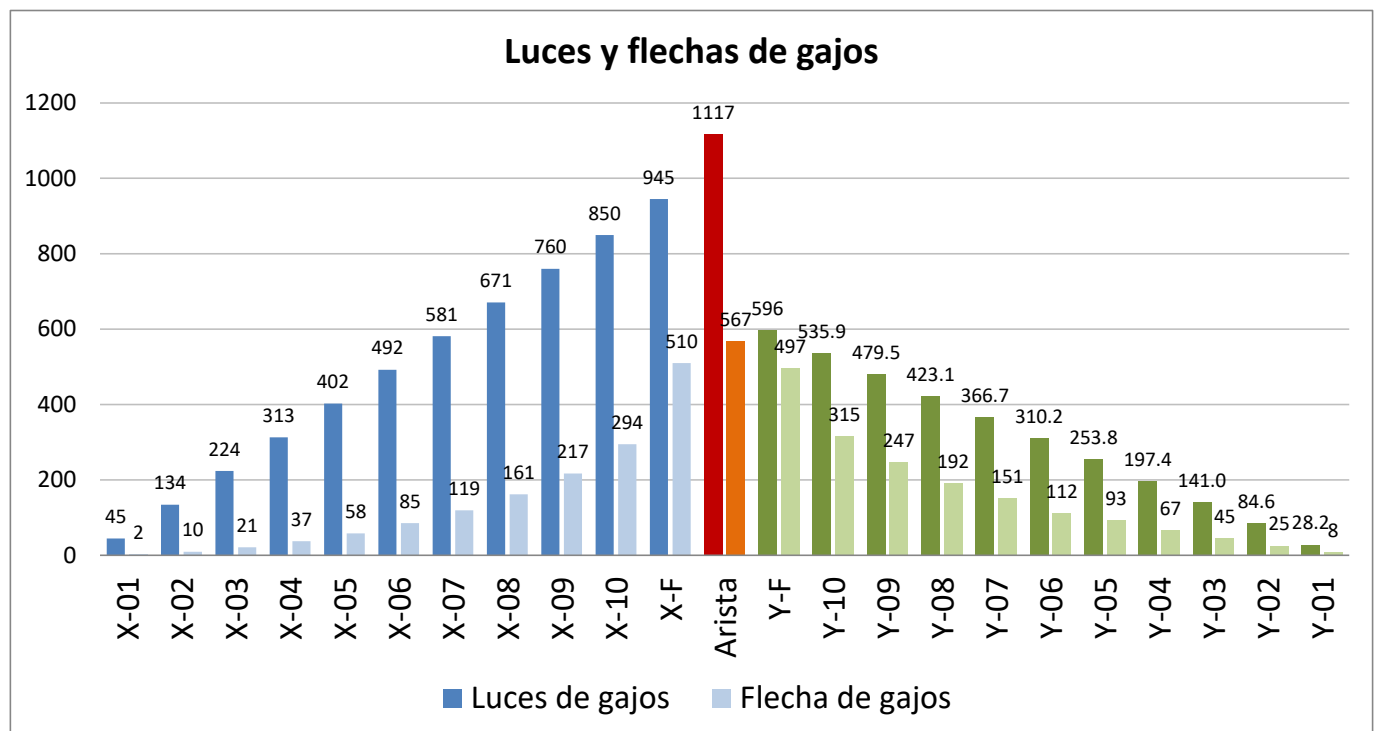
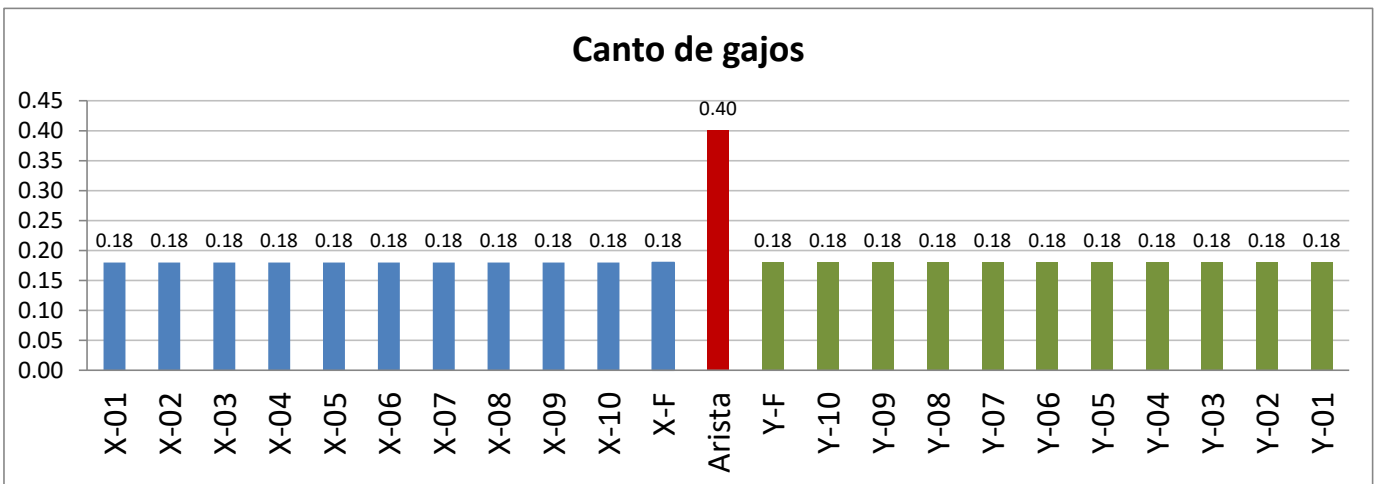
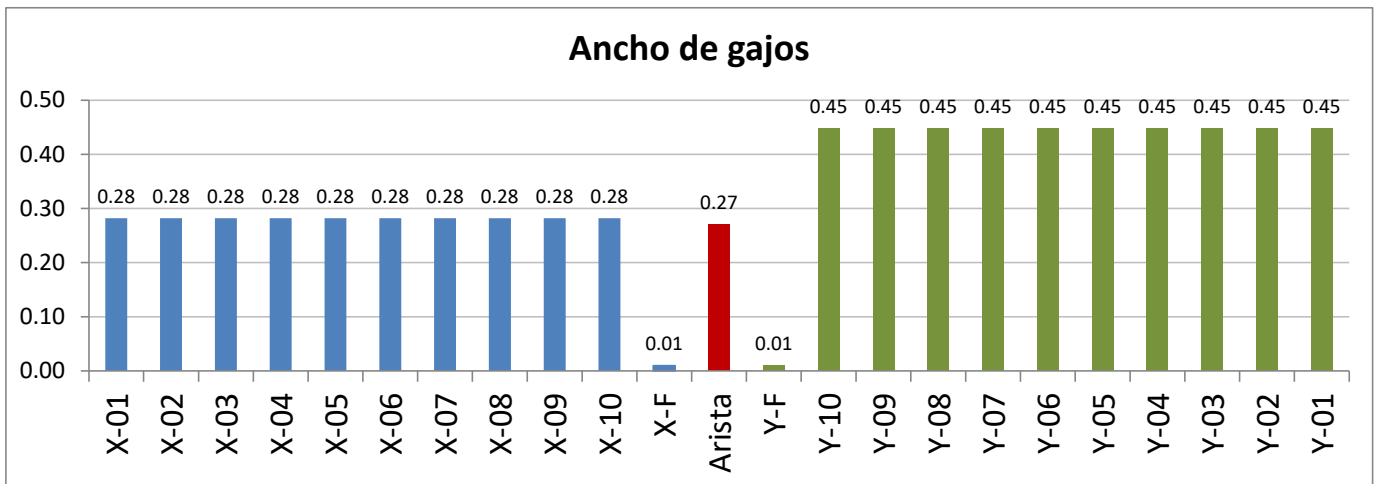
BÓVEDA DATOS: Geometría

	Lado Mayor X-F	Arista	Lado Menor Y-F
Tipo de arco	Apuntado	Elíptica	Apuntado
Longitud (m)	9.45	11.17	5.96
Flecha (m)	5.10	5.67	4.97
Canto (m)	0.18	0.40	0.18
Relleno de hombros (m)	5.10	5.10	5.10
Radio curvatura - Eje Mayor elíptico (m)	10.23	11.17	11.27
Relación elíptica	0.50	0.51	0.50
Recorte apuntada	0.39	0.00	2.65
Recorte rebajada	0.00	0.00	0.00
Ancho (m)	0.28	0.27	0.45
Arista: Angulo "a"= $\arctan(Lx/Ly)$ (grados)	0.00	57.76	0.00
Eje OX horizontal Curvilíneo	1.00	1.00	1.00
Eje OX horizontal Parabólico	1.00	1.00	1.00

RESULTADOS GEOMÉTRICOS

	Bóveda
Superficie verdadera magnitud intradós (m ²)	72.63
Superficie proyección horizontal (m ²)	56.32
Factor de Concavidad (adimensional)	1.29

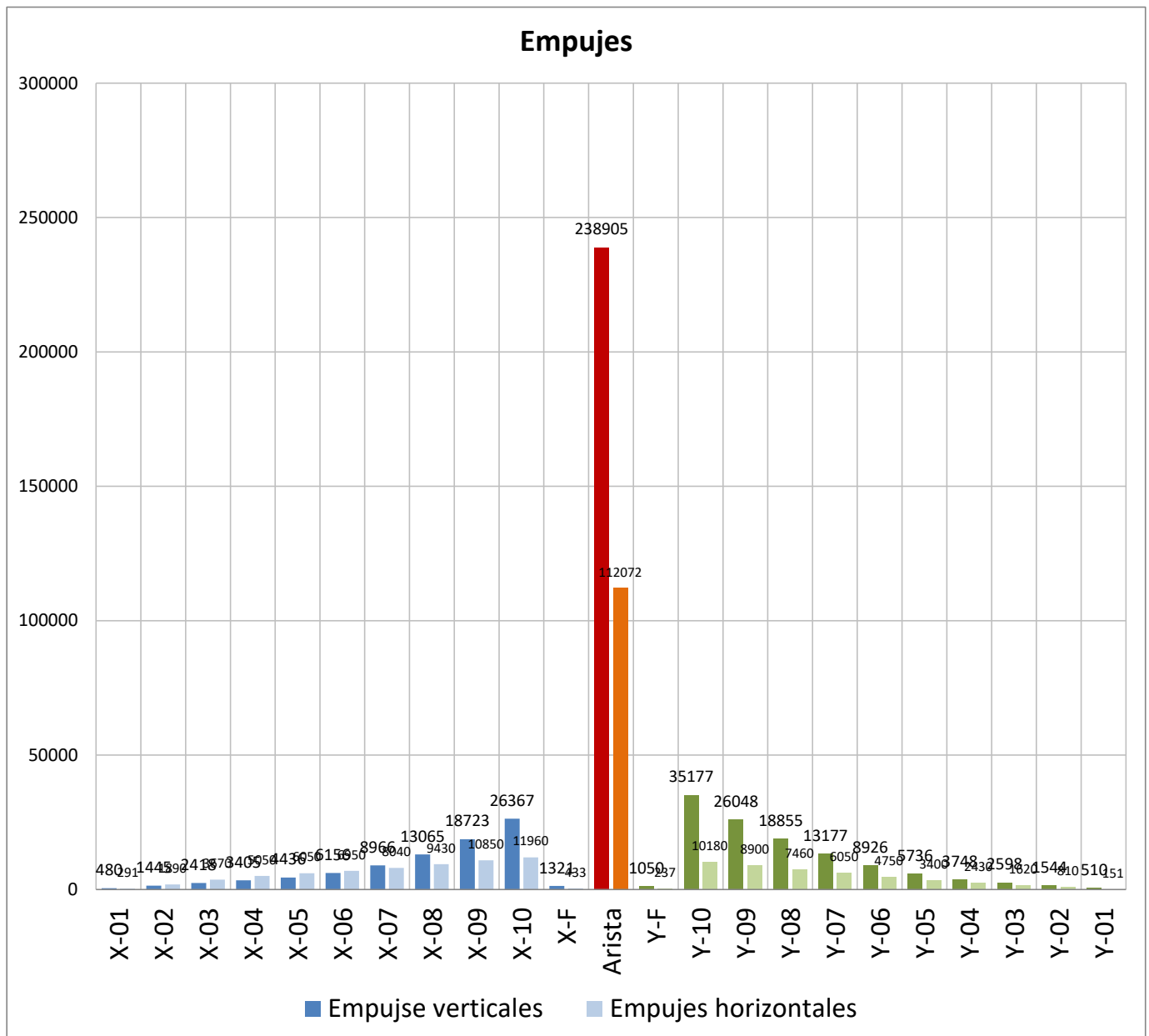




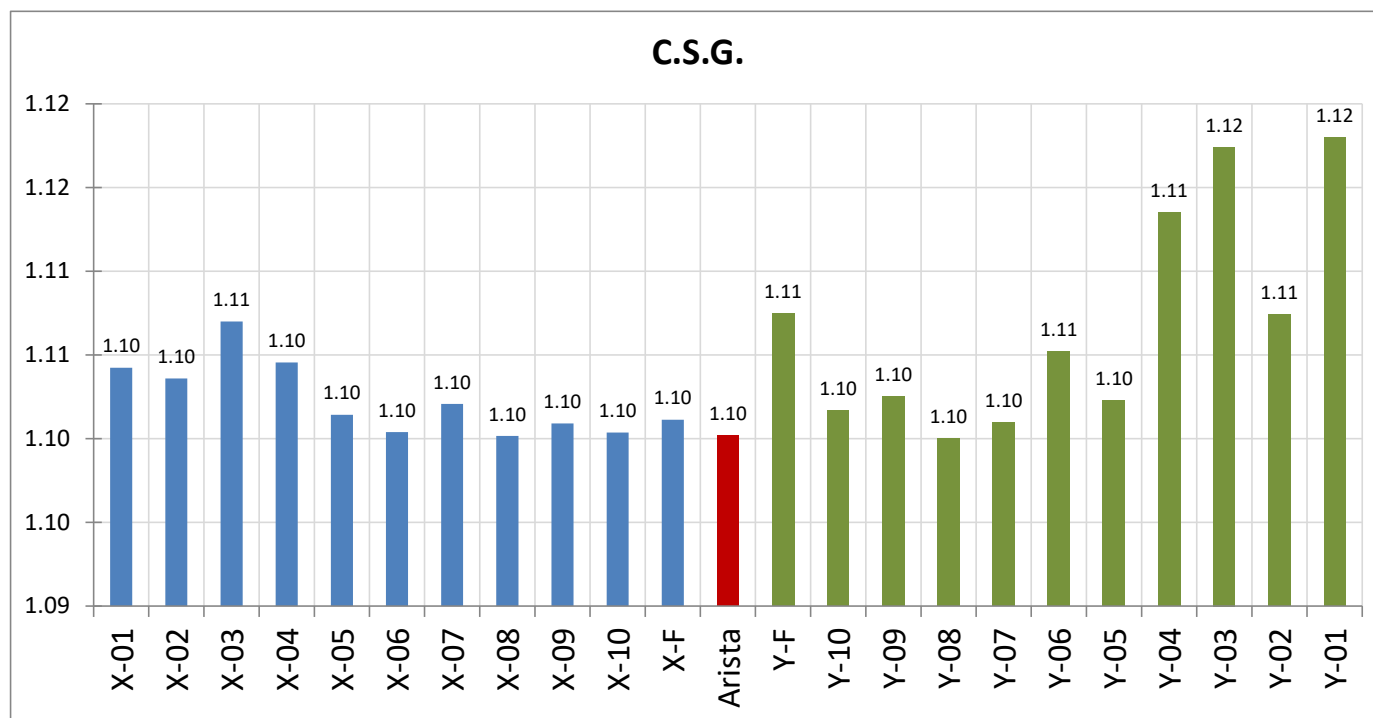
DATOS MATERIAL	Bóveda
Densidad del material (kN/m ³)	20.000
Tensión máxima del material (N/mm ²)	4.000

DATOS DE CARGA	Lado Mayor	Arista	Lado Menor
	X-F		Y-F
Relleno horizontal hasta la clave (si=1;no=0)	0	0	0
Sobrecarga superficial (N/m ²)	4000	4000	4000

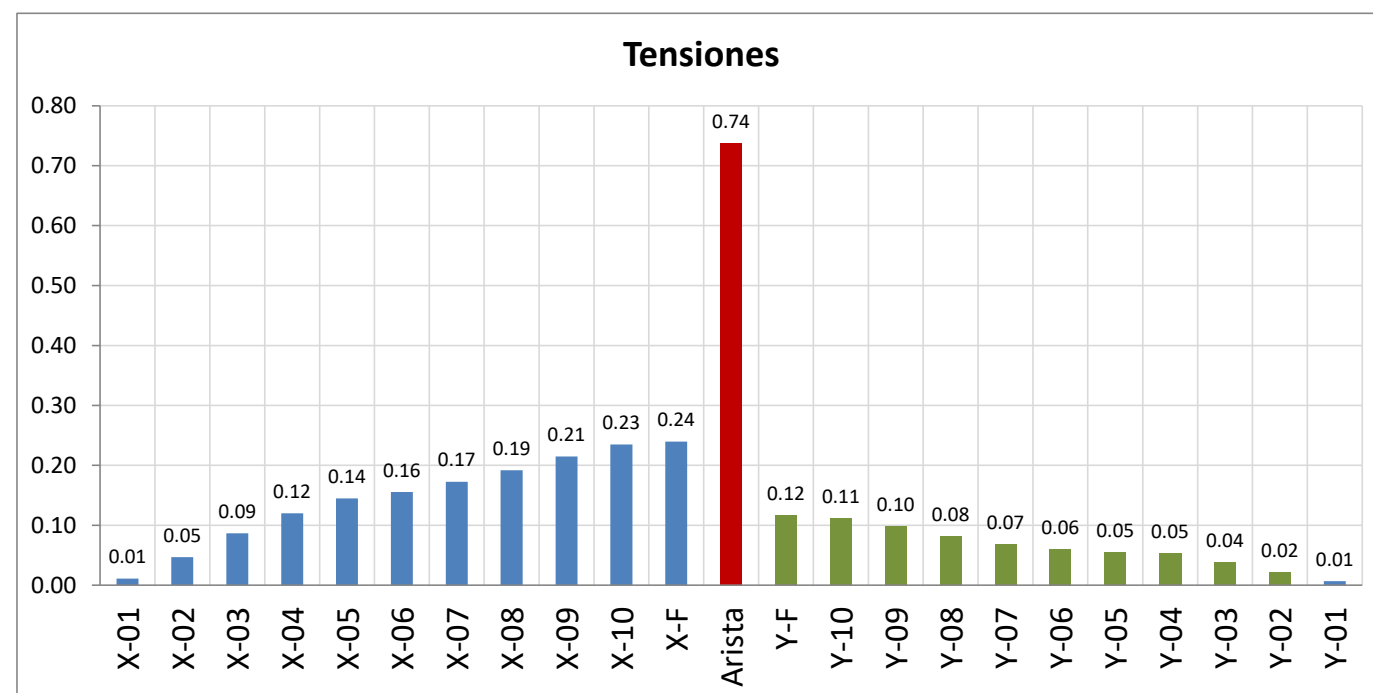
RESULTADOS DE CARGAS	Bóveda
Peso total de la bóveda (kN)	955.62
Peso por m ² proyección horizontal (kN/m ²)	16.97

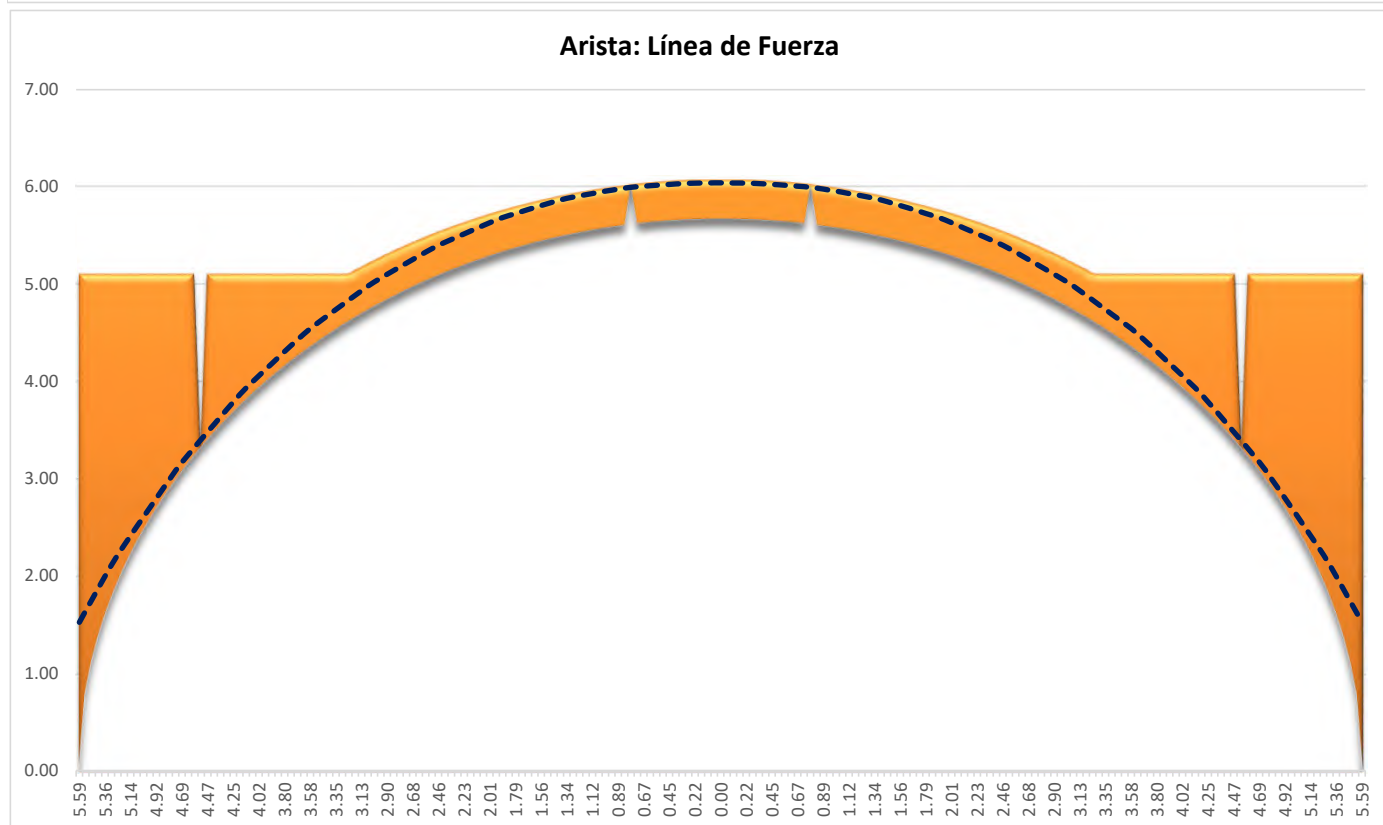
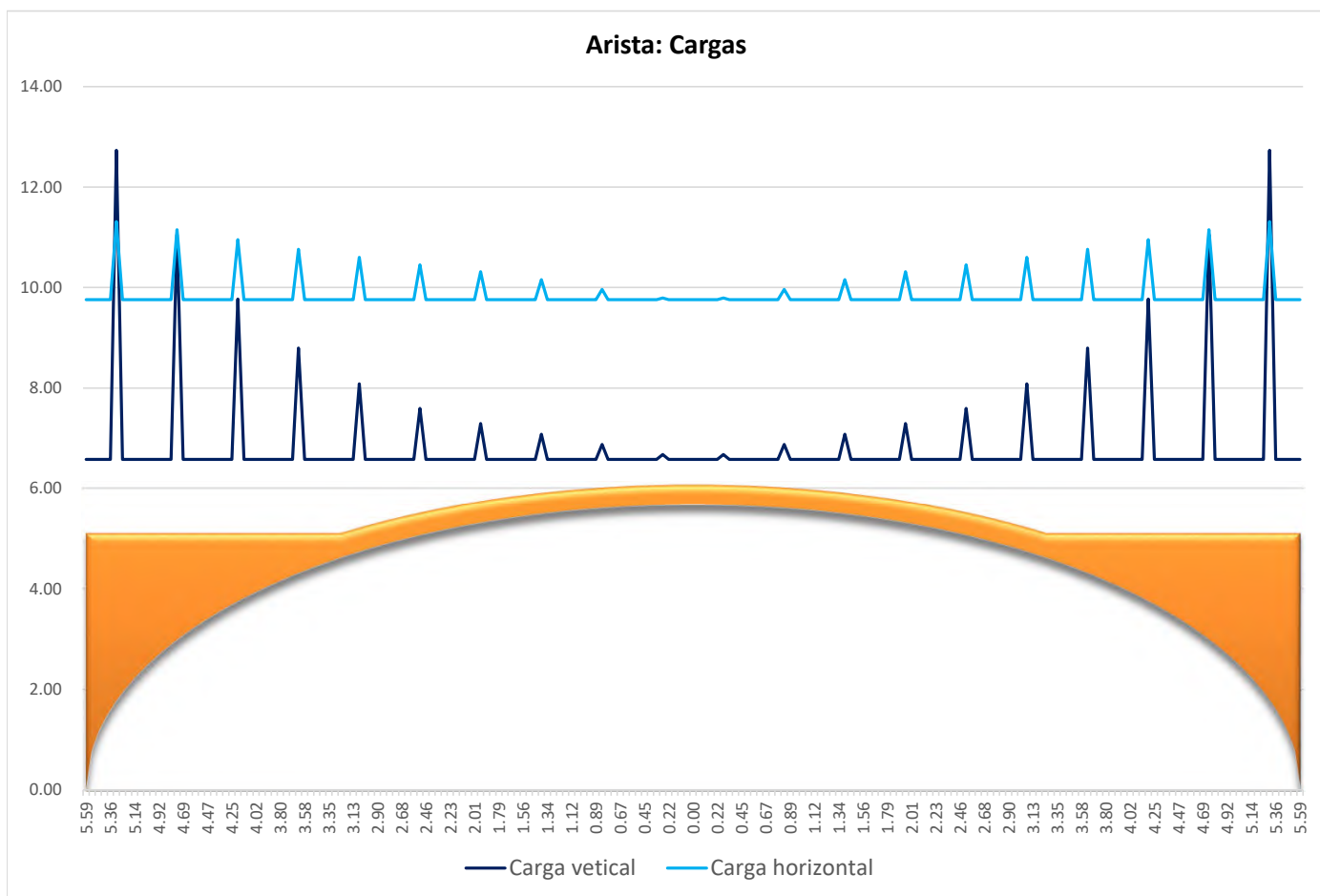


COEFICIENTE DE SEGURIDAD	Serie X	Arista	Serie Y	Bóveda
C.S.G. mínimo	1.100	1.100	1.100	1.100
Grado de estabilidad del arco	Estable	Estable	Estable	Estable
Seguridad contrarresto(≥100% =Seguro; 0%=Colapso)	100%	100%	100%	100%



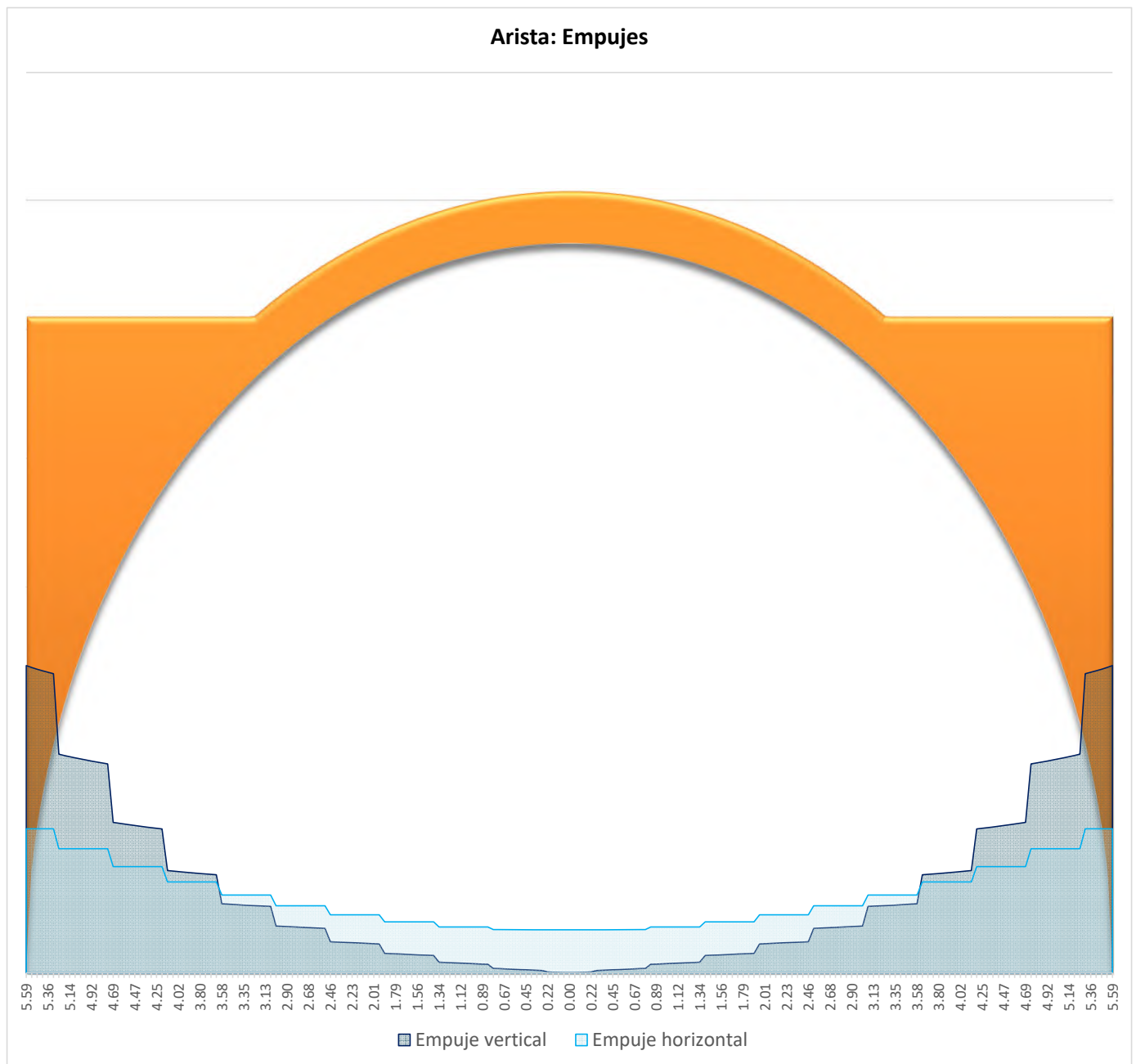
RESULTADOS TENSIÓN	Serie X	Arista	Serie Y	Bóveda
Tensión máxima (N/m ²)	0.23	0.74	0.11	0.74
Tensión máxima de trabajo (% de la admisible)	6%	18%	3%	18%



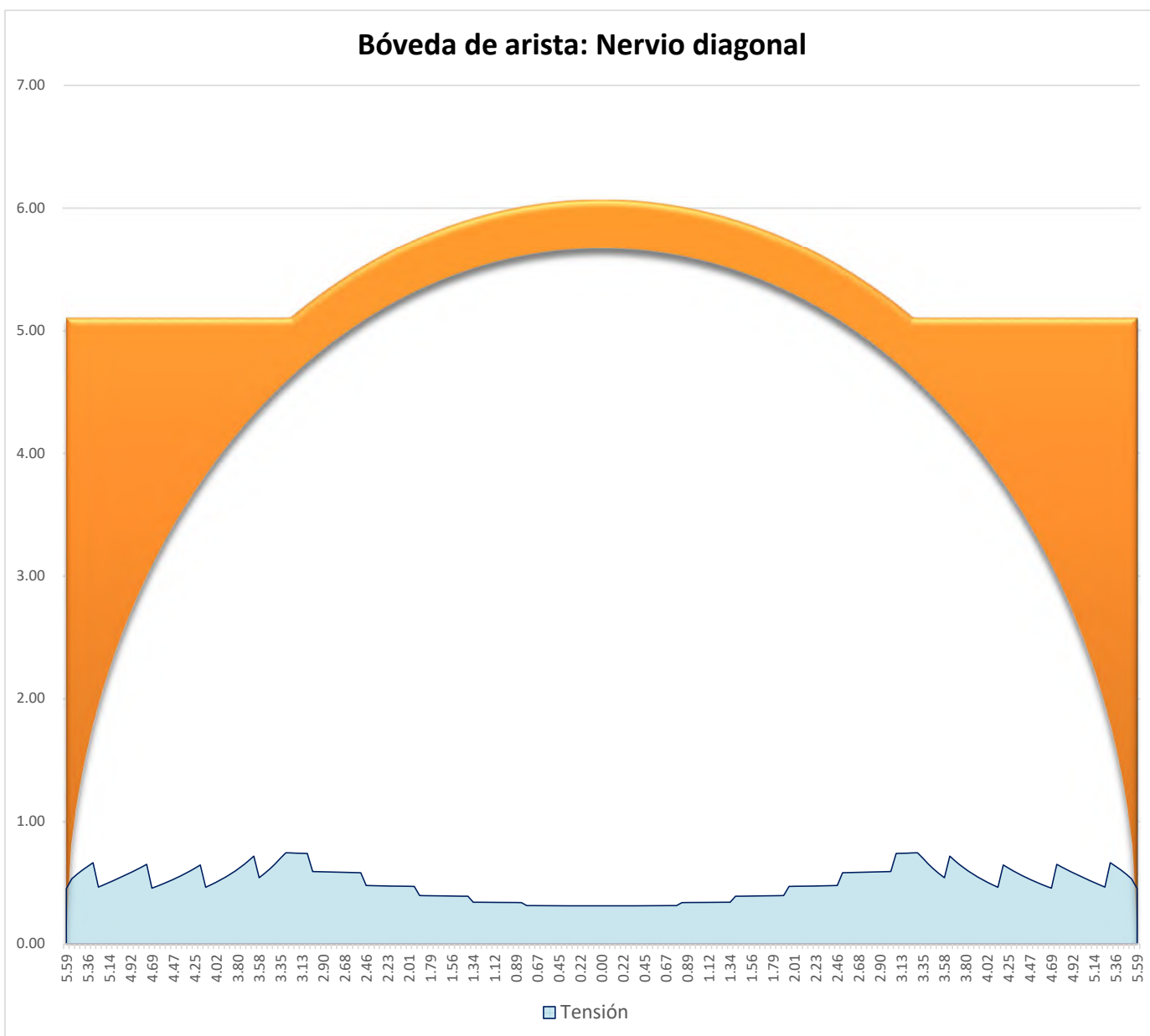


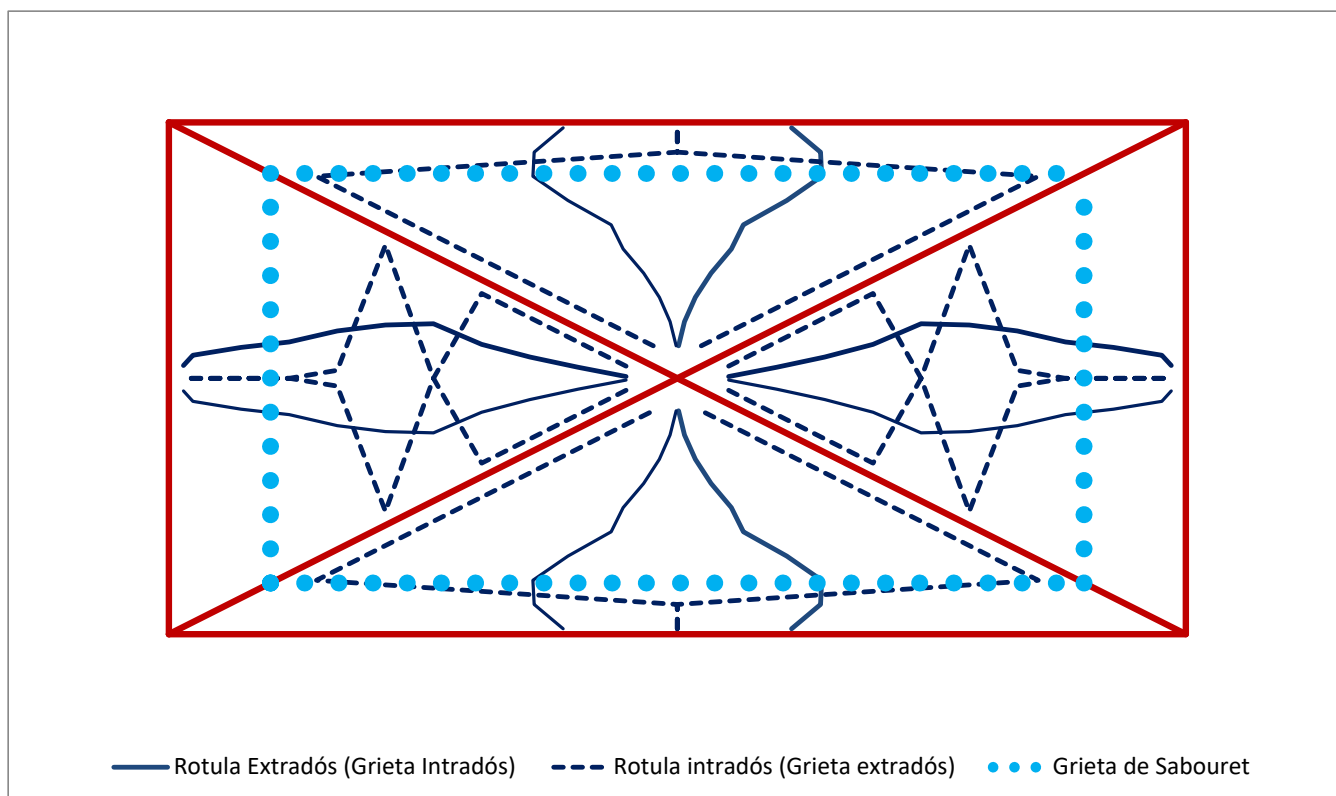
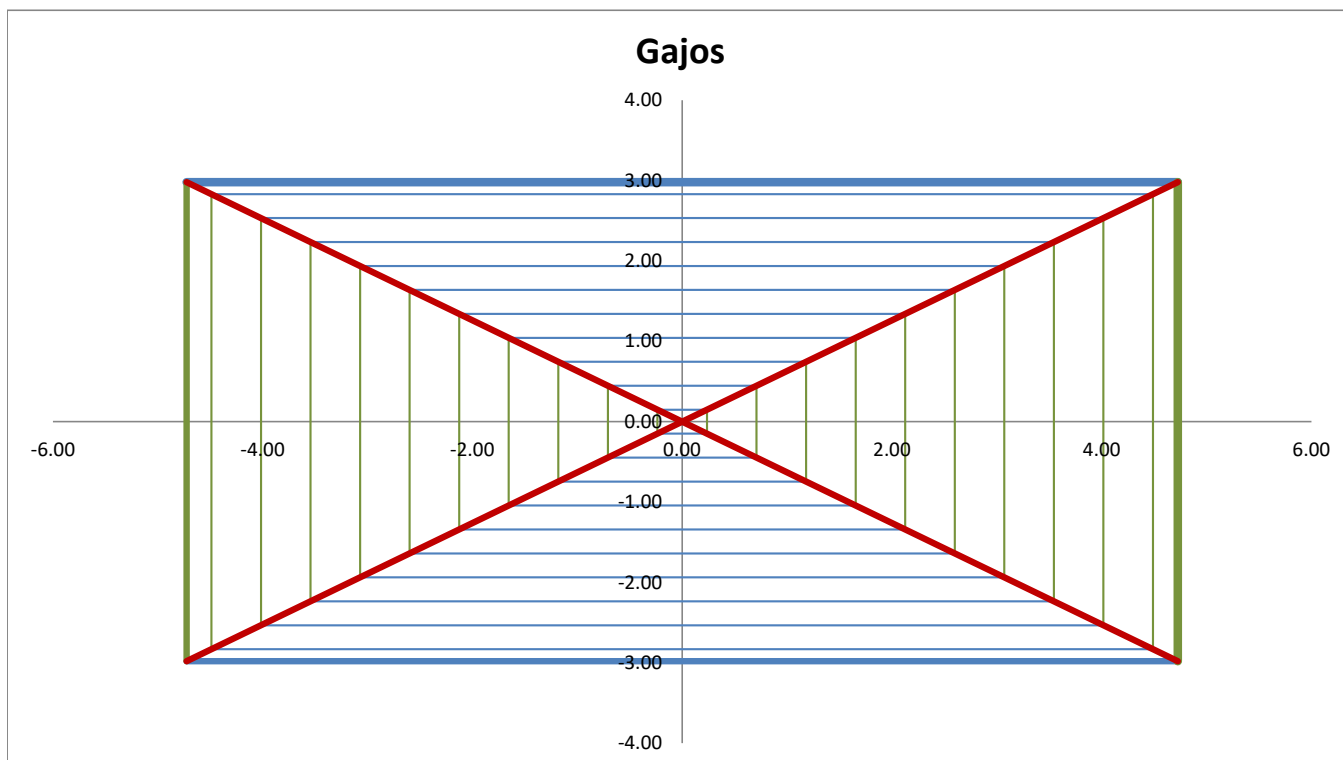
ARISTA: Empujes en apoyos	
Empuje vertical (N)	238905
Empuje horizontal en dirección de la arista (N)	112072
Empuje horizontal en dirección lado mayor (N)	94794
Empuje horizontal en dirección lado menor(N)	59785
Coord. Y empuje respecto de la pechina (m)	1.52

47% del empuje vertical
 40% del empuje vertical
 25% del empuje vertical



ARISTA. Tensiones	
Tensión máxima (N/m m2)	0.74
Tensión máxima de trabajo (% de la admisible)	18.45%





Sangüesa: Estribo Atrio



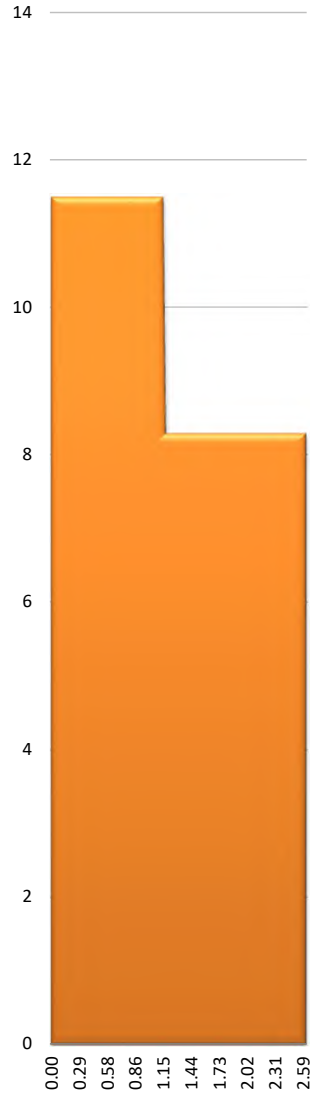
MURO DATOS: Material

Densidad (kN/m3)	20.00
Tensión máxima admisible (N/mm2)	4.00

MURO DATOS: Geometría

Dimensión X (m)	2.62
Dimensión Y (m)	11.50
Dimensión Z (m)	1.95

ESTRIBO: SECCIÓN



ESTRIBO: PLANTA



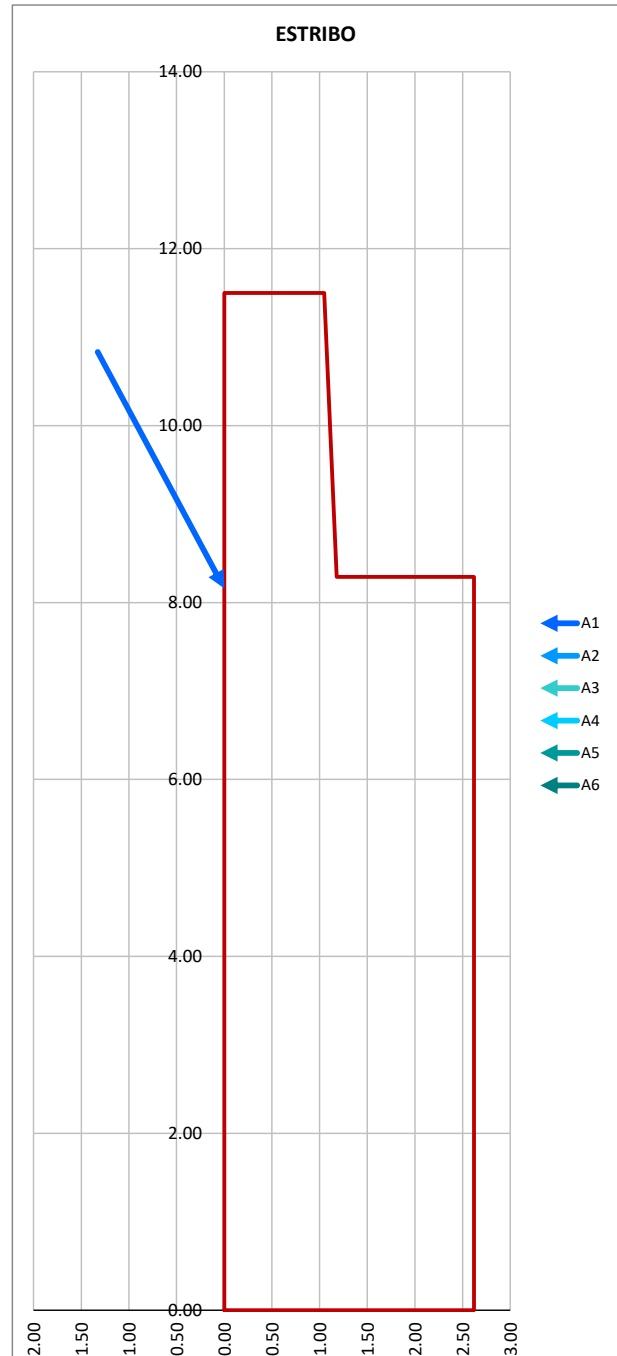
MURO DATOS: Geometría

Coordenada X (cm)	(Canto)
Coordenada Y (cm)	(Altura)
Coordenada Z (cm)	(Profundidad)

0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	
0	13	26	39	52	66	79	92	105	118	131	144	157	170	183	197	210	223	236	249	262	
###	###	###	###	###	###	###	###	###	###	###	###	###	###	###	###	###	###	###	###	###	###
195	195	195	195	195	195	195	195	195	195	195	195	195	195	195	195	195	195	195	195	195	195

ACCIONES		Resultante	A1	A2	A3	A4	A5	A6
Acción en el muro Coor X (m)		0.00	0.00	0	0	0	0	0
Acción en el muro Coor Y (m)		8.16	8.16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Empuje Horizontal (N)		132648	132648	0	0	0	0	0
Empuje Vertical (N)		267147	267147	0	0	0	0	0

MURO RESULTADOS: Cargas	
Peso del muro sin cargas (N)	986471



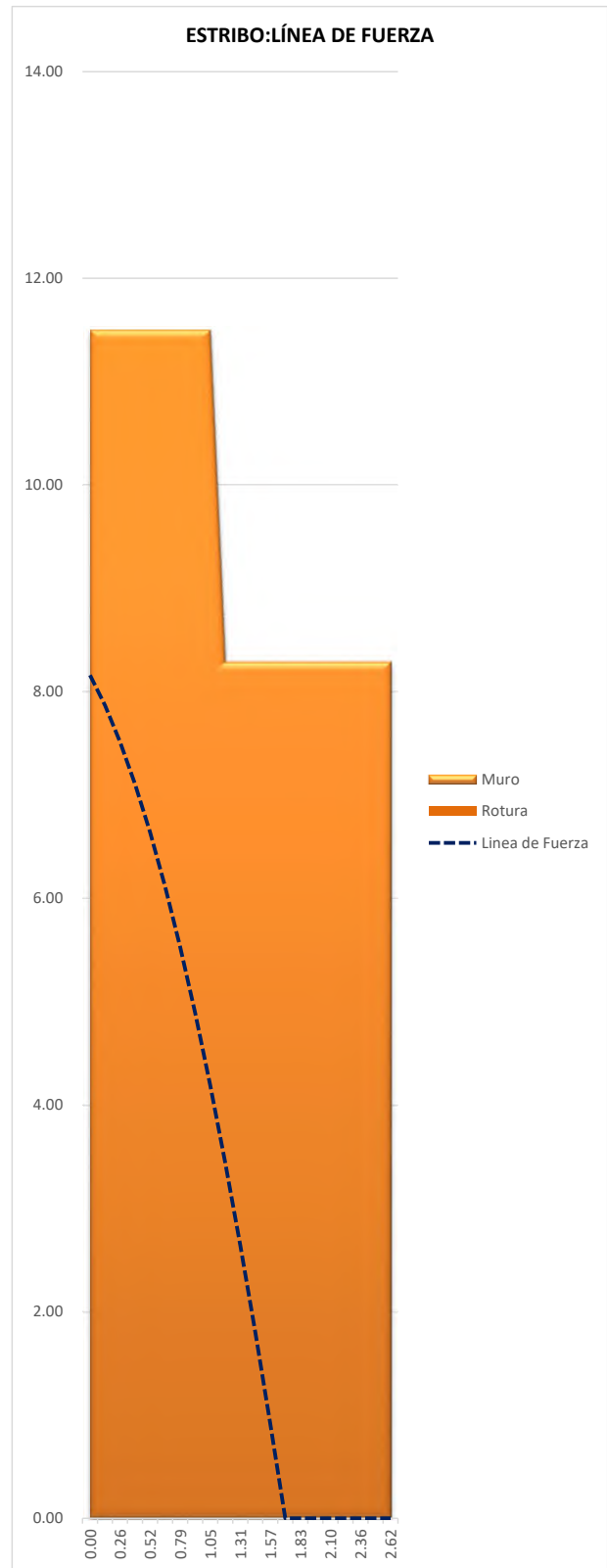
Factor de escala para el dibujo	
Acciones	0.01

MURO RESULTADOS: RESULTANTE EN LA BASE

Coord. X de aterrizaje (m)	1.70
Punto de aterrizaje en % de la base	65.00%
Inclinación resultante en la base respecto la horizontal (°)	-83.96

MURO RESULTADOS: Línea de rotura

Coord. X en la base (m)	0.79
-------------------------	------



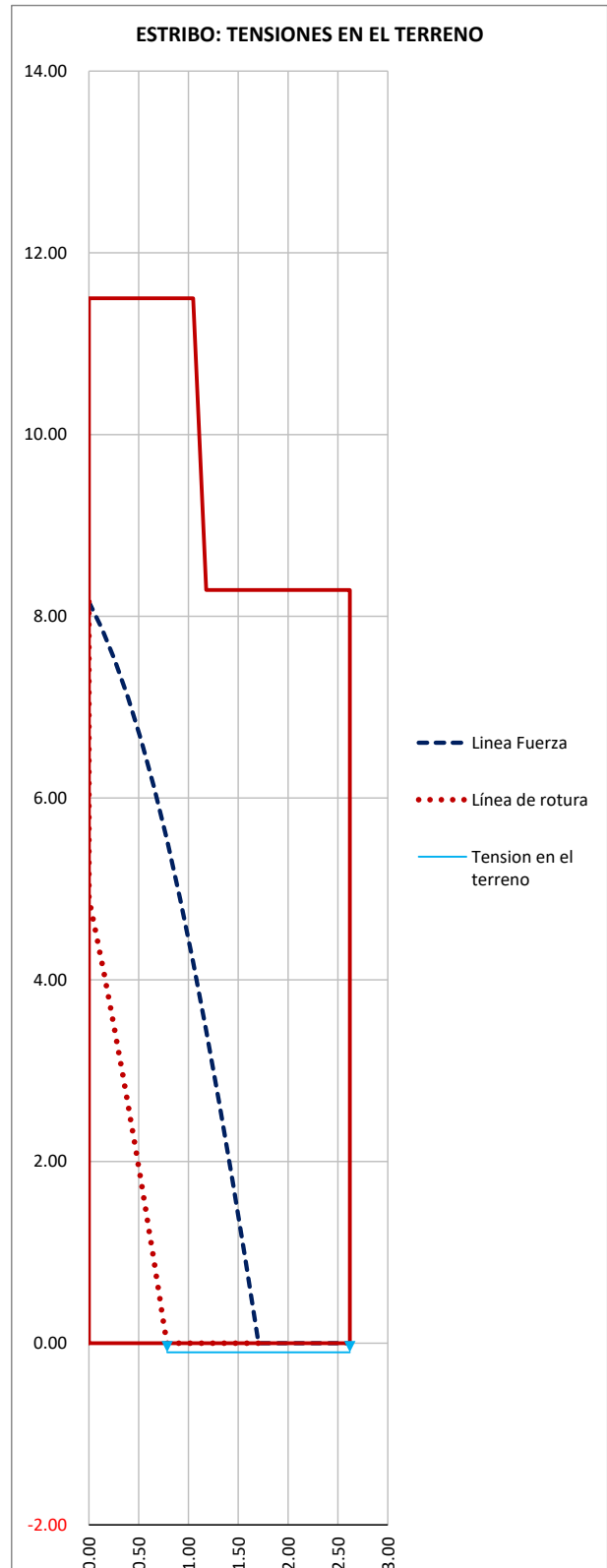
MURO RESULTADOS: Empujes

Empuje vertical en la base (N)	1253618
Empuje horizontal en la base (N)	132648



MURO RESULTADOS: Tensiones

Sección total de la base (m)	5.11
Sección de trabajo en la base	5.11
Tensión máxima (N/mm²)	0.25
Tensión máxima (% Tensión admisible)	6.1%

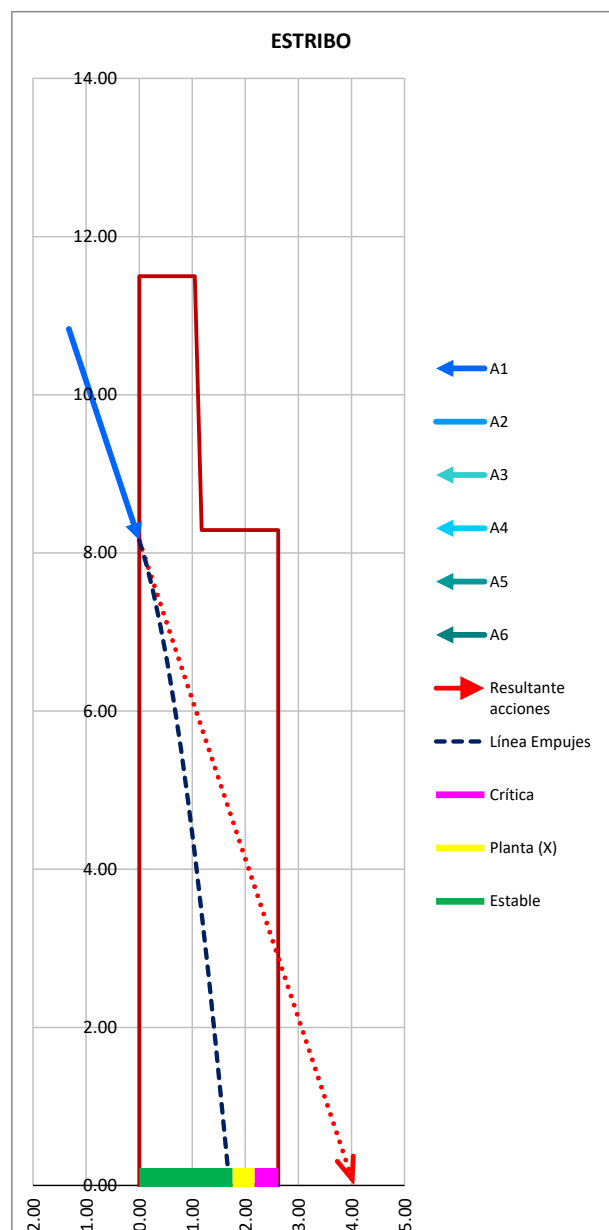


Factor de escala para el dibujo

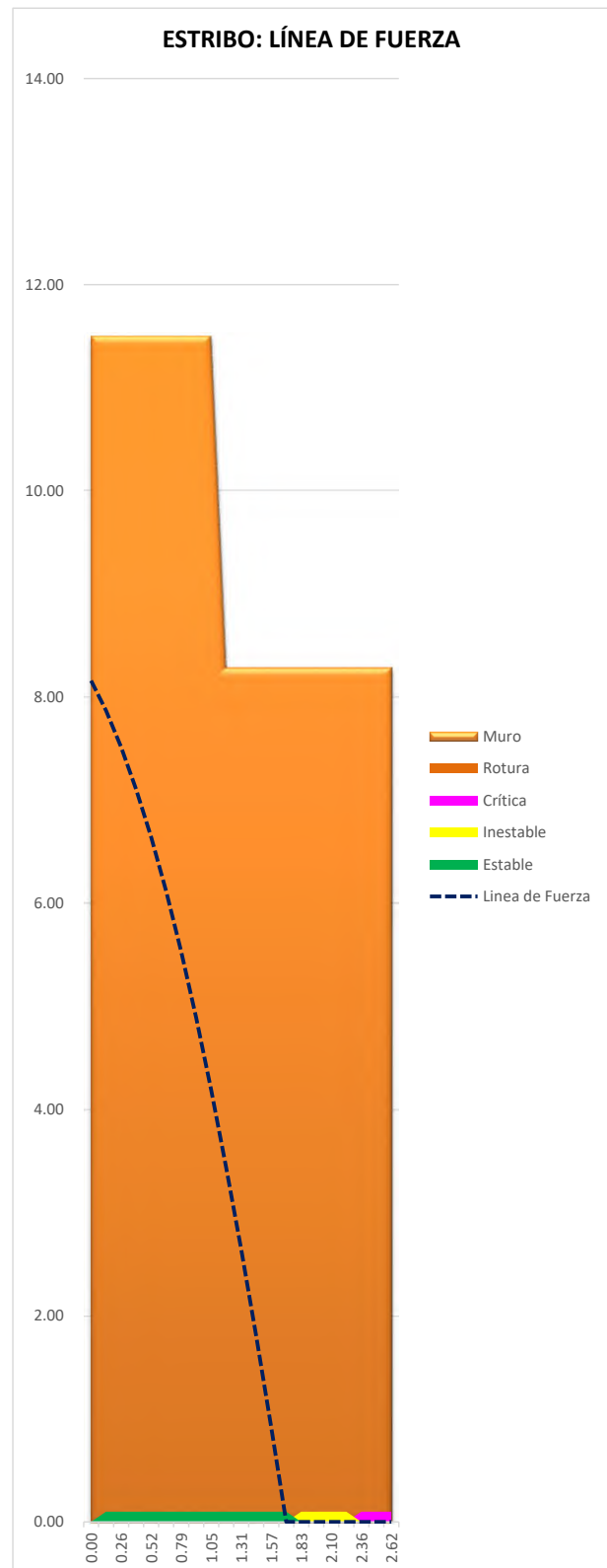
Tensión en el terreno	0.10
-----------------------	------

MURO RESULTADOS. Momento de vuelco	
Momento de vuelco. Empuje laterales (kN*m)	-382.48
Momento estabilizador. Peso del muro (kN*m)	1997.33
Coefficiente de Seguridad al vuelco	-5.22

MURO RESULTADOS: C.S.G.	
Coefficiente de Seguridad Geométrico	3.33
Grado de estabilidad del contrarresto	Estable
Seguridad (≥100% =Seguro; 0%=Colapso)	105%



CONTRARRESTO: Material	
Densidad (kN/m ³)	20.00
Tensión máxima admisible (N/mm ²)	4.00
CONTRARRESTO: Geometría	
Dimensión máxima en X (m)	2.62
Dimensión máxima en Y (m)	11.50
Dimensión máxima (m)	1.95
ACCIONES: Resultante	
Acción en el muro Coor X en m	0.00
Acción en el muro Coor Y en m	8.16
Empuje Horizontal en N	132648
Empuje Vertical en N	267147
MURO RESULTADOS: Cargas	
Peso del muro sin cargas (N)	986471
MURO RESULTADOS: Empujes	
Empuje vertical en la base (N)	1253618
Empuje horizontal en la base (N)	132648
Coor. X de aterrizaje del empuje en la base (m)	1.70
Punto de aterrizaje en % de la base	65%
Inclinación resultante en la base respecto la horiz	-83.96
MURO RESULTADOS: Tensiones	
Sección total de la base (m)	5.11
Sección de trabajo en la base	5.11
Tensión máxima (N/mm ²)	0.25
Tensión máxima (% Tensión admisible)	6.1%
MURO RESULTADOS: Línea de rotura	
Coor. X en la base (m)	0.79
MURO RESULTADOS. Momento de vuelco	
Momento de vuelco. Empuje laterales (kN*m)	-382.48
Momento estabilizador. Peso del muro (kN*m)	1997.33
Coefficiente de Seguridad al vuelco	-5.22
MURO RESULTADOS: C.S.G.	
Coefficiente de Seguridad Geométrico	3.33
Grado de estabilidad del contrarresto	Estable
Seguridad (≥100% =Seguro; 0%=Colapso)	105%



Sangüesa: Estribo Atrio



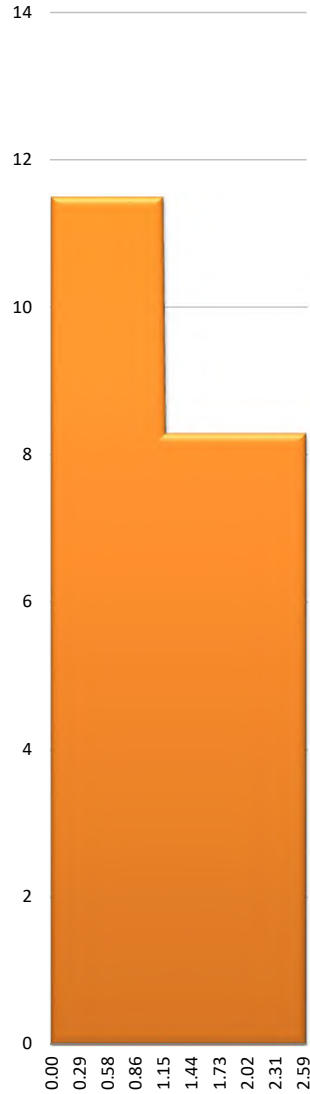
MURO DATOS: Material

Densidad (kN/m3)	20.00
Tensión máxima admisible (N/mm2)	4.00

MURO DATOS: Geometría

Dimensión X (m)	2.62
Dimensión Y (m)	11.50
Dimensión Z (m)	1.95

ESTRIBO: SECCIÓN



ESTRIBO: PLANTA



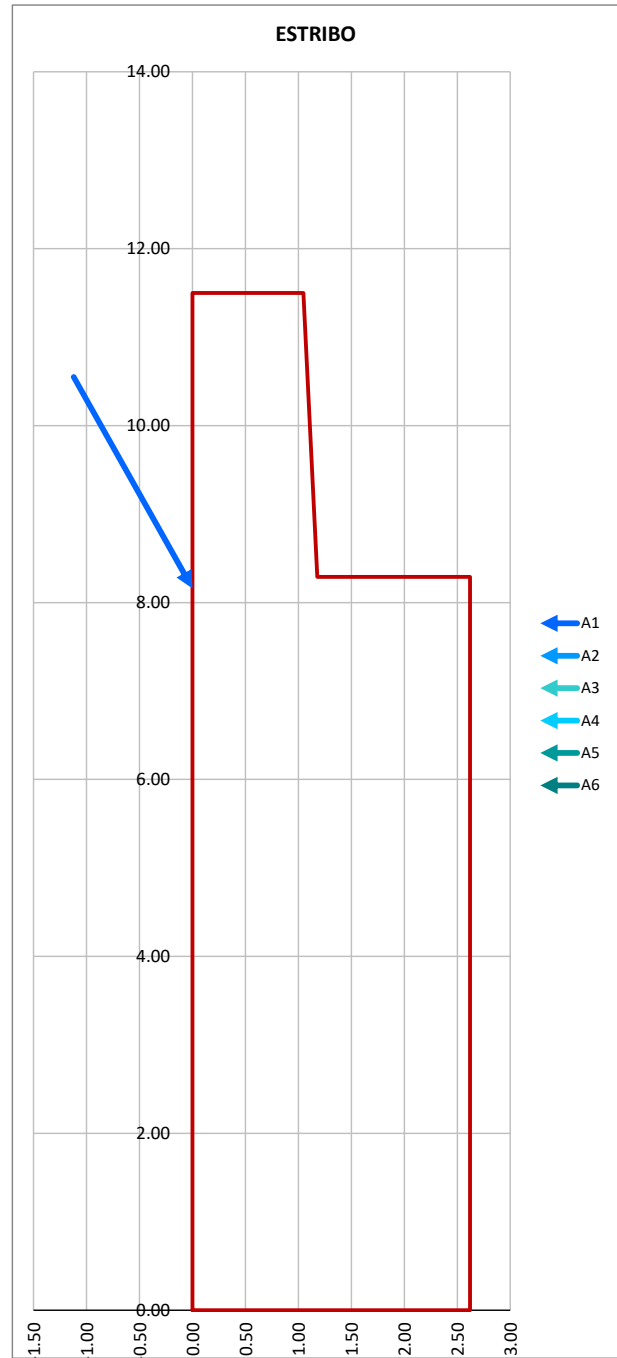
MURO DATOS: Geometría

Coordenada X (cm)	(Canto)
Coordenada Y (cm)	(Altura)
Coordenada Z (cm)	(Profundidad)

0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	
0	13	26	39	52	66	79	92	105	118	131	144	157	170	183	197	210	223	236	249	262	
###	###	###	###	###	###	###	###	###	###	###	###	###	###	###	###	###	###	###	###	###	###
195	195	195	195	195	195	195	195	195	195	195	195	195	195	195	195	195	195	195	195	195	195

ACCIONES		Resultante	A1	A2	A3	A4	A5	A6
Acción en el muro Coor X (m)		0.00	0.00	0	0	0	0	0
Acción en el muro Coor Y (m)		8.16	8.16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Empuje Horizontal (N)		112072	112072	0	0	0	0	0
Empuje Vertical (N)		238905	238905	0	0	0	0	0

MURO RESULTADOS: Cargas	
Peso del muro sin cargas (N)	986471



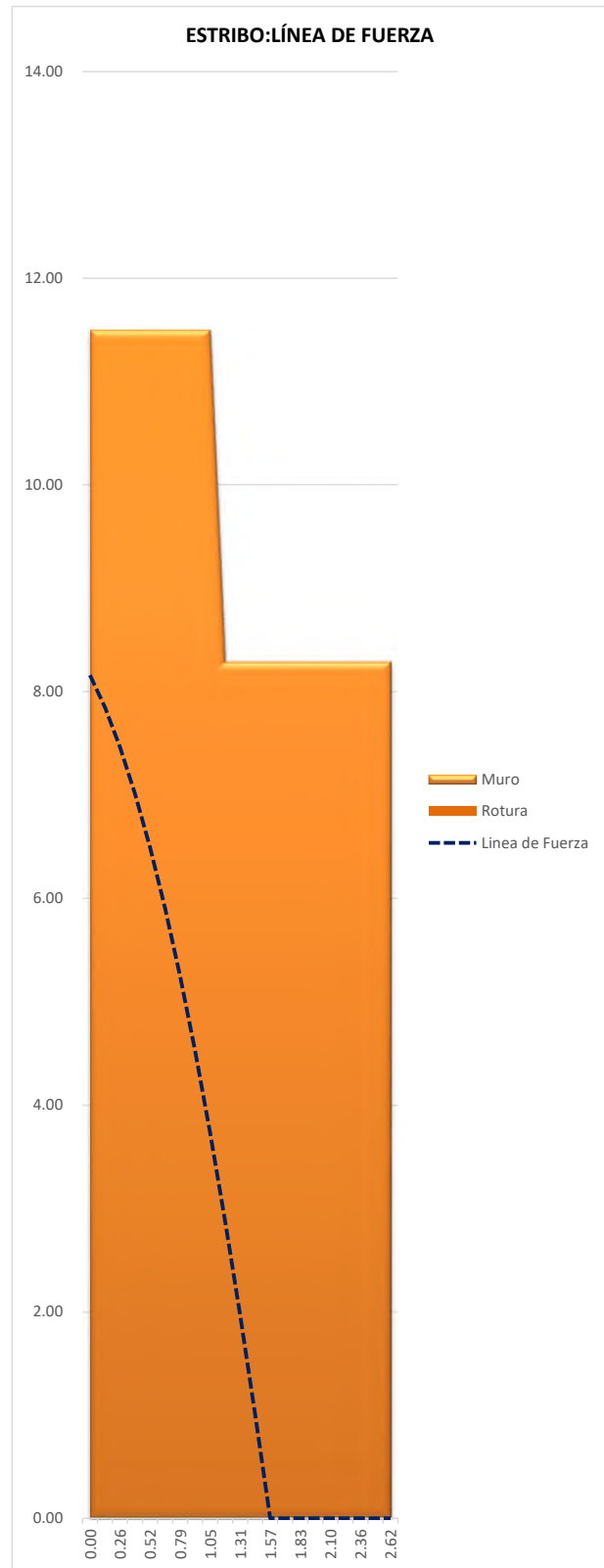
Factor de escala para el dibujo	
Acciones	0.01

MURO RESULTADOS: RESULTANTE EN LA BASE

Coord. X de aterrizaje (m)	1.57
Punto de aterrizaje en % de la base	60.00%
Inclinación resultante en la base respecto la horizontal (°)	-84.77

MURO RESULTADOS: Línea de rotura

Coord. X en la base (m)	0.52
-------------------------	------



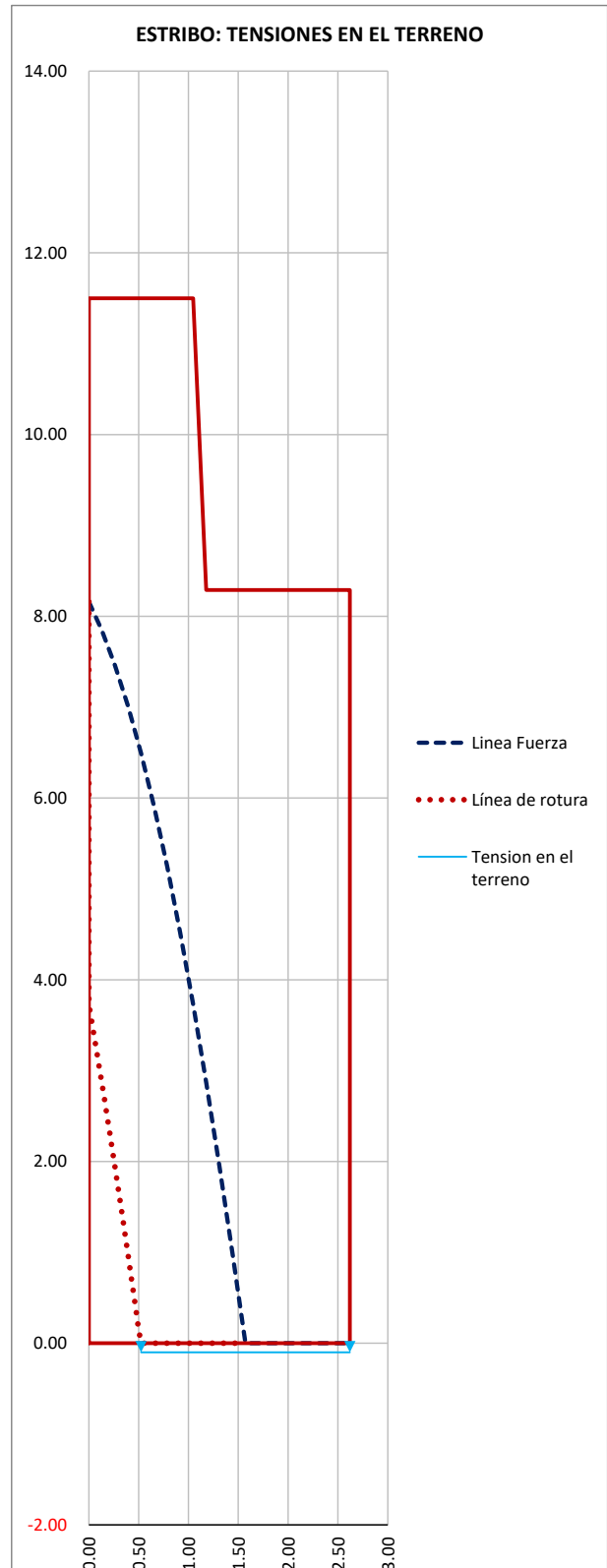
MURO RESULTADOS: Empujes

Empuje vertical en la base (N)	1225376
Empuje horizontal en la base (N)	112072



MURO RESULTADOS: Tensiones

Sección total de la base (m)	5.11
Sección de trabajo en la base	5.11
Tensión máxima (N/mm²)	0.24
Tensión máxima (% Tensión admisible)	6.0%

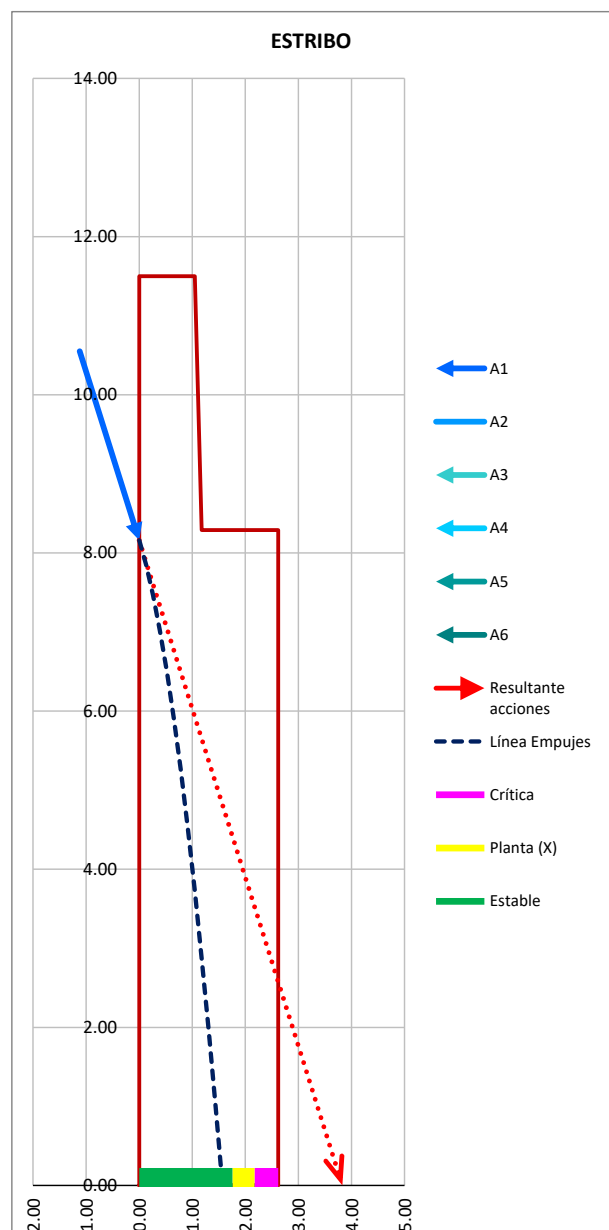


Factor de escala para el dibujo

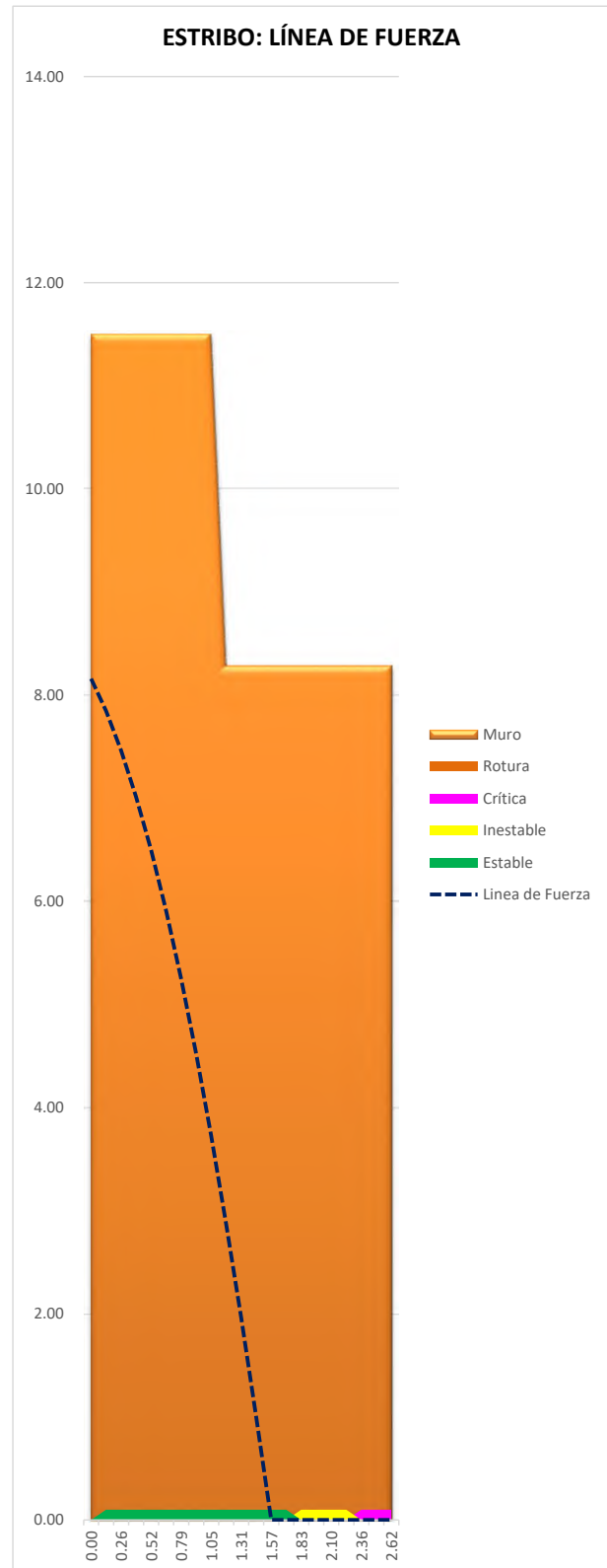
Tensión en el terreno	0.10
-----------------------	------

MURO RESULTADOS. Momento de vuelco	
Momento de vuelco. Empuje laterales (kN*m)	-288.58
Momento estabilizador. Peso del muro (kN*m)	1927.03
Coefficiente de Seguridad al vuelco	-6.68

MURO RESULTADOS: C.S.G.	
Coefficiente de Seguridad Geométrico	5.00
Grado de estabilidad del contrarresto	Estable
Seguridad (≥100% =Seguro; 0%=Colapso)	120%



CONTRARRESTO: Material	
Densidad (kN/m ³)	20.00
Tensión máxima admisible (N/mm ²)	4.00
CONTRARRESTO: Geometría	
Dimensión máxima en X (m)	2.62
Dimensión máxima en Y (m)	11.50
Dimensión máxima (m)	1.95
ACCIONES: Resultante	
Acción en el muro Coor X en m	0.00
Acción en el muro Coor Y en m	8.16
Empuje Horizontal en N	112072
Empuje Vertical en N	238905
MURO RESULTADOS: Cargas	
Peso del muro sin cargas (N)	986471
MURO RESULTADOS: Empujes	
Empuje vertical en la base (N)	1225376
Empuje horizontal en la base (N)	112072
Coor. X de aterrizaje del empuje en la base (m)	1.57
Punto de aterrizaje en % de la base	60%
Inclinación resultante en la base respecto la horiz	-84.77
MURO RESULTADOS: Tensiones	
Sección total de la base (m)	5.11
Sección de trabajo en la base	5.11
Tensión máxima (N/mm ²)	0.24
Tensión máxima (% Tensión admisible)	6.0%
MURO RESULTADOS: Línea de rotura	
Coor. X en la base (m)	0.52
MURO RESULTADOS. Momento de vuelco	
Momento de vuelco. Empuje laterales (kN*m)	-288.58
Momento estabilizador. Peso del muro (kN*m)	1927.03
Coefficiente de Seguridad al vuelco	-6.68
MURO RESULTADOS: C.S.G.	
Coefficiente de Seguridad Geométrico	5.00
Grado de estabilidad del contrarresto	Estable
Seguridad (≥100% =Seguro; 0%=Colapso)	120%

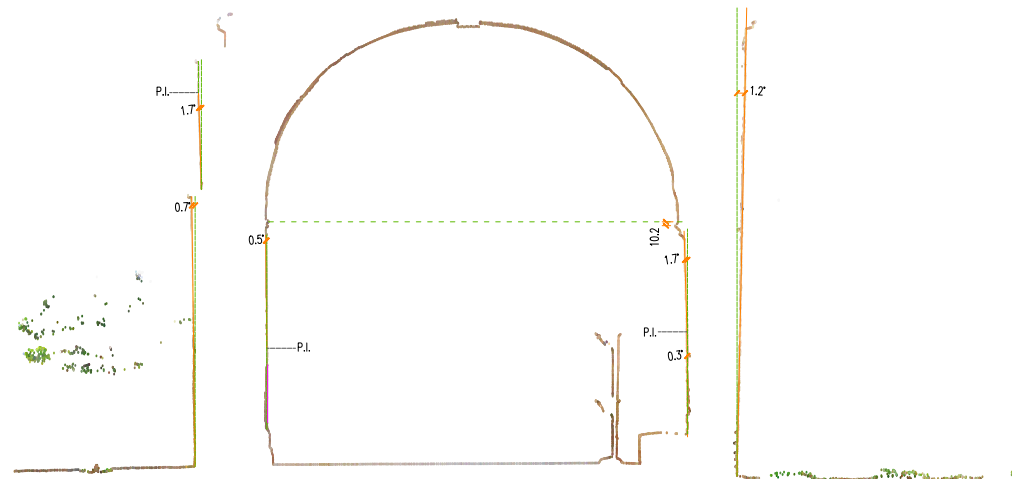
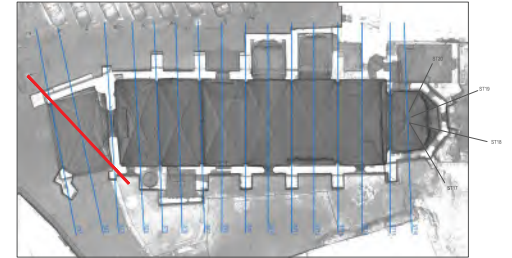


ANEXO 2. DOCUMENTACIÓN GEOMÉTRICA

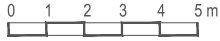
En este anexo se incluyen los gráficos realizados para la comprensión y el estudio preciso de la geometría actual de la estructura del edificio.

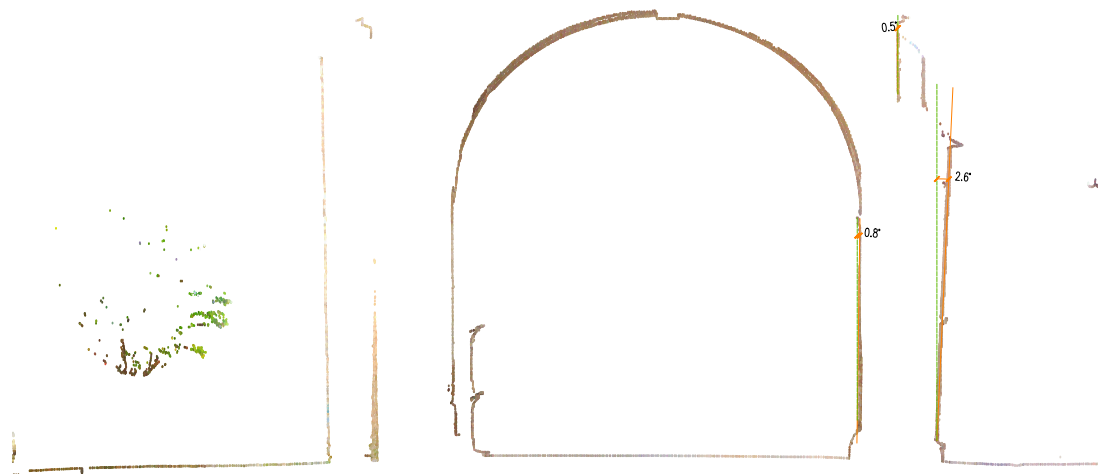
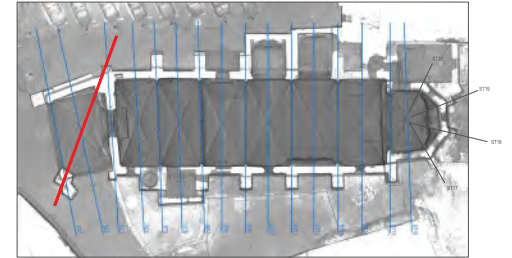
IGLESIA DE SAN SALVADOR DE SANGÜESA
SECCIÓN DIAGONAL ATRIO 1

E. 1/200 A4 



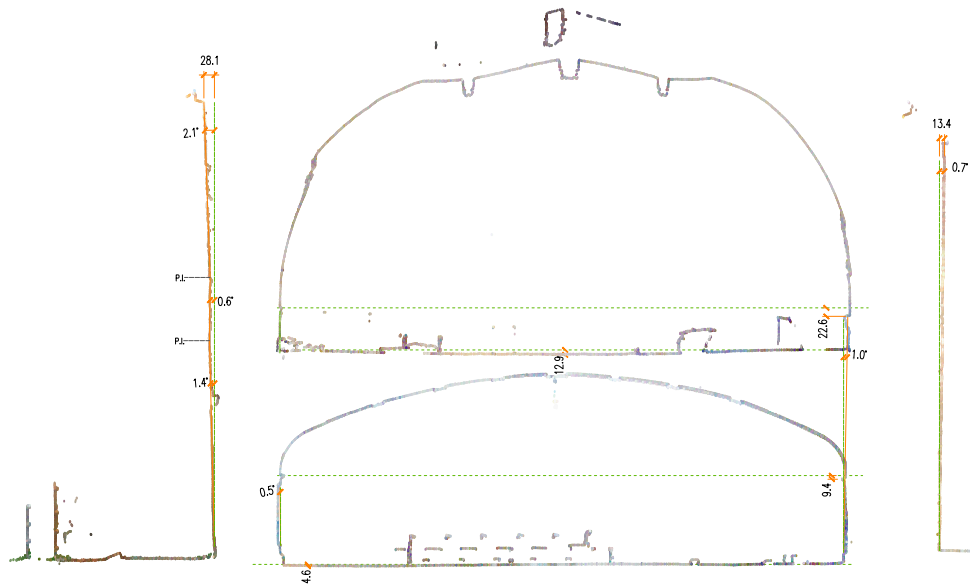
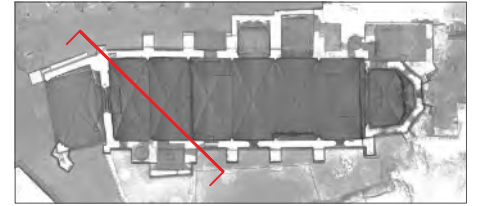
IGLESIA DE SAN SALVADOR DE SANGÜESA
SECCIÓN DIAGONAL ATRIO 2

E. 1/200 A4 



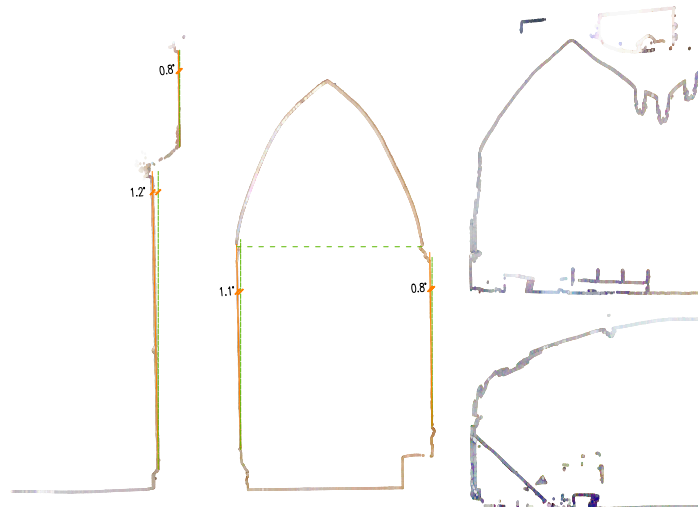
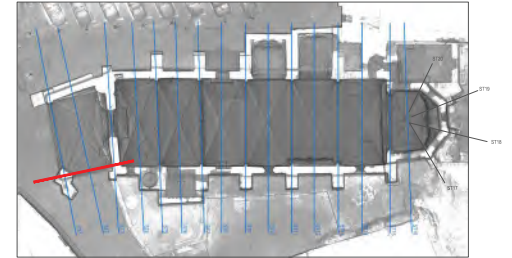
IGLESIA DE SAN SALVADOR DE SANGÜESA
SECCIÓN BÓVEDA CORO SC2

E. 1/200 A4 0 1 2 3 4 5 m



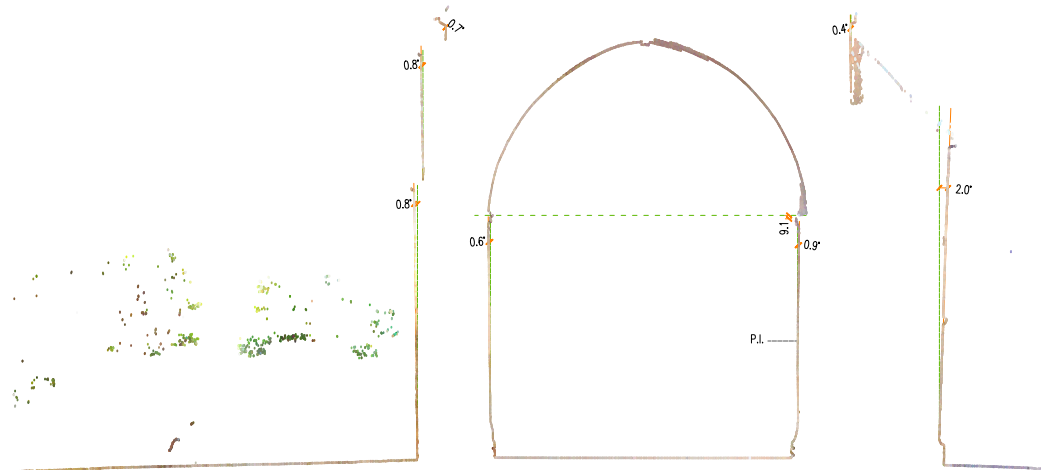
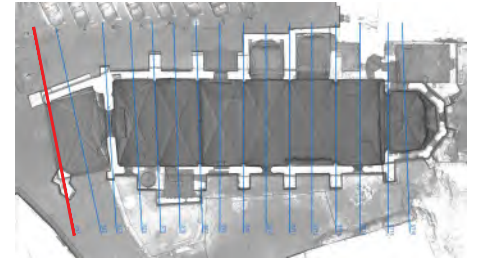
IGLESIA DE SAN SALVADOR DE SANGÜESA
SECCIÓN LONGITUDINAL SL3

E. 1/200 A4 



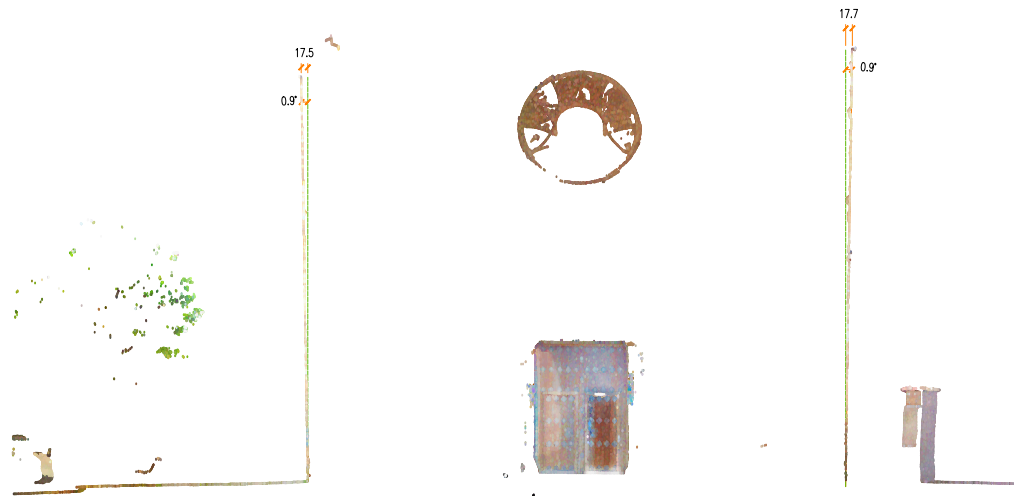
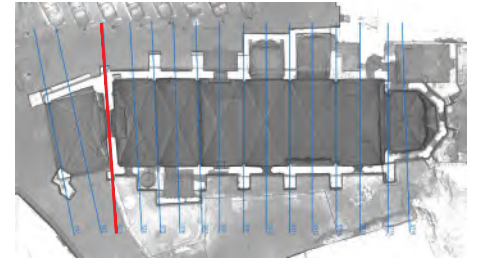
IGLESIA DE SAN SALVADOR DE SANGÜESA
SECCIÓN TRANSVERSAL ST1

E. 1/200 A4 



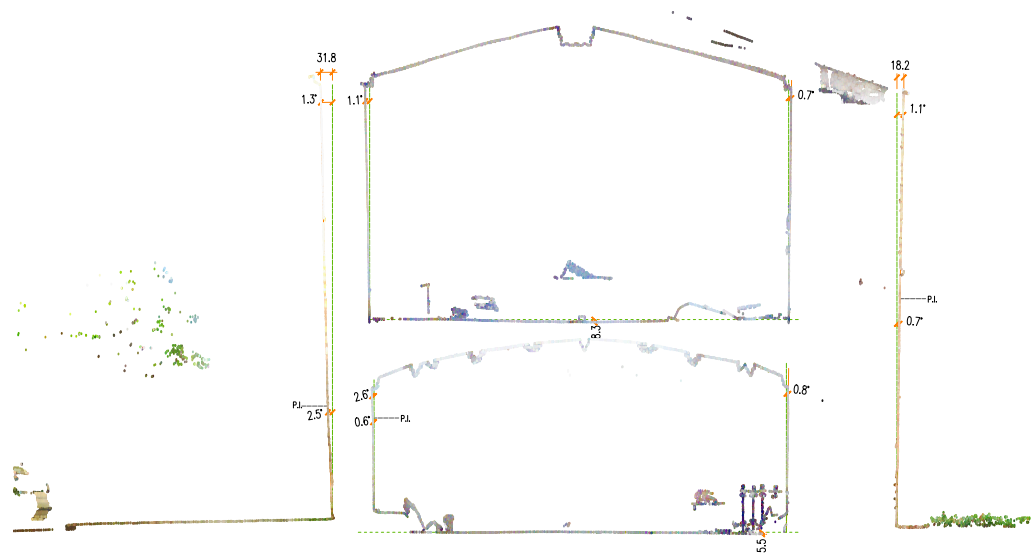
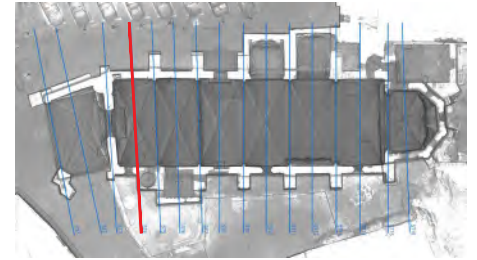
IGLESIA DE SAN SALVADOR DE SANGÜESA
SECCIÓN TRANSVERSAL ST3

E. 1/200 A4 



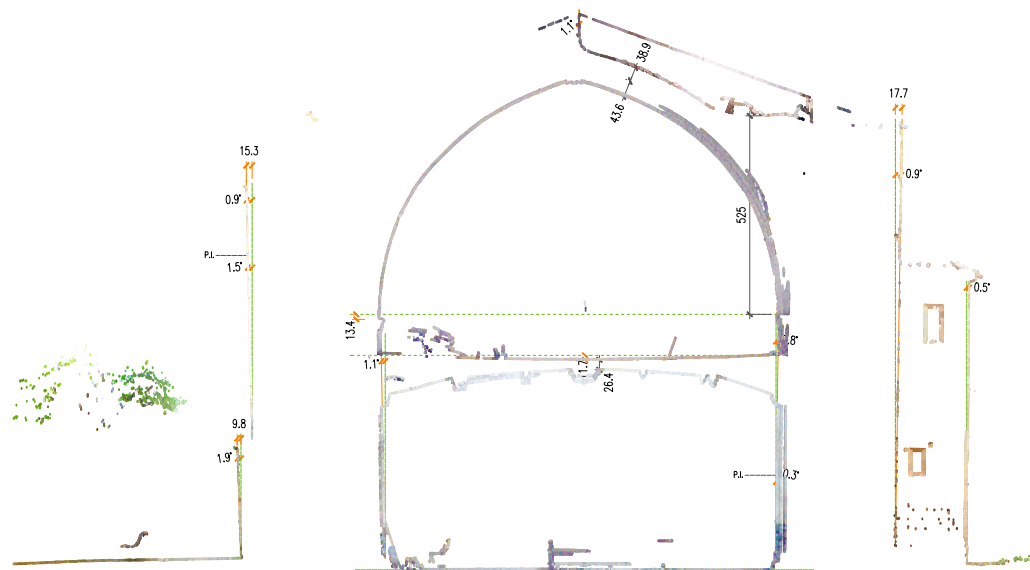
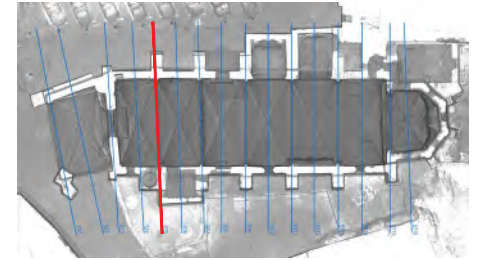
IGLESIA DE SAN SALVADOR DE SANGÜESA
SECCIÓN TRANSVERSAL ST4

E. 1/200 A4 



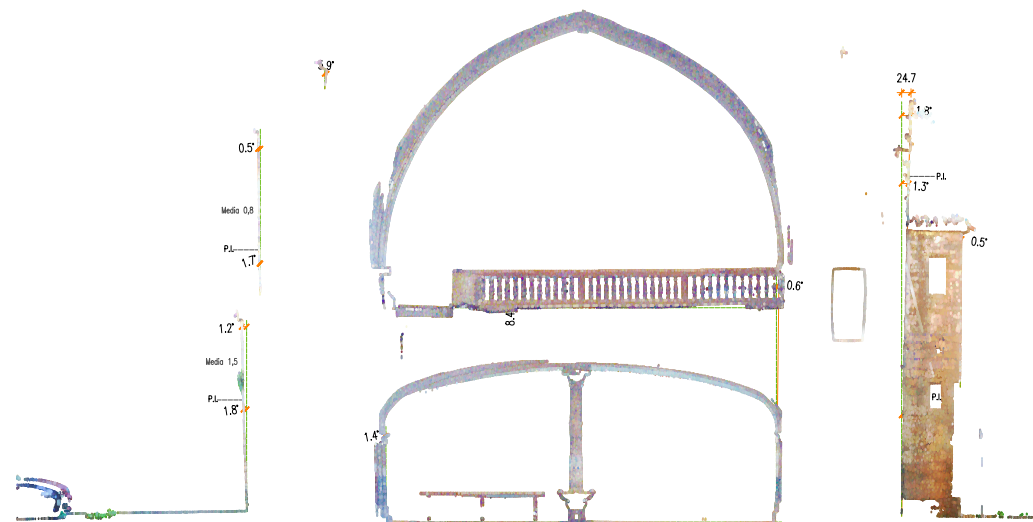
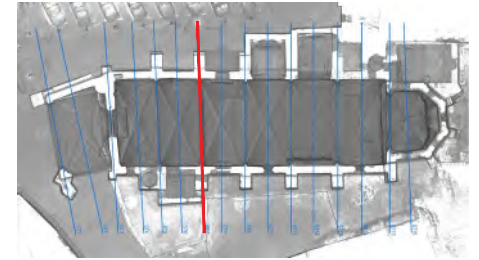
IGLESIA DE SAN SALVADOR DE SANGÜESA
SECCIÓN TRANSVERSAL ST5

E. 1/200 A4 



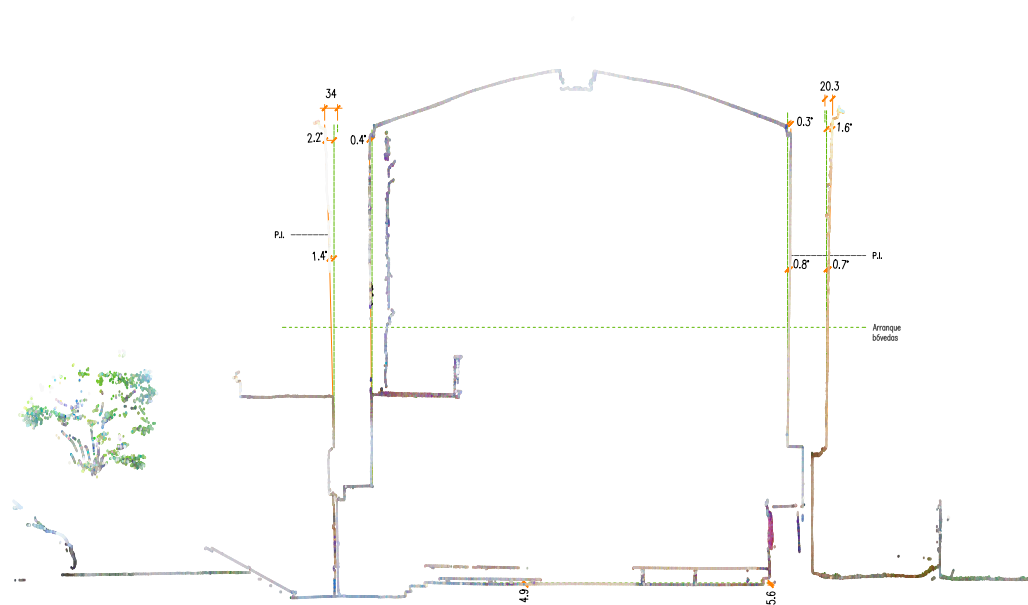
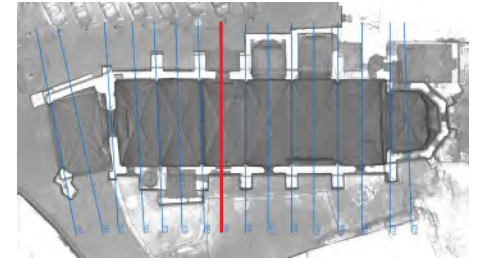
IGLESIA DE SAN SALVADOR DE SANGÜESA
SECCIÓN TRANSVERSAL ST7

E. 1/200 A4 



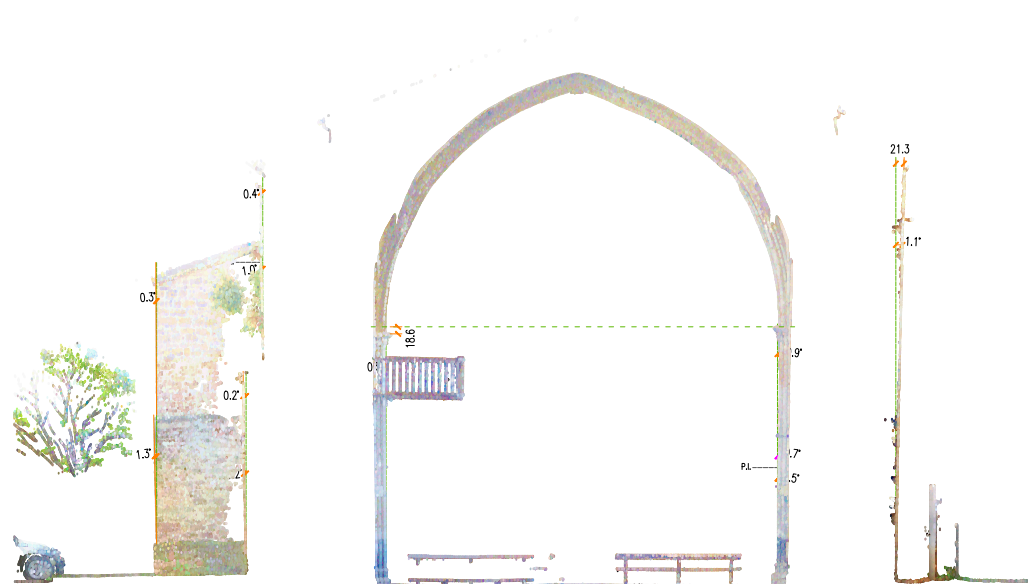
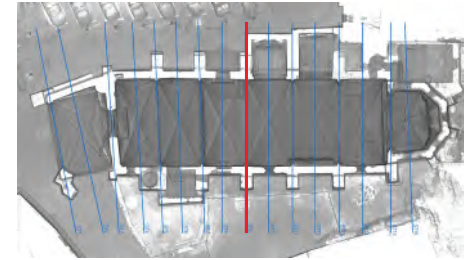
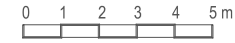
IGLESIA DE SAN SALVADOR DE SANGÜESA
SECCIÓN TRANSVERSAL ST8

E. 1/200 A4 



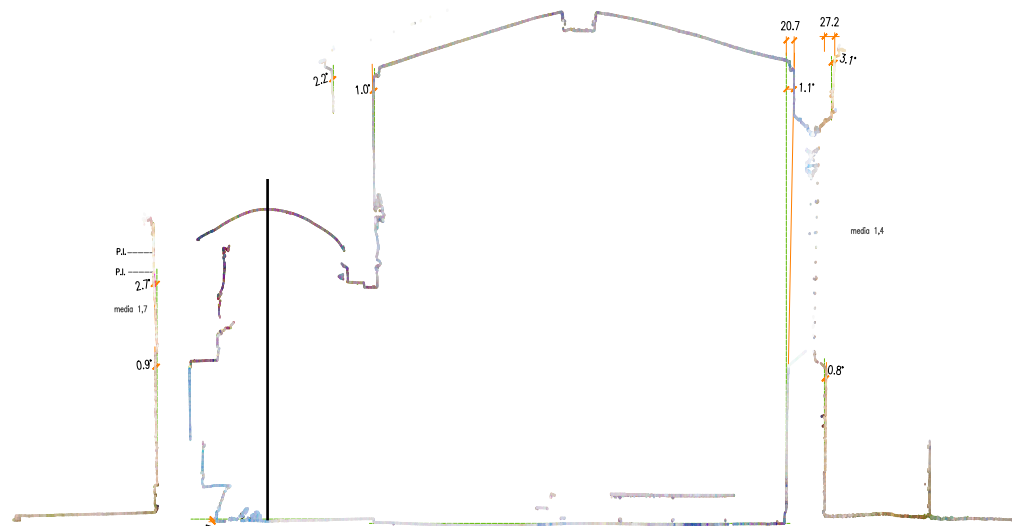
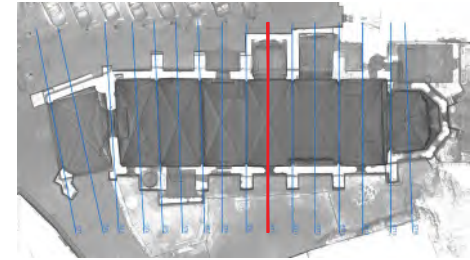
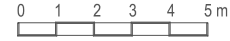
IGLESIA DE SAN SALVADOR DE SANGÜESA
SECCIÓN TRANSVERSAL ST9

E. 1/200 A4



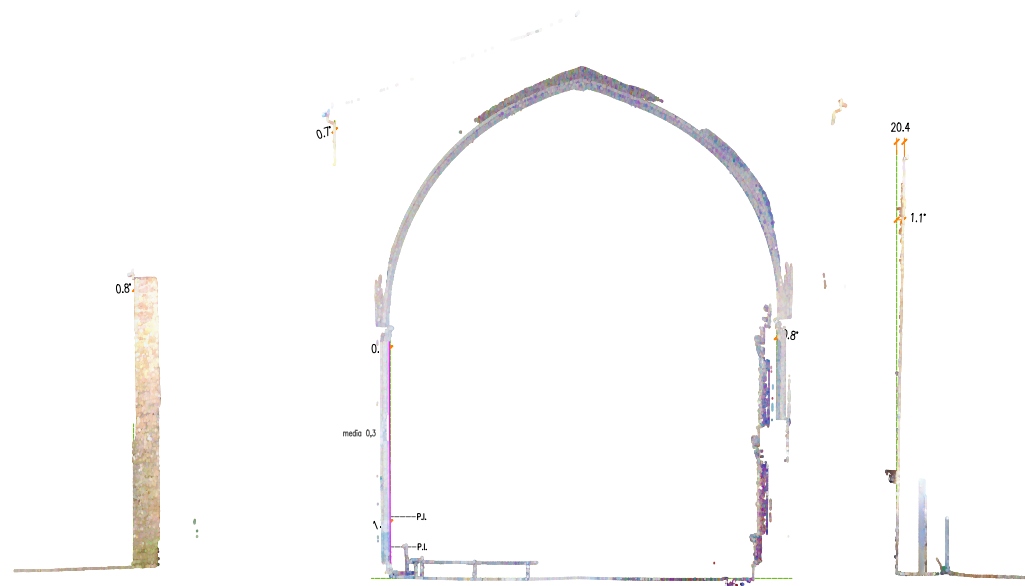
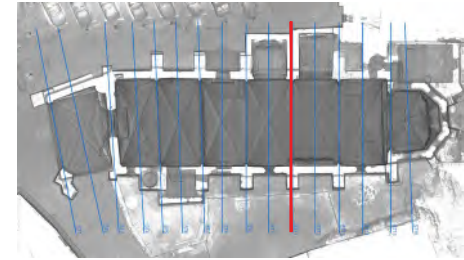
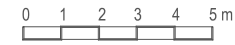
IGLESIA DE SAN SALVADOR DE SANGÜESA
SECCIÓN TRANSVERSAL ST10

E. 1/200 A4



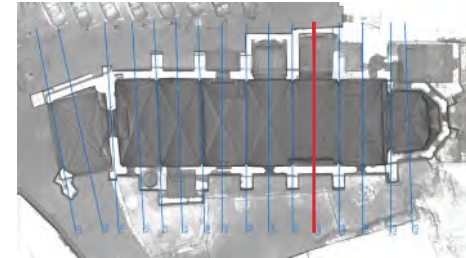
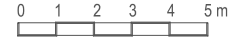
IGLESIA DE SAN SALVADOR DE SANGÜESA
SECCIÓN TRANSVERSAL ST11

E. 1/200 A4



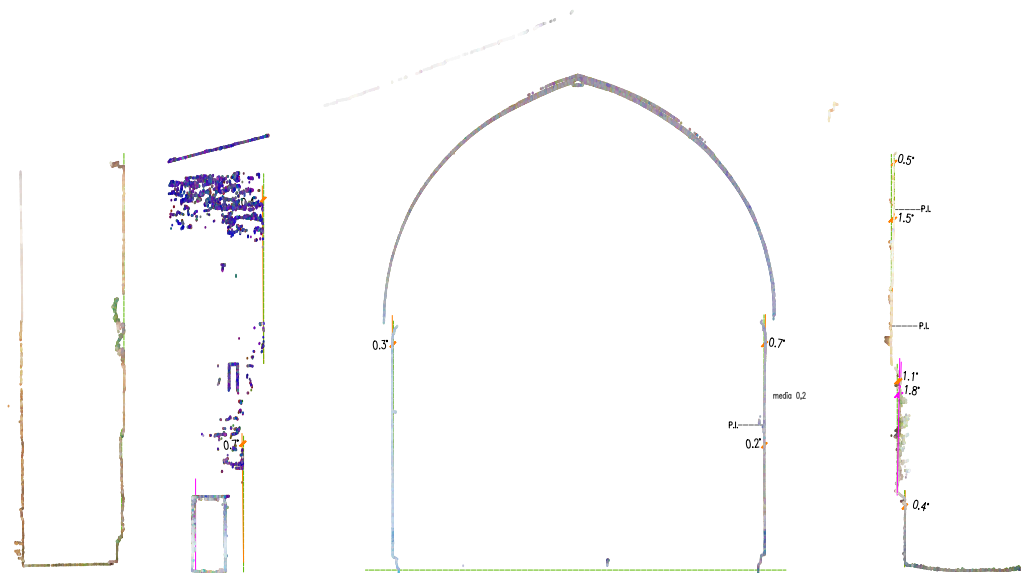
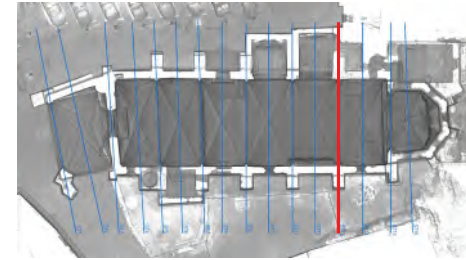
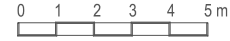
IGLESIA DE SAN SALVADOR DE SANGÜESA
SECCIÓN TRANSVERSAL ST12

E. 1/200 A4



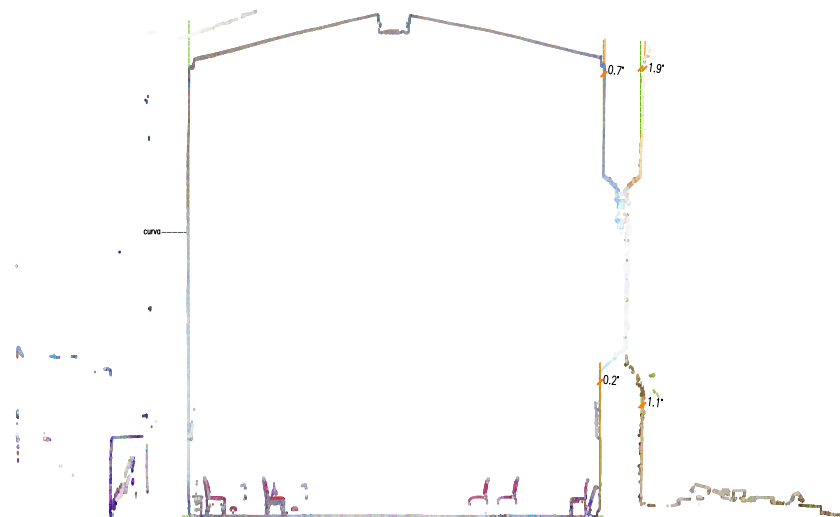
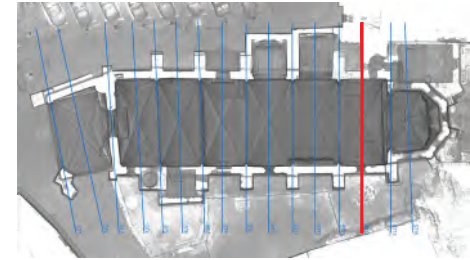
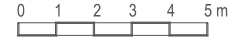
IGLESIA DE SAN SALVADOR DE SANGÜESA
SECCIÓN TRANSVERSAL ST13

E. 1/200 A4



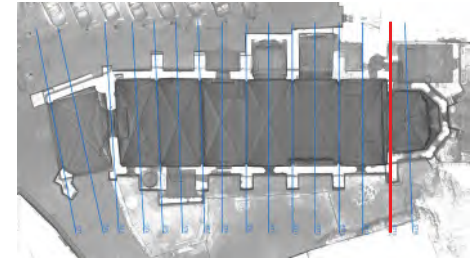
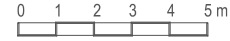
IGLESIA DE SAN SALVADOR DE SANGÜESA
SECCIÓN TRANSVERSAL ST14

E. 1/200 A4



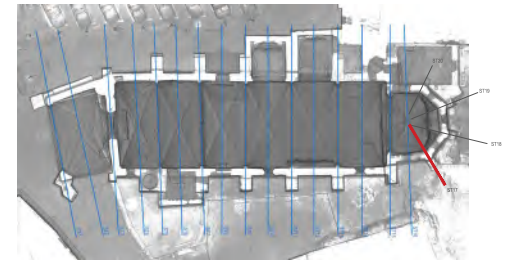
IGLESIA DE SAN SALVADOR DE SANGÜESA
SECCIÓN TRANSVERSAL ST13

E. 1/200 A4

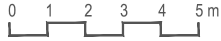


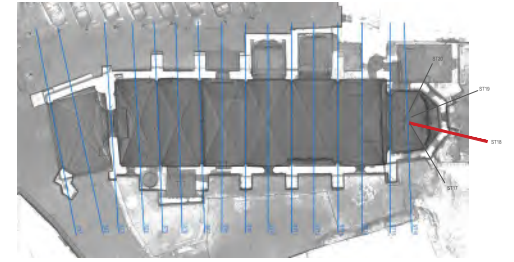
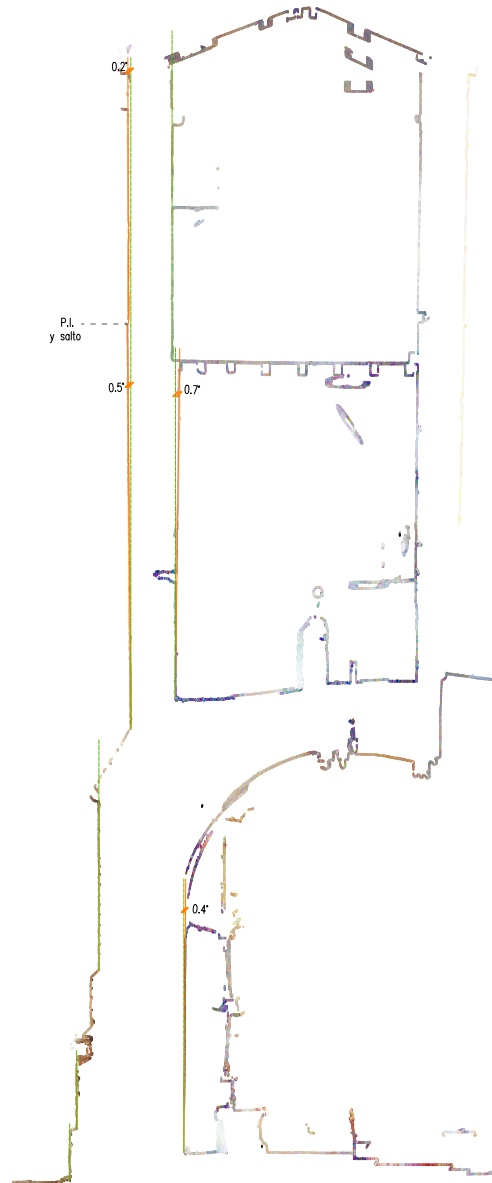
IGLESIA DE SAN SALVADOR DE SANGÜESA
SECCIÓN TRANSVERSAL ST17

E. 1/200 A4 



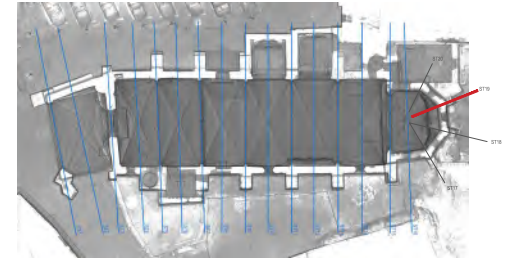
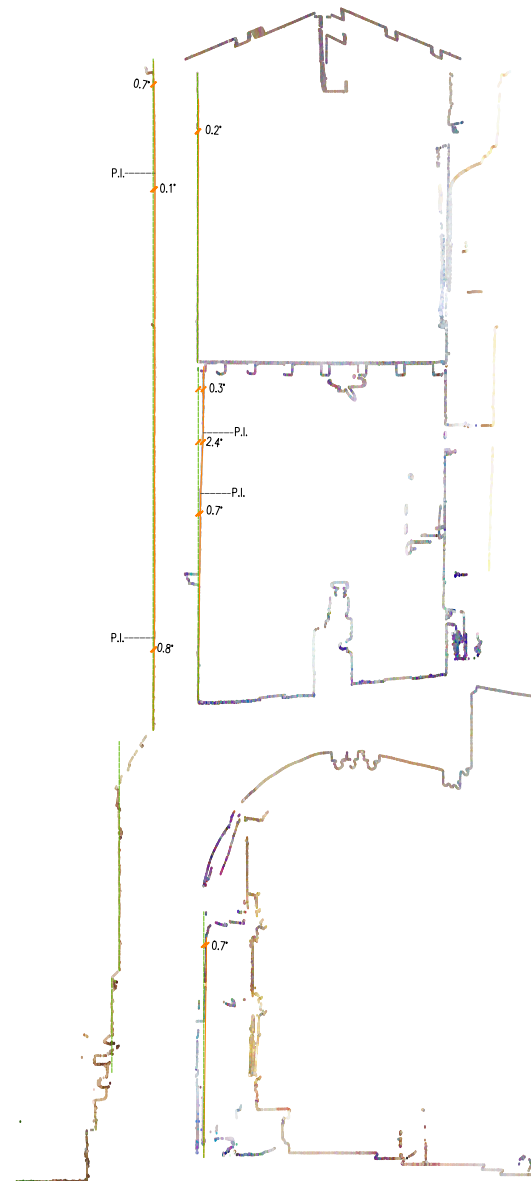
IGLESIA DE SAN SALVADOR DE SANGÜESA
SECCIÓN TORRE ST18

E. 1/200 A4 



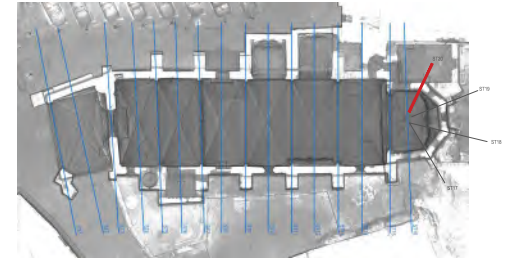
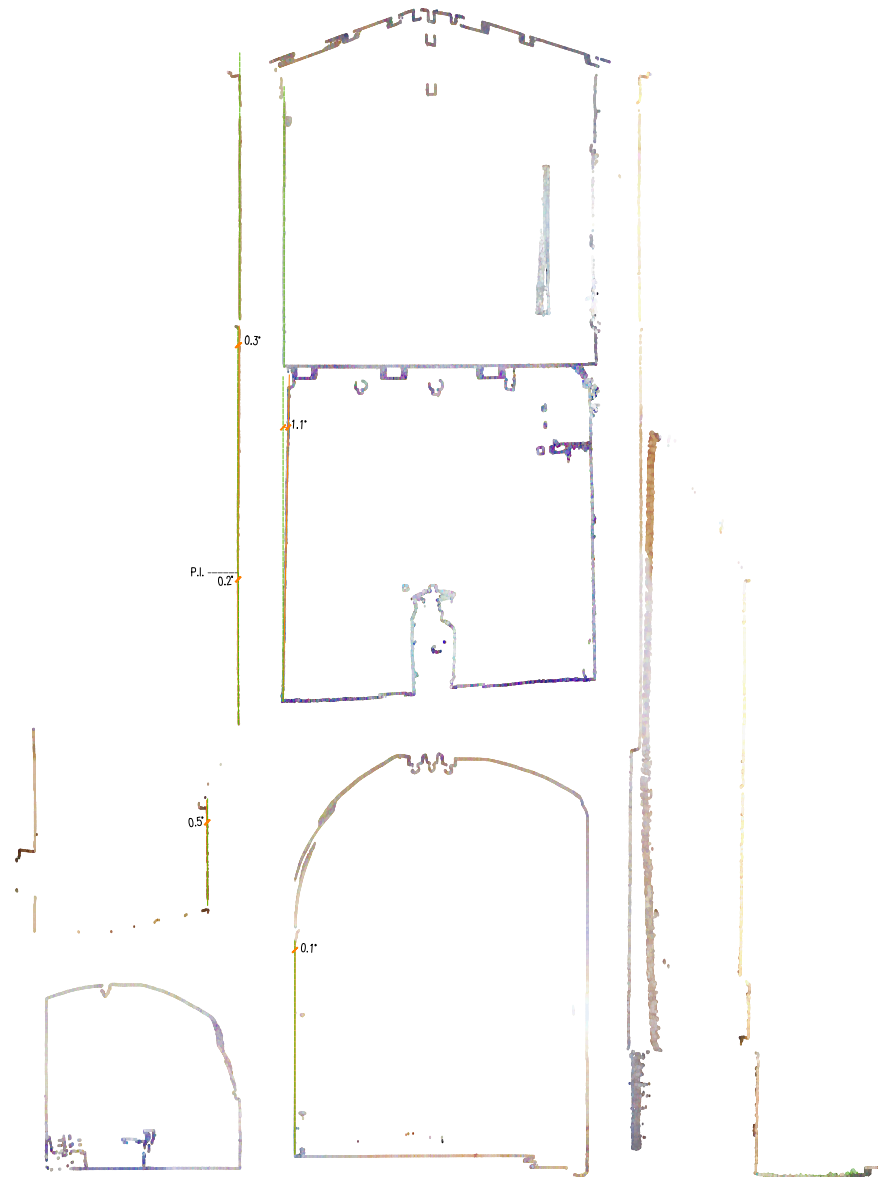
IGLESIA DE SAN SALVADOR DE SANGÜESA
SECCIÓN TRANSVERSAL ST19

E. 1/200 A4 



IGLESIA DE SAN SALVADOR DE SANGÜESA
SECCIÓN TRANSVERSAL ST20

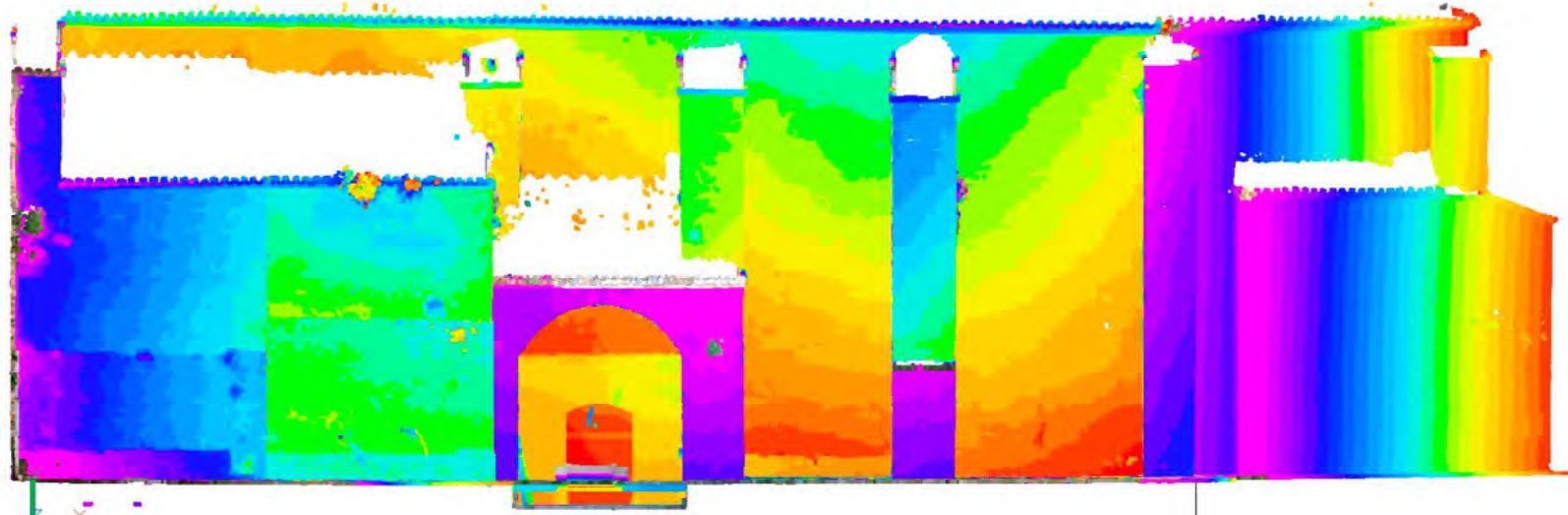
E. 1/200 A4 



Más cercano Más lejano

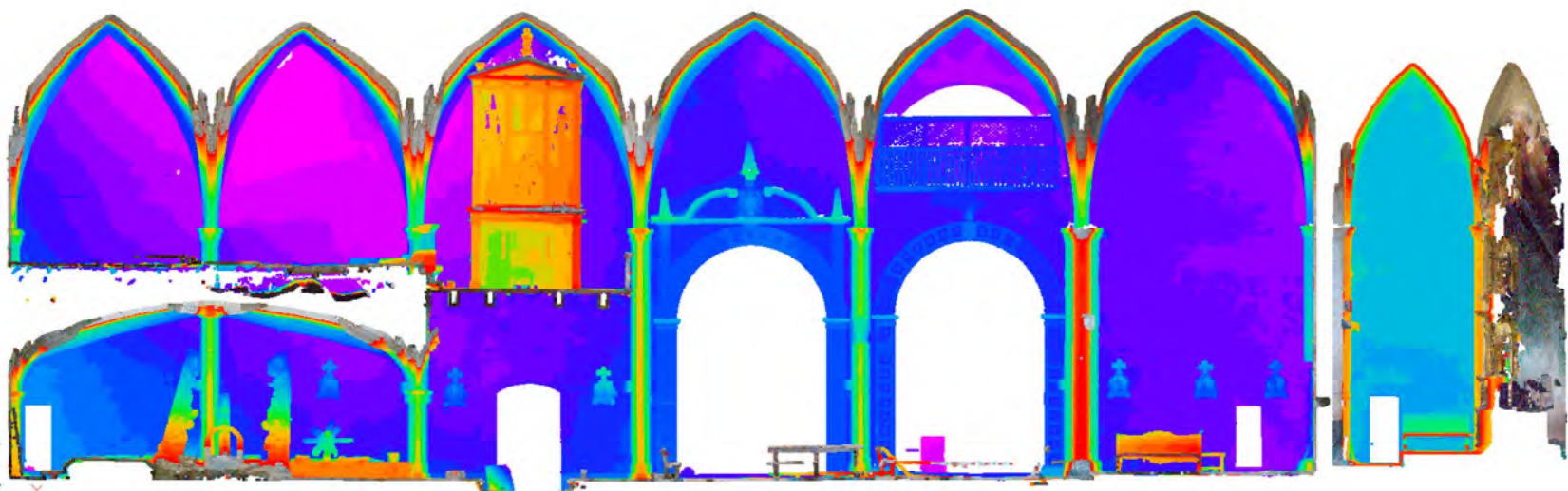
IGLESIA DE SAN SALVADOR DE SANGÜESA
GRÁFICO DE DESPLONES ALZADO NORTE

A4 S/E 0 1 2 3 4 5 m



CARA EXTERIOR

PROF. = 12 cm



CARA INTERIOR

CARA EXTERIOR MURO OESTE TORRE
PROFUNDIDAD DE INTERVALO = 3,5 cm

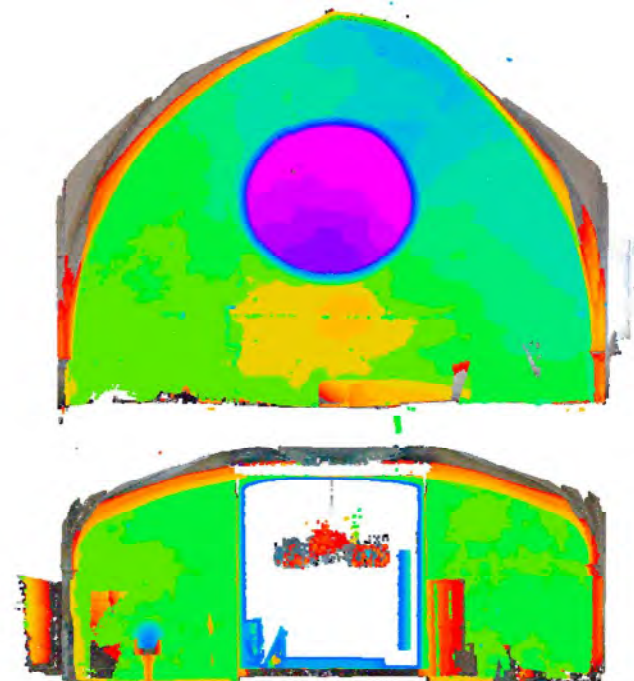


IGLESIA DE SAN SALVADOR DE SANGÜESA
GRÁFICOS DE DESPLOMES ALZADO OESTE

A4 S/E 0 1 2 3 4 5 m



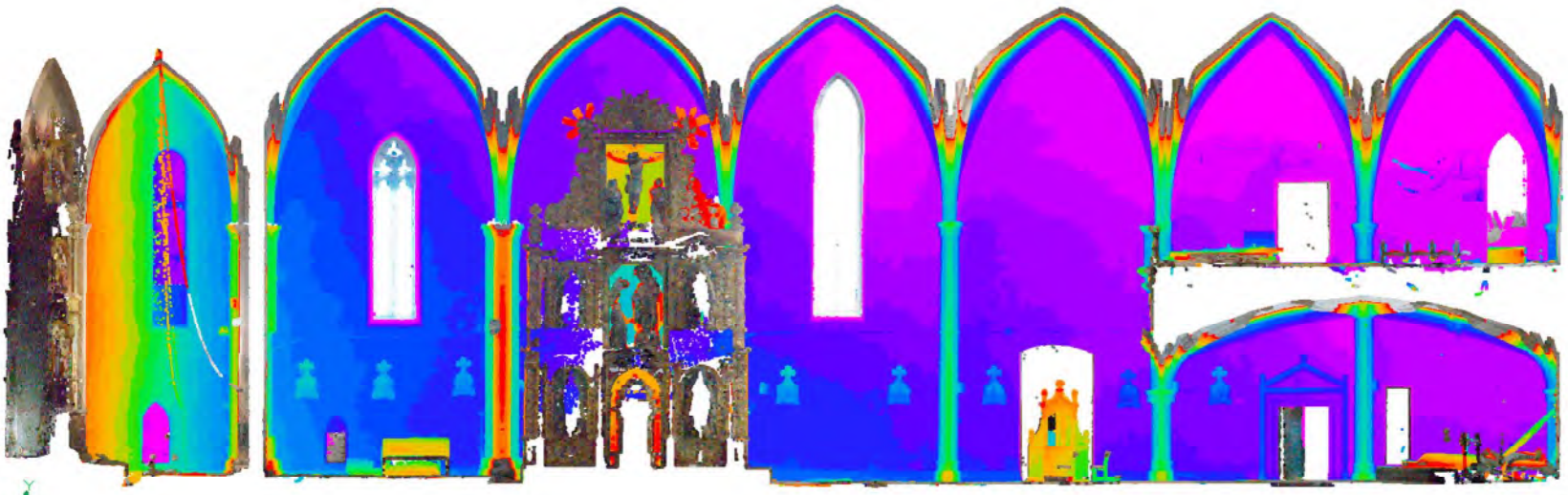
CARA INTERIOR MURO OESTE NAVE
PROFUNDIDAD DE INTERVALO = 3 cm



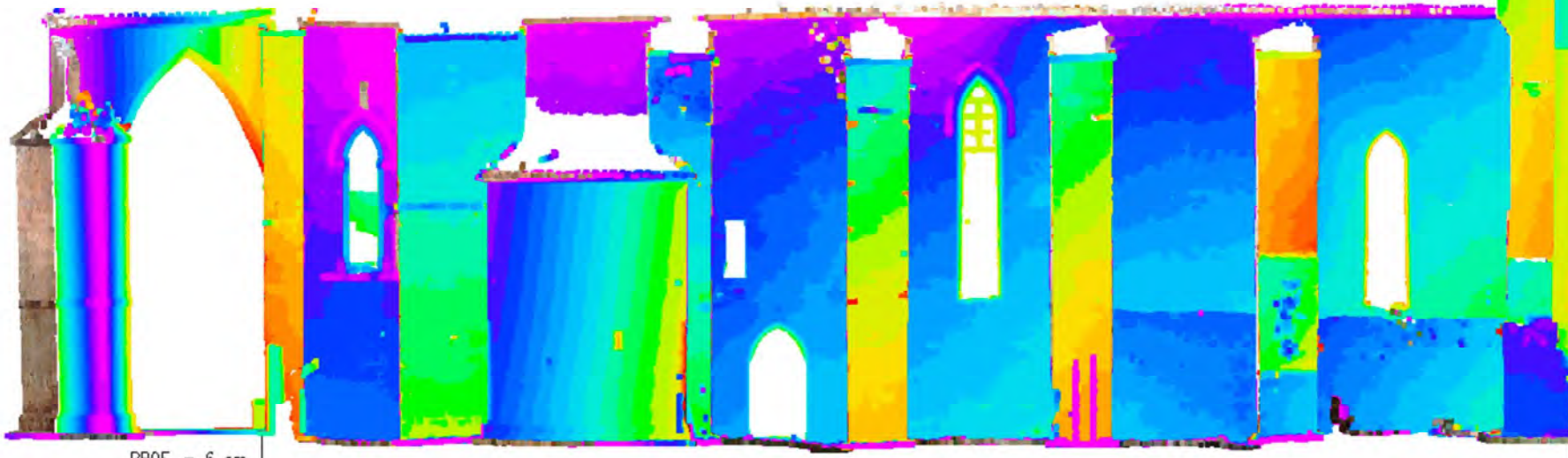
CARA INTERIOR
PROFUNDIDAD DE INTERVALO = 3,2 cm

Más cercano  Más lejano

IGLESIA DE SAN SALVADOR DE SANGÜESA
GRÁFICO DE DESPLOMES ALZADO SUR
A4 S/E 0 1 2 3 4 5 m



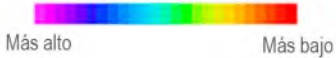
CARA EXTERIOR
PROFUNDIDAD DE INTERVALO = 3 cm



PROF. = 6 cm

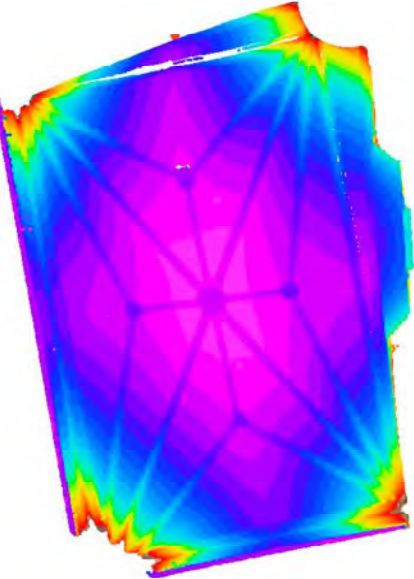
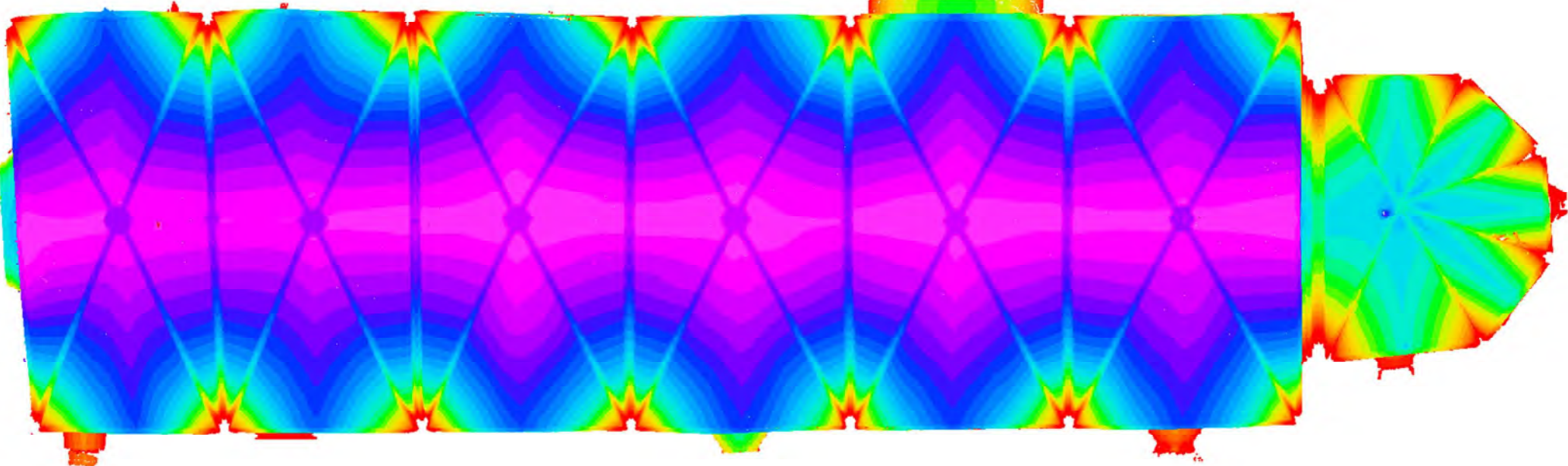
PROF. = 6 cm

IGLESIA DE SAN SALVADOR DE SANGÜESA
TOPOGRAFÍA INTRADÓS BÓVEDAS

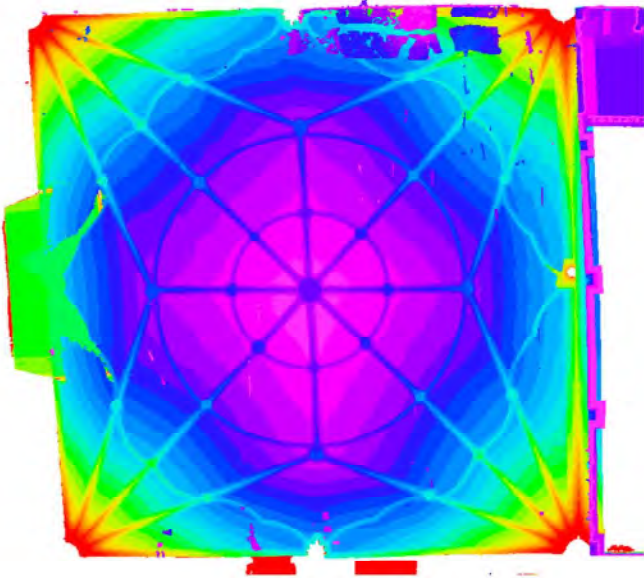


A4 S/E 0 1 2 3 4 5 m

INTRADOS BÓVEDAS NAVE Y CABECERA
ALTURA DE INTERVALO = 21,2 cm



INTRADOS BÓVEDA ATRIO
ALTURA DE INTERVALO = 20 cm



INTRADOS BÓVEDA CORO
ALTURA DE INTERVALO = 8,8 cm

Escala gráfica de los ángulos de inclinación

0,1°-0,4° 0,5°-0,8° 0,9°-1,2° 1,3°-1,6° 1,7°-2,0° 2,1°-2,6°

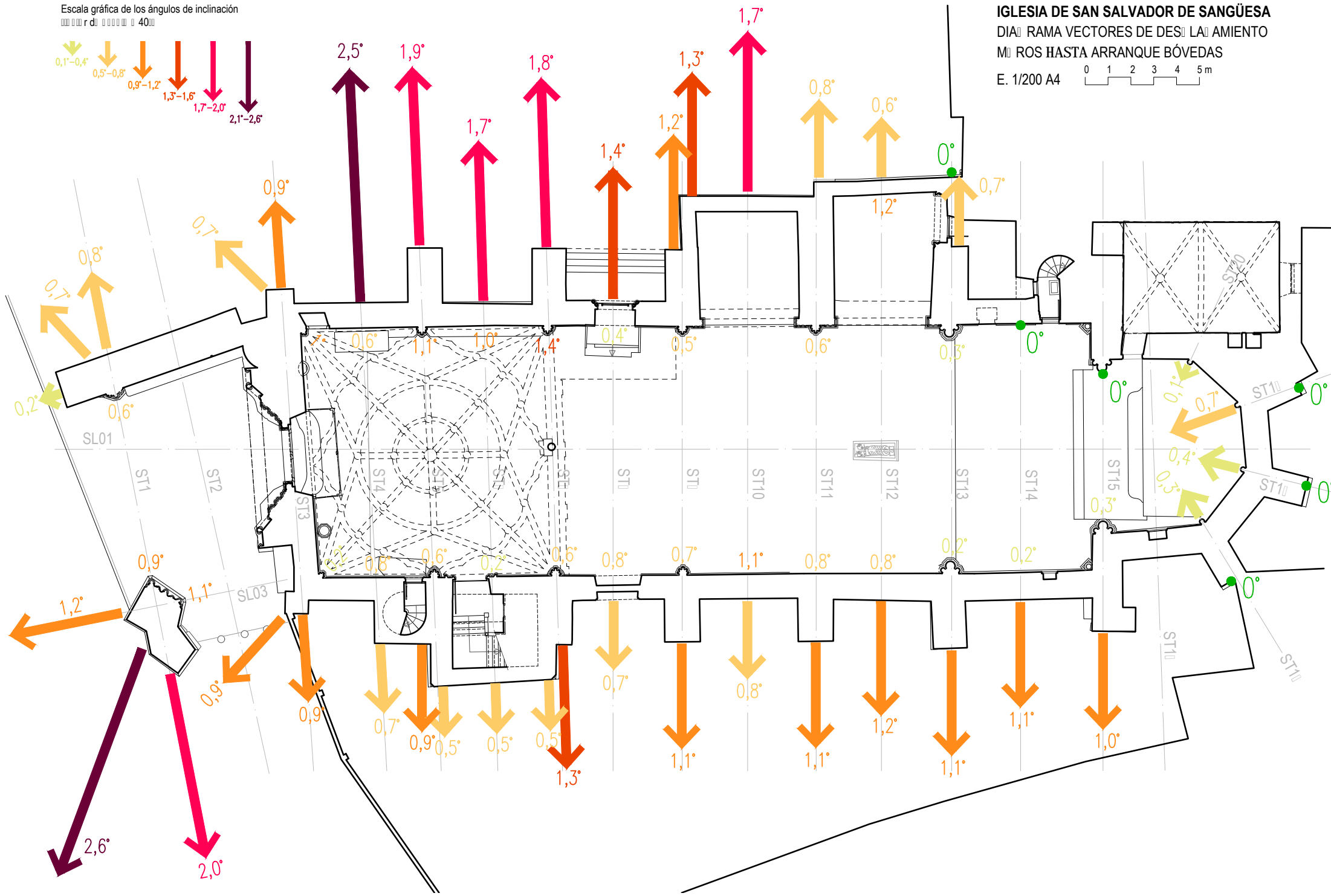
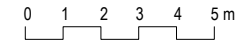


IGLESIA DE SAN SALVADOR DE SANGÜESA

DIA RAMA VECTORES DE DES LA AMIENTO

M ROS HASTA ARRANQUE BÓVEDAS

E. 1/200 A4



Escala gráfica de los ángulos de inclinación

0,1°-0,4° 0,5°-0,8° 0,9°-1,2° 1,3°-1,6° 1,7°-2,0° 2,1°-2,6°

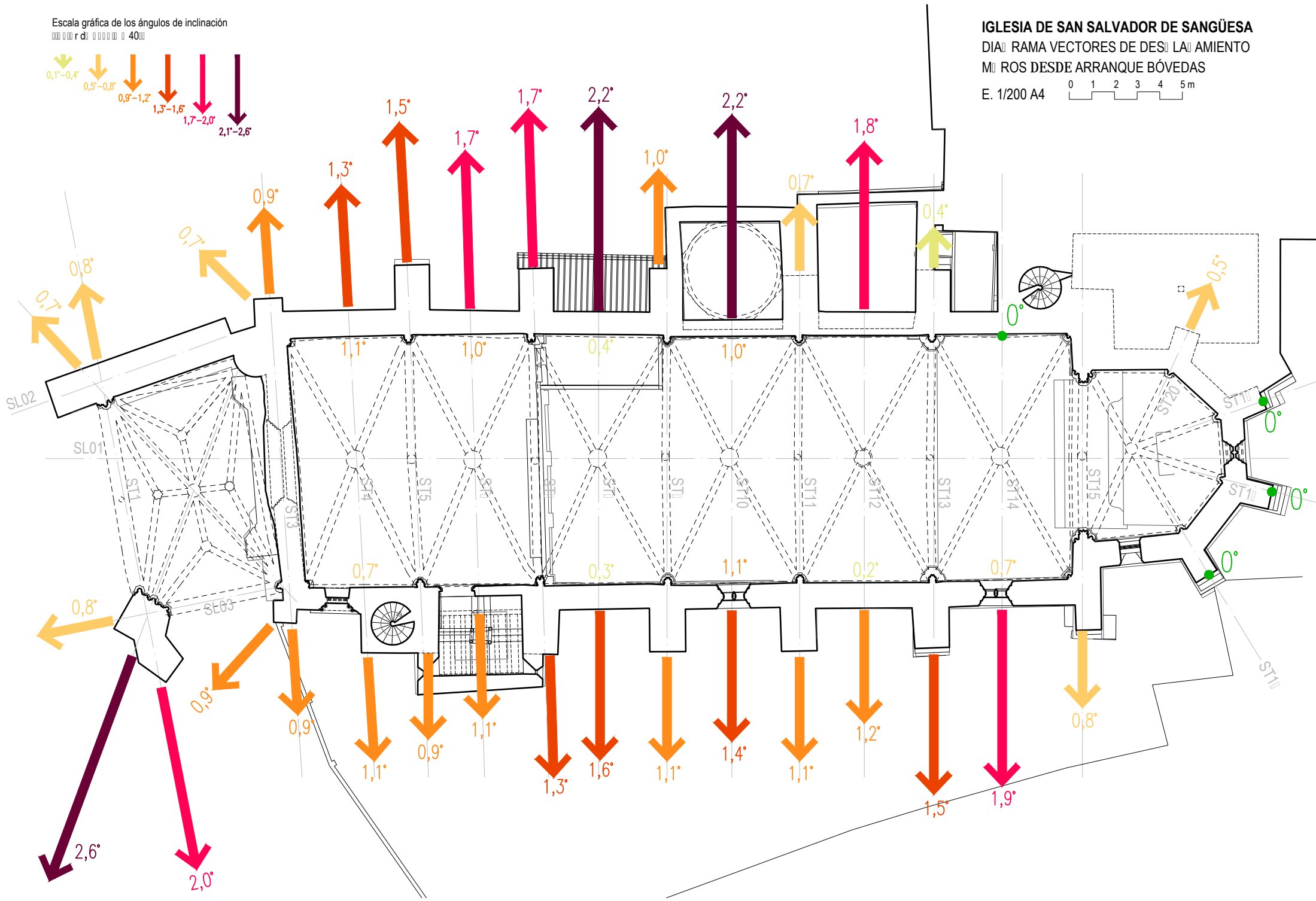


IGLESIA DE SAN SALVADOR DE SANGÜESA

DIA RAMA VECTORES DE DESLA AMIENTO

M ROS DESDE ARRANQUE BÓVEDAS

E. 1/200 A4 0 1 2 3 4 5m



Escala gráfica de los ángulos de inclinación

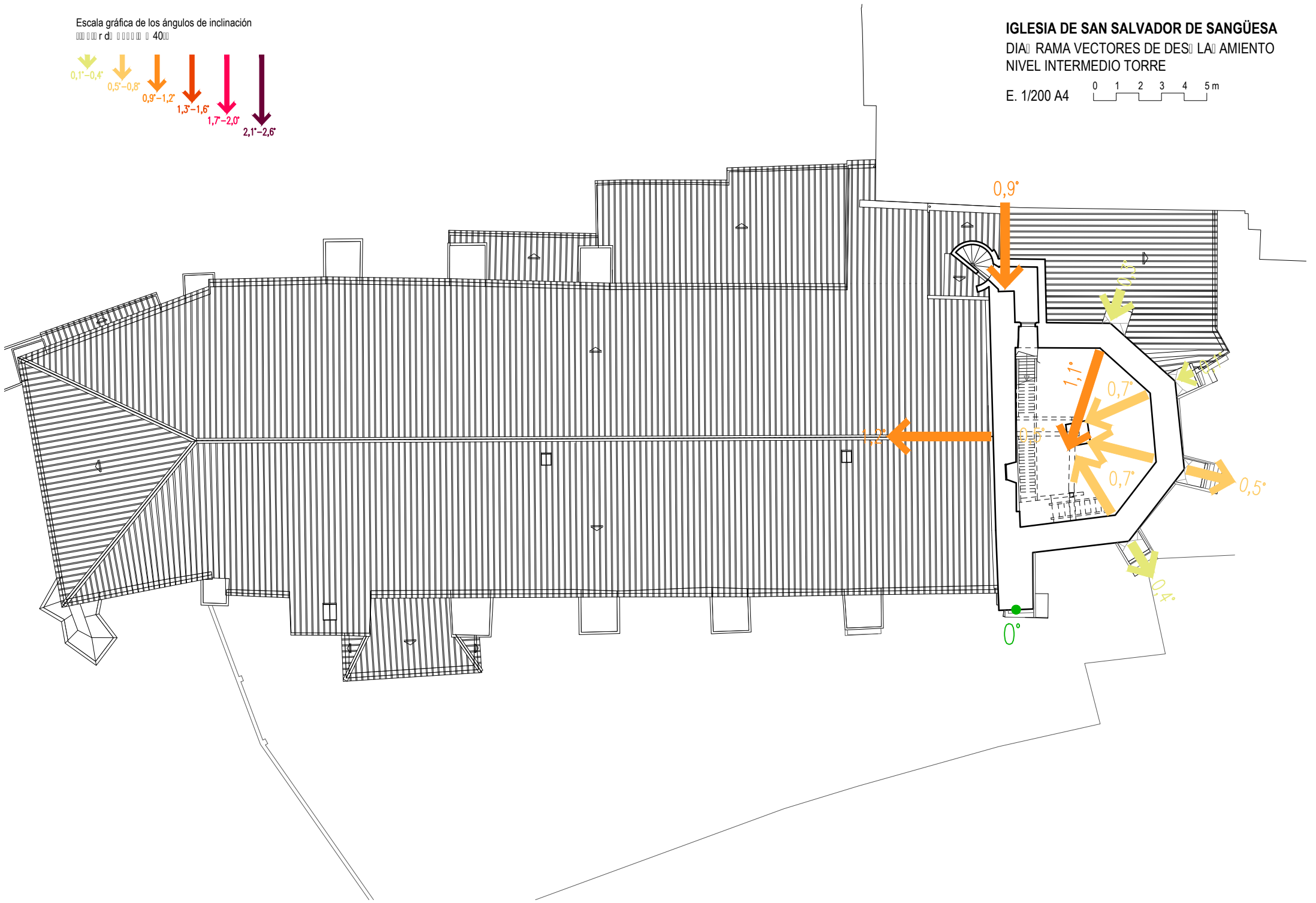
0,1°-0,4° 0,5°-0,8° 0,9°-1,2° 1,3°-1,6° 1,7°-2,0° 2,1°-2,6°



IGLESIA DE SAN SALVADOR DE SANGÜESA

DIA RAMA VECTORES DE DESLAAMIENTO
NIVEL INTERMEDIO TORRE

E. 1/200 A4 0 1 2 3 4 5 m



Escala gráfica de los ángulos de inclinación

0,1°-0,4° 0,5°-0,8° 0,9°-1,2° 1,3°-1,6° 1,7°-2,0° 2,1°-2,6°

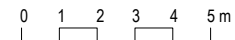


IGLESIA DE SAN SALVADOR DE SANGÜESA

DIA RAMA VECTORES DE DES LA AMIENTO

NIVEL S ERIOR TORRE

E. 1/200 A4

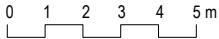


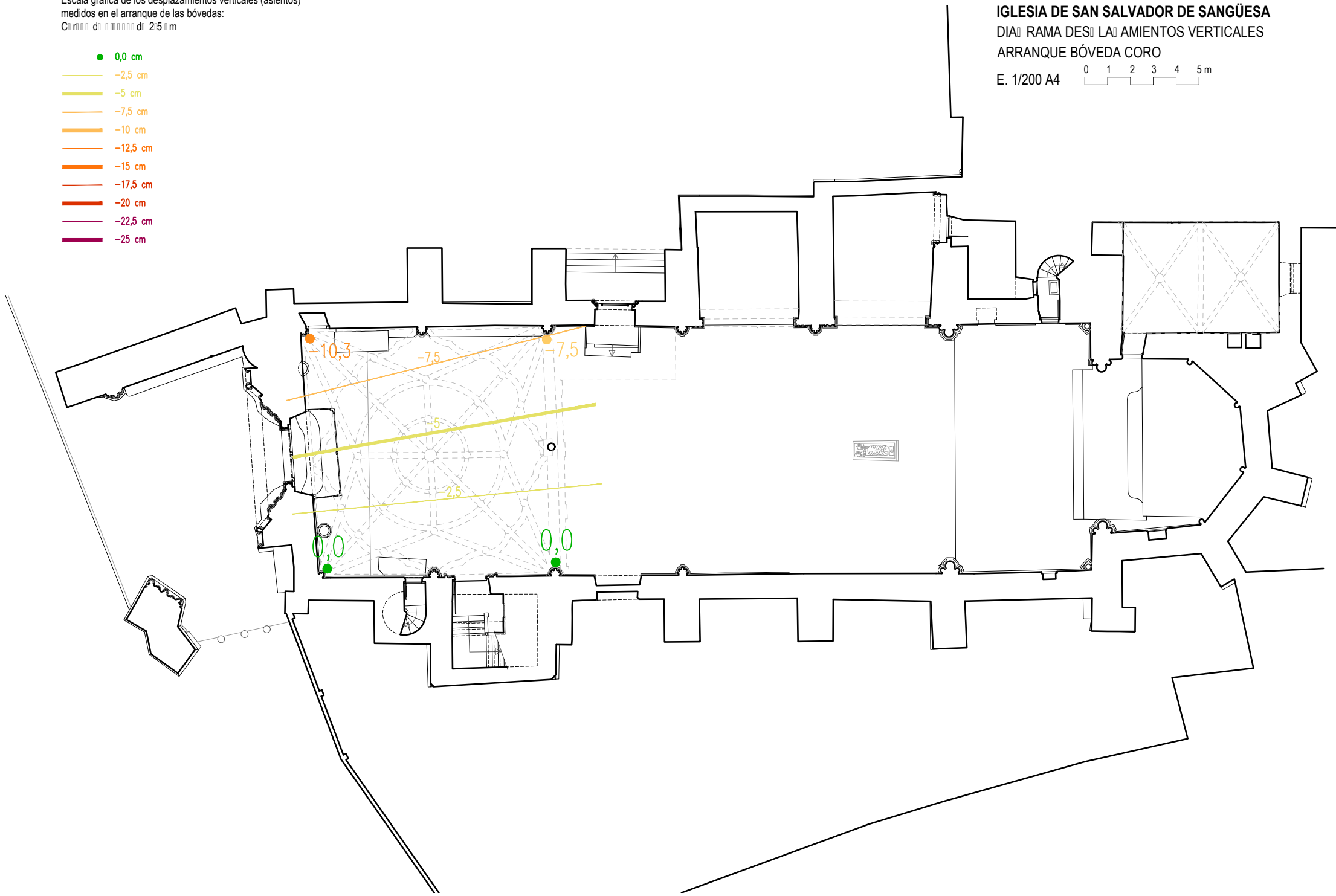
Escala gráfica de los desplazamientos verticales (asientos)
medidos en el arranque de las bóvedas:
Cada 10 mm equivale a 2,5 cm

- 0,0 cm
- -2,5 cm
- -5 cm
- -7,5 cm
- -10 cm
- -12,5 cm
- -15 cm
- -17,5 cm
- -20 cm
- -22,5 cm
- -25 cm

IGLESIA DE SAN SALVADOR DE SANGÜESA

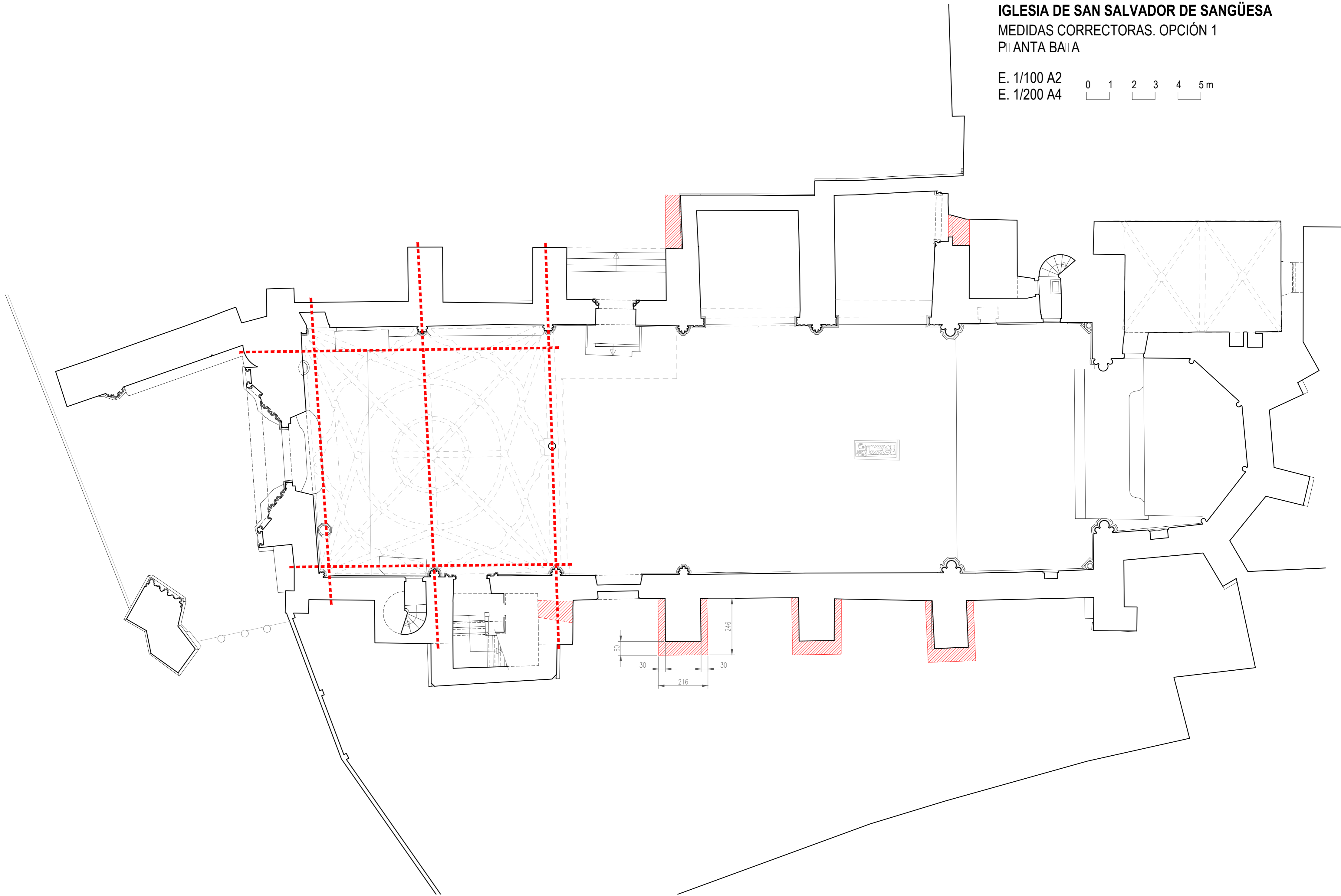
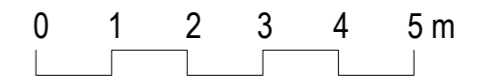
DIA. RAMA DES. LA. AMIENTOS VERTICALES
ARRANQUE BÓVEDA CORO

E. 1/200 A4 



IGLESIA DE SAN SALVADOR DE SANGÜESA
MEDIDAS CORRECTORA. OPCIÓN 1
PLANTA BARRIA

E. 1/100 A2
E. 1/200 A4



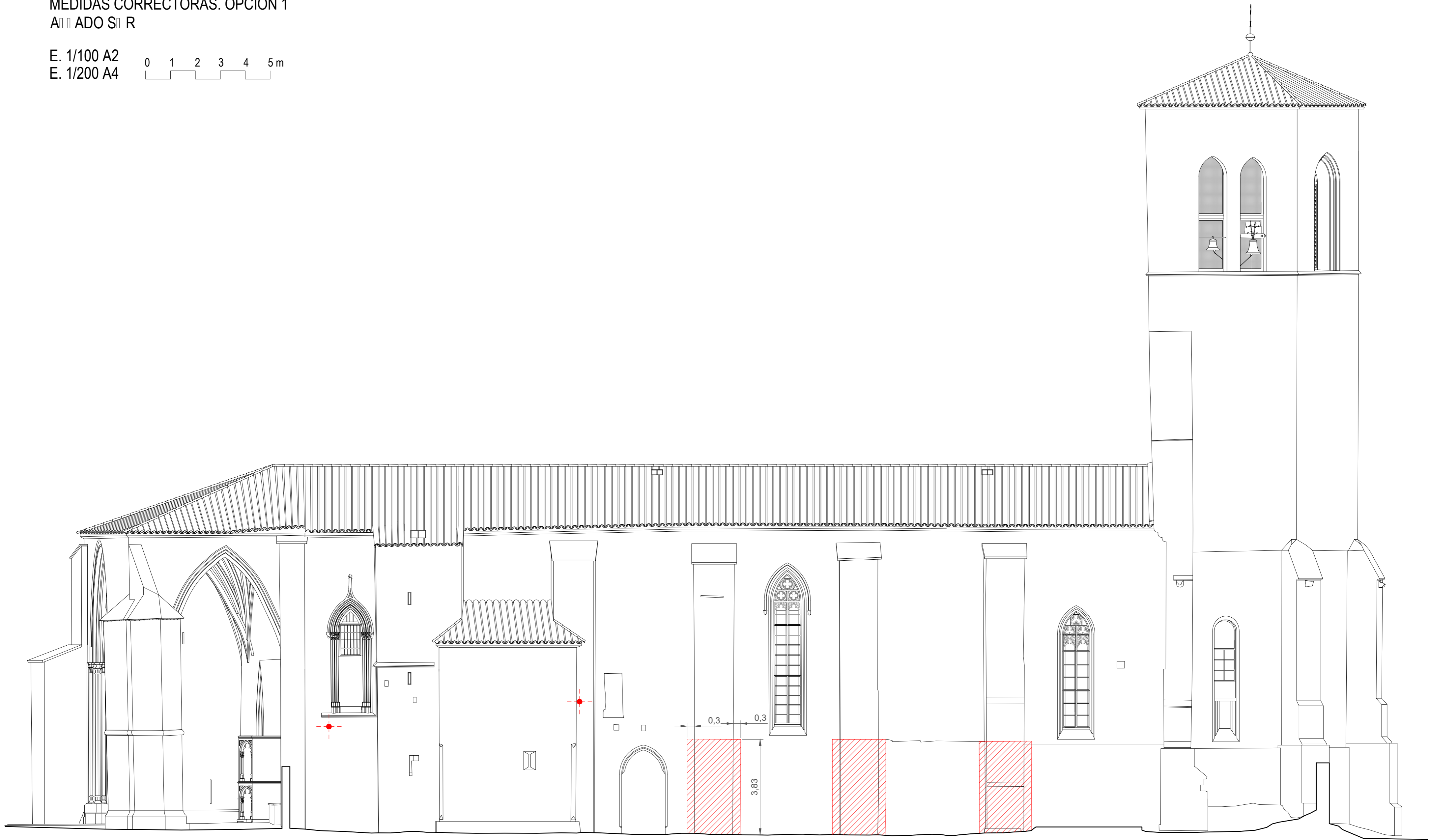
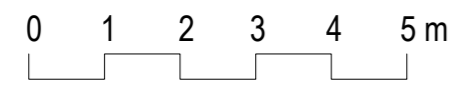
IGLESIA DE SAN SALVADOR DE SANGÜESA

MEDIDAS CORRECTORAS. OPCIÓN 1

AÑO 2011

E. 1/100 A2

E. 1/200 A4



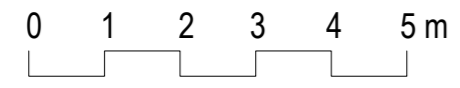
IGLESIA DE SAN SALVADOR DE SANGÜESA

MEDIDAS CORRECTORAS. OPCIÓN 1

SECCIÓN TRANSVERSAL TRAMO 4

E. 1/100 A2

E. 1/200 A4



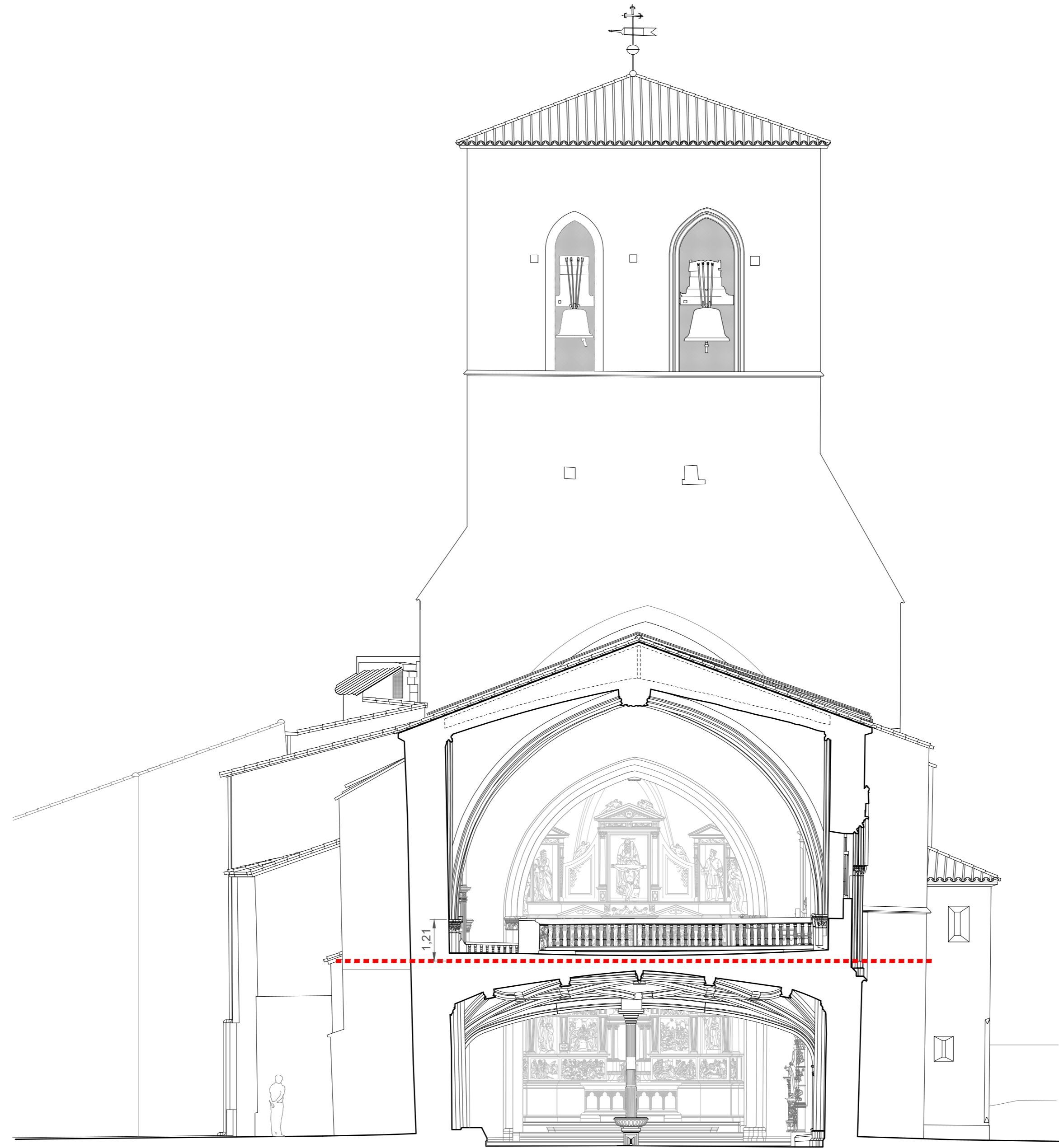
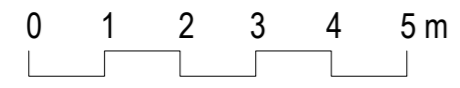
IGLESIA DE SAN SALVADOR DE SANGÜESA

MEDIDAS CORRECTORAS. OPCIÓN 1

SECCIÓN TRANSVERSAL TRAMO 6

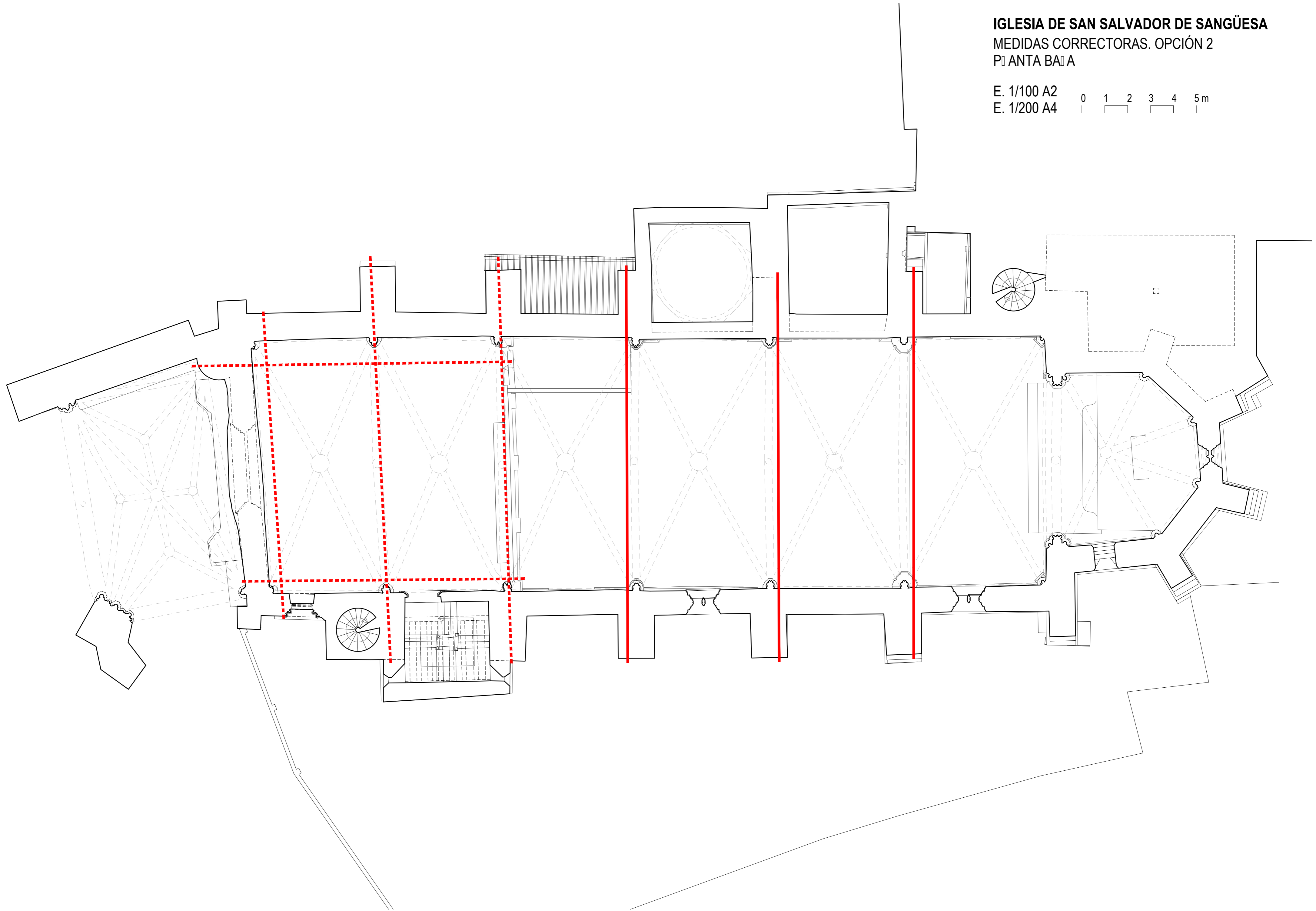
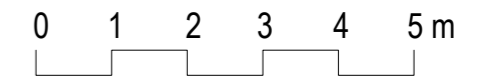
E. 1/100 A2

E. 1/200 A4



IGLESIA DE SAN SALVADOR DE SANGÜESA
MEDIDAS CORRECTORAS. OPCIÓN 2
PLANTA BARRIA

E. 1/100 A2
E. 1/200 A4



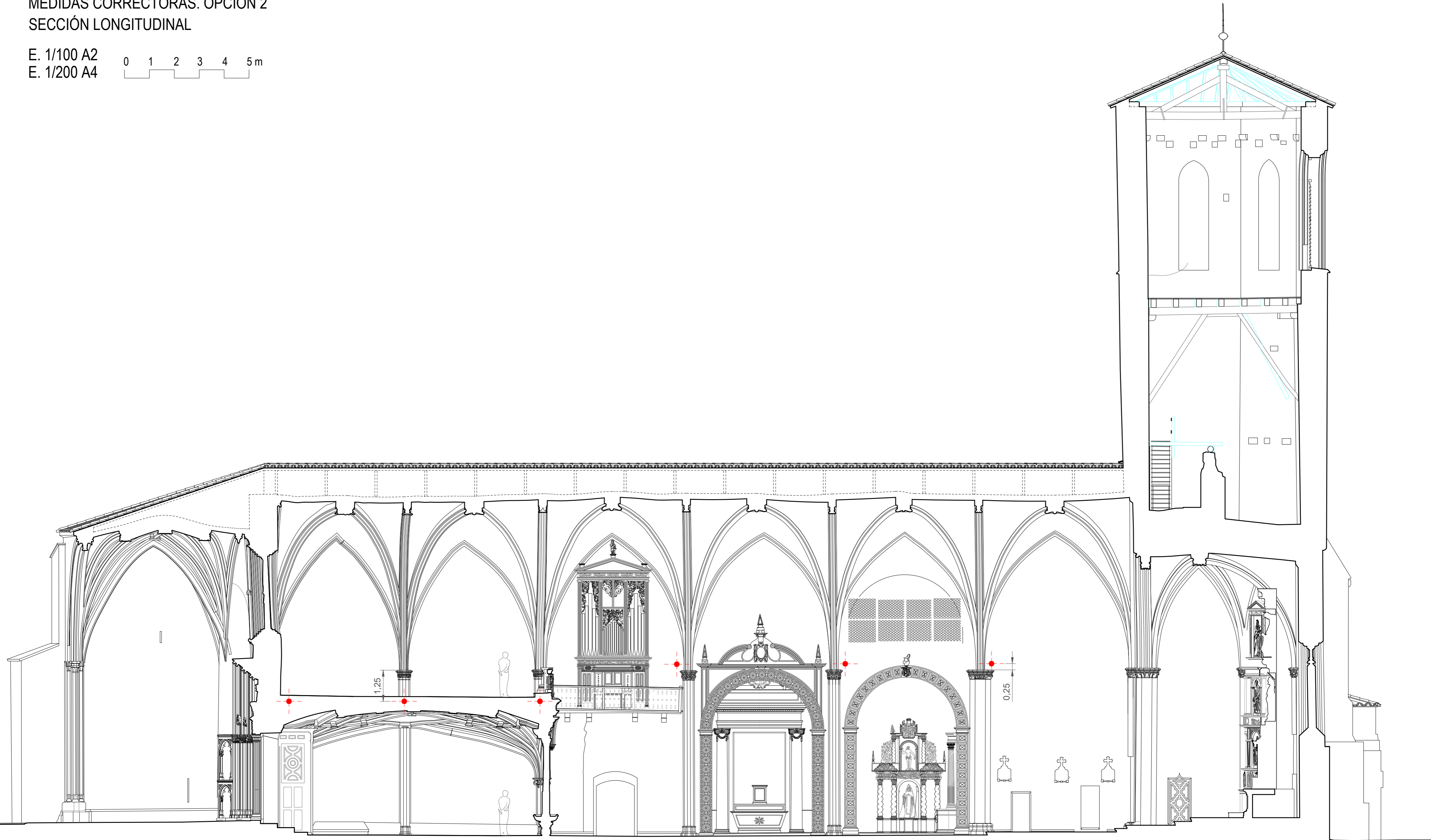
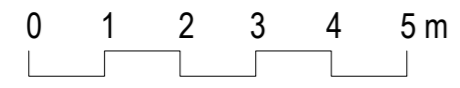
IGLESIA DE SAN SALVADOR DE SANGÜESA

MEDIDAS CORRECTORAS. OPCIÓN 2

SECCIÓN LONGITUDINAL

E. 1/100 A2

E. 1/200 A4



IGLESIA DE SAN SALVADOR DE SANGÜESA
MEDIDAS CORRECTORAS. OPCIÓN 2B

E. 1/200 A4 0 1 2 3 4 5m

