

Trabajo Fin de Grado

Estructura mixta en hormigón armado para feria de muestras

Mixed structure in reinforced concrete for trade fair

Autor/es

Sofía del Río Pallarés

Director/es

Luis Gracia Villa

Universidad de Zaragoza

Escuela de Ingeniería y Arquitectura

Curso 2018-2019

Estructura mixta en hormigón armado para feria de muestras

RESUMEN

El objetivo del trabajo consiste en la realización de un análisis frente a cargas de una estructura mixta en hormigón armado. Dicha estructura se diseña con la finalidad de ser empleada como feria de muestras. Por ello, está dotada de una gran superficie diáfana, un diseño innovador y un lucernario que proporciona originalidad y luminosidad al conjunto.

Los materiales empleados en el diseño de la estructura son Hormigón C30/37 armado con barras de Acero B-500-S, Acero S 275 en las vigas presentes en la estructura y vidrio reforzado químicamente para los ventanales y el lucernario.

El estudio se realiza mediante el programa de análisis estructural por elementos finitos RFEM. Tras analizar el modelo, se estudian los resultados obtenidos y se comprueba la validez de la estructura frente a distintas hipótesis de carga. Tras ello, se procede al dimensionado de la armadura de la losa suspendida y del cuerpo de la estructura.

Una vez comprobada la validez de los resultados y dimensionadas ambas armaduras se procede al diseño de la cimentación de la estructura. Se propone una zapata corrida bajo muro y se comprueba la validez de las dimensiones propuestas. Por último, se calcula la armadura necesaria en dicha zapata para concluir una correcta cimentación.

Todo el proyecto se realiza conforme a los correspondientes apartados del Código Técnico de la Edificación y al correspondiente apartado de la Instrucción de Hormigón Estructural (EHE 08) para el diseño de las armaduras.

Finalmente, en el *Anexo I. Resultados estudios ELS y ELU* se recogen todos los resultados obtenidos bajo las distintas hipótesis de carga. En el *Anexo II. Uniones metálicas*, se describe brevemente la cimentación perdida de la losa suspendida y se recogen las uniones metálicas presentes en el conjunto.

Índice

1. Introducción	2
2. Descripción de la estructura	3
2.1. Dimensiones geométricas	3
2.2. Materiales	8
3. Modelo de cálculo	9
3.1. Geometría	9
3.2. Materiales	10
3.3. Espesores y secciones	11
3.4. Condiciones de apoyo	12
3.5. Características de la malla	13
3.6. Casos de carga	14
3.7. Hipótesis de carga (ELS Y ELU)	20
4. Resultados	22
4.1. Resultados numéricos	22
4.2. Diseño del armado	24
4.3. Cimentación	29
5. Conclusiones	35
6. Bibliografía	36
7. Anexo I. Resultados estudios ELS y ELU	38
7.1. Estado Límite de Servicio (ELS)	38
7.2. Estado Límite Último (ELU)	43
8. Anexo II. Uniones metálicas	48

1. Introducción

La estructura objeto de estudio está destinada al uso como feria de muestras. En las ferias de muestras principalmente se realizan actividades de exposición y demostraciones de distintos sectores. Para que la estructura cumpla perfectamente con su función, se han tratado de recoger las principales características y se han integrado en el diseño de la misma.

En muchas ocasiones las ferias de muestras disponen stands, por lo que se presta especial atención al espacio disponible y a sus posibles distribuciones. Se requiere una gran superficie útil, y que el espacio disponible sea amplio y diáfano para no limitar las posibilidades de la estructura.

Entre las características principales de dichos espacios, se encuentra la necesidad de facilitar el acceso al recinto, dado que prevé la entrada de gran cantidad de personas.

Un aspecto característico es el aprovechamiento de la luz natural mediante grandes ventanales o lucernarios que disminuyan el consumo eléctrico, y proporcionen mayor sensación de amplitud.

En las diversas tipologías de ferias de muestras se trata de dotar a las estructuras de mayor exclusividad mediante diseños innovadores y originales, que provoquen un mayor atractivo estético. En ese aspecto destacan los diseños de la Feria de Valencia o el Palacio de Ferias y Congresos de Málaga (FYCMA).

Se concluye un diseño de la estructura que presenta un gran espacio diáfano para permitir la disposición de stands o maquinaria. Además, dicho espacio presenta gran altura, lo que evita limitaciones. Presenta varias entradas, disminuyendo así la formación de aglomeraciones en sus instalaciones de acceso. Por último, se han añadido seis ventanales de grandes dimensiones y un lucernario que permiten la entrada de luz natural al recinto.

Se ha tratado de conseguir un diseño original y novedoso para aumentar el atractivo estético de la estructura, tal y como puede verse en la *Ilustración 1*.

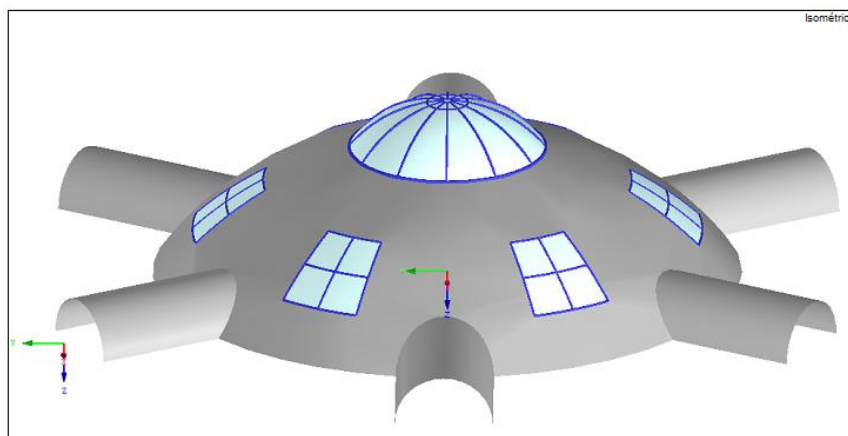


Ilustración 1. Modelo en RFEM de la estructura a analizar.

2. Descripción de la estructura

Se han descrito de forma general las características de la estructura. A continuación se describe la geometría y las características constructivas más destacadas:

2.1. Dimensiones geométricas

Las dimensiones geométricas de la estructura se adaptan a la funcionalidad de la misma. Se dispone de una gran superficie útil y de varios accesos para evitar aglomeraciones. Se facilita la entrada de luz natural mediante seis grandes ventanales, y un lucernario central. Dicho lucernario dota de gran luminosidad a la losa en suspensión.

Las **dimensiones geométricas** de la estructura son:

- El **cuerpo** de la estructura está formado por un segmento esférico. Sus dimensiones son las descritas en la *Tabla 1*:

Radio superior	10 m
Radio inferior	30 m
Radio esfera cuerpo	37,5 m
Altura segmento cuerpo	13,64 m
Superficie útil	$\pi \cdot 30^2 = 2.827,43 \text{ m}^2$

Tabla 1. Dimensiones geométricas del cuerpo.

El cuerpo de la estructura presenta seis ventanales dispuestos de forma simétrica como puede apreciarse en la *Ilustración 2*. Sus dimensiones son 7,5 metros de ancho y 9 metros de altura.

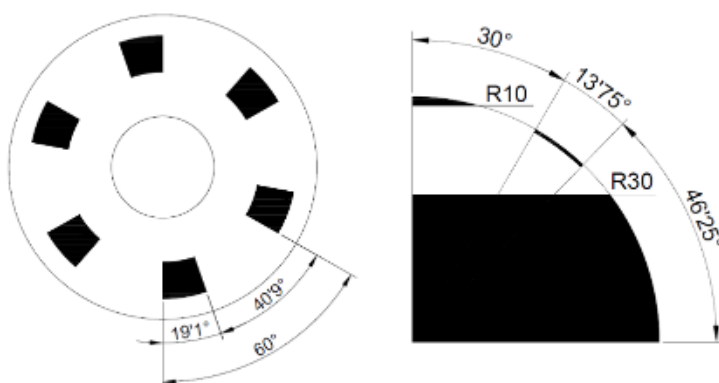


Ilustración 2. Esquema de la distribución de los ventanales realizado en AutoCAD.

Se han dispuesto seis entradas con simetría axial para facilitar el acceso al recinto [Ilustración 3]. Estas se sitúan intercaladas con los ventanales anteriormente descritos [Ilustración 4].

Las entradas presentan geometría semicilíndrica con un radio de 5 m y una longitud de 13 m.

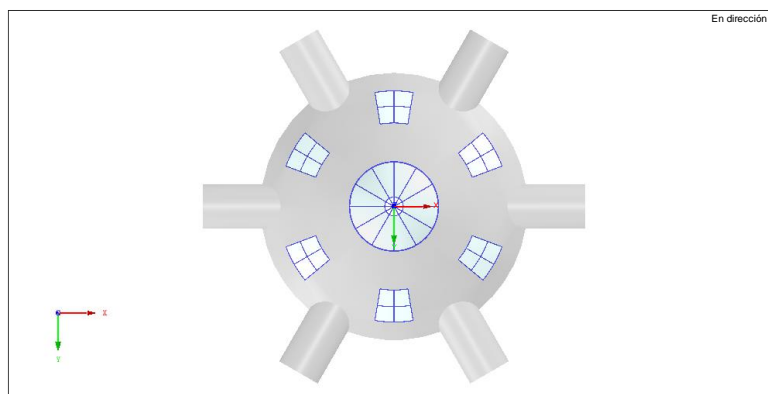


Ilustración 3. Vista en planta del modelo utilizado en RFEM.

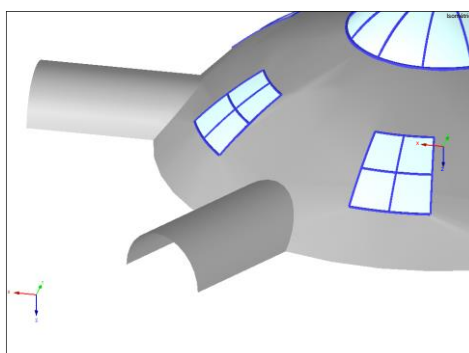


Ilustración 4. Detalle de entradas y ventanas.

- El **lucernario** presenta una geometría de casquete esférico truncado por la parte inferior [Ilustración 5-6]. Sus dimensiones geométricas quedan recogidas en la *Tabla 2*.

Radio inferior	10 m
Radio esfera lucernario	12,5 m
Altura casquete lucernario	5 m

Tabla 2. Dimensiones geométricas del lucernario.

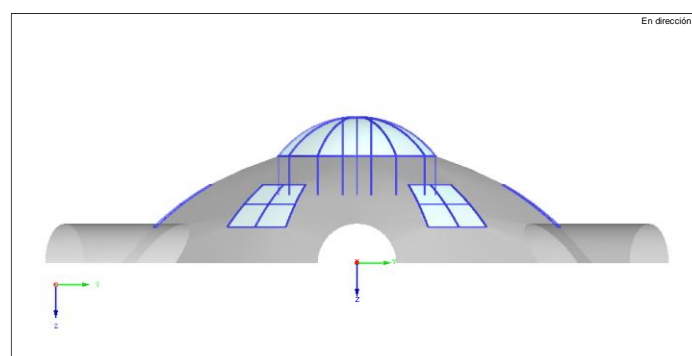


Ilustración 5. Vista en dirección X del modelo utilizado en RFEM.

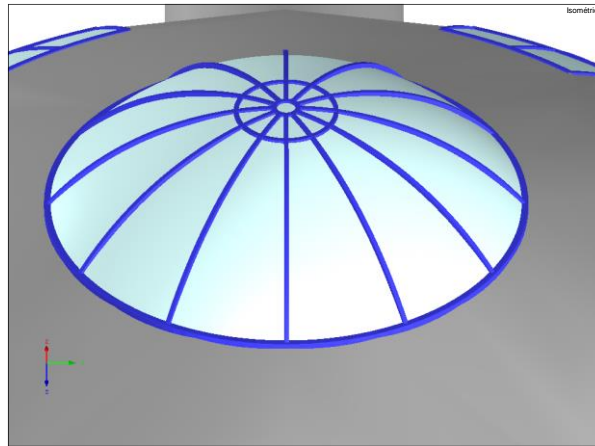


Ilustración 6. Vista en detalle del lucernario del modelo.

- La **losa** central se encuentra suspendida mediante vigas al cuerpo principal de la estructura. Sus dimensiones principales son [Tabla 3]:

Radio exterior	10 m
Radio interior	2 m
Longitud de las vigas que sustentan la losa	5 m

Tabla 3. Dimensiones geométricas de la losa.

Se concluye una superficie útil de 2.827,43 m² en la planta baja y una superficie de 301,59 m² en la losa suspendida. Esto permite gran variedad de distribuciones en la planta calle, dado que al disponer de un espacio diáfano se dota a la estructura de gran flexibilidad.

En la losa suspendida se dispone de menor superficie útil, por lo que se plantea un uso enfocado a zona de descanso o cafetería para los visitantes. El área de descanso, o cafetería, presenta además mayor atractivo estético debido a la entrada de luz natural por el lucernario, y las vistas de la planta baja. El diámetro interior de la losa permite la posterior instalación de un ascensor que facilite el acceso al público a dicha zona.

La losa se encuentra suspendida a una altura de 8,64 metros respecto al suelo mediante vigas de acero. Se han colocado 12 vigas, con una longitud de 5 metros, que sustentan la losa desde el cuerpo. Además, se han dispuesto 6 vigas que actúan de sujeción de la losa desde el lucernario que presentan una longitud de 9,825 metros [Ilustración 7].

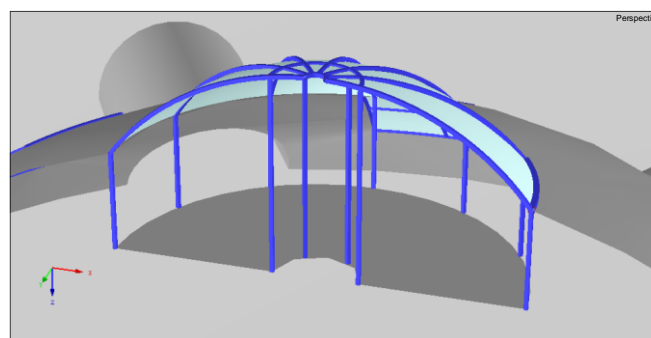


Ilustración 7. Corte de la losa suspendida del modelo.

La localidad elegida para situar la estructura es Zaragoza. Para la determinación de las cargas consideradas en el análisis se ha tenido en cuenta la altitud de Zaragoza, de 208 msnm [1].

En cuanto a las soluciones estructurales dadas, se ha propuesto una **cimentación perdida en la losa suspendida**. Dicha cimentación perdida se combina mediante uniones metálicas con vigas embebidas en la losa que garantizarán la estabilidad del conjunto [Ilustración 8].

Las vigas embebidas cuentan con barras de acero corrugado perpendiculares que ayudarán a mantener la unidad del conjunto. Dichas vigas van atornilladas mediante uniones descritas con mayor profundidad en el *Anexo II. Uniones metálicas*.

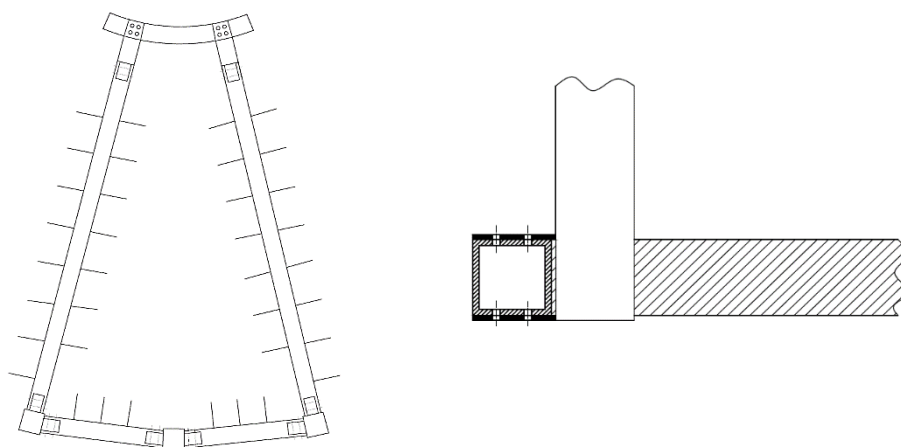


Ilustración 8. Detalles de la cimentación perdida propuesta en la losa suspendida realizados en AutoCAD.

El resto de uniones metálicas presentes en la estructura se describen en el *Anexo II. Uniones metálicas*. Todas ellas son de carácter metálico, y consisten en uniones atornilladas mediante la soldadura de placas que permitan unir sólidamente las vigas que sustentan la estructura [Ilustración 9-10].

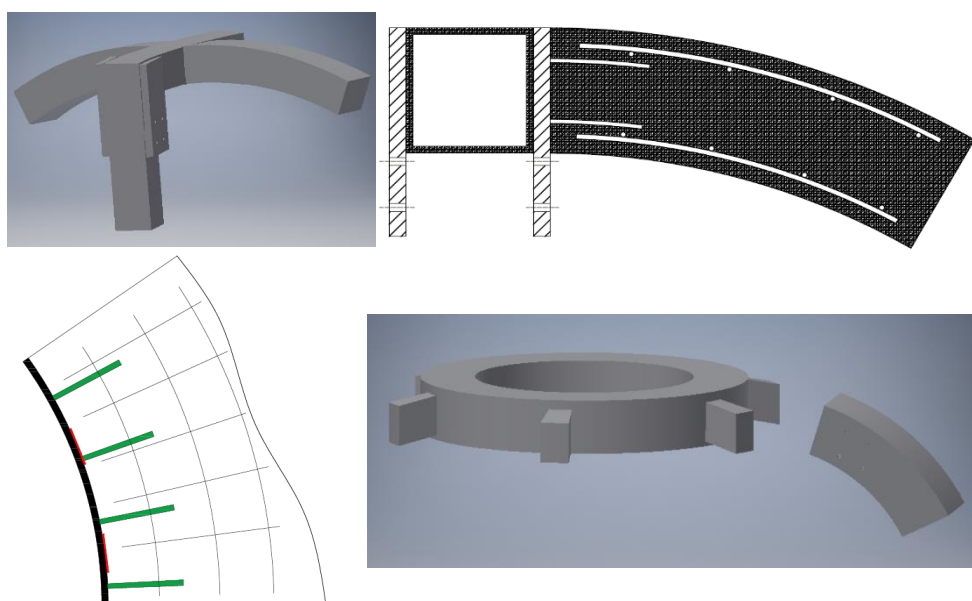


Ilustración 9. Detalles de las uniones metálicas presentes en la estructura.

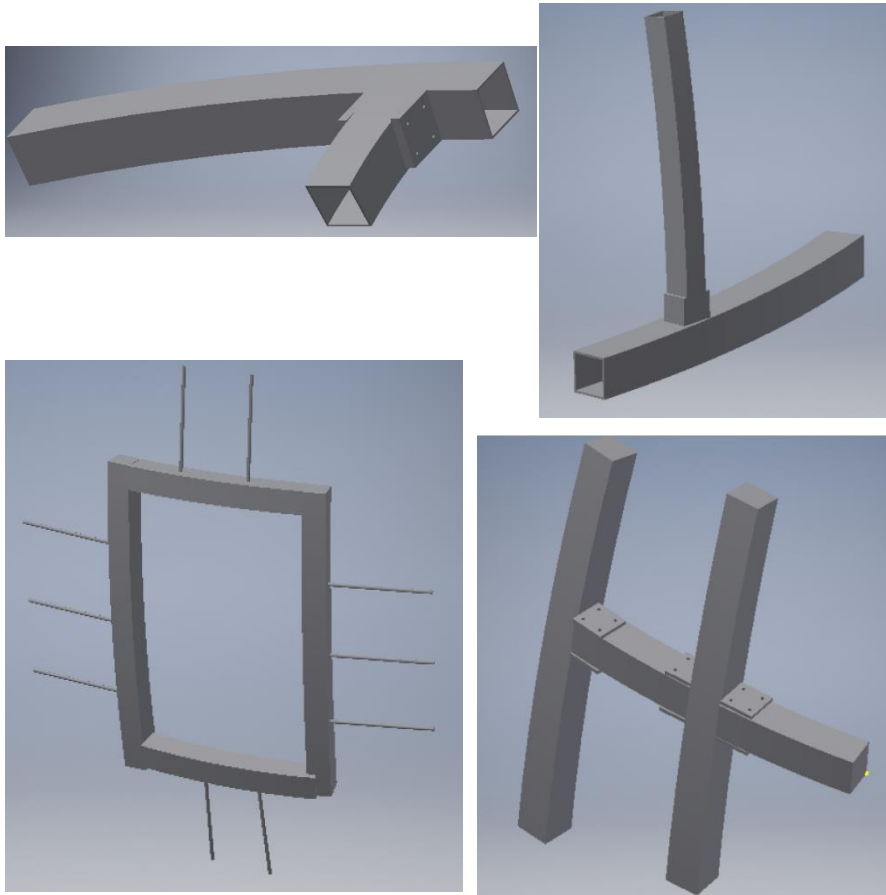


Ilustración 10. Detalles de las uniones metálicas presentes en la estructura.

2.2. Materiales

La estructura está compuesta por hormigón y acero. Además, se ha utilizado vidrio en las zonas de ventanales y lucernario, para dotar la estancia de luz natural.

Para el cuerpo de la estructura, y la losa suspendida, se ha empleado **Hormigón C30/37**, capaz de resistir los esfuerzos que le serán transmitidos cuando la estructura se encuentre en uso.

Las vigas empleadas en los ventanales, el lucernario, y en la sujeción de la losa suspendida, son de **Acero S 275**. Dicho acero se ajusta a las solicitaciones de la estructura y actuará de elemento de sujeción una vez colocado gracias a las uniones descritas en el *Anexo II. Uniones metálicas*.

En el lucernario, y los ventanales, se ha utilizado **Vidrio reforzado químicamente**.

3. Modelo de cálculo

Para el estudio de la estructura descrita se ha utilizado el programa RFEM de análisis estructural por elementos finitos.

3.1. Geometría

La geometría del modelo empleado para el análisis estructural es la descrita en el Apartado 2.1. El modelo empleado para el análisis es el siguiente [Ilustración 11-13]:

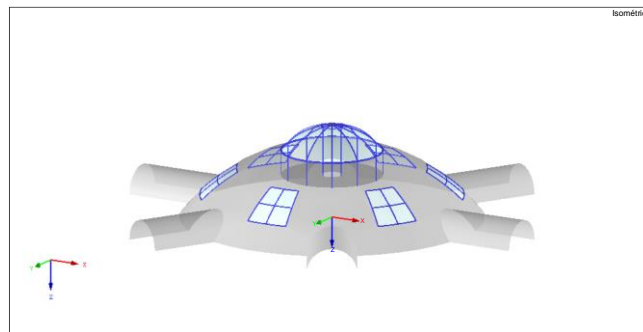


Ilustración 11. Vista isométrica del modelo empleado en la simulación realizada en RFEM.

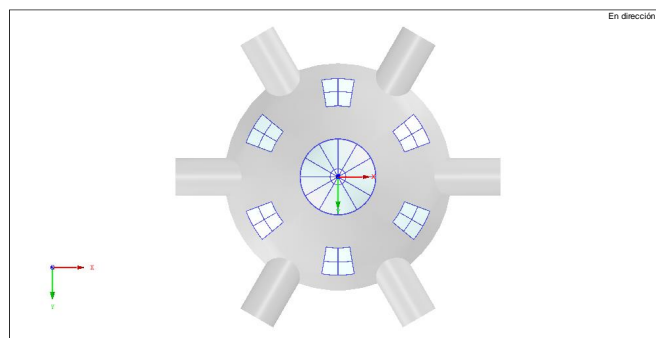


Ilustración 12. Vista en planta del modelo empleado en la simulación realizada en RFEM.

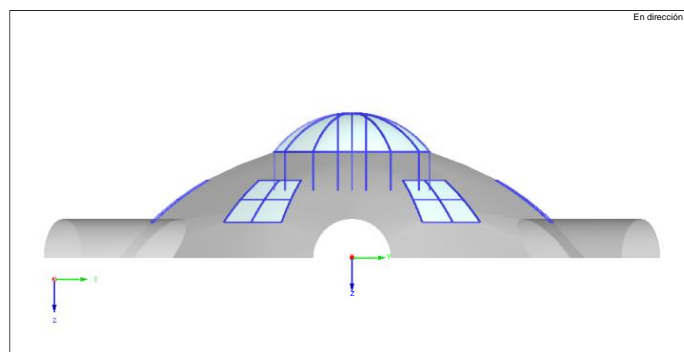


Ilustración 13. Vista desde X del modelo empleado en la simulación realizada en RFEM.

3.2. Materiales

Como ya se ha descrito en el apartado 2.2, los materiales presentes en la estructura son hormigón, acero y vidrio.

El hormigón elegido para modelar el cuerpo de la estructura y la losa suspendida, es **Hormigón C30/37** cuyas principales características son [Ilustración 14]:

The screenshot shows the 'Material Properties' dialog for 'Hormigón C30/37'. It includes fields for material constants and a model type dropdown.

Núm.	Color	Descripción
3	[Color swatch]	Hormigón C30/37

Constantes del material

Propiedad	Valor	Unidad
Módulo de elasticidad E	3300.00	[kN/cm ²]
Módulo de cortante G	1375.00	[kN/cm ²]
Coefficiente de Poisson ν	0.200	[-]
Peso específico γ	25.00	[kN/m ³]
Coefficiente de dilatación térmica α	1.0000E-05	[1/°C]
Coefficiente parcial de seguridad γ _M	1.00	[-]

Modelo de material: Isótropo elástico lineal

Ilustración 14. Características principales del hormigón C30/37 extraídas del programa RFEM.

Las vigas empleadas en los ventanales, el lucernario, y en la sujeción de la losa suspendida son de **Acero S 275** caracterizado por [Ilustración 15]:

The screenshot shows the 'Material Properties' dialog for 'Acero S 275'. It includes fields for material constants and a model type dropdown.

Núm.	Color	Descripción
4	[Color swatch]	Acero S 275

Constantes del material

Propiedad	Valor	Unidad
Módulo de elasticidad E	21000.00	[kN/cm ²]
Módulo de cortante G	8076.92	[kN/cm ²]
Coefficiente de Poisson ν	0.300	[-]
Peso específico γ	78.50	[kN/m ³]
Coefficiente de dilatación térmica α	1.2000E-05	[1/°C]
Coefficiente parcial de seguridad γ _M	1.00	[-]

Modelo de material: Isótropo elástico lineal

Ilustración 15. Características principales del acero S 275 extraídas del programa RFEM.

En el lucernario, y los ventanales, se ha utilizado **vidrio reforzado químicamente**. Sus propiedades principales son [Ilustración 16]:

The screenshot shows the 'Material Properties' dialog for 'Vidrio reforzado químicamente'. It includes fields for material constants and a model type dropdown.

Núm.	Color	Descripción
5	[Color swatch]	Vidrio reforzado químicamente

Constantes del material

Propiedad	Valor	Unidad
Módulo de elasticidad E	7000.00	[kN/cm ²]
Módulo de cortante G	2845.53	[kN/cm ²]
Coefficiente de Poisson ν	0.230	[-]
Peso específico γ	25.00	[kN/m ³]
Coefficiente de dilatación térmica α	9.0000E-06	[1/°C]
Coefficiente parcial de seguridad γ _M	1.80	[-]

Modelo de material: Isótropo elástico lineal

Ilustración 16. Características principales del vidrio reforzado químicamente extraídas del programa RFEM.

3.3. Espesores y secciones

Cada parte descrita en la geometría de la estructura está sometida a distintas solicitaciones, por lo que, los espesores de la estructura y las secciones de las vigas se adaptan a cada una de las funciones que desempeña cada elemento dentro de la estructura [Tabla 4].

ESPESORES (mm)	
Estructura (Cuerpo y entradas)	180
Losa forjado	300
Vidrio (ventanales y lucernario)	20

Tabla 4. Tabla de los espesores presentes en la estructura.

Las vigas de acero están conformadas en caliente. Su sección es cuadrada, con una arista de 200 mm; y hueca, con un espesor de 8 mm (**Sección QRO 200x8**). Sus características principales están recogidas en la Ilustración 17.

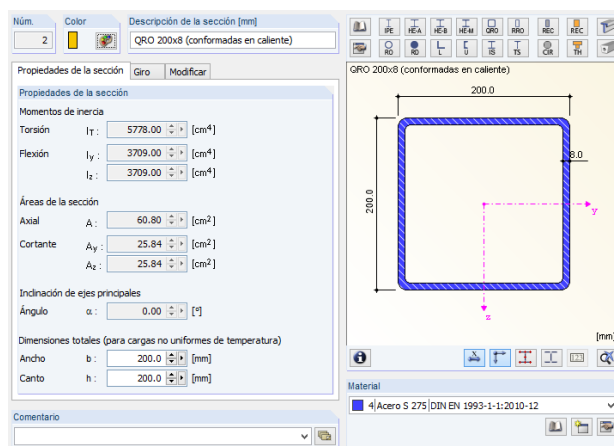


Ilustración 17. Características principales de las vigas de sección 200x8.

La viga situada en la unión entre el cuerpo y el lucernario estará sometida a solicitaciones más exigentes que el resto de vigas presentes en la estructura; por ello, dicha viga presenta una sección mayor. Dicha viga también será de acero y conformada en caliente. La sección escogida es cuadrada, con 300 mm de arista; y hueca, con 16 mm de espesor (**Sección QRO 300x16**). Las características principales de la sección son las indicadas en la Ilustración 18.

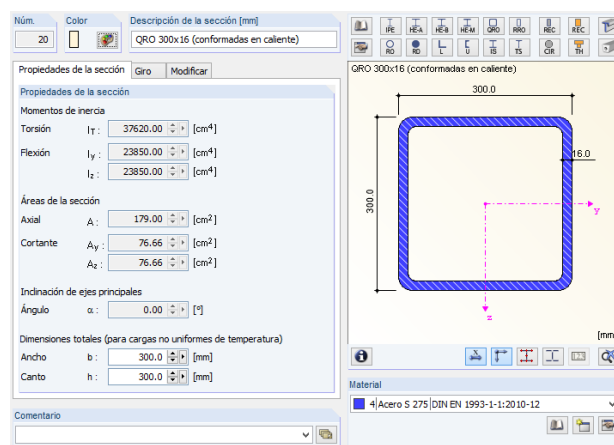


Ilustración 18. Características principales de las vigas de sección 300x16.

3.4. Condiciones de apoyo

Las condiciones de apoyo impuestas son empotramientos en las zonas que estarán en contacto con el suelo. Este tipo de condición de apoyo impide el desplazamiento y giro en las tres direcciones.

Se pueden observar dichas condiciones de contorno en la *Ilustración 19*.

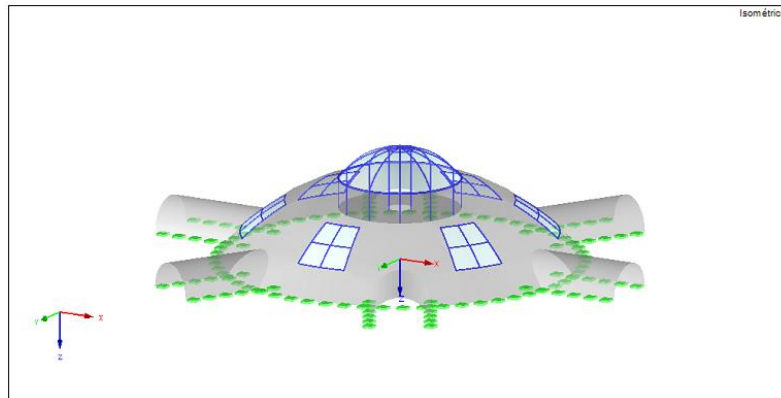


Ilustración 19. Vista isométrica del modelo utilizado en la simulación en RFEM.

3.5. Características de la malla

Para el cálculo del modelo se ha aplicado una malla con elementos finitos en barra y en superficie (1D y 2D) [Ilustración 20]. La malla del modelo cuenta con 22.770 nudos, lo que le aporta mayor precisión en los resultados.

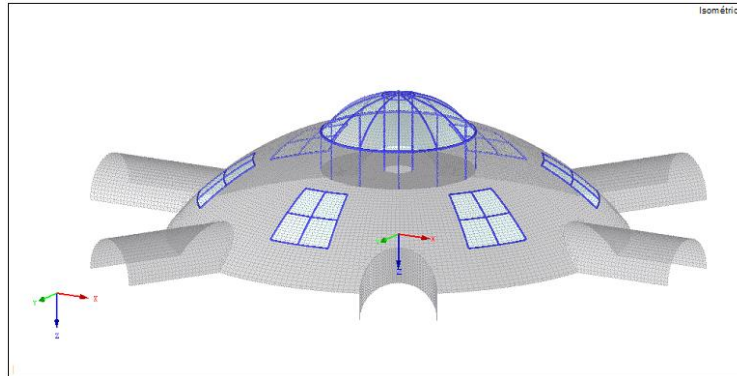


Ilustración 20. Vista isométrica del modelo con la malla de EF.

La malla está compuesta por un total de 23.443 elementos finitos, de los cuales, 1.106 son elementos finitos unidimensionales y 22.337 bidimensionales.

Los elementos bidimensionales son cuadriláteros adaptados a la geometría del modelo, a excepción de algunos elementos triangulares en zonas de intersección o geometría más compleja.

Se pueden apreciar elementos triangulares en las zonas de intersección del cuerpo con las entradas [Ilustración 21] y en determinadas zonas del lucernario [Ilustración 22].

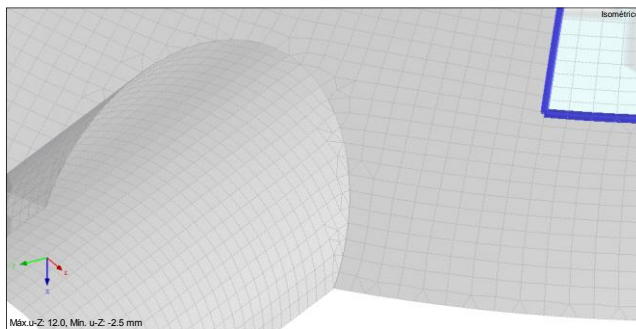


Ilustración 21. Zona de intersección cuerpo-entrada con EF triangulares.

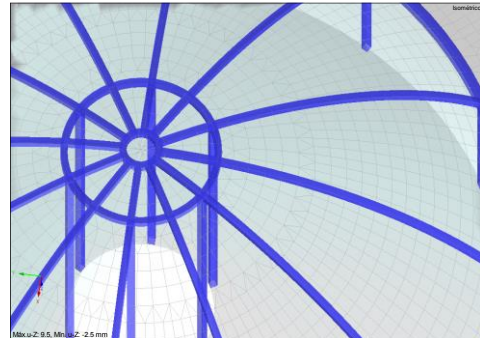


Ilustración 22. Zona del lucernario con EF triangulares.

3.6. Casos de carga

Los casos de carga considerados para el análisis de la estructura son los siguientes:

- ❖ **CC1 - Peso propio.** El peso propio se introduce como un campo vectorial en el eje Z negativo de magnitud $9,8 \text{ m/s}^2$.
Dicha carga afecta a toda la estructura en función del peso específico de cada material.

- ❖ **CC2 - Sobrecarga de uso.** La losa suspendida estará sometida a una sobrecarga de uso. Se impone una sobrecarga sobre el área real de la losa como una carga uniforme de 5 kN/m^2 .

Dicho valor corresponde a la categoría de uso C (referida a zonas de acceso al público), y la subcategoría de uso C5 (adecuada para zonas de aglomeración) [2].

- ❖ **CC3 - Nieve.** Conocida la altitud de Zaragoza (208 msnm se toma un valor para la carga de nieve de $0,5 \text{ kN/m}^2$ [3]. La carga de nieve actúa sobre el área proyectada de la cubierta.

- ❖ **CC4 - Viento.** La carga de viento actúa sobre el área proyectada de la estructura y se va modelar como una carga uniforme. Se calcula mediante la obtención de los siguientes factores:

$$q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p$$

- **Presión dinámica del viento (q_b):**

$$q_b = 0,5 \cdot \delta \cdot v_b^2$$

Tal y como se indica en el Código Técnico de la Edificación [4]: “La densidad del aire depende, entre otros factores, de la altitud, de la temperatura ambiental y de la fracción de agua en suspensión. En general puede adoptarse el valor de $1,25 \text{ kg/m}^3$ ”.

$$\delta = 1,25 \left[\frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right]$$

En Zaragoza la velocidad básica del viento corresponde a la ZONA B [5]:

$$v_b = 27 \left[\frac{\text{m}}{\text{s}} \right]$$

$$q_b = 0,5 \cdot \delta \cdot v_b^2$$

$$q_b = 0,5 \cdot 1,25 \cdot 27^2 = 0,456 \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right]$$

▪ **Coefficiente de exposición (c_e):**

Considerando que la altura máxima de la estructura es de 18,64 m (superior a 18 m), y un grado de aspereza del entorno III (*Zona rural accidentada o llana con algunos obstáculos aislados como árboles o construcciones pequeñas*), el coeficiente de exposición toma el siguiente valor [6]:

$$c_e = 2,9$$

▪ **Coefficiente eólico o de presión (c_p):**

C_p depende de la geometría de cada parte de la estructura y de la orientación respecto a la dirección de incidencia del viento [7].

Para el cálculo del coeficiente eólico se divide la estructura en diferentes zonas sometidas a distintas cargas:

	Carga	Magnitud según CTE	Magnitud asignada	Tipo de carga	Área afectada	Descripción
CC1	Peso propio	-	-9,8 m/s ²	Campo vectorial (eje Z negativo)	-	Por efecto de la gravedad.
CC2	Sobrecarga de uso	5 kN/m ²	5 kN/m ²	Uniforme	Área real	Categoría de uso C (zonas de acceso al público) Subcategoría de uso C5 (Zonas de aglomeración)
CC3	Nieve	0,5 kN/m ²	0,5 kN/m ²	Uniforme	Área proyectada	Zaragoza altitud 208 msnm. Zona climática de invierno: ZONA 2.
CC4	Viento	1,3224· C_e kN/m ²	1,3224· C_e kN/m ²	Uniforme	Área proyectada	$q_b=0,456$ $c_e=2,9$ c_p (según zona) $q_e=q_b \cdot c_e \cdot c_p=1,3224 \cdot c_e$ [kN/m ²]

Tabla 5. Resumen de las cargas consideradas en el modelo conforme al CTE.

Cálculo de la carga de viento para cada zona considerada:

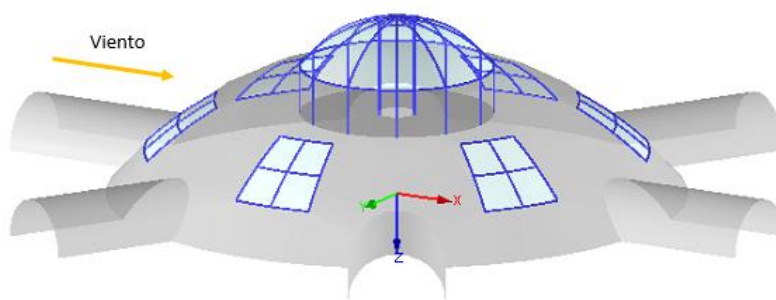


Ilustración 23. Vista isométrica destacando la dirección de la carga de viento considerada.

Cargas consideradas para modelar la carga de viento:

❖ **CARGAS SUPERFICIALES:**

- a) **Cuerpo + 4 entradas con orientación respecto al viento (Valor promedio).**
Casquete esférico.
- b) **Lucernario (Zona A, B y C).** Casquete esférico.
- c) **Ventanas (Zona A, B y C).** Casquete esférico.

❖ **CARGAS LINEALES:**

- d) **2 entradas en dirección paralela al viento.**

Las zonas a), b) y c) presentan forma esférica, por lo que se calcula la carga de viento de forma similar para las tres zonas [8]. Para el cálculo de la carga de viento se obtienen los distintos coeficientes para cada parte de la estructura y las diversas zonas de incidencia del viento (A, B, C).

❖ **CARGAS SUPERFICIALES:**

En primer lugar, se calculan los coeficientes asociados a cada zona (A, B y C), tras ello, se explica cómo se ha modelado la carga de viento en cada parte de la estructura.

Los coeficientes asociados a cada parte del modelo, y zona de incidencia del viento, son:

	a) Cuerpo + 4 entradas con orientación respecto al viento c) Ventanas		b) Lucernario	
Tipo de geometría	Esférica (Carga superficial uniforme)		Esférica (Carga superficial uniforme)	
A	A = 0,38	qv [kN/m ²] = 0,503	A = 0,12	qv [kN/m ²] = 0,159
B	B = -0,65	qv [kN/m ²] = -0,860	B = -0,32	qv [kN/m ²] = -0,423
C	C = 0	qv [kN/m ²] = 0	C = 0	qv [kN/m ²] = 0

Tabla 6. Valores de los coeficientes zonas A, B y C en la estructura conforme al CTE.

a) Cuerpo + 4 entradas con orientación respecto al viento:

Dado que la carga de viento frente al resto de cargas consideradas en el modelo es prácticamente despreciable, en la zona a) (cuerpo + 4 entradas con orientación no paralela a la dirección del viento) se simplifica dicha carga estableciendo un valor promedio.

	a) Cuerpo + 4 entradas con orientación respecto al viento	
VALOR PROMEDIO CONSIDERADO	0,7886 kN/m ²	
	Factor zona A 20%	0,2
	Factor zona B 80%	0,8
	Factor zona C	0

Tabla 7. Valor promedio considerado para la zona a) del modelo.

En la *Ilustración 24* puede observarse la zona a la que se ha aplicado dicho valor promedio.

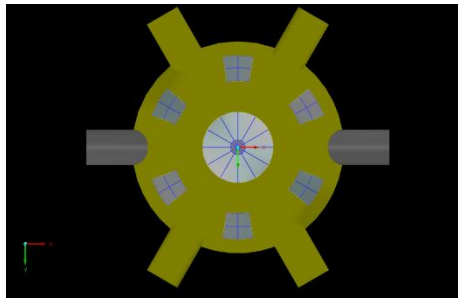


Ilustración 24. Zona afectada por el valor promedio.

b) Lucernario:

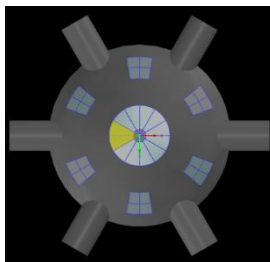


Ilustración 25. Zona A de la carga de viento del lucernario.

ZONA A. Carga superficial uniforme en la Zona A del lucernario [*Ilustración 25*].

$$Q_v = 0,159 \text{ kN/m}^2$$

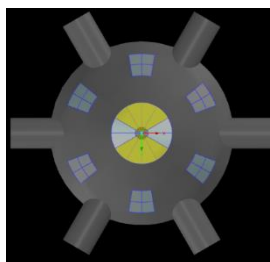


Ilustración 26. Zona B de la carga de viento del lucernario.

ZONA B. Carga superficial uniforme en la Zona B del lucernario. Incluye el círculo central de radio 0,5 m [*Ilustración 26*].

$$Q_v = 0,423 \text{ kN/m}^2$$

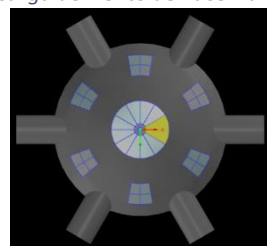


Ilustración 27. Zona C de la carga de viento del lucernario.

ZONA C. La carga superficial de la Zona C del lucernario presenta una carga igual a 0 kN/m² [*Ilustración 27*].

$$Q_v = 0 \text{ kN/m}^2$$

c) Ventanas:

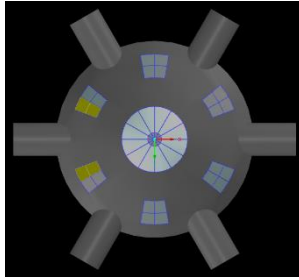


Ilustración 28. Zona A de la carga de viento de las ventanas.

ZONA A. Carga superficial uniforme en la Zona A de las ventanas [Ilustración 28].

$$Q_v = 0,503 \text{ kN/m}^2$$

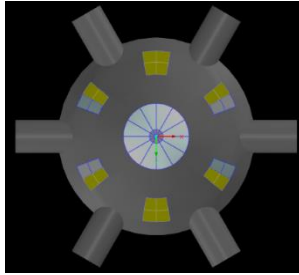


Ilustración 29. Zona B de la carga de viento de las ventanas.

ZONA B. Carga superficial uniforme en la Zona B de las ventanas [Ilustración 29].

$$Q_v = 0,860 \text{ kN/m}^2$$

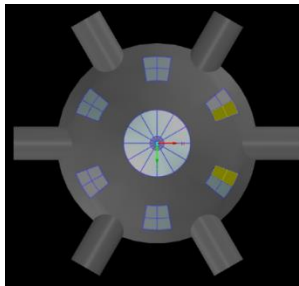


Ilustración 30. Zona C de la carga de viento de las ventanas.

ZONA C. La carga superficial uniforme en la Zona C de las ventanas es de 0 kN/m^2 [Ilustración 30].

$$Q_v = 0 \text{ kN/m}^2$$

❖ **CARGAS LINEALES:**

d) 2 Entradas en dirección paralela al viento:

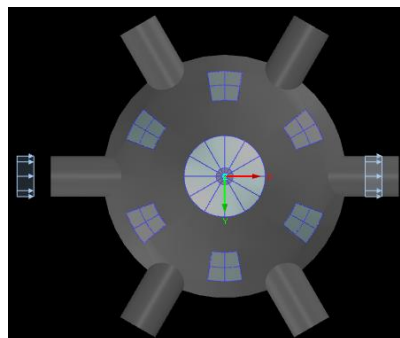


Ilustración 31. Cargas lineales consideradas en las entradas en orientación paralela al viento.

Se calcula la carga que ejercería el viento en dicha dirección sobre una superficie perpendicular a este que recubriese la entrada.

Tras ello, se reparte dicha carga sobre el arco de circunferencia [Ilustración 31], para comprobar, que independientemente del tipo de cerramiento que se coloque, la estructura no fallará [Tabla 8].

$$q_e = 0,503 \left[\frac{kN}{m^2} \right]$$

$$Q_e = q_e \cdot A_t = 0,503 \cdot \pi \cdot r^2 = 0,503 \cdot \pi \cdot 5^2 = 39,5055 [kN]$$

$$q_v = \frac{Q_e}{S_t} = \frac{39,5055}{r \cdot \theta} = \frac{39,5055}{5 \cdot \pi} = 2,515 \left[\frac{kN}{m} \right]$$

d) 2 entradas paralelas a la dirección del viento
Cilíndrica (carga lineal en la circunferencia)
Área = $\pi \cdot r^2 = \pi \cdot 5^2 = 25 \cdot \pi = 78,53975 \text{ m}^2$
Longitud de semicircunferencia $s = r \cdot \theta = 5 \cdot \pi = 15,70795 \text{ m}$
Carga lineal sobre cada semicircunferencia $q_v \text{ (Zona A Cuerpo)} = 0,503 \text{ kN/m}^2 \cdot 78,53975 \text{ m}^2 / 15,70795 \text{ m}$ $q_v = 2,515 \text{ kN/m}$

Tabla 8. Cálculo de las cargas lineales en las entradas paralelas a la dirección del viento.

3.7. Hipótesis de carga (ELS Y ELU)

De acuerdo con el Código Técnico de la Edificación [9] se realiza el análisis de los estados límite:

- **ESTUDIO DEL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO (ELS).** Se realiza un análisis de los desplazamientos, y deformaciones obtenidos, en la simulación frente a los valores máximos admisibles según el Código Técnico de la Edificación.
- **ESTUDIO DEL ESTADO LÍMITE ÚLTIMO (ELU).** Se analizan las tensiones presentes en la simulación, y se comprueba su validez frente a los valores de tensión máxima admisible por el material que las debe soportar.

ESTADO LÍMITE DE SERVICIO (ELS)

En primer lugar, se lleva a cabo el estudio del estado límite de servicio (ELS) correspondiente a los estados últimos de la estructura antes de producirse desplazamientos o deformaciones que puedan poner en riesgo la estabilidad de la estructura.

En este caso se establece un **coeficiente parcial de seguridad** igual a **1** para cada una de las cargas en cada una de las combinaciones de carga estudiadas.

El **coeficiente de simultaneidad** es igual **1** para cada combinación de cargas [Tabla 9].

	ELS 1	ELS 2	ELS 3	ELS 4	ELS 5	ELS 6
Peso propio	1	1	1	1	1	1
Sobrecarga de uso	-	1	1	-	1	1
Nieve	-	-	1	-	-	1
Viento	-	-	-	1	1	1

Tabla 9. Resumen de los coeficientes considerados para el estudio del estado límite de servicio.

La flecha relativa máxima admisible es de 1/300, con lo cual, la flecha máxima conocida la altura máxima de la estructura (18,64 m), es de 62,133 mm [10].

El desplome relativo máximo es de 1/500, es decir, el desplome máximo admisible conocida la altura máxima de la estructura (18,64 m), es de 37,28 mm [11].

Tal y como puede verse en el *Anexo I. Resultados estudios ELS y ELU. < 1.1 Estado Límite de Servicio (ELS)*, bajo todas las hipótesis estudiadas se obtienen desplazamientos admisibles.

ESTADO LÍMITE ÚLTIMO (ELU)

El estudio del Estado Límite Último (ELU) consiste en el análisis de las combinaciones de carga que pueden suponer un riesgo de colapso total o parcial de la estructura.

Se realiza un análisis ELU de cada combinación de cargas por cada combinación estudiada en el análisis ELS. El número de combinaciones analizadas mediante el estudio ELU es mayor, dado que, al introducir los coeficientes en determinadas combinaciones de cargas se presentan diversas posibilidades.

Los coeficientes considerados son los siguientes [Tabla 10-11] [12]:

	ELU 1	ELU 2	ELU 3	ELU 4	ELU 5	ELU 6	ELU 7	ELU 8
Peso propio	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	0,8	1,35	1,35
Sobrecarga de uso	-	1,35	1,35	-	1,35	0,8	1,35	1,35
Nieve	-	-	1,5	-	-	-	1,5	$0,5 \cdot 1,5 = 0,75$
Viento	-	-	-	1,5	1,5	1,5	$0,6 \cdot 1,5 = 0,9$	1,5

Tabla 10. Resumen de los coeficientes considerados para el estudio del estado límite último.

A continuación se resumen las hipótesis consideradas para la elección de los coeficientes anteriores:

	DESCRIPCIÓN DE LOS COEFICIENTES CONSIDERADOS:
ELU 1	Peso propio como acción permanente desfavorable.
ELU 2	Peso propio y sobrecarga de uso como acciones permanentes desfavorables.
ELU 3	Peso propio y sobrecarga de uso como acciones permanentes desfavorables. Carga de nieve como acción variable desfavorable.
ELU 4	Peso propio como acción permanente desfavorable. Carga de viento como acción variable desfavorable.
ELU 5	Peso propio y sobrecarga de uso como acciones permanentes desfavorables. Carga de viento como acción variable desfavorable.
ELU 6	Peso propio y sobrecarga de uso como acciones permanentes favorables. Carga de viento como acción variable desfavorable.
ELU 7	Peso propio y sobrecarga de uso como acciones permanentes desfavorables. Carga de viento y carga de nieve simultaneas. Coeficiente de simultaneidad considerado en la carga de viento (0,6).
ELU 8	Peso propio y sobrecarga de uso como acciones permanentes desfavorables. Carga de viento y carga de nieve simultaneas. Coeficiente de simultaneidad considerado en la carga de nieve, altitud < 1000 m (0,5).

Tabla 11. Hipótesis consideradas para la elección de los coeficientes empleados en el estudio ELU.

La tensión máxima admisible la limita el material, por lo que, en ningún caso deberán superarse los 27,5 kN/cm² (tensión máxima admisible del acero 275). Tras comprobar los resultados, Anexo I. Resultados estudios ELS y ELU. < 1.2 Estado Límite Último (ELU), se concluye que ninguna de las combinaciones de cargas provoca una tensión equivalente máxima de Von Mises mayor de 27,5 kN/cm².

4. Resultados

En el apartado anterior se han analizado brevemente los resultados para comprobar la validez del modelo estudiado. A continuación, se estudiarán los resultados más desfavorables de ambos estudios, incluyendo gráficos que permitan apreciar las zonas de la estructura sometidas a mayores solicitaciones.

El informe completo de resultados de las diversas combinaciones de cargas estudiadas se encuentra en el *Anexo I. Resultados estudios ELS y ELU*.

4.1. Resultados numéricos

➤ ESTUDIO ELS

Los resultados más desfavorables del estudio de Estado Límite de Servicio (ELS) se obtienen con la hipótesis **ELS 6**, que consiste en la aplicación simultanea de todas las cargas: **Peso Propio (CC1) + Sobrecarga de uso (CC2) + Nieve (CC3) + Viento (CC4)**.

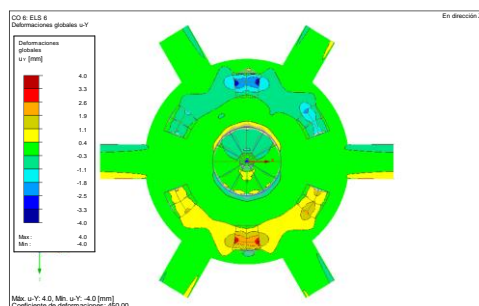


Ilustración 32. Situación del desplome máximo.

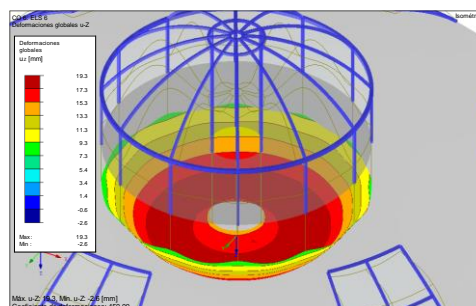


Ilustración 33. Situación de la flecha máxima.

En las *Ilustraciones 32 y 33* se pueden apreciar las zonas donde aparecen el desplome y la flecha máximos.

La flecha máxima aparece en la losa debido a la Sobrecarga de uso (CC2), que no afecta al cuerpo de la estructura. El desplome máximo apenas se ve modificado por acción del Viento (CC4), dado que, bajo la hipótesis ELS 3 (Peso Propio CC1 + Sobrecarga de uso CC2 + Nieve CC3) el valor del desplome máximo presenta el mismo valor.

Los resultados obtenidos bajo la hipótesis ELS 6 son admisibles en base al CTE [Tabla 12].

RESULTADOS HIPÓTESIS ELS 6	
Desplome máximo (mm)	4,0 (Uy)
Flecha máxima (mm)	19,3 (Uz)

Tabla 12. Resultados en desplazamientos bajo hipótesis ELS 6.

➤ ESTUDIO ELU

Los resultados más desfavorables en tensiones obtenidos mediante el estudio de Estado Límite Último (ELU) son los obtenidos bajo las hipótesis:

- ❖ **ELU 3** ($1,35 \cdot CC1 + 1,35 \cdot CC2 + 1,5 \cdot CC3$)
- ❖ **ELU 5** ($1,35 \cdot CC1 + 1,35 \cdot CC2 + 1,5 \cdot CC4$)
- ❖ **ELU 7** ($1,35 \cdot CC1 + 1,35 \cdot CC2 + 1,5 \cdot CC3 + 0,9 \cdot CC4$)
- ❖ **ELU 8** ($1,35 \cdot CC1 + 1,35 \cdot CC2 + 0,75 \cdot CC3 + 1,5 \cdot CC4$)

Se analizan las hipótesis **ELU 7** y **ELU 8** por ser las combinaciones en las que intervienen todas las cargas. Bajo ambas hipótesis la distribución de la tensión equivalente máxima de Von Mises es similar [Ilustración 34]:

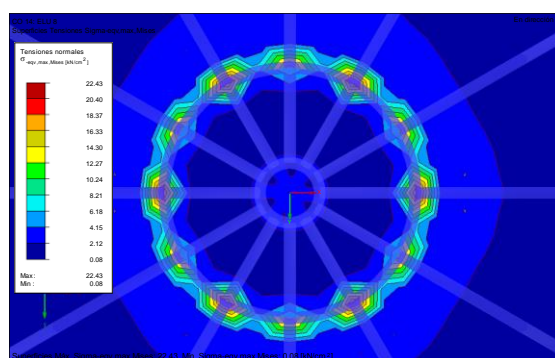


Ilustración 34. Situación de σ_{VM} .

Se puede apreciar que la aparición de las mayores tensiones aparece en las uniones entre vigas (descritas en profundidad en el Anexo II. *Uniones metálicas.*). Se debe a que dichas zonas actúan de concentradores de tensiones.

La máxima tensión equivalente de Von Mises obtenida es [Tabla 13]:

RESULTADOS HIPÓTESIS ELU 7 Y ELU 8	
Tensión equivalente máxima de Von Mises (kN/cm ²)	22,43

Tabla 13. Resultados en tensiones bajo hipótesis ELS 7/ELS 8.

4.2. Diseño del armado

Se procede al diseño del armado de la losa suspendida y del cuerpo de la estructura. Para el diseño de los armados se van a considerar los esfuerzos internos principales máximos.

En la losa suspendida se consideran esfuerzos máximos los mayores valores que no son debidos a concentración de tensiones en las uniones de la losa con las vigas que la sustentan.

Los **materiales** empleados en ambos armados son: Hormigón C30/37 y Acero B-500-S.

- El **hormigón C30/37** presenta una resistencia característica a compresión (f_{ck}) de 30 MPa. Para el diseño de los armados se ha considerado un coeficiente de seguridad en el hormigón (γ_c) de 1,5. Se concluyen las siguientes características [Tabla 14]:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30 \text{ MPa}}{1,5} = 20 \text{ MPa}$$

fck	30 MPa
γ_c	1,5
fcd	20 MPa

Tabla 14. Características a compresión del Hormigón C30/37.

- El **Acero B-500-S** es comúnmente utilizado para aplicaciones de este tipo. Presenta un límite elástico característico (f_{yk}) de 500 MPa. El coeficiente de seguridad considerado en el acero (γ_s) en el diseño del armado es 1,15. Las características del acero son [Tabla 15]:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500 \text{ MPa}}{1,15} = 434,8 \text{ MPa}$$

fyk	500 MPa
γ_s	1,15
fyd	434,783 MPa

Tabla 15. Características del Acero B-500-S.

Se procede al **cálculo del armado** en base a los resultados obtenidos mediante la simulación. Se diseñan de forma individual cada uno de los armados dado que están sometidos a esfuerzos distintos, y el hormigón presenta diferente espesor en la losa y en el cuerpo:

- En la **losa** suspendida el hormigón presenta un canto de 300 mm (d_{total}). Considerando un recubrimiento de la armadura de 30 mm de espesor (d_1) se concluye una distancia de 270 mm (d). Se realiza el dimensionado para una anchura de 1 m [Tabla 16].

d_{total}	300 mm
d₁	30 mm (recubrimiento)
d	270 mm
b	1000 mm

Tabla 16. Dimensiones de la losa.

DISEÑO DE LA ARMADURA

Para el dimensionado de la armadura [13] se tiene en cuenta que para los hormigones con $f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2$ ($f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$) la profundidad límite es:

$$x_f = 0,625 \cdot d = 0,625 \cdot 270 = 168,75 \text{ mm}$$

Conocida la profundidad límite se calcula el momento frontera:

$$U_o = f_{cd} \cdot b \cdot d = \frac{20 \text{ MPa} \cdot 1000 \text{ mm} \cdot 270 \text{ mm}}{1000} = 5400 \text{ kN}$$

$$M_f = 0,8 \cdot U_o \cdot x_f \cdot \left(1 - 0,4 \cdot \frac{x_f}{d}\right) = 0,8 \cdot 5400 \text{ kN} \cdot \frac{168,75 \text{ mm}}{1000} \cdot \left(1 - 0,4 \cdot \frac{168,75 \text{ mm}}{270 \text{ mm}}\right)$$

$$M_f = 546,75 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Para el dimensionado de la armadura se compara dicho momento frontera con el obtenido en la simulación de la estructura:

$$M_d = 47,5 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}} \leq M_f = 546,75 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

El momento frontera es mayor que el máximo momento obtenido para la losa en la simulación, con lo cual:

$$U_{s2} = 0 \text{ kN}$$

$$U_{s1} = U_o \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_d}{U_o \cdot d}}\right) = 5400 \text{ kN} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 47,5 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}}{5400 \text{ kN} \cdot \frac{270 \text{ mm}}{1000}}}\right)$$

$$U_{s1} = 178,889 \text{ kN}$$

Por simplicidad se dimensionan iguales U_{s1} y U_{s2} .

$$U_{s1} = U_{s2} = 178,889 \text{ kN}$$

Además, en la simulación se ha considerado la carga de viento en dirección x, pero dicha carga en una situación real podría actuar indiferentemente en dirección x o y, por lo que se diseña la armadura

considerando también la posibilidad de que aparezca la carga de viento en dirección y.

Conocidas las características de la armadura se procede al cálculo del número de redondos y diámetro de estos [Tabla 17]:

$$U_{s\phi}(kN) = \frac{\text{Área (mm)} \cdot f_{yd} (MPa)}{1000}$$

$$N^{\circ} \text{ barras} = \frac{U_{s1} (kN)}{U_{s\phi} (kN)}$$

Diámetro (mm)	Área (mm ²)	f _{yd} (Mpa)	U _{sφ} (As*f _{yd})	Nº barras	Nº entero barras
12	113,097	434,783	49,173	3,638	4
16	201,062	434,783	87,418	2,046	3
20	314,159	434,783	136,591	1,310	2
24	452,389	434,783	196,691	0,909	1
26	530,929	434,783	230,839	0,775	1

Tabla 17. Dimensionado de la armadura de la losa.

Se escogen redondos de 12 mm de diámetro. Se deberán colocar 4 redondos por metro, con lo cual presentarían una separación de 250 mm. La separación entre redondos en este tipo de cimentaciones se recomienda que sea ≤ 200 mm y ≥ 100 mm, por ello se colocarán 5 redondos por metro para tener una separación entre redondos de 200 mm, una disposición correcta.

Se concluye una disposición en armadura superior e inferior de malla con cuadrícula de 200 mm x 200 mm en ambas direcciones (x e y).

- En la **cúpula o cuerpo** de la estructura el hormigón presenta un canto de 180 mm (d_{total}). Con un recubrimiento similar al empleado en la losa suspendida, de 30 mm de espesor (d₁) se concluye una distancia de 150 mm (d).

Se realiza el dimensionado para una anchura de 1 m [Tabla 18].

d _{total}	180 mm
d ₁	30 mm (recubrimiento)
d	150 mm
b	1000 mm

Tabla 18. Dimensiones del cuerpo.

DISEÑO DE LA ARMADURA

El dimensionado de la armadura se realiza de igual modo que para la losa suspendida [13]. Para los hormigones con $f_{ck} \leq 50$ N/mm² ($f_{ck} = 30$ N/mm²) la profundidad límite es:

$$x_f = 0,625 \cdot d = 0,625 \cdot 150 = 93,75 \text{ mm}$$

Conocida la profundidad límite se calcula el momento frontera:

$$U_o = f_{cd} \cdot b \cdot d = \frac{20 \text{ MPa} \cdot 1000 \text{ mm} \cdot 150 \text{ mm}}{1000} = 3000 \text{ kN}$$

$$M_f = 0,8 \cdot U_o \cdot x_f \cdot \left(1 - 0,4 \cdot \frac{x_f}{d}\right) = 0,8 \cdot 3000 \text{ kN} \cdot \frac{93,75 \text{ mm}}{1000} \cdot \left(1 - 0,4 \cdot \frac{93,75 \text{ mm}}{150 \text{ mm}}\right)$$

$$M_f = 168,75 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Para el dimensionado de la armadura se compara el momento frontera con el obtenido en la simulación de la estructura:

$$M_d = 14,78 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}} \leq M_f = 168,75 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

El momento frontera es mayor que el máximo momento obtenido para la losa en la simulación, por ello:

$$U_{s2} = 0 \text{ kN}$$

$$U_{s1} = U_o \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_d}{U_o \cdot d}}\right) = 3000 \text{ kN} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 14,78 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}}{3000 \text{ kN} \cdot \frac{150 \text{ mm}}{1000}}}\right)$$

$$U_{s1} = 100,207 \text{ kN}$$

Por simplicidad se dimensionan iguales U_{s1} y U_{s2} .

$$U_{s1} = U_{s2} = 100,207 \text{ kN}$$

De forma similar a la losa se diseña la armadura considerando la posibilidad de que la carga de viento actúe en dirección x o y.

Conocidas las características de la armadura se procede al cálculo del número de redondos y diámetro de los mismos [Tabla 19]:

$$U_{s\phi}(\text{kN}) = \frac{\text{Área (mm)} \cdot f_{yd}(\text{MPa})}{1000}$$

$$N^{\circ} \text{ barras} = \frac{U_{s1}(\text{kN})}{U_{s\phi}(\text{kN})}$$

Diámetro (mm)	Área (mm ²)	f _{yd} (Mpa)	Us ϕ (As*f _{yd})	Nº barras	Nº entero
12	113,097336	434,783	49,1727546	2,03785419	3
16	201,06193	434,783	87,4182304	1,14629298	2
20	314,159265	434,783	136,590985	0,73362751	1
24	452,389342	434,783	196,691018	0,50946355	1
26	530,929158	434,783	230,838765	0,43409912	1

Tabla 19. Dimensionado de la armadura del cuerpo.

En este caso se obtienen unos resultados que; de forma similar al diseño de la armadura de la losa, obligan a aumentar el número de redondos para respetar la distancia máxima entre ellos.

Se colocarán 5 redondos de 12 mm por metro, con una separación entre ellos de 200 mm. Dicha disposición se realizará de igual manera en ambas armaduras (superior e inferior) y en ambas direcciones (x e y). La disposición final es una malla de 200 mm x 200 mm (disposición obtenida en el diseño de la armadura de la losa).

La disposición de los redondos por cada metro de anchura se muestra en la *Ilustración 35*.

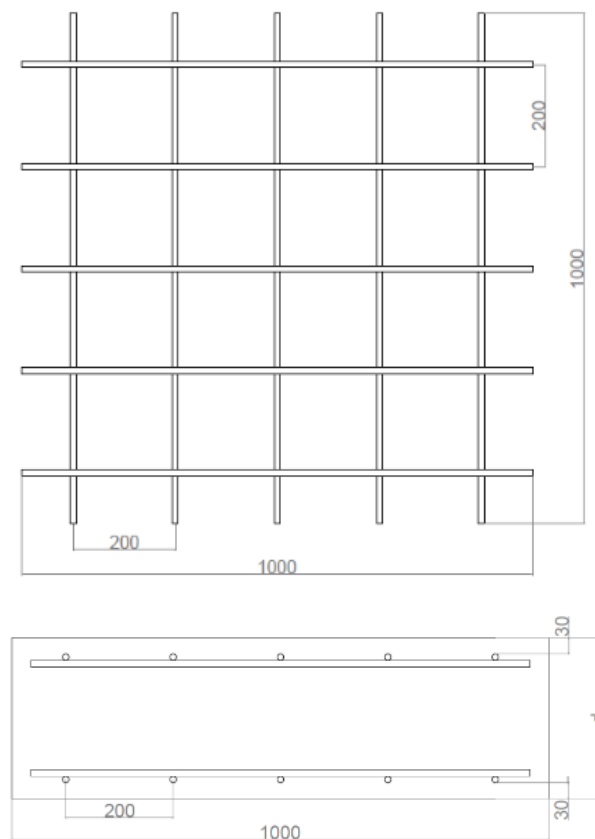


Ilustración 35. Boceto de la armadura realizado en AutoCAD.

4.3. Cimentación

La cimentación propuesta es de tipo superficial y consiste en una **zapata corrida bajo muro** con la geometría expuesta en la *Ilustración 36*. Este tipo de cimentación se emplea sobre todo en muros. El hecho de ser una cimentación continua a toda la estructura provoca mayor homogeneidad en los asientos.

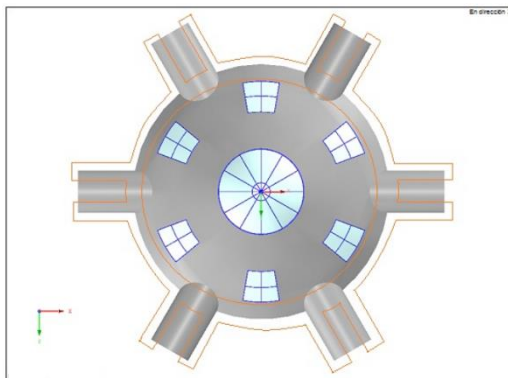


Ilustración 36. Disposición de la cimentación superficial.

Se realizará la comprobación del diseño para un metro lineal de anchura. Se comprobará la validez de la geometría de la zapata corrida frente a los estados límite últimos de hundimiento y vuelco. Para el cálculo geométrico de la estructura se usan los esfuerzos sin mayorar (Estudio ELS). Se toman los valores de las reacciones en los apoyos en línea del modelo bajo la hipótesis ELS 6 por ser la más desfavorable.

REACCIONES EN APOYOS BAJO HIPÓTESIS ELS 6					
Px (kN/m)	172,53	Py (kN/m)	183,13	Pz (kN/m)	254,44
Mx (kN·m/m)	-17,22	My (kN·m/m)	15,9	Mz (kN·m/m)	5,38

Tabla 20. Reacciones en apoyos ELS 6 (RFEM).

En primer lugar se verterá una capa de aproximadamente 10 cm de hormigón **HA 10** (hormigón de limpieza), sobre el cual se verterán los 100 cm del hormigón escogido para la cimentación **HA 25**.

En cuanto a la geometría se ha considerado una anchura de 1 metro lineal para el análisis, por 1 m de profundidad y 2,4 m de anchura, geometría reflejada en la *Ilustración 37*.

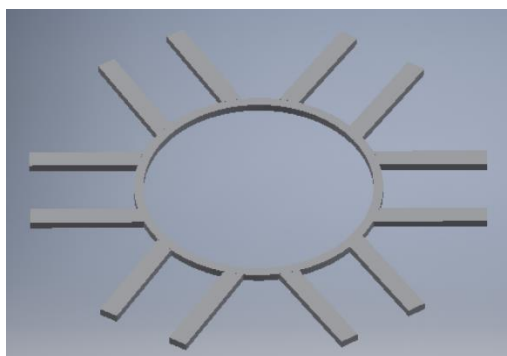


Ilustración 37. Boceto en Inventor de la cimentación propuesta.

El hormigón empleado para la cimentación **HA 25** presenta un peso específico (δ_c) de 25 kN/m³ y una tensión máxima admisible (q_{adm}) de 0,4 MPa.

Para llevar a cabo las comprobaciones mencionadas se tomarán las fuerzas y momentos del estudio ELS 6 [Ilustración 38] en la zapata corrida bajo muro y se trasladarán a la base de la zapata, tal y como puede verse en la Ilustración 39.

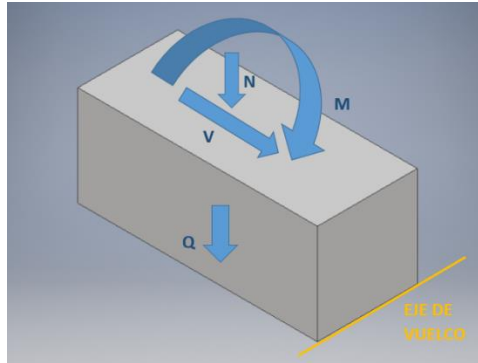


Ilustración 38. Esquema del análisis de la zapata.

Las resultantes de llevar las fuerzas, y los momentos, a la base de la zapata son:

$$R = N + Q$$

$$Q \text{ (peso)} = b[m] \cdot d[m] \cdot 1[m] \cdot \delta_c \left[\frac{kN}{m^3} \right] = 1 \cdot 2,4 \cdot 1 \cdot 25 = 60 \text{ kN}$$

$$R = 254,44 + 60 = 314,44 \text{ kN}$$

$$M' = M[kN \cdot m] + V[kN] \cdot h[m] = 17,22 + 183,13 \cdot 1 = 200,35 \text{ kN} \cdot m$$

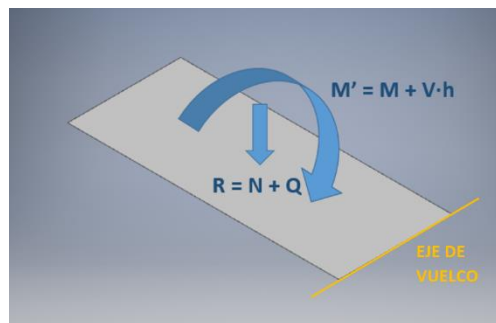


Ilustración 39. Resultantes del análisis en la base de la zapata.

Tras obtener las resultantes en la base de la zapata se realizan las comprobaciones a vuelco y hundimiento. Para ello se deberá comprobar si la distribución de la carga a la que está sometida es triangular o trapecial:

$$e = \frac{M'}{R} = \frac{200,35}{314,44} = 0,637 \text{ m}$$

$$\frac{B}{6} = \frac{2,4}{6} = 0,4 \text{ m}$$

Como la excentricidad de la zapata es mayor que un sexto de la anchura de la misma, se trata de una **distribución triangular**.
Para comprobar la validez del modelo frente a los esfuerzos a los que estará sometida se consideran los coeficientes de seguridad parciales [14]:

Comprobación de validez de la cimentación

I. HUNDIMIENTO

Al tratarse de una distribución triangular la comprobación a hundimiento es la siguiente:

$$q_b = \frac{4}{3} \cdot \frac{R}{1 \cdot (B - 2 \cdot e)} \leq q_{adm}$$

$$q_b = \frac{4}{3} \cdot \frac{314,44}{1 \cdot (2,4 - 2 \cdot 0,637)} = 372,339 \text{ kPa} \leq q_{adm} = 400 \text{ kPa}$$

Se concluye que el dimensionado de la zapata es correcto frente a hundimiento dado que la presión máxima admisible es mayor que la presión a la que estará sometida la zapata.

$$\frac{q_b}{q_{adm}} = \frac{372,339 \text{ kPa}}{400 \text{ kPa}} = 0,93$$

II. VUELCO

La comprobación a vuelco para el metro de zapata considerado es la siguiente [Ilustración 40]:

$$M_{estabilizador} \geq 1,5 \cdot M_{desestabilizador}$$

$$M_{estabilizador} = R \cdot \frac{B}{2} = 314,44 \cdot \frac{2,4}{2} = 377,328 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{desestabilizador} = M' = 200,35 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

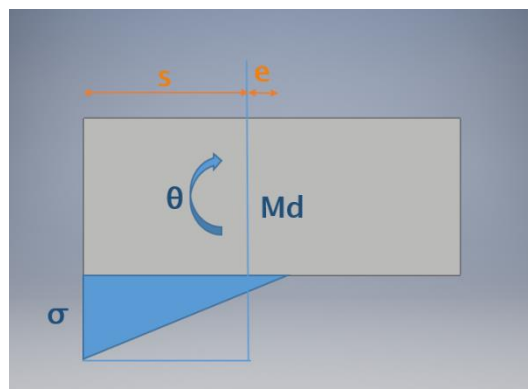


Ilustración 40. Comprobación a vuelco de la zapata.

Se concluye que el dimensionado de la zapata es válido a vuelco, dado que se verifica que el momento estabilizador es mayor que el desestabilizador con un coeficiente de seguridad mayor de 1,5.

$$M_{estabilizador} = 377,328 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq 1,5 \cdot M_{desestabilizador} = 300,525 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M_{estabilizador}}{M_{desestabilizador}} = \frac{377,328 \text{ kN} \cdot \text{m}}{300,525 \text{ kN} \cdot \text{m}} = 1,883$$

Armadura de la cimentación

Para el dimensionado de la armadura de la cimentación se tienen en cuenta las dimensiones de la zapata corrida bajo muro [Tabla 21]. Se considera un recubrimiento de 50 mm.

dtotal	1000 mm
d1	50 mm (recubrimiento)
d	950 mm
b	1000 mm

Tabla 21. Dimensiones de la zapata.

Para la cimentación se han empleado los siguientes **materiales**:

- El **hormigón HA-25** es el más común en este tipo de aplicaciones. Tiene una resistencia característica a compresión (f_{ck}) de 25 MPa. Se ha considerado un coeficiente de seguridad (γ_c) de 1,5. Se concluyen las siguientes características [Tabla 22]:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25 \text{ MPa}}{1,5} = 16,67 \text{ MPa}$$

fck	25 MPa
γc	1,5
fcd	16,67 MPa

Tabla 22. Características del Hormigón HA-25.

- El **Acero B-500** presenta un límite elástico característico (f_{yk}) de 500 MPa. Para el diseño del armado se considera un coeficiente de seguridad (γ_s) de 1,15. Las características del acero son [Tabla 23]:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500 \text{ MPa}}{1,15} = 434,8 \text{ MPa}$$

fyk	500 MPa
γs	1,15
fyd	434,783 MPa

Tabla 23. Características del Acero B-500-S.

Se realiza el dimensionado de la armadura [13] considerando que en los hormigones con $f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2$ ($f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$) la profundidad límite es:

$$x_f = 0,625 \cdot d = 0,625 \cdot 950 = 593,75 \text{ mm}$$

Conocida la profundidad límite se calcula el momento frontera:

$$U_o = f_{cd} \cdot b \cdot d = \frac{16,67 \text{ MPa} \cdot 1000 \text{ mm} \cdot 950 \text{ mm}}{1000} = 15833,33 \text{ kN}$$

$$M_f = 0,8 \cdot U_o \cdot x_f \cdot \left(1 - 0,4 \cdot \frac{x_f}{d}\right)$$

$$M_f = 0,8 \cdot 15833,33 \text{ kN} \cdot \frac{593,75 \text{ mm}}{1000} \cdot \left(1 - 0,4 \cdot \frac{593,75 \text{ mm}}{950 \text{ mm}}\right)$$

$$M_f = 5640,625 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Se procede al análisis del momento de cálculo para compararlos y dimensionar la armadura:

El cuerpo de la estructura presenta un espesor de 180 mm, con lo cual, el vuelo de la zapata es:

$$Vuelo \text{ zapata} = \frac{B - \text{espesor cuerpo}}{2} = \frac{2,4 - 0,18}{2} = 1,11 \text{ m}$$

La tensión máxima soportada por el terreno es la calculada para la comprobación de la zapata a hundimiento:

$$q_b = \frac{4}{3} \cdot \frac{314,44}{1 \cdot (2,4 - 2 \cdot 0,637)} = 372,445 \text{ kPa}$$

Se calcula el momento ejercido en sentido contrario por acción del peso del vuelo de la zapata:

$$Q (\text{peso}) = b[m] \cdot Vuelo \text{ zapata}[m] \cdot 1[m] \cdot \delta_c \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right] = 1 \cdot 1,11 \cdot 1 \cdot 25 = 27,75 \text{ kN}$$

El momento frontera obtenido para el diseño de la armadura de la cimentación es el siguiente:

$$M_d = 1,5 \cdot q_b [\text{kPa}] \cdot Vuelo [m] \cdot \frac{Vuelo [m]}{2} - 0,9 \cdot \text{Peso vuelo} [\text{kN}] \cdot \frac{Vuelo [m]}{2}$$

$$M_d = 1,5 \cdot 372,445 \cdot 1,11 \cdot \frac{1,11}{2} - 0,9 \cdot 27,75 \cdot \frac{1,11}{2}$$

$$M_d = 330,306 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$M_d = 330,306 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}} \leq M_f = 5640,625 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Se concluye que el momento frontera es mayor que el momento presente en la cimentación de la estructura, con lo cual el diseño de la armadura:

$$U_{s2} = 0 \text{ kN}$$

$$U_{s1} = U_o \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_d}{U_o \cdot d}} \right) = 15833,33 \text{ kN} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 330,306 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}}{15833,33 \text{ kN} \cdot \frac{950 \text{ mm}}{1000}}} \right)$$

$$U_{s1} = 351,59 \text{ kN}$$

U_{s1} y U_{s2} se dimensionan similares por simplicidad.

$$U_{s1} = U_{s2} = 351,59 \text{ kN}$$

La armadura se diseña considerando la posibilidad de que la carga de viento actúe en dirección x o y, de igual manera que con la armadura de la losa suspendida y el cuerpo dimensionadas anteriormente.

Se procede al cálculo del número de redondos y diámetro de los mismos [Tabla 24]:

$$U_{s\phi} (\text{kN}) = \frac{\text{Área (mm)} \cdot f_{yd} (\text{MPa})}{1000}$$

$$N^{\circ} \text{ barras} = \frac{U_{s1} (\text{kN})}{U_{s\phi} (\text{kN})}$$

Diámetro (mm)	Área (mm ²)	f _{yd} (Mpa)	U _{sφ} (A _s *f _{yd})	Nº barras	Nº entero
12	113,097336	434,783	49,1727546	7,150234334	8
16	201,06193	434,783	87,4182304	4,022006813	5
20	314,159265	434,783	136,590985	2,57408436	3
24	452,389342	434,783	196,691018	1,787558583	2
26	530,929158	434,783	230,838765	1,52312684	2

Tabla 24. . Dimensionado de la armadura de la cimentación.

El diseño de la armadura concluido consiste en una malla de 5 redondos de 16 mm de diámetro por metro lineal de zapata corrida. Dichos redondos presentarán una separación entre ellos de 200 mm. La disposición de malla (en dirección x e y) se realizará de forma similar en la armadura superior e inferior.

5. Conclusiones

Finalmente, se concluye un dimensionado correcto de la estructura, dado que sus desplazamientos y tensiones son admisibles. La estructura presenta un diseño novedoso gracias a características como la simetría axial, la cantidad de entradas al recinto, o el lucernario con forma esférica, que dota de gran luminosidad la estancia.

La losa suspendida brinda una gran cantidad de posibilidades a la hora de distribuir las diversas zonas de la feria de muestras a instalar en el recinto. Se ha orientado con un uso como cafetería, dada su singularidad y luminosidad, pero el espacio presenta una flexibilidad que permitiría su posterior adaptación para instalar un área de descanso u otros usos.

El área disponible en todo el recinto permite variedad de usos, y la posibilidad de realizar ferias orientadas a diversos ámbitos, dado que se dispone de gran altura (maquinaria, stands...).

La cantidad de vigas presentes en el lucernario aportan una estética singular aunque, tal y como se menciona en el *Anexo II. Uniones metálicas*, dificultan la secuencia de montaje de la estructura.

Se concluye una estructura mixta en hormigón armado con un diseño novedoso y singular, un lucernario de grandes dimensiones y una losa suspendida con gran variedad de posibilidades en cuanto a su uso.

6. Bibliografía

1. **Agencia Estatal de Meteorología. AEMET. Gobierno de España. Consultada el 26 de abril de 2019, en <http://www.aemet.es/es/eltiempo/prediccion/municipios/zaragoza-id50297>**
2. **Código Técnico de la Edificación: Documento Básico. Seguridad Estructural. Acciones en la edificación. CTE-DB-SE-AE. 3 Acciones variables. 3.1. Sobrecarga de uso.**
3. **Código Técnico de la Edificación: Documento Básico. Seguridad Estructural. Acciones en la edificación. CTE-DB-SE-AE. 3 Acciones variables. 3.5. Nieve.**
4. **Código Técnico de la Edificación: Documento Básico. Seguridad Estructural. Acciones en la edificación. CTE-DB-SE-AE. Anejo D. Acción del viento. Pág. SE-AE 23.**
5. **Código Técnico de la Edificación: Documento Básico. Seguridad Estructural. Acciones en la edificación. CTE-DB-SE-AE. Anejo D. Acción del viento.**
6. **Código Técnico de la Edificación: Documento Básico. Seguridad Estructural. Acciones en la edificación. CTE-DB-SE-AE. 3 Acciones variables. 3.3 Viento.**
7. **Luis Gracia Villa, Elena Ibarz Montaner, Luis Forcano Obón y Sergio Puértolas Broto. (2018). *Análisis Estructural de Instalaciones Industriales*. Zaragoza.**
8. **Código Técnico de la Edificación: Documento Básico. Seguridad Estructural. Acciones en la edificación. CTE-DB-SE-AE. Anejo D. Acción del viento. Tabla D.13. Cubiertas esféricas.**
9. **Código Técnico de la Edificación: Documento Básico. Seguridad Estructural. Cimientos. CTE-DB-SE-C. 2. Bases de cálculo. 2.2. Método de los estados límite.**
10. **Código Técnico de la Edificación: Documento Básico. Seguridad Estructural. CTE-DB-SE. 4. Verificaciones basadas en coeficientes parciales. 4.3. Aptitud al servicio. 4.3.3. Deformaciones. 4.3.3.1. Flechas.**
11. **Código Técnico de la Edificación: Documento Básico. Seguridad Estructural. CTE-DB-SE. 4. Verificaciones basadas en coeficientes parciales. 4.3. Aptitud al servicio. 4.3.3. Deformaciones. 4.3.3.2. Desplazamientos horizontales.**
12. **Código Técnico de la Edificación: Documento Básico. Seguridad Estructural. CTE-DB-SE. 4. Verificaciones basadas en coeficientes parciales. 4.2. Capacidad portante. 4.2.3. Valor de cálculo de la resistencia. Tabla 4.1. Coeficientes parciales de seguridad para las acciones. Tabla 4.2. Coeficientes de simultaneidad. Pág. SE-11.**

13. Instrucción de Hormigón Estructural. EHE 08. Anejo 7. Cálculo simplificado de secciones en Estado Límite de Agotamiento frente a solicitaciones normales. 3. Flexión simple en sección rectangular. Pág. 398.

14. Código Técnico de la Edificación: Documento Básico. Seguridad Estructural. Cimientos. CTE-DB-SE-C. 2 Bases de cálculo. 2.4. Verificaciones basadas en el formato de los coeficientes parciales. Tabla 2.1. Coeficientes de seguridad parciales. Pág. SE-C-7.

7. Anexo I. Resultados estudios ELS y ELU

Se procede al análisis en profundidad de los resultados obtenidos (desplazamientos y tensiones) para cada una de las hipótesis de carga supuestas en cada uno de los análisis estructurales realizados:

7.1. Estado Límite de Servicio (ELS)

➤ ESTADO LÍMITE DE SERVICIO 1. ELS 1.

El Estado Límite de Servicio 1 tiene como carga la asociada al **Peso Propio (CC1)**. Los resultados obtenidos bajo dicha hipótesis son [Ilustración A.I.1-A.I.3] [Tabla A.I.1]:

Desplazamientos máximos:

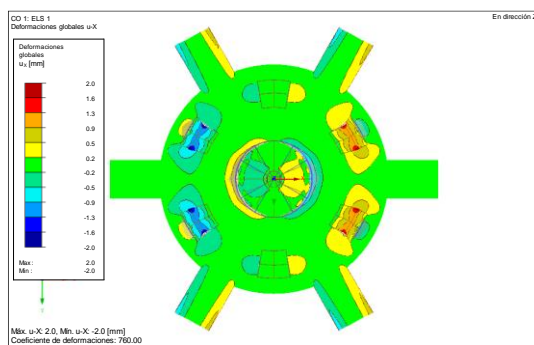


Ilustración A.I.1. Desplazamientos en x.

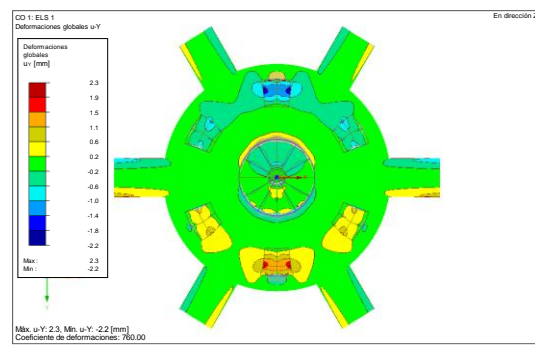


Ilustración A.I.2. Desplazamientos en y.

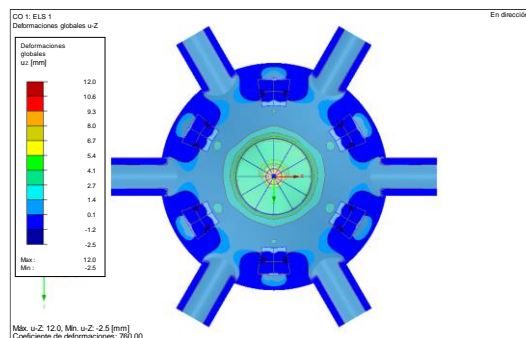


Ilustración A.I.3. Desplazamientos en z.

DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS					
U _x (mm)	2,0	U _y (mm)	2,3	U _z (mm)	12,0

Tabla A.I.1. Resumen de los desplazamientos máximos bajo hipótesis ELS 1.

➤ ESTADO LÍMITE DE SERVICIO 2. ELS 2.

Las combinaciones de carga del Estado Límite de Servicio 2 son: **Peso propio (CC1) + Sobrecarga de uso (CC2)**. Los resultados del análisis bajo la hipótesis ELS 2 son [Ilustración A.1.4-A.1.6] [Tabla A.1.2]:

Desplazamientos máximos:

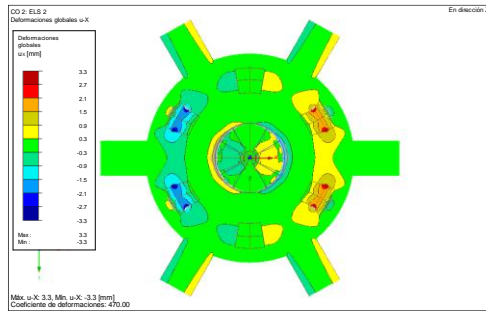


Ilustración A.1.4. Desplazamientos en x.

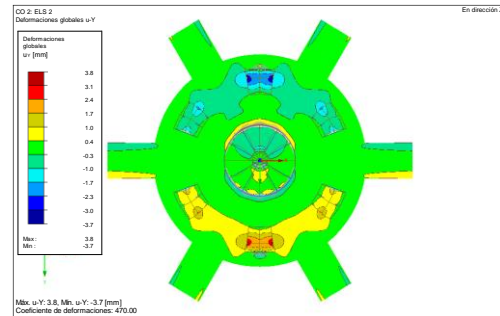


Ilustración A.1.5. Desplazamientos en y.

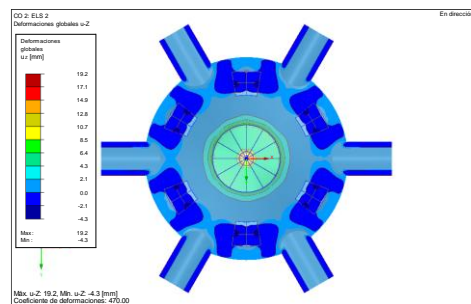


Ilustración A.1.6. Desplazamientos en z.

DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS					
Ux (mm)	3,3	Uy (mm)	3,8	Uz (mm)	19,2

Tabla A.1.2. Resumen de los desplazamientos máximos bajo hipótesis ELS 2.

➤ ESTADO LÍMITE DE SERVICIO 3. ELS 3.

En el Estado Límite de Servicio 3 se estudian los resultados bajo las hipótesis de **Peso propio (CC1) + Sobrecarga de uso (CC2) + Nieve (CC3)**. Cuando se somete la estructura a dichas cargas los resultados obtenidos son [Ilustración A.1.7-A.1.9] [Tabla A.1.3]:

Desplazamientos máximos:

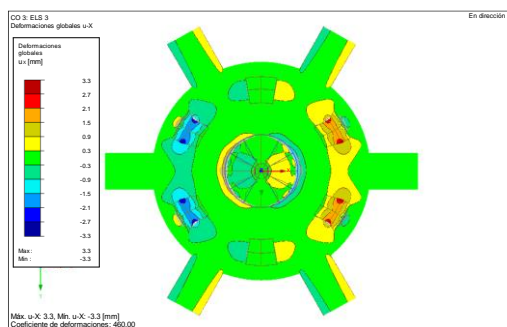


Ilustración A.1.7. Desplazamientos en x.

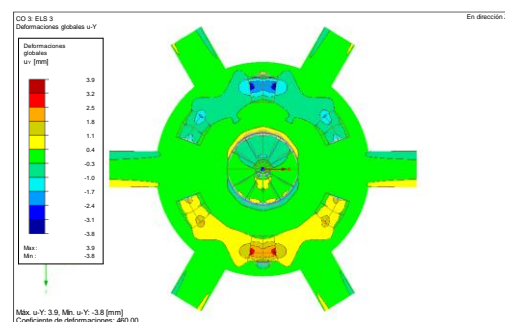


Ilustración A.1.8. Desplazamientos en y.

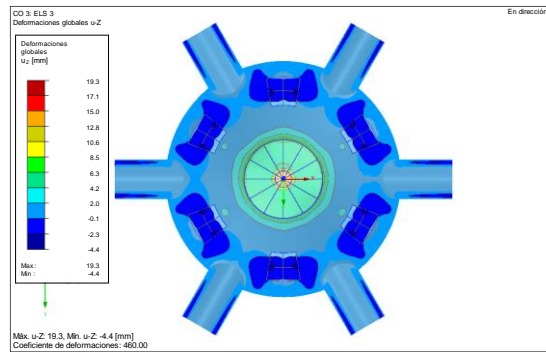


Ilustración A.I.9. Desplazamientos en z.

DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS					
Ux (mm)	3,3	Uy (mm)	3,9	Uz (mm)	19,3

Tabla A.I.3. Resumen de los desplazamientos máximos bajo hipótesis ELS 3.

➤ ESTADO LÍMITE DE SERVICIO 4. ELS 4.

En cuarto lugar se analizan los resultados bajo las hipótesis de carga de **Peso Propio (CC1) + Viento (CC4)**. Bajo la hipótesis ELS 4 los resultados obtenidos son [Ilustración A.I.10-A.I.12] [Tabla A.I.4]:

Desplazamientos máximos:

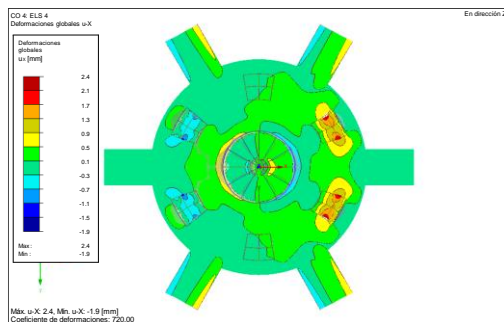


Ilustración A.I.10. Desplazamientos en x.

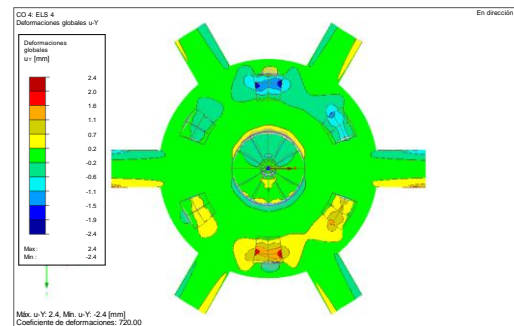


Ilustración A.I.11. Desplazamientos en y.

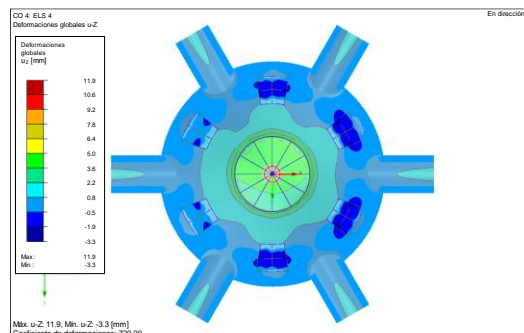


Ilustración A.I.12. Desplazamientos en z.

DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS					
Ux (mm)	2,4	Uy (mm)	2,4	Uz (mm)	11,9

Tabla A.I.4. Resumen de los desplazamientos máximos bajo hipótesis ELS 4.

➤ ESTADO LÍMITE DE SERVICIO 5. ELS 5.

El Estado Límite de Servicio 5 estudia los resultados obtenidos bajo las cargas: **Peso propio (CC1) + Sobrecarga de uso (CC2) + Viento (CC4)**. Los resultados obtenidos para la estructura bajo dicha hipótesis son [Ilustración A.I.13-A.I.15] [Tabla A.I.5]:

Desplazamientos máximos:

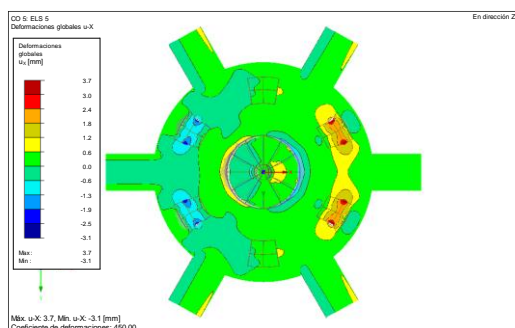


Ilustración A.I.13. Desplazamientos en x.

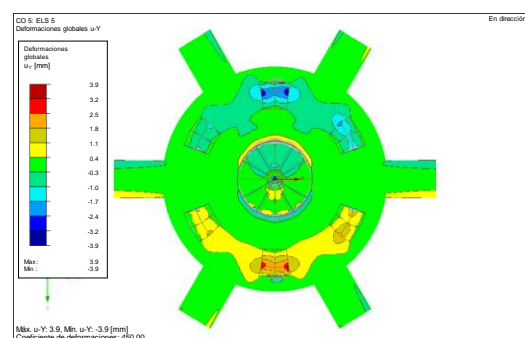


Ilustración A.I.14. Desplazamientos en y.

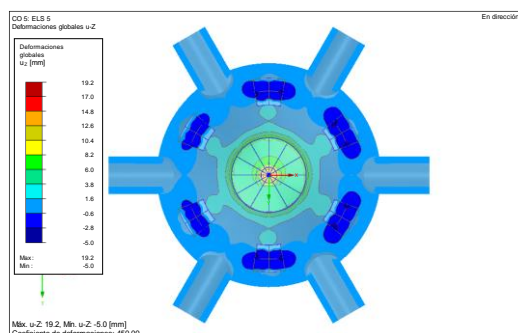


Ilustración A.I.15. Desplazamientos en z.

DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS					
Ux (mm)	3,7	Uy (mm)	3,9	Uz (mm)	19,2

Tabla A.I.5. Resumen de los desplazamientos máximos bajo hipótesis ELS 5.

➤ ESTADO LÍMITE DE SERVICIO 6. ELS 6.

Por último, se analizan los resultados de aplicar simultáneamente todas las cargas consideradas: **Peso Propio (CC1) + Sobrecarga de uso (CC2) + Nieve (CC3) + Viento (CC4)**.

Bajo la hipótesis ELS 6 se obtienen los siguientes desplazamientos [Ilustración A.I.16-A.I.18]
[Tabla A.I.6]:

Desplazamientos máximos:

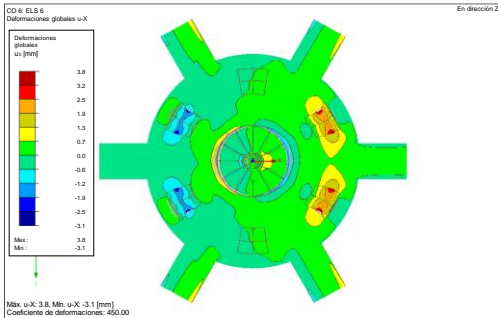


Ilustración A.I.16. Desplazamientos en x.

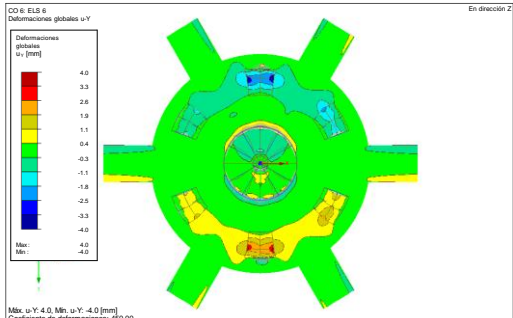


Ilustración A.I.17. Desplazamientos en y.

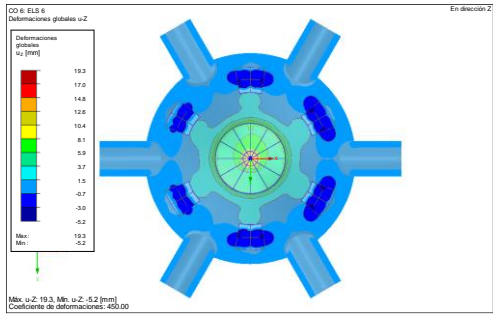


Ilustración A.I.18. Desplazamientos en z.

DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS					
Ux (mm)	3,8	Uy (mm)	4,0	Uz (mm)	19,3

Tabla A.I.6. Resumen de los desplazamientos máximos bajo hipótesis ELS 6.

Los resultados recogidos para las combinaciones de cargas estudiadas en situación de Estado Límite de Servicio son los siguientes [Tabla A.I.7]:

		Combinaciones de carga	Flecha máxima (mm)			Desplome máximo (mm)		
			Simulación uz (mm)	CTE (mm)	¿Es admisible?	Simulación ux/uy (mm)	CTE (mm)	¿Es admisible?
CO1	ELS 1	CC1	12	62,133		2,3 (uy)	37,28	
CO2	ELS 2	CC1 + CC2	19,2	62,133		3,8 (uy)	37,28	
CO3	ELS 3	CC1 + CC2 + CC3	19,3	62,133		3,9 (uy)	37,28	
CO4	ELS 4	CC1 + CC4	11,9	62,133		2,4	37,28	
CO5	ELS 5	CC1 + CC2 + CC4	19,2	62,133		3,9 (uy)	37,28	
CO6	ELS 6	CC1 + CC2 + CC3 + CC4	19,3	62,133		4 (uy)	37,28	

Tabla A.I.7. Flecha máxima y desplome máximo en las distintas combinaciones de carga.

Se puede comprobar que los resultados obtenidos en la simulación son admisibles, dado que los desplazamientos de la simulación son menores a los desplazamientos máximos admisibles descritos en el Código Técnico de la Edificación.

7.2. Estado Límite Último (ELU)

➤ ESTADO LÍMITE ÚLTIMO 1. ELU 1.

El Estado Límite Último 1 presenta la hipótesis de **Peso Propio (CC1)** con un coeficiente de **1,35**. Los resultados obtenidos son [Ilustración A.I.19-A.I.20] [Tabla A.I.8]:

Tensión equivalente máxima de Von Mises:

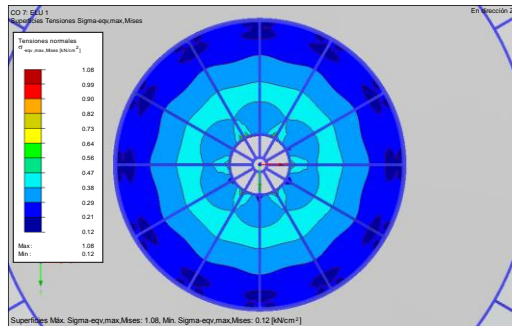


Ilustración A.I.19. Distribución σ_{VM} en la losa.

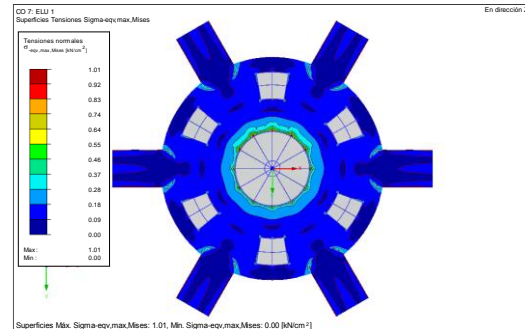


Ilustración A.I.20. Distribución σ_{VM} en el cuerpo.

TENSIÓN MÁXIMA	
σ_{VM} (kN/cm ²)	13,63

Tabla A.I.8. Tensión máxima bajo hipótesis ELU 1.

➤ ESTADO LÍMITE ÚLTIMO 2. ELU 2.

En el Estado Límite Último 2 se aplica la carga de **Peso Propio (CC1)** con un coeficiente de **1,35** y la **Sobrecarga de uso (CC2)** con un coeficiente de **1,35**. Bajo dicha hipótesis la distribución de tensiones es [Ilustración A.I.21-A.I.22] [Tabla A.I.9]:

Tensión equivalente máxima de Von Mises:

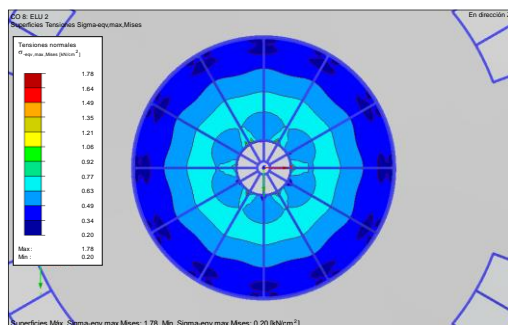


Ilustración A.I.21. Distribución σ_{VM} en la losa.

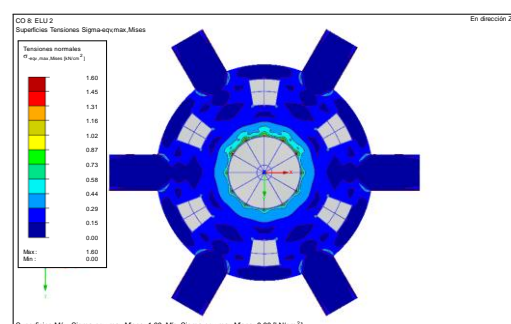


Ilustración A.I.22. Distribución σ_{VM} en el cuerpo.

TENSIÓN MÁXIMA	
σ_{VM} (kN/cm ²)	22,42

Tabla A.I.9. Tensión máxima bajo hipótesis ELU 2.

➤ ESTADO LÍMITE ÚLTIMO 3. ELU 3.

En esta hipótesis se considera el **Peso Propio (CC1)** con un coeficiente de **1,35**, la **Sobrecarga de uso (CC2)** con un coeficiente de **1,35** y la carga de **Nieve (CC3)** con un coeficiente de **1,5**. Los resultados obtenidos son [Ilustración A.I.23-A.I.24] [Tabla A.I.10]:

Tensión equivalente máxima de Von Mises:

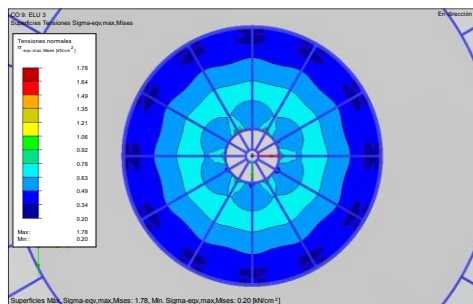


Ilustración A.I.23. Distribución σ_{VM} en la losa.

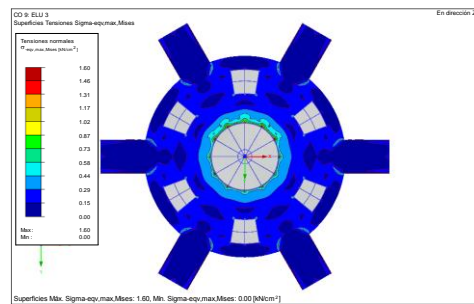


Ilustración A.I.24. Distribución σ_{VM} en el cuerpo.

TENSIÓN MÁXIMA	
σ_{VM} (kN/cm ²)	22,43

Tabla A.I.10. Tensión máxima bajo hipótesis ELU 3.

➤ ESTADO LÍMITE ÚLTIMO 4. ELU 4.

El Estado Límite Último 4 contempla la aplicación del **Peso Propio (CC1)** con un coeficiente de **1,35** y la carga de **Viento (CC4)** con un coeficiente de **1,5**. Bajo esta hipótesis se concluye [Ilustración A.I.25-A.I.26] [Tabla A.I.11]:

Tensión equivalente máxima de Von Mises:

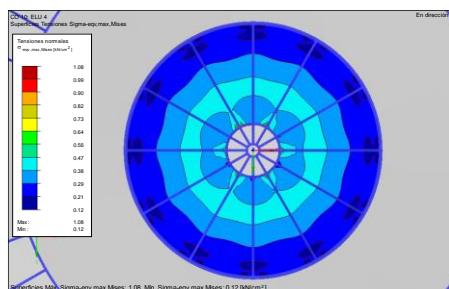


Ilustración A.I.25. Distribución σ_{VM} en la losa.

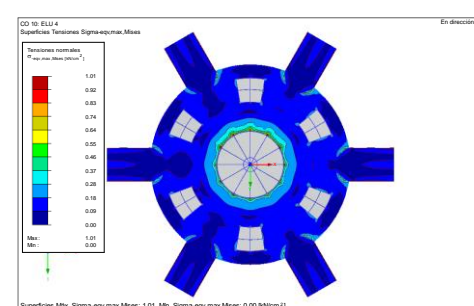


Ilustración A.I.261. Distribución σ_{VM} en el cuerpo.

TENSIÓN MÁXIMA	
σ_{VM} (kN/cm ²)	13,63

Tabla A.I.11. Tensión máxima bajo hipótesis ELU 4.

➤ ESTADO LÍMITE ÚLTIMO 5. ELU 5.

En esta hipótesis se han aplicado el **Peso Propio (CC1)** con un coeficiente de **1,35**, la **Sobrecarga de uso (CC2)** con un coeficiente de **1,35** y la carga de **Viento (CC4)** con un coeficiente de **1,5**. Los resultados obtenidos son [Ilustración A.I.27-A.I.28] [Tabla A.I.12]:

Tensión equivalente máxima de Von Mises:

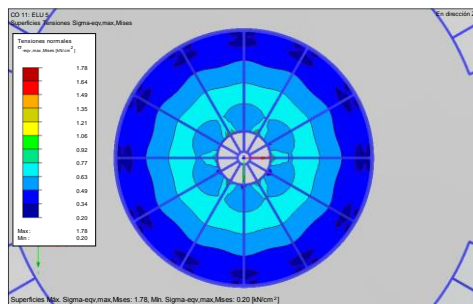


Ilustración A.I.27. Distribución σ_{VM} en la losa.

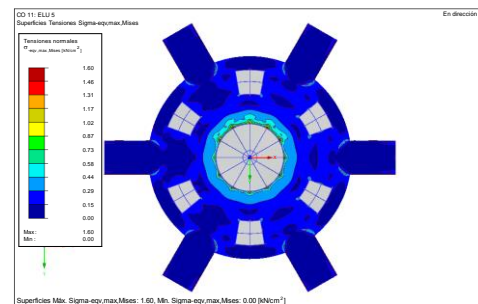


Ilustración A.I.28. Distribución σ_{VM} en el cuerpo.

TENSIÓN MÁXIMA	
σ_{VM} (kN/cm ²)	22,43

Tabla A.I.12. Tensión máxima bajo hipótesis ELU 5.

➤ ESTADO LÍMITE ÚLTIMO 6. ELU 6.

Las cargas aplicadas en la hipótesis del Estado Límite Último 6 son: el **Peso Propio (CC1)** con un coeficiente de **0,8**, la **Sobrecarga de uso (CC2)** con un coeficiente de **0,8** y la carga de **Viento (CC4)** con un coeficiente de **1,5**. La distribución de tensiones resulta [Ilustración A.I.29-A.I.30] [Tabla A.I.13]:

Tensión equivalente máxima de Von Mises:

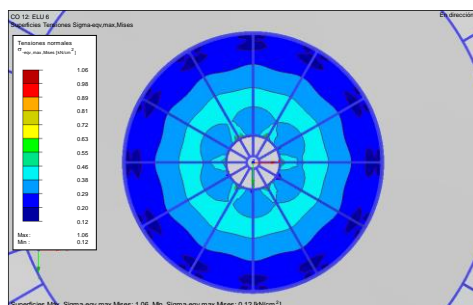


Ilustración A.I.29. Distribución σ_{VM} en la losa.

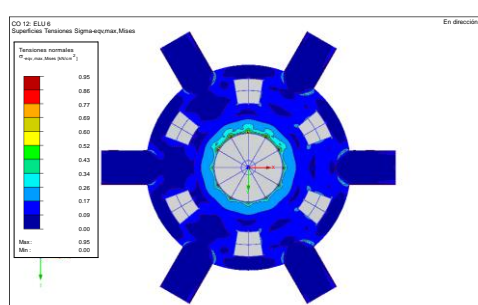


Ilustración A.I.30. Distribución σ_{VM} en el cuerpo.

TENSIÓN MÁXIMA	
σ_{VM} (kN/cm ²)	13,21

Tabla A.I.13. Tensión máxima bajo hipótesis ELU 6.

➤ ESTADO LÍMITE ÚLTIMO 7. ELU 7.

En el Estado Límite Último 7 se han aplicado el **Peso Propio (CC1)** con un coeficiente de **1,35**, la **Sobrecarga de uso (CC2)** con un coeficiente de **1,35**, la carga de **Nieve (CC3)** con un coeficiente de **1,5** y la carga de **Viento (CC4)** con un coeficiente de **0,9**. Los resultados obtenidos bajo dicha hipótesis son [Ilustración A.I.31-A.I.32] [Tabla A.I.14]:

Tensión equivalente máxima de Von Mises:

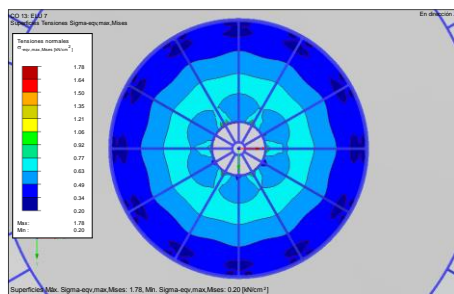


Ilustración A.I.31. Distribución σ_{VM} en la losa.

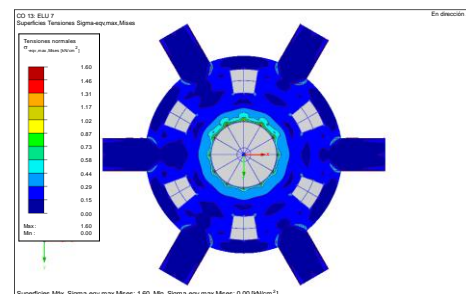


Ilustración A.I.32. Distribución σ_{VM} en el cuerpo.

TENSIÓN MÁXIMA	
σ_{VM} (kN/cm ²)	22,43

Tabla A.I.14. Tensión máxima bajo hipótesis ELU 7.

➤ ESTADO LÍMITE ÚLTIMO 8. ELU 8.

Finalmente, la hipótesis del Estado Límite Último 8 aplica la carga de **Peso Propio (CC1)** con un coeficiente de **1,35**, la **Sobrecarga de uso (CC2)** con un coeficiente de **1,35**, la carga de **Nieve (CC3)** con un coeficiente de **0,75** y la carga de **Viento (CC4)** con un coeficiente de **1,5**. Los resultados obtenidos bajo dicha hipótesis son [Ilustración A.I.33-A.I.34] [Tabla A.I.15]:

Tensión equivalente máxima de Von Mises:

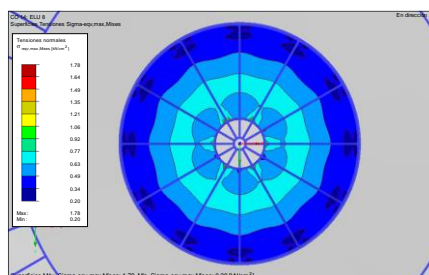


Ilustración A.I.33. Distribución σ_{VM} en la losa.

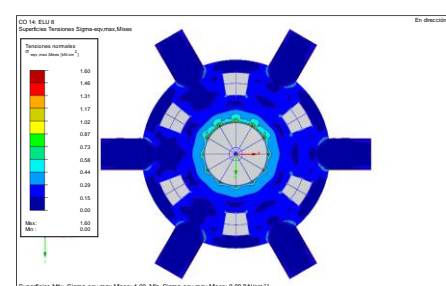


Ilustración A.I.34. Distribución σ_{VM} en el cuerpo.

TENSIÓN MÁXIMA	
σ_{VM} (kN/cm ²)	22,43

Tabla A.I.15. Tensión máxima bajo hipótesis ELU 8.

Se ha añadido la tasa de trabajo para que sea sencillo evaluar a qué porcentaje del máximo trabaja la estructura en cada combinación de cargas. Los resultados recogidos bajo las diversas hipótesis estudiadas son los siguientes [Tabla A.I.16]:

			σ eqv,Max, Mises (kN/cm²)			
			Simulación (kN/cm²)	Material (kN/cm²)	Tasa de trabajo (<1)	¿Es admisible?
Combinaciones de carga						
CO7	ELU 1	CC1	13,63	27,5	0,4956	
CO8	ELU 2	CC1 + CC2	22,42	27,5	0,8153	
CO9	ELU 3	CC1 + CC2 + CC3	22,43	27,5	0,8156	
CO10	ELU 4	CC1 + CC4	13,63	27,5	0,4956	
CO11	ELU 5	CC1 + CC2 + CC4	22,43	27,5	0,8156	
CO12	ELU 6		13,21	27,5	0,4804	
CO13	ELU 7	CC1 + CC2 + CC3 + CC4	22,43	27,5	0,8156	
CO14	ELU 8		22,43	27,5	0,8156	

Tabla A.I.16. σ equivalente máxima de Von Mises en las distintas combinaciones de carga.

Se puede comprobar que el estudio del Estado Límite Último concluye con unos resultados admisibles, dado que ninguna de las combinaciones de cargas estudiadas implica una tensión equivalente máxima de Von Mises mayor a la tensión máxima admisible del acero 275 (27,5 kN/cm²).

8. Anexo II. Uniones metálicas

En este Anexo se describen la cimentación perdida de la losa suspendida y las uniones metálicas presentes en la estructura mencionadas en el *Apartado 2.1. dimensiones geométricas*.

Tal y como se menciona en el *Apartado 2.1. Dimensiones geométricas* la solución estructural propuesta para la **losa suspendida** es una **cimentación perdida** mediante vigas embebidas en la propia losa. La estructura de dicha cimentación perdida es la reflejada en las *Ilustraciones A.II.1-A.II.3*. Las vigas embebidas en el hormigón de la losa se unen a los pilares mediante uniones metálicas. Las uniones se llevan a cabo gracias a los muñones presentes en los pilares que se introducen en las vigas, tras ello, se lleva a cabo la unión completa mediante tornillos.

Las vigas que actúan de sujeción entre pilares presentan barras de acero corrugado, de aproximadamente 300 mm de longitud, en disposición perpendicular a las vigas, para garantizar la unidad del conjunto.

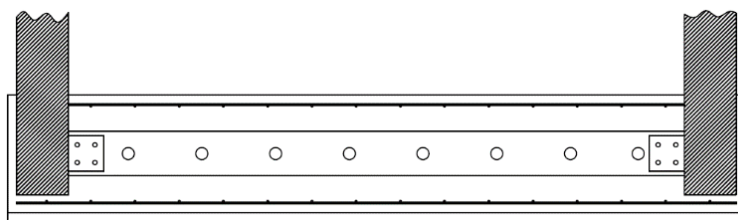


Ilustración A.II.1. Esquema en AutoCAD de la cimentación perdida.

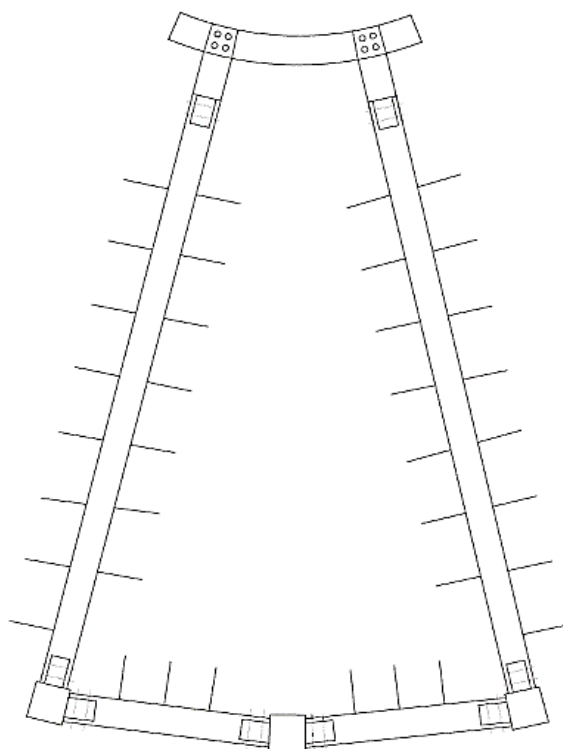


Ilustración A.II.2. Esquema de la cimentación perdida realizado en AutoCAD.

En la *Ilustración A.II.3* se aprecia el tipo de unión entre las vigas de la cimentación y el anillo de radio 2 m. En este caso la unión atornillada se ejecuta en el anillo.

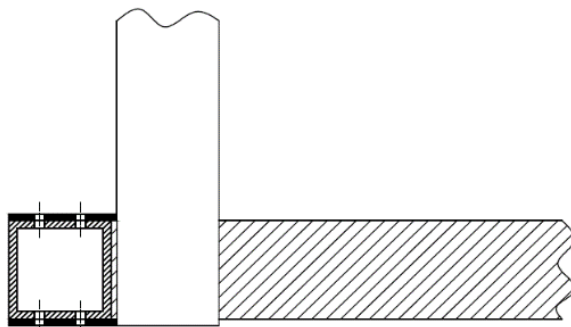


Ilustración A.II.3. Detalle de la cimentación perdida realizado en AutoCAD.

A continuación se describen las diversas uniones metálicas presentes en el conjunto [*Ilustración A.II.4*]:

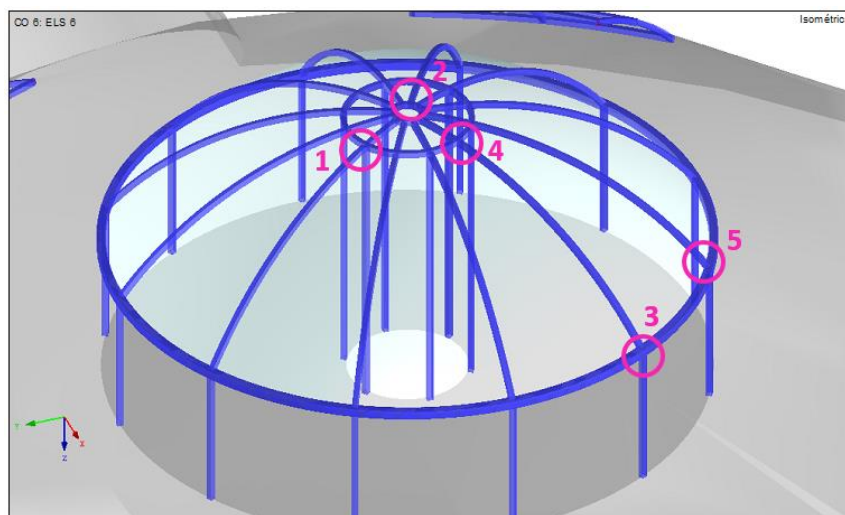


Ilustración A.II.4. Gráfico con las uniones metálicas presentes en el modelo.

La primera unión señalada [*Ilustración A.II.5*] consiste en la introducción de las vigas en los muñones que sobresalen del anillo del lucernario, para posteriormente, atornillar dichas uniones con placas adosadas al anillo para su completo anclaje.

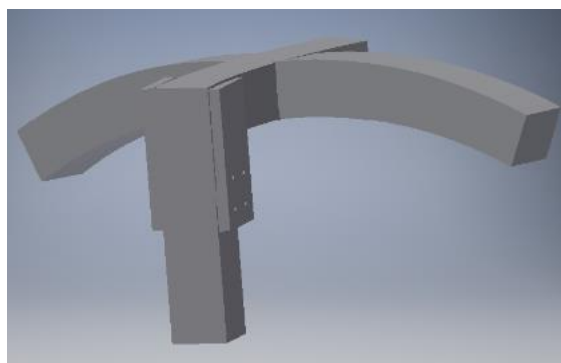


Ilustración A.II.5. Detalle de la unión 1 realizado en Inventor.

En segundo lugar se describe la unión del anillo de 0,5 m de diámetro con el resto de vigas arqueadas del lucernario. Tal y como puede apreciarse en la *Ilustración A.II.6* el anillo presenta muñones en los que se insertan las vigas arqueadas del lucernario, y tras ello, se atornillan de forma similar a la unión 1.

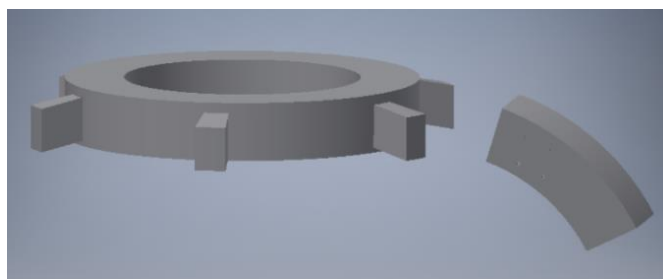


Ilustración A.II.6. Detalle de la unión 2 realizado en Inventor.

La tercera unión descrita es la presente entre el anillo de 20 m del lucernario con el hormigón armado del cuerpo de la estructura. En las *Ilustraciones A.II.7-A.II.8* se pueden apreciar las armaduras calculadas para el cuerpo en el *Apartado 4.2. Diseño del armado*. La unión del anillo con el hormigón armado se realiza mediante barras de acero corrugado, de forma similar a las vigas presentes en la cimentación perdida de la losa suspendida. Para realizar la unión del anillo con las vigas que sustentan la losa se han colocado placas para permitir el posterior atornillado de las uniones.

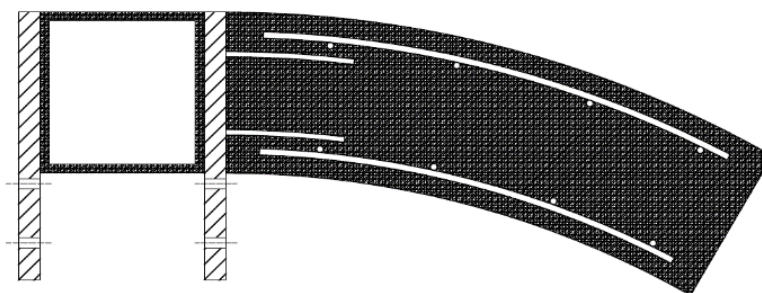


Ilustración A.II.7. Detalle de la unión 3 en AutoCAD.

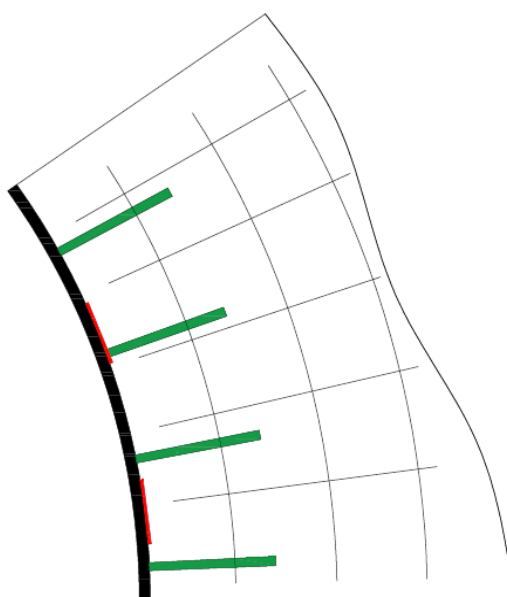


Ilustración A.II.8. Detalle de la unión 3 en AutoCAD.

En la unión 4 se hace referencia a los elementos de la unión 1 detallando la unión de las vigas arqueadas con el anillo de 2 m de radio. En la *Ilustración A.II.9* se puede observar como la unión se realiza mediante muñones y un posterior atornillado mediante placas.

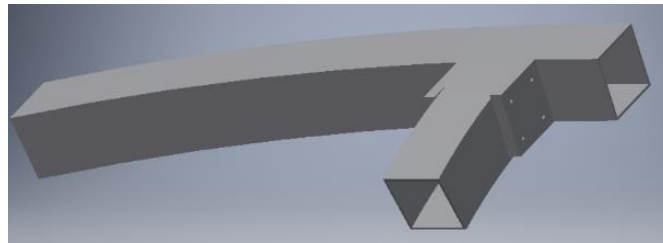


Ilustración A.II.9. Detalle de la unión 4 en Inventor.

La unión 5 [*Ilustración A.II.10*], situada junto a la unión 3, se lleva a cabo entre el anillo de 20 m de diámetro y las vigas arqueadas del lucernario. La unión se realiza mediante muñones presentes en el anillo que se introducen en las vigas arqueadas y se garantiza la unidad del conjunto gracias a la presencia de placas que permiten el posterior atornillado.

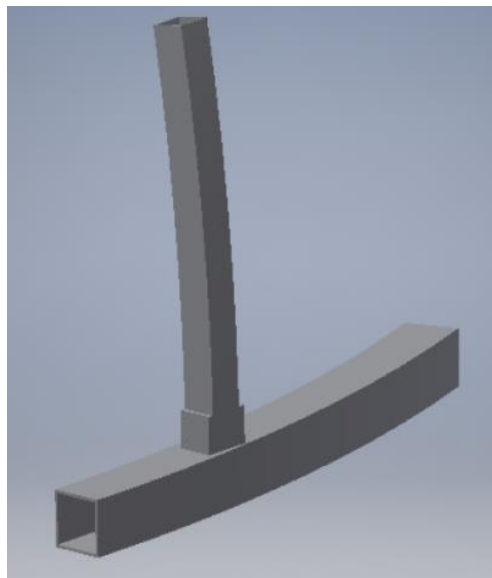


Ilustración A.II.10. Detalle de la unión 5 en Inventor.

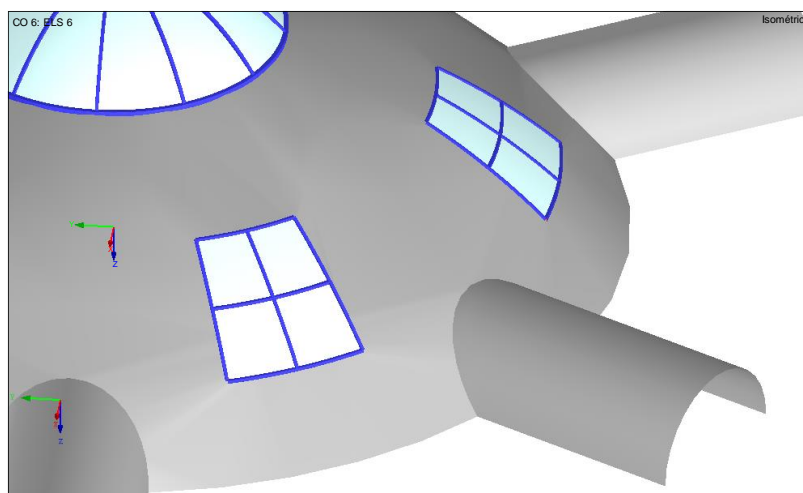


Ilustración A.II.11. Gráfico en detalle de las ventanas de la estructura.

Por último, se detallan las uniones presentes en las ventanas del conjunto. La unión entre las ventanas y el cuerpo de la estructura [Ilustración A.II.12] se realiza mediante barras de acero corrugado que se introducen en el hormigón armado para garantizar la unidad de los elementos.

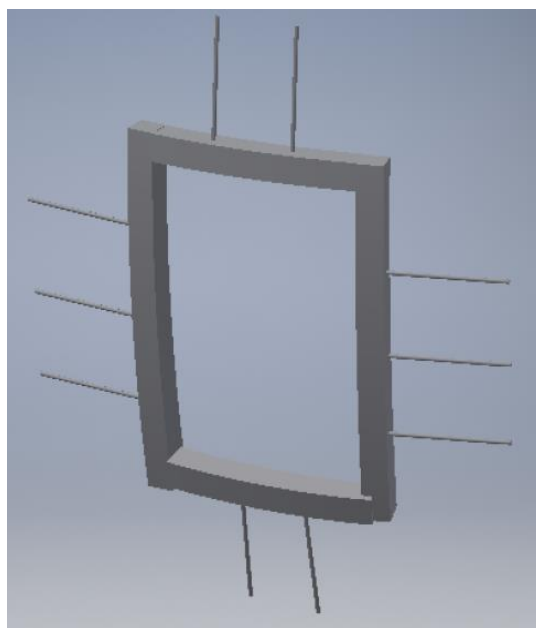


Ilustración A.II.12. Detalle de la unión 6 en Inventor.

La unión 7 hace referencia a las vigas que se entrecruzan en las ventanas. Tal y como puede verse en la Ilustración A.II.13, las uniones se realizan mediante la presencia de muñones y atornillado posterior de las vigas gracias a placas adosadas a las mismas.

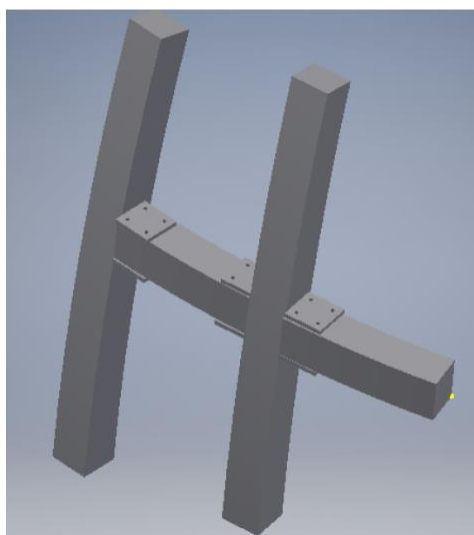


Ilustración A.II.13. Detalle de la unión 7 en Inventor.

Destaca la gran presencia de diversas uniones metálicas, sobre todo, en la zona del lucernario. Por ello, para llevar a cabo dicha estructura se debe prestar especial atención al proceso de montaje. La secuencia de montaje debe permitir la correcta unión de las vigas y anillos presentes en el conjunto. En caso de no seguir la secuencia correcta de montaje resultaría imposible llevar a cabo dicho proyecto.

La secuencia de montaje debería comenzar con la unión de las vigas arqueadas al anillo de 0,5 m de diámetro, de forma conjunta con los distintos arcos que conjuntamente constituyen el anillo de 2 m de diámetro. Tras ello se realizaría la unión entre las vigas arqueadas y el anillo de 20 m de diámetro. En último lugar se deberían añadir las vigas que sustentan la losa suspendida a los anillos de 4 y 20 m de diámetro.

El montaje de las ventanas resulta más sencillo. Se deberán unir todas las vigas que se entrecruzan y tras ello insertar el conjunto de la ventana con las barras corrugadas de acero en el hormigón armado para su perfecta unión.