

# Centro Práctico para Estudios Aeronáuticos en el Aeropuerto de Castellón

Anexo: Cálculo de Estructuras

Autor: Miguel Sauras Colón  
Tutores: Eduardo de Miguel Arbonés  
Enrique Fernández-Vivancos González  
Centro: Universitat Politècnica de València  
Escuela Técnica Superior de Arquitectura  
Curso: Máster Universitario en Arquitectura  
Taller 4  
2022-2023







# PROYECTO DE EJECUCIÓN ESTRUCTURAL

## \_índice

<b>_proyecto</b>	<b>4-22</b>		
Descripción del proyecto	4		
Memoria gráfica del proyecto	5-20		
Parámetros que caracterizan la ubicación del edificio	21-22		
Capacidad portante del suelo	21		
Características del viento	21		
Cargas de nieve	22		
Acciones debidas al sismo	22		
<b>_sistema estructural</b>	<b>23-25</b>		
Esquemas estructurales	23-25		
<b>_acciones</b>	<b>26-29</b>		
Acciones permanentes: Peso propio de los elementos constructivos	26		
Acciones variables: Uso, nieve, viento y sismo	27		
Resumen de acciones	28		
Aplicación de acciones	29		
<b>_hipótesis de carga y combinaciones</b>	<b>30</b>		
<b>_predimensionamiento</b>	<b>31</b>		
Forjados	31		
Pilares	31		
<b>_modelo</b>	<b>32-40</b>		
Elementos verticales [planta baja]	32		
Elementos horizontales [cota +4 m]	33		
Elementos verticales [planta primera]	34		
Elementos horizontales [cota +7 m]	35		
Muros de contención	36		
Elementos verticales [apoyo de cubierta]	37		
Forjados laterales	38		
Cubierta	39-40		
<b>_comprobaciones</b>	<b>41-52</b>		
Pilares [HA 30]	41		
Muros [HA 30]	42		
Pilares apantallados [HA 30]	43		
Vigas transmisoras [HA 30]	44		
Losa maciza [HA 30]	45		
Muro de contención frontal [HA 30]	46		
Muros de contención laterales [HA 30]	47		
Muros laterales [HA 30]	48		
Forjados laterales [HA 30]	49		
		Vigas apoyo cubierta [HA 30]	50
		Muros apoyo cubierta [HA 30]	51
		Cubierta [S275]	52
		<b>_memoria cte</b>	

# PROYECTO DE EJECUCIÓN ESTRUCTURAL

## \_proyecto

### \_proyecto

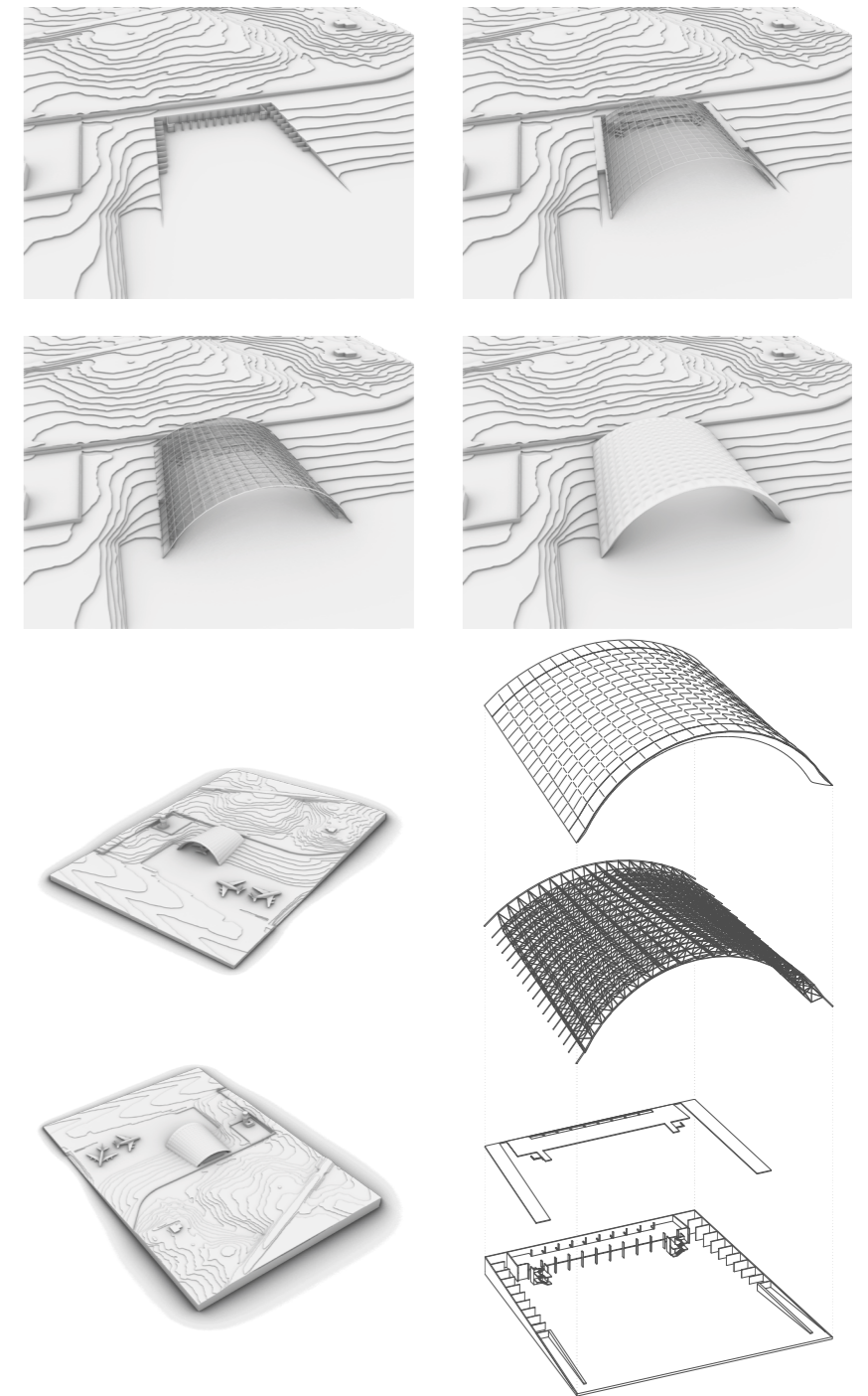
El **Centro Práctico para Estudios Aeronáuticos en el Aeropuerto de Castellón** es un centro de formación que cuenta con una zona de hangar para el mantenimiento de aeronaves y una zona dotada de aulas, despachos y otros espacios destinados a los alumnos y personal. Se sitúa en la zona sureste del Aeropuerto de Castellón junto a la torre de control y a poca distancia de la terminal de pasajeros.

El terreno sobre el que se encuentra presenta un desnivel natural de 7 metros, el cual se utiliza para disponer dos accesos a diferentes alturas correspondiendo uno de ellos al acceso peatonal y el opuesto al acceso de aeronaves que se realiza desde la zona más cercana a la pista, el cual cuenta con un espacio donde ya se realizan labores de mantenimiento y desmantelamiento.

El proyecto se basa en 3 muros de contención situados en forma de U, que absorben el desnivel del terreno creciendo en altura de forma constante. Estos elementos cuentan con una serie de muros perpendiculares encargados de absorber los empujes del terreno a modo de contrafuertes, que a su vez sirven para modular el espacio interior y crear espacios practicables. En los laterales del hangar estos espacios son destinados para almacenamiento (equipamiento, maquinaria, piezas...) e instalaciones, mientras que en el fondo del hangar, donde el desnivel alcanza los 7 metros, se sitúa el bloque de formación regido por la modulación de los elementos encargados de absorber los empujes del terreno.

En el caso del bloque de formación, con el objetivo de crear espacios más flexibles y adaptables a los requerimientos de cada tipo de estancia, los elementos encargados de absorber los empujes del terreno se transforman en pórticos de dos vanos.

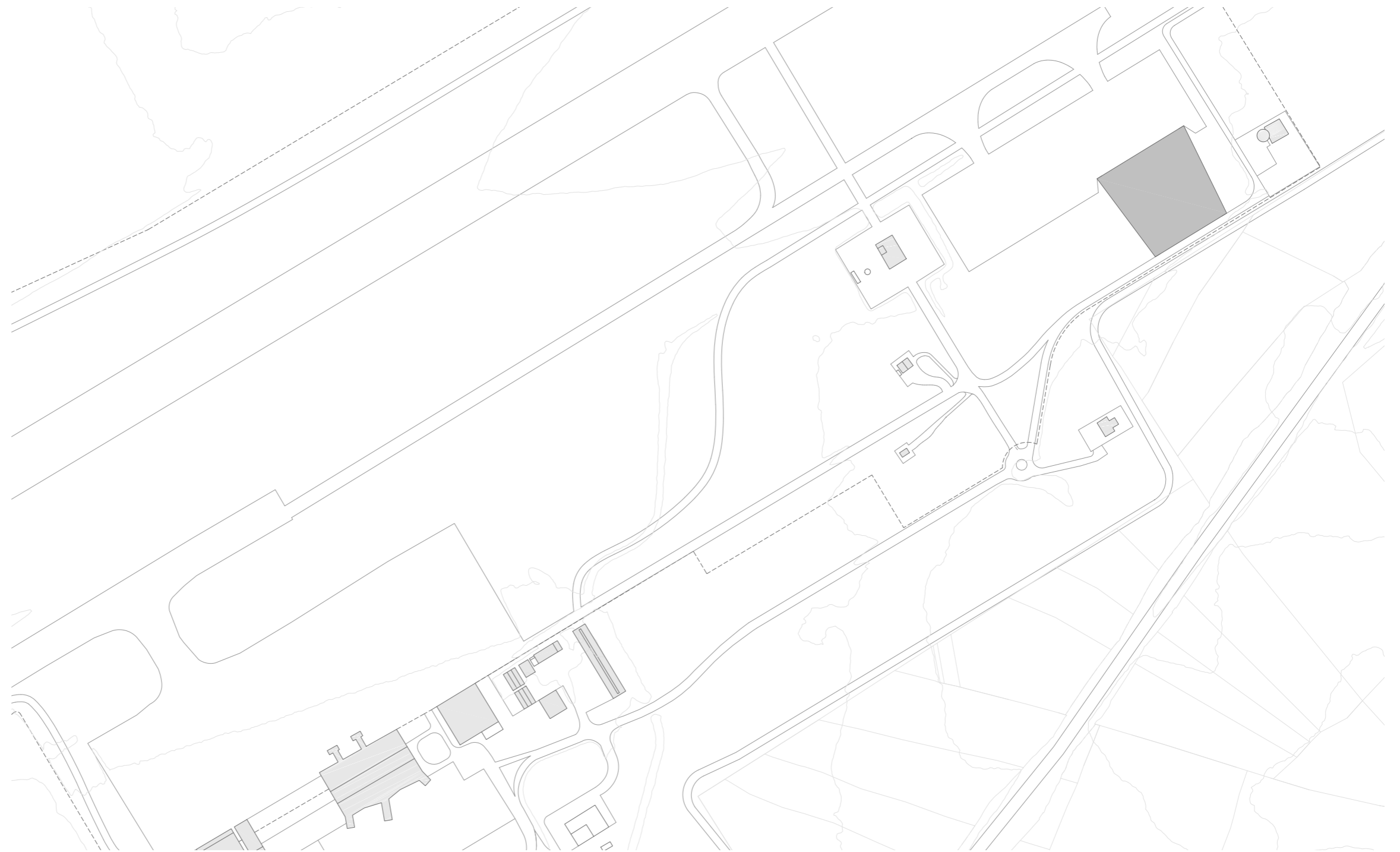
Todos estos espacios están cubiertos por una estructura metálica formada por una malla tridimensional en forma de sección de cono, la cual varía de altura presentando su máximo de altura de 32 m en la zona de acceso de las aeronaves, mientras que en la zona del acceso peatonal esta altura disminuye hasta los 12 m. Esta cubierta apoya en sus laterales sobre dos vigas inclinadas paralelas a los muros de contención, alcanzando la luz máxima los 100 m que corresponden al acceso de las aeronaves.





# PROYECTO DE EJECUCIÓN ESTRUCTURAL

\_proyecto  
Plano de entorno



Escala 1:5000



# PROYECTO DE EJECUCIÓN ESTRUCTURAL

\_proyecto

Plano de situación



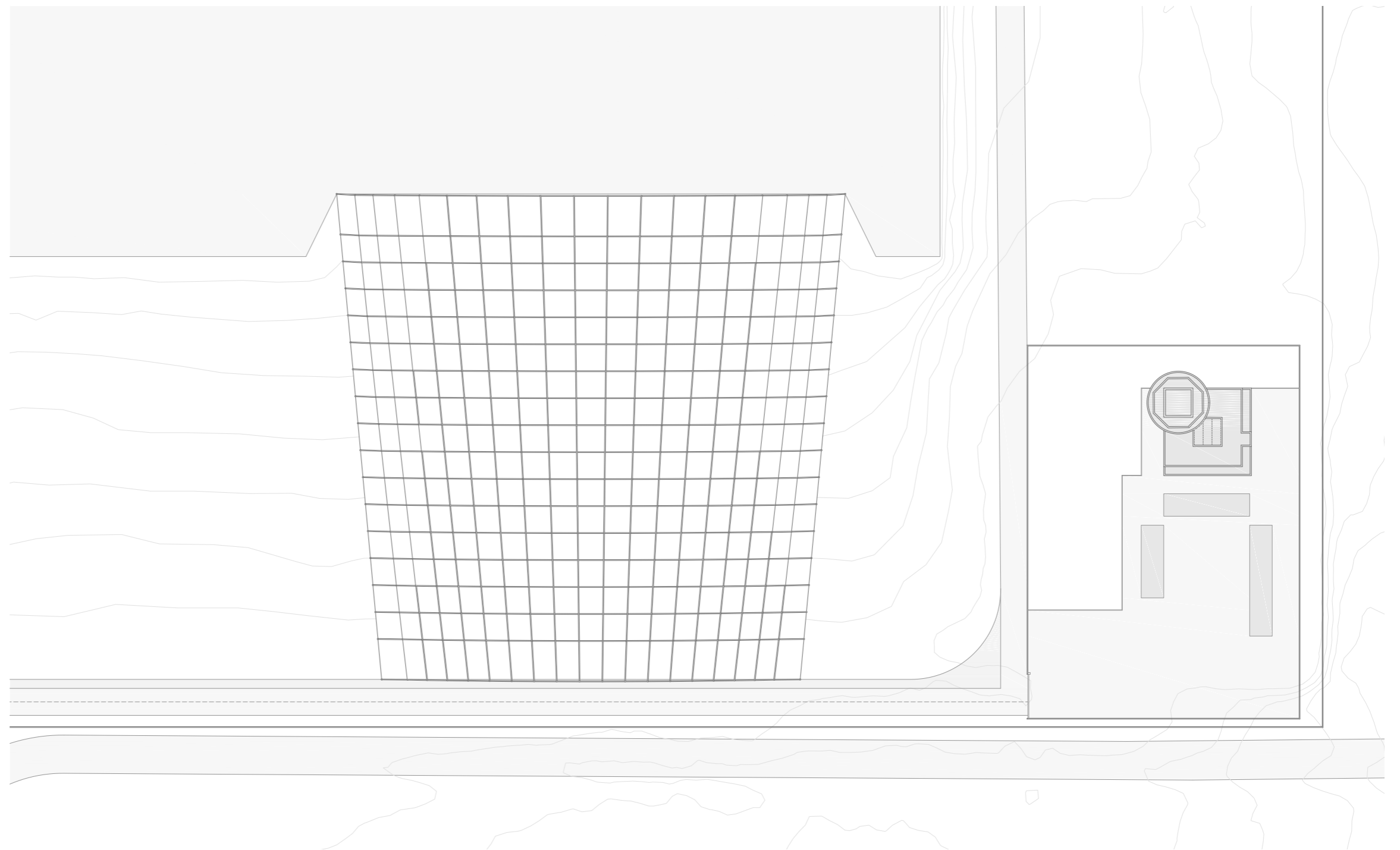
Escala 1:2000





# PROYECTO DE EJECUCIÓN ESTRUCTURAL

\_proyecto  
Plano parcela



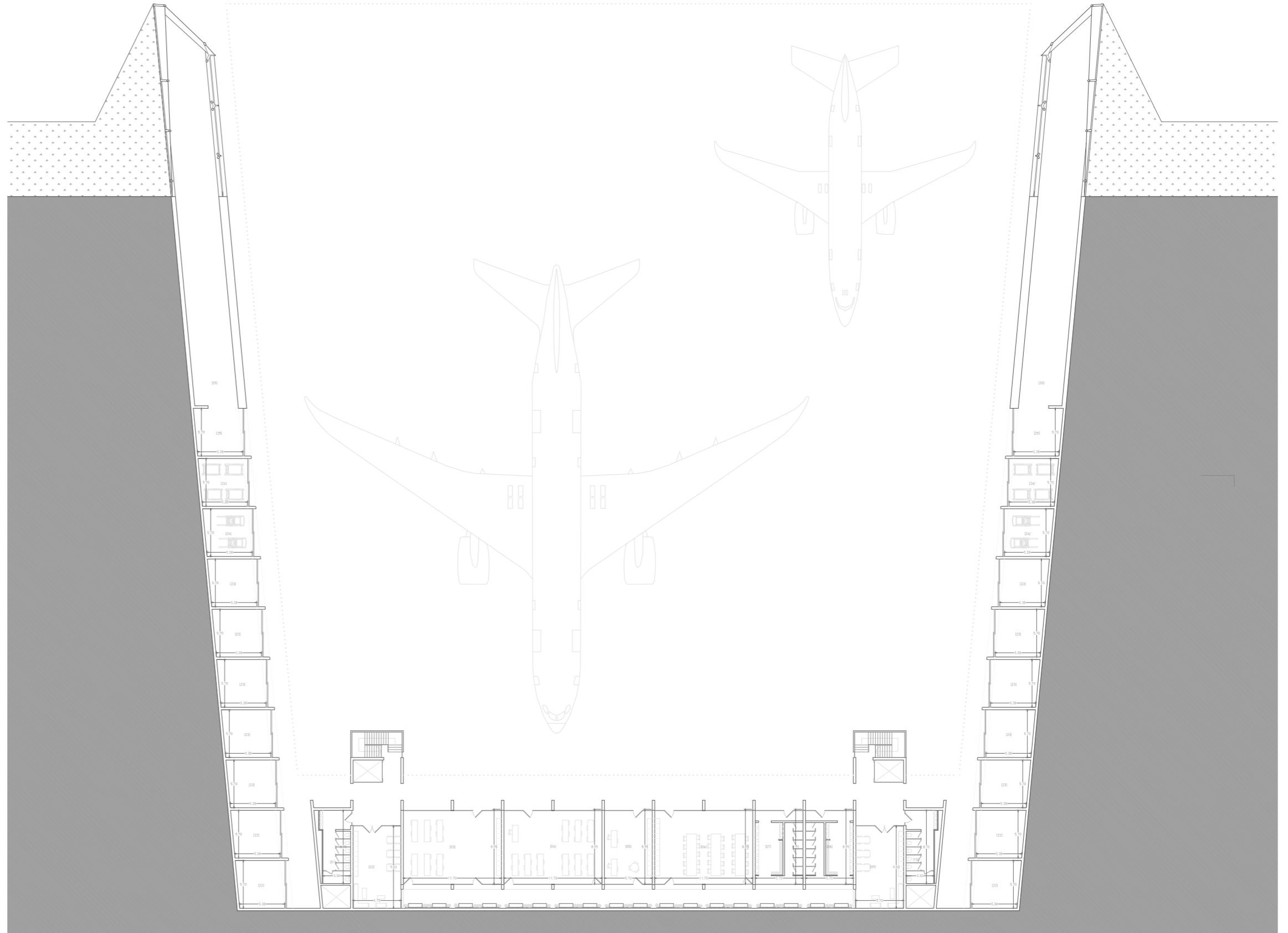
Escala 1:1000



# PROYECTO DE EJECUCIÓN ESTRUCTURAL

\_proyecto

Planta Baja [Cota 0m]



Escala 1:500

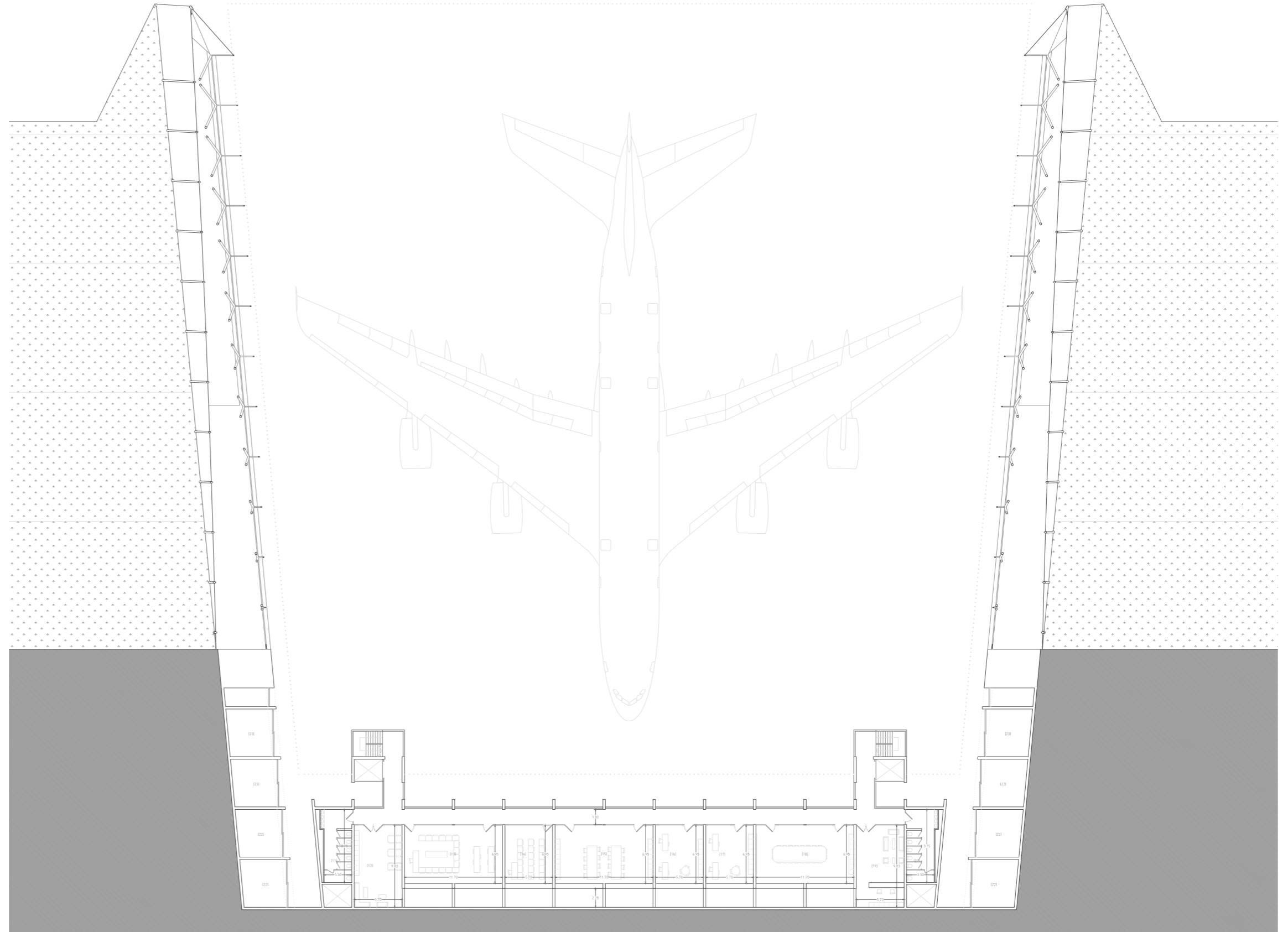




# PROYECTO DE EJECUCIÓN ESTRUCTURAL

\_proyecto

Planta Primera [Cota +4m]



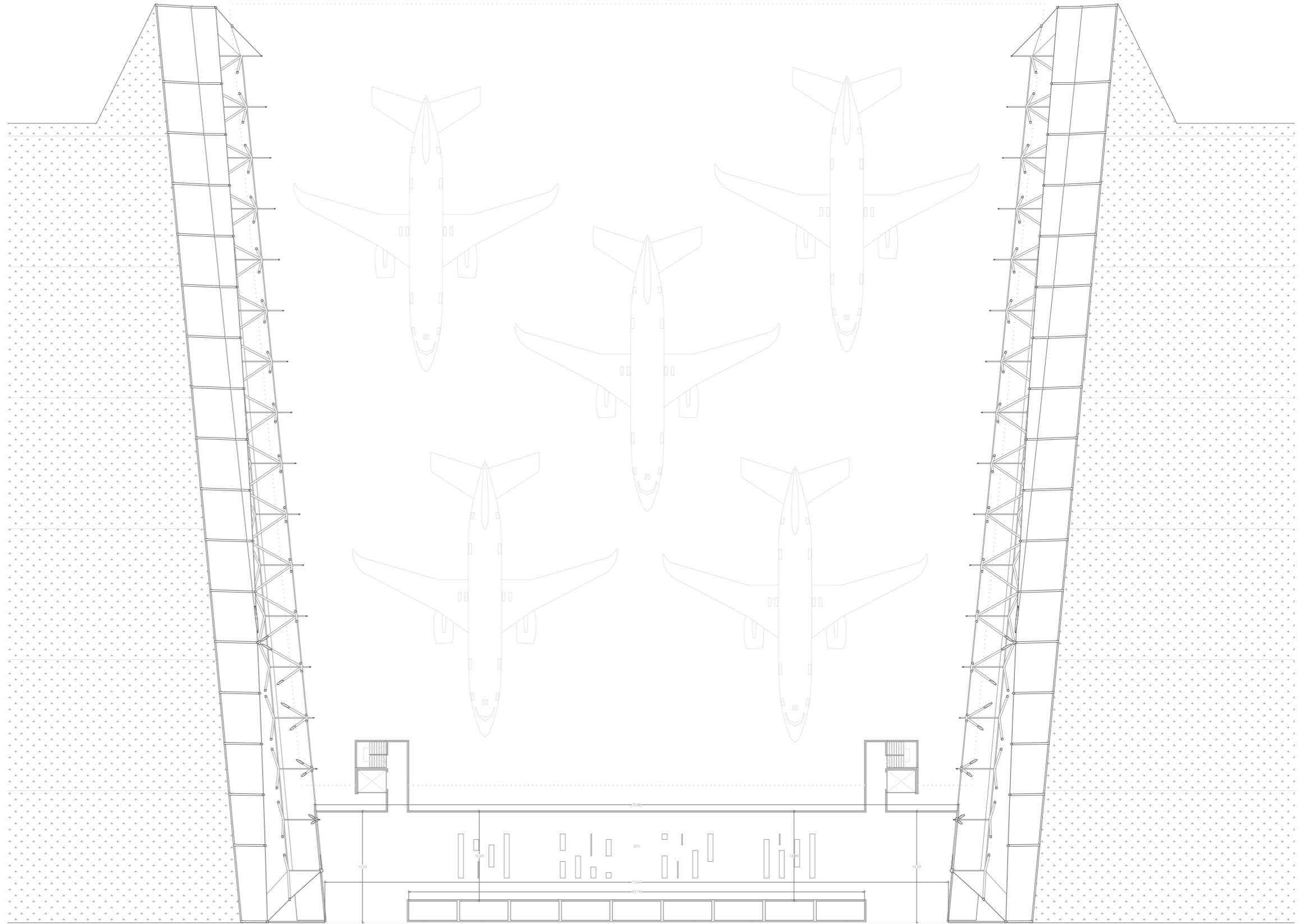
Escala 1:500



# PROYECTO DE EJECUCIÓN ESTRUCTURAL

\_proyecto

Planta Segunda [Cota +7m]



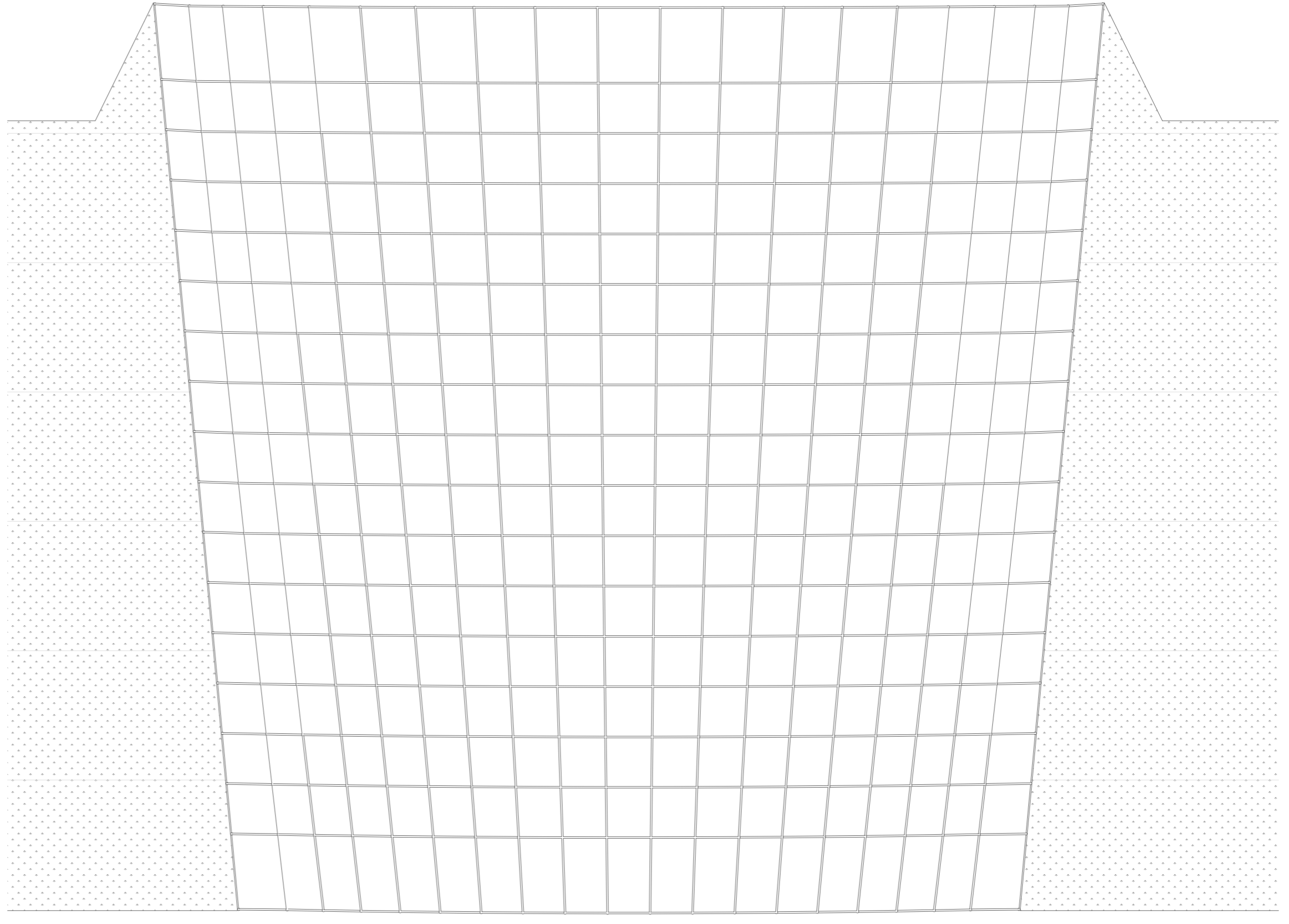
Escala 1:500





# PROYECTO DE EJECUCIÓN ESTRUCTURAL

\_proyecto  
Planta cubierta



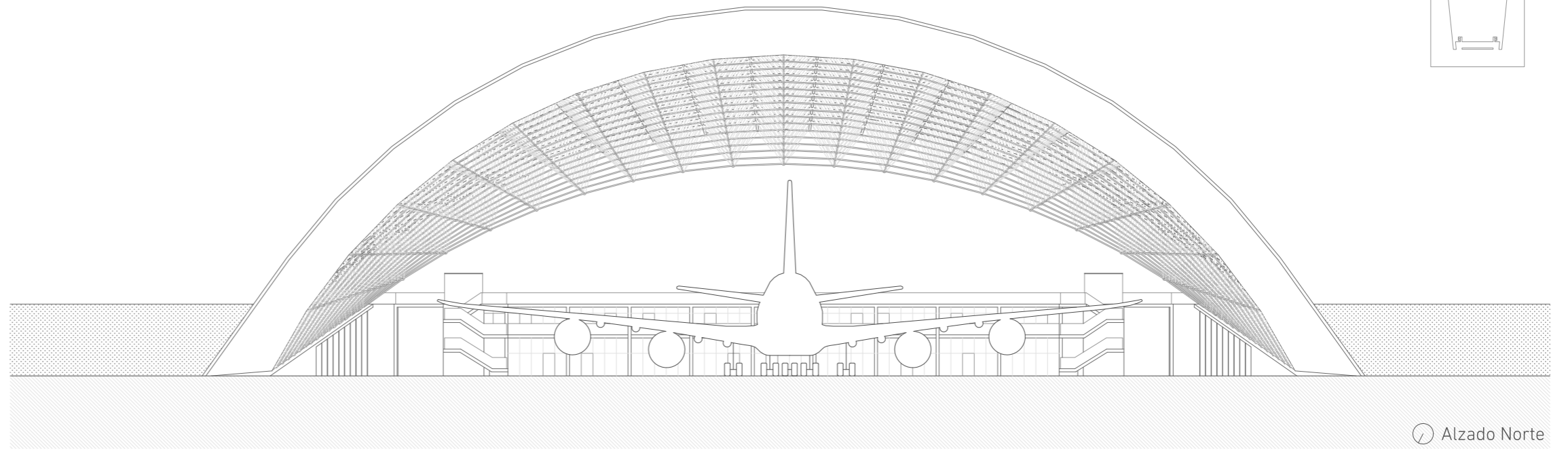
Escala 1:500



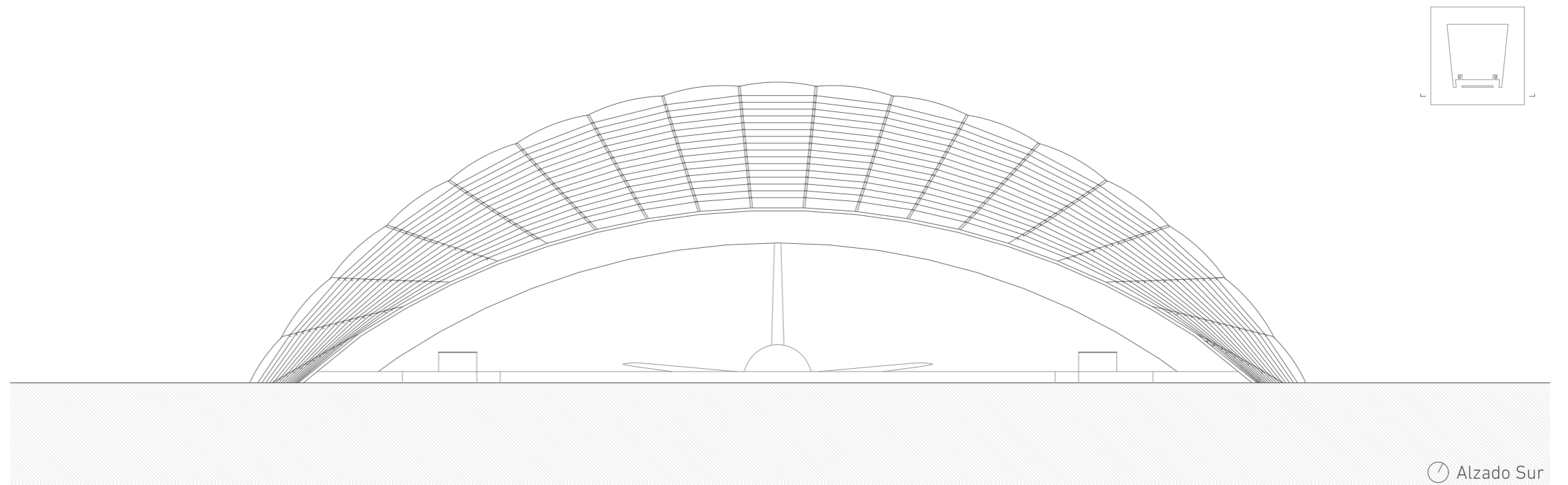
# PROYECTO DE EJECUCIÓN ESTRUCTURAL

\_proyecto

Alzado norte  
Escala 1:500



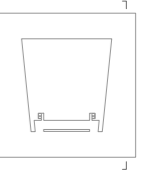
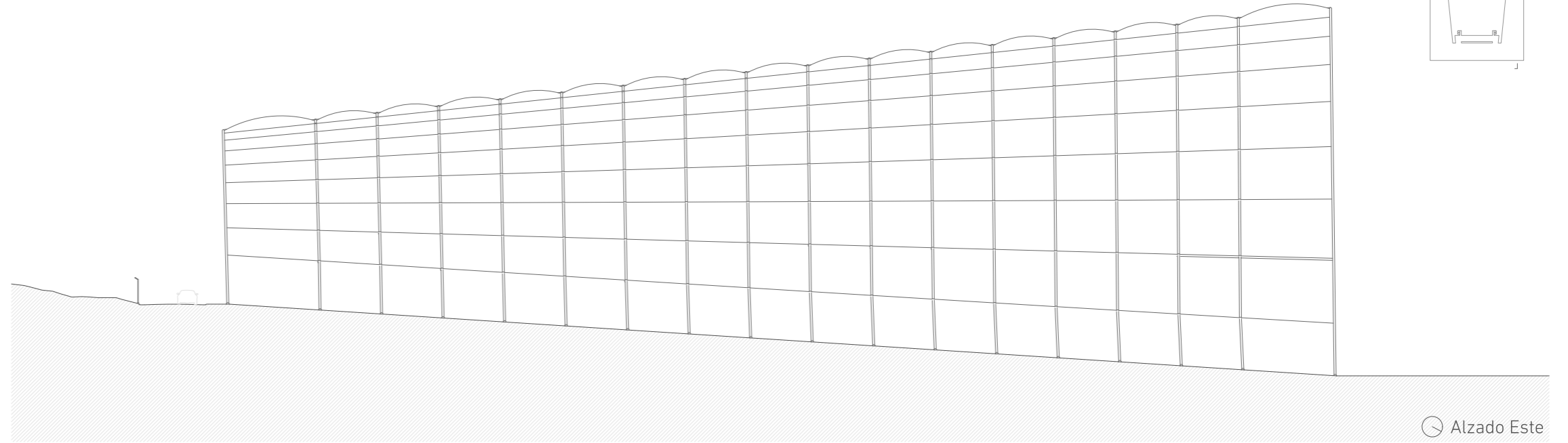
Alzado sur  
Escala 1:500



# PROYECTO DE EJECUCIÓN ESTRUCTURAL

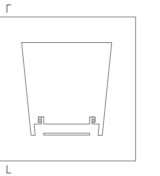
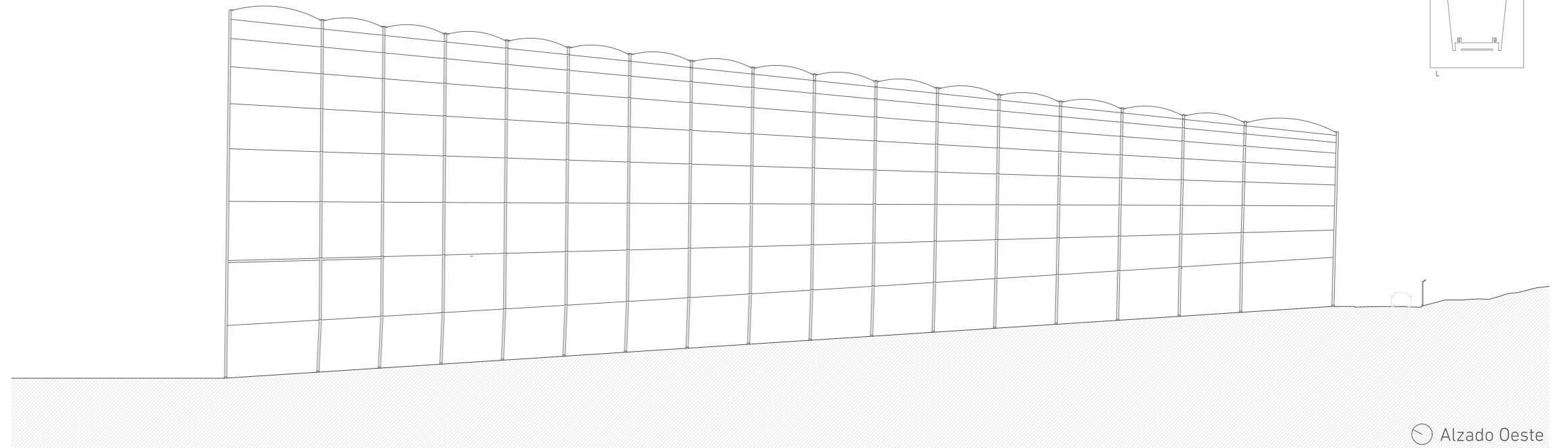
\_proyecto

Alzado este  
Escala 1:500



Alzado Este

Alzado oeste  
Escala 1:500

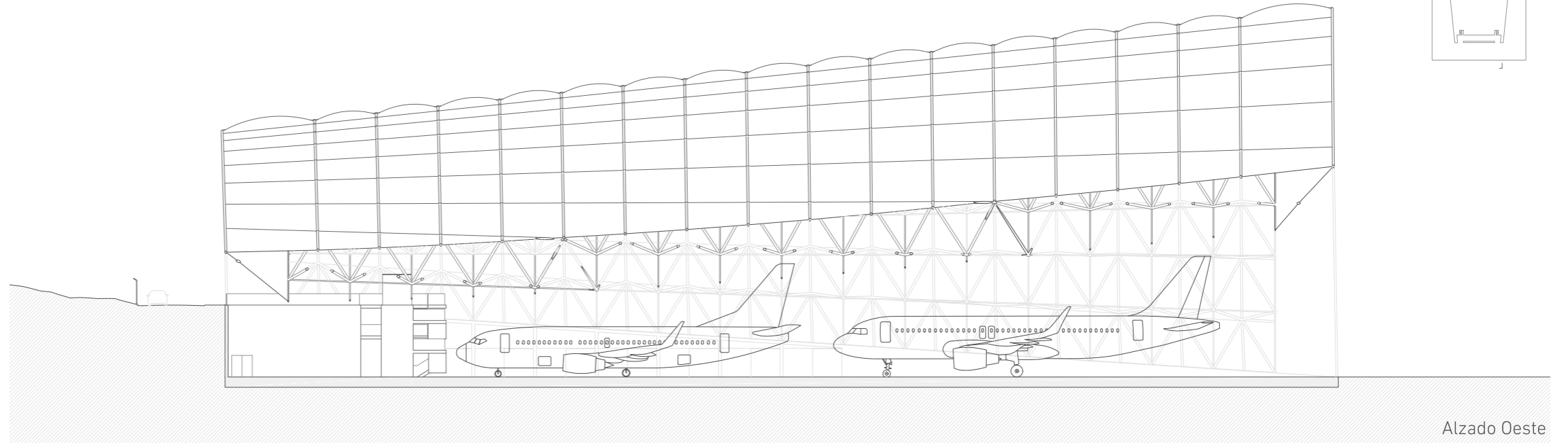


Alzado Oeste

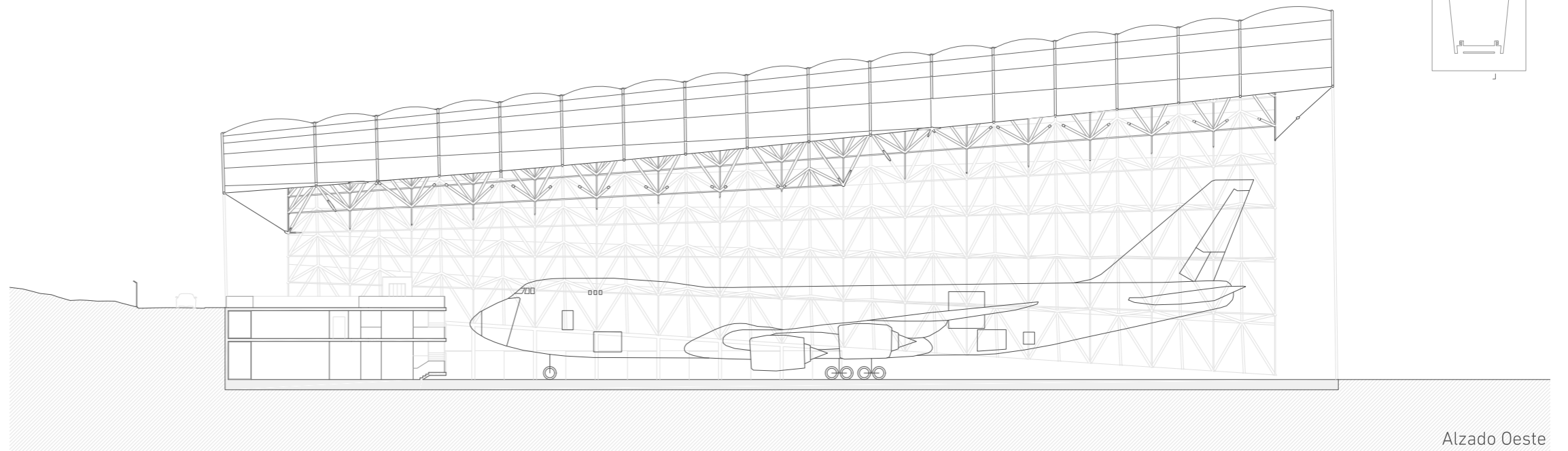
# PROYECTO DE EJECUCIÓN ESTRUCTURAL

\_proyecto

Sección 1  
Escala 1:500



Sección 2  
Escala 1:500

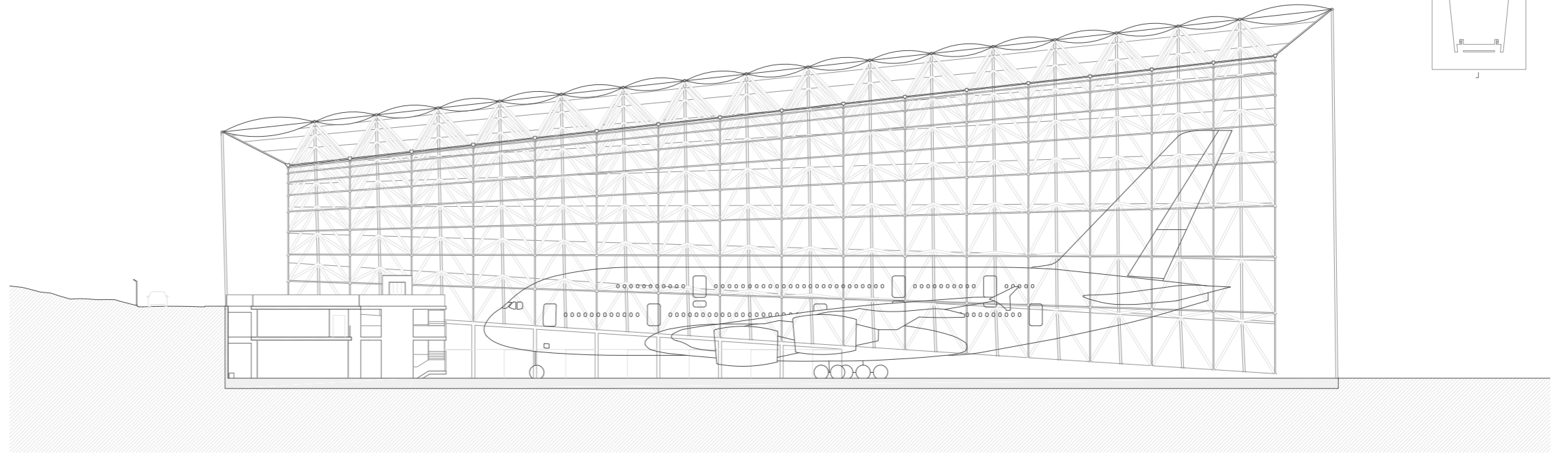




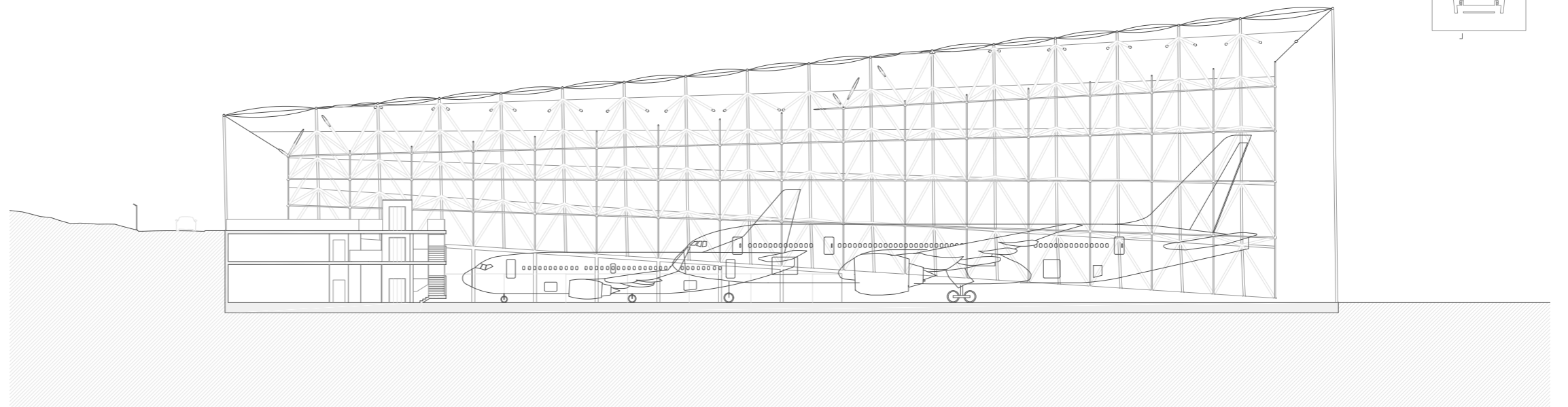
# PROYECTO DE EJECUCIÓN ESTRUCTURAL

\_proyecto

Sección 3  
Escala 1:500



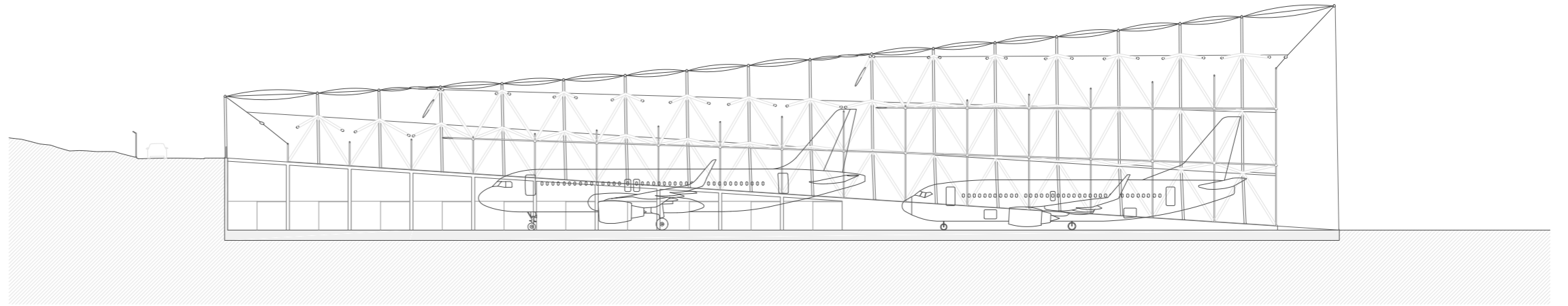
Sección 4  
Escala 1:500



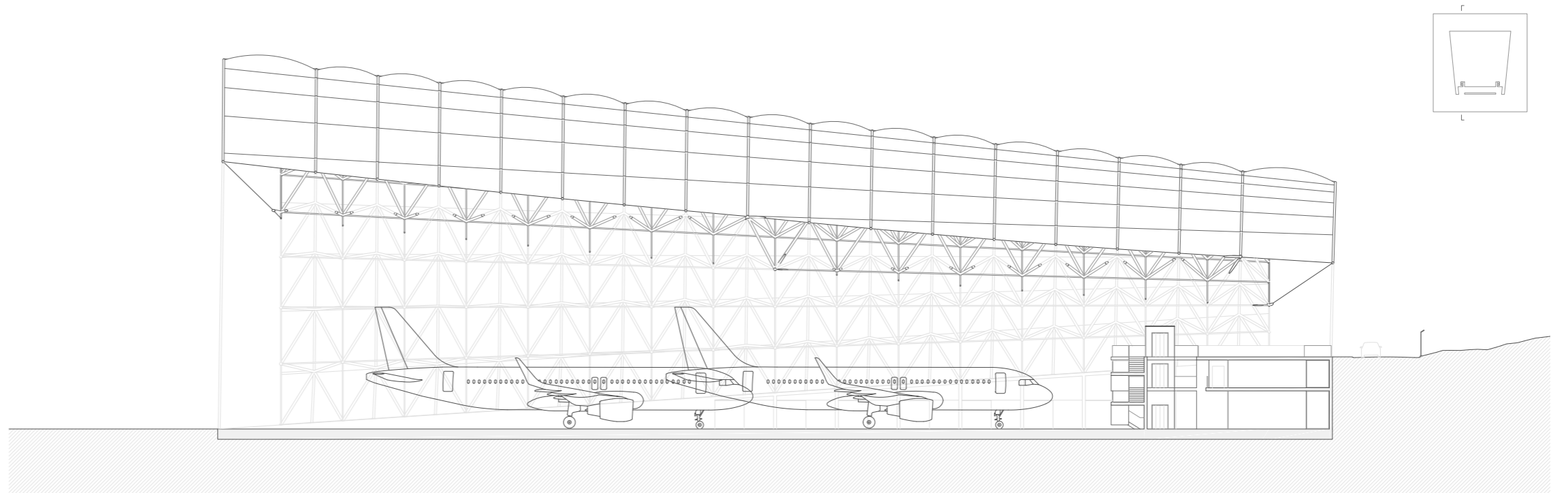
# PROYECTO DE EJECUCIÓN ESTRUCTURAL

\_proyecto

Sección 5  
Escala 1:500



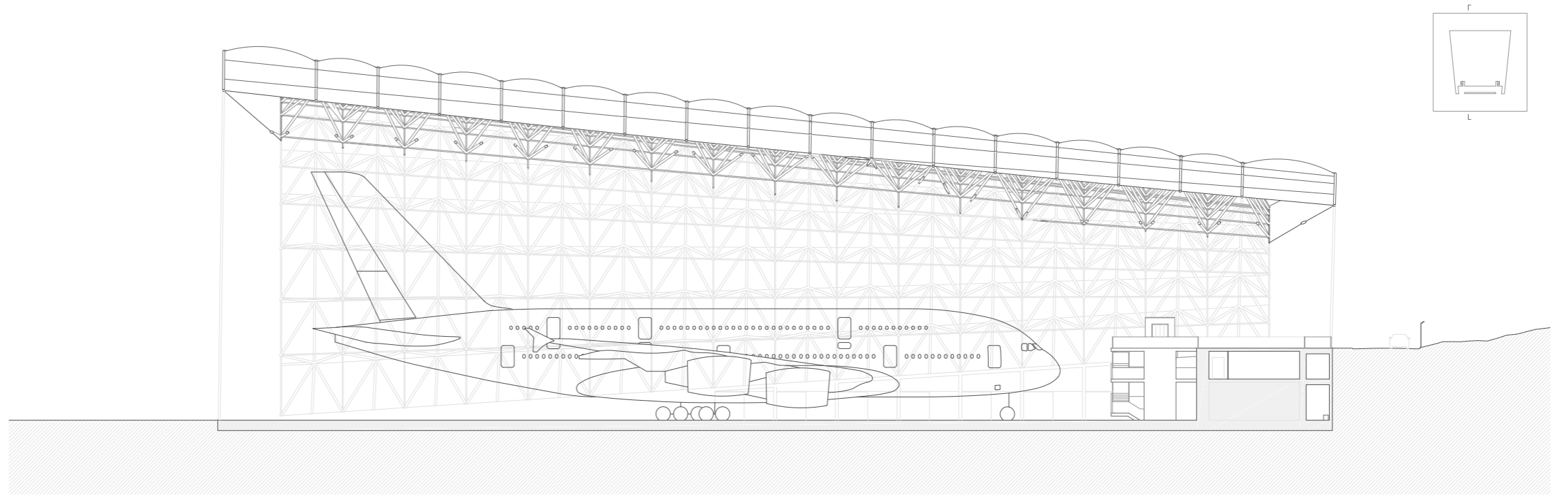
Sección 6  
Escala 1:500



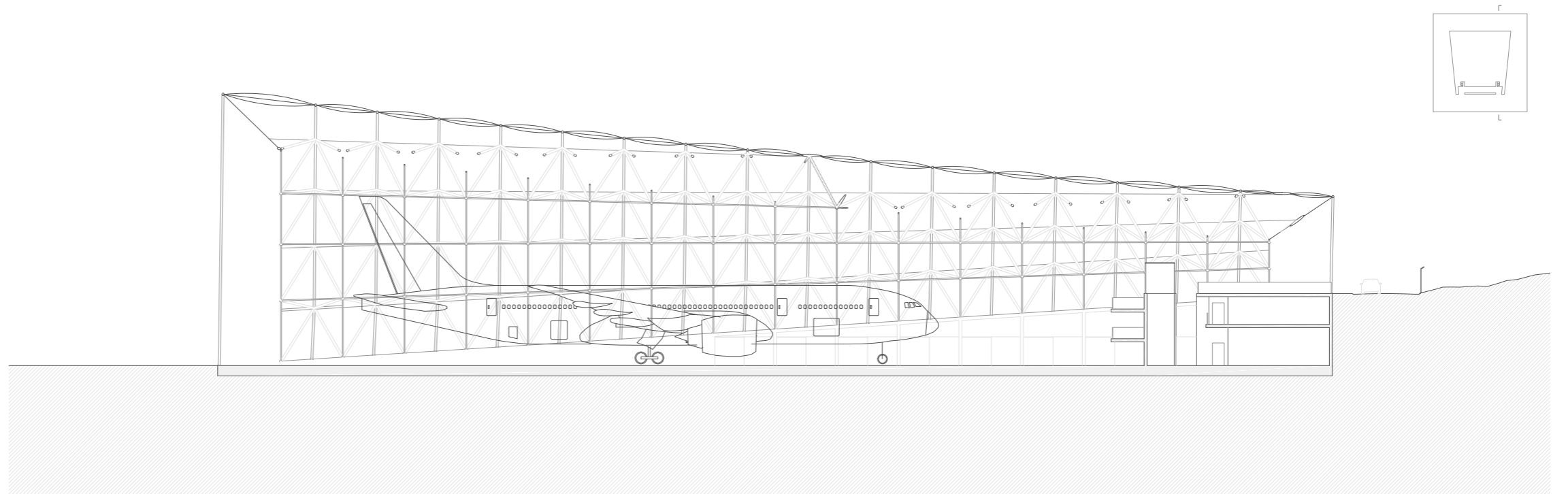
# PROYECTO DE EJECUCIÓN ESTRUCTURAL

\_proyecto

Sección 7  
Escala 1:500



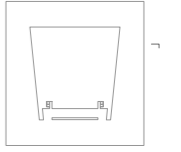
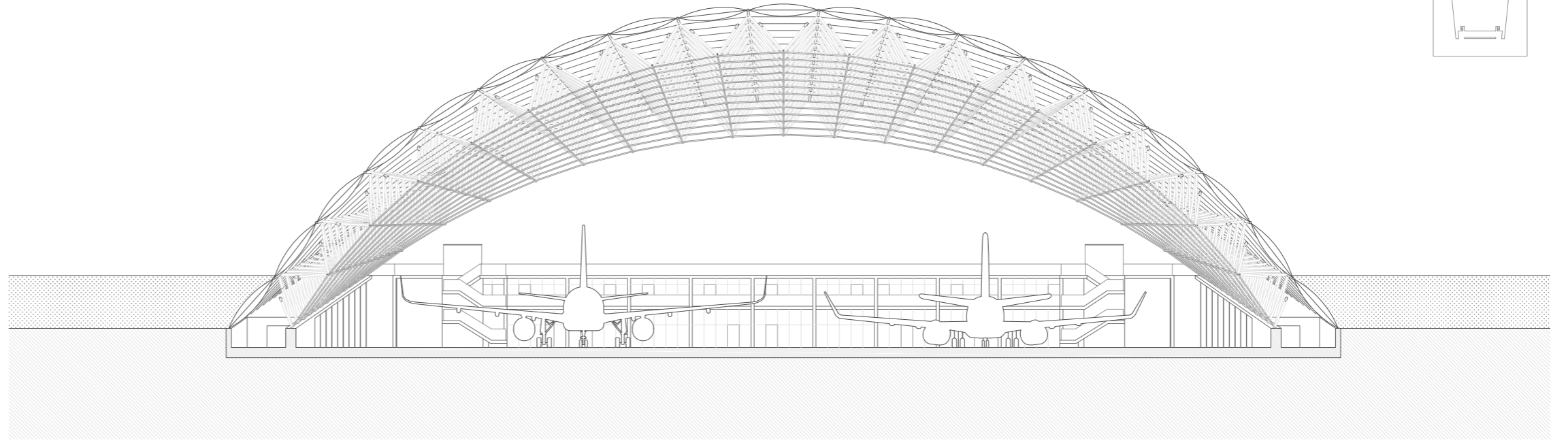
Sección 8  
Escala 1:500



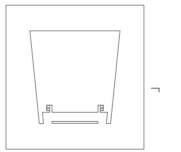
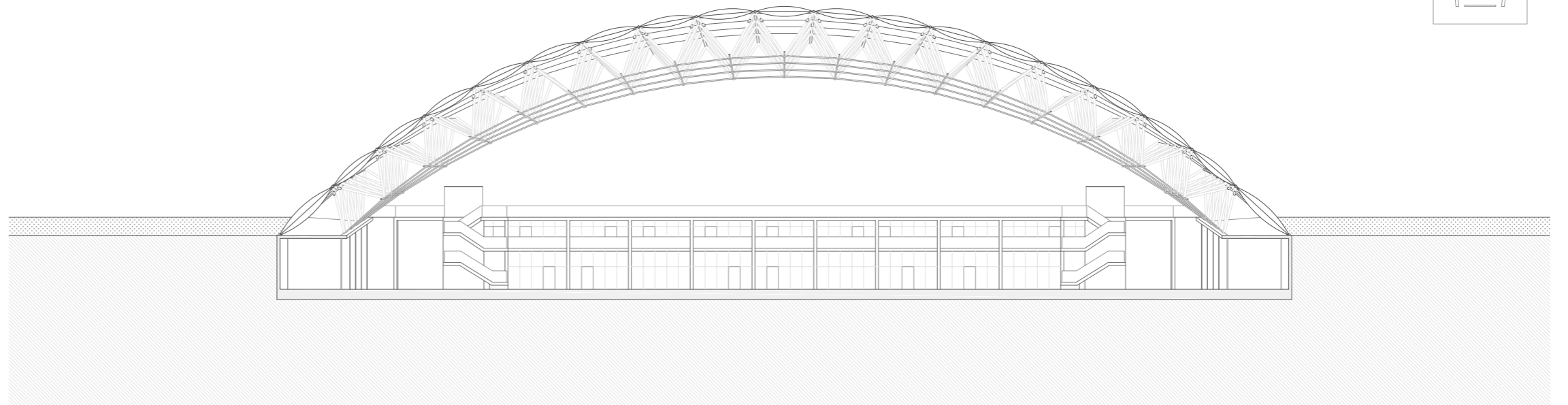
# PROYECTO DE EJECUCIÓN ESTRUCTURAL

\_proyecto

Sección 9  
Escala 1:500



Sección 10  
Escala 1:500

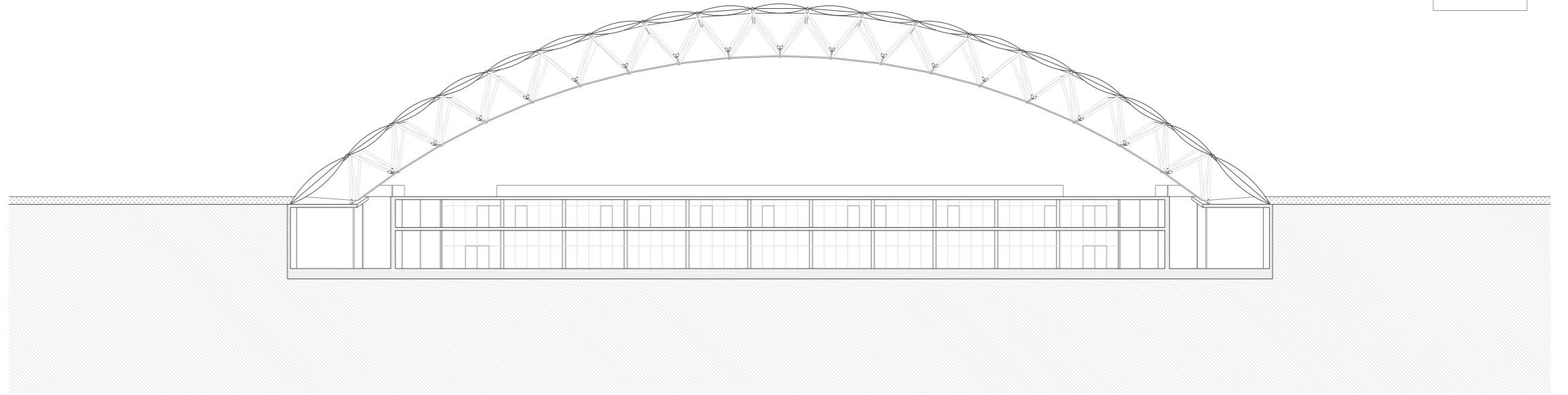




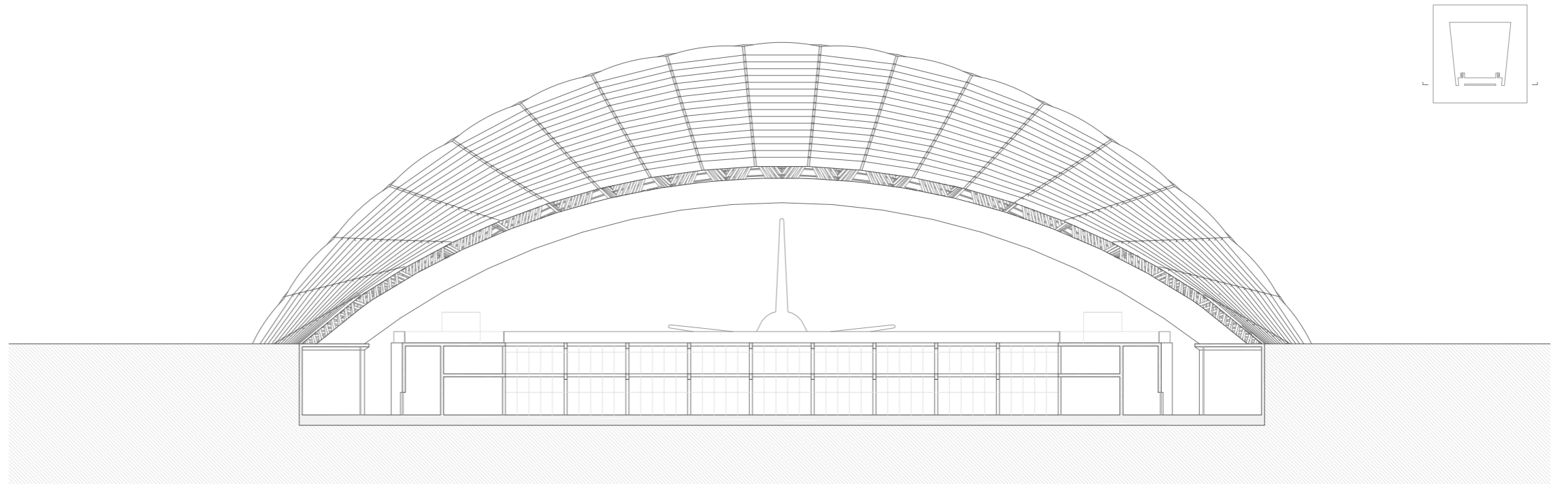
# PROYECTO DE EJECUCIÓN ESTRUCTURAL

\_proyecto

Sección 11  
Escala 1:500



Sección 12  
Escala 1:500

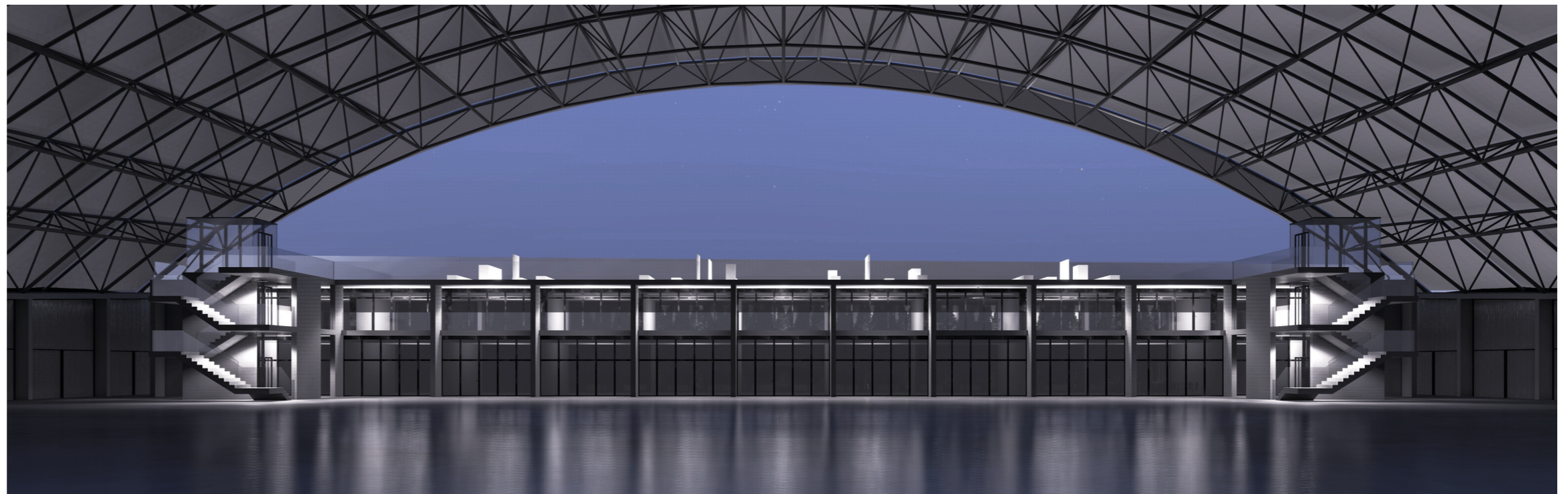




# PROYECTO DE EJECUCIÓN ESTRUCTURAL

\_proyecto

Imágenes





# PROYECTO DE EJECUCIÓN ESTRUCTURAL

\_proyecto

## \_capacidad portante del suelo



- Margas
- Calizas y dolomías
- Areniscas, conglomerados, costras y otros
- Arcillas duras
- Margas y calizas

Tabla D.29. Valores orientativos del coeficiente de balasto,  $K_{30}$

Tipo de suelo	$K_{30}$ (MN/m <sup>3</sup> )
Arcilla blanda	15 – 30
Arcilla media	30 – 60
Arcilla dura	60 – 200
Limo	15 – 45
Arena floja	10 – 30
Arena media	30 – 90
Arena compacta	90 – 200
Grava arenosa floja	70 – 120
Grava arenosa compacta	120 – 300
Margas arcillosas	200 – 400
Rocas algo alteradas	300 – 5.000
Rocas sanas	>5.000

La naturaleza del terreno sobre el que se encuentra el proyecto corresponde a la tipología de margas. Según la tabla D. 29 del CTE DB SE C, esta clase de suelos presenta un **coeficiente de balasto  $K_{30}$**  de entre 200 y 400 MN/m<sup>3</sup>. La **tensión característica** de este tipo de suelo depende de factores como la densidad, humedad y profundidad del mismo, pero puede oscilar entre 50 y 150 kN/m<sup>2</sup>. La **densidad** de los suelos de margas varía en función de la densidad y la composición de estos. En general, el peso específico seco de un suelo de margas se encuentra en el rango de 17,7 a 22,5 kN/m<sup>3</sup>. Los valores de la tensión característica y la densidad del suelo son rangos orientativos. Para poder realizar un cálculo correcto se deben obtener los datos concretos de la zona donde se va a contruir mediante ensayos geotécnicos.

## \_características del viento



Las características del viento que influyen en las acciones ligadas a este dependen tanto de la localización del proyecto como de su entorno más cercano que influirá en la manera en la que incide el viento.

Tabla D.2 Coeficientes para tipo de entorno

Grado de aspereza del entorno	Parámetro		
	k	L (m)	Z (m)
I Borde del mar o de un lago, con una superficie de agua en la dirección del viento de al menos 5 km de longitud	0,156	0,003	1,0
II Terreno rural llano sin obstáculos ni arbolado de importancia	0,17	0,01	1,0
III Zona rural accidentada o llana con algunos obstáculos aislados, como árboles o construcciones pequeñas	0,19	0,05	2,0
IV Zona urbana en general, industrial o forestal	0,22	0,3	5,0
V Centro de negocios de grandes ciudades, con profusión de edificios en altura	0,24	1,0	10,0

Para la zona del Aeropuerto de Castellón los valores que debemos tomar son los correspondientes a la zona A del mapa, que marcan una **velocidad básica del viento** de 26 m/s. Por otra parte, el proyecto se sitúa en una zona plana, aunque ciertamente protegida por las cadenas montañosas cercanas. Debido a la falta de obstáculos, se considera un **grado de aspereza del entorno II**.

# PROYECTO DE EJECUCIÓN ESTRUCTURAL

## \_proyecto

### \_cargas de nieve

La carga de nieve depende de la localización del proyecto y de la altitud de este. El CTE establece unos valores de sobrecarga para las capitales de provincia y ciudades autónomas según su altitud, sin embargo estas son aplicables si los proyectos se sitúan en dichas localidades.

En el caso de Castellón se proporciona un valor para la altitud de 0 metros sobre el nivel del mar, sin embargo el aeropuerto está a una altitud de entre 330 y 350 metros sobre el nivel del mar, por ello se debe atender a las tablas del anejo E del CTE DB SE AE.

Según el CTE, la zona del aeropuerto de Castellón corresponde a la Zona climática 5 de invierno, por lo que teniendo en cuenta su altitud que oscila entre los 330 y los 350 metros sobre el nivel del mar se deberá atender a un valor aproximado de **sobrecarga de nieve** de 0,37 kN/m<sup>2</sup>.

Tabla 3.8 Sobrecarga de nieve en capitales de provincia y ciudades autónomas

Capital	Altitud m	s <sub>k</sub> kN/m <sup>2</sup>	Capital	Altitud m	s <sub>k</sub> kN/m <sup>2</sup>	Capital	Altitud m	s <sub>k</sub> kN/m <sup>2</sup>
Albacete	690	0,6	Guadalajara	680	0,6	Pontevedra	0	0,3
Alicante / Alacant	0	0,2	Huelva	0	0,2	Salamanca	780	0,5
Almería	0	0,2	Huesca	470	0,7	SanSebas- tián/Donostia	0	0,3
Ávila	1.130	1,0	Jaén	570	0,4	Santander	1.000	0,7
Badajoz	180	0,2	León	820	1,2	Segovia	10	0,2
Barcelona	0	0,4	Lérida / Lleida	150	0,5	Sevilla	1.090	0,9
Bilbao / Bilbo	0	0,3	Logroño	470	0,7	Soria	0	0,4
Burgos	860	0,6	Lugo	470	0,7	Tarragona	0	0,2
Cáceres	440	0,4	Madrid	660	0,6	Tenerife	950	0,9
Cádiz	0	0,2	Málaga	0	0,2	Teruel	550	0,5
Castellón	0	0,2	Murcia	40	0,2	Toledo	0	0,2
Ciudad Real	640	0,6	Orense / Ourense	130	0,4	Valencia/València	690	0,4
Córdoba	100	0,2	Oviedo	230	0,5	Valladolid	520	0,7
Coruña / A Coruña	0	0,3	Palencia	740	0,4	Vitoria / Gasteiz	650	0,4
Cuenca	1.010	1,0	Palma de Mallorca	0	0,2	Zamora	210	0,5
Gerona / Girona	70	0,4	Palmas, Las	0	0,2	Zaragoza	0	0,2
Granada	690	0,5	Pamplona/Iruña	450	0,7	Ceuta y Melilla		



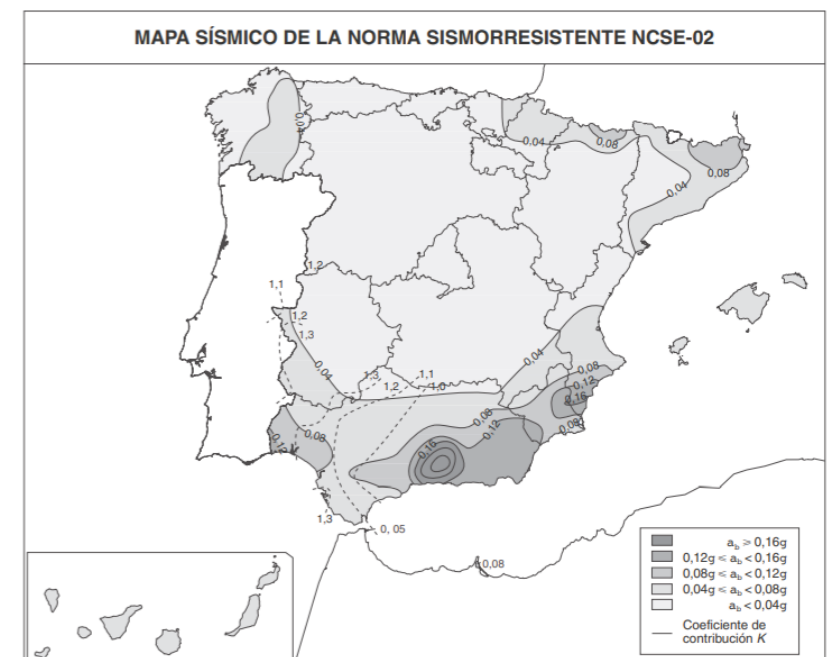
Tabla E.2 Sobrecarga de nieve en un terreno horizontal (kN/m<sup>2</sup>)

Altitud (m)	Zona de clima invernal, (según figura E.2)						
	1	2	3	4	5	6	7
0	0,3	0,4	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
200	0,5	0,5	0,2	0,2	0,3	0,2	0,2
400	0,6	0,6	0,2	0,3	0,4	0,2	0,2
500	0,7	0,7	0,3	0,4	0,4	0,3	0,2
600	0,9	0,9	0,3	0,5	0,5	0,4	0,2
700	1,0	1,0	0,4	0,6	0,6	0,5	0,2
800	1,2	1,1	0,5	0,8	0,7	0,7	0,2
900	1,4	1,3	0,6	1,0	0,8	0,9	0,2
1.000	1,7	1,5	0,7	1,2	0,9	1,2	0,2
1.200	2,3	2,0	1,1	1,9	1,3	2,0	0,2
1.400	3,2	2,6	1,7	3,0	1,8	3,3	0,2
1.600	4,3	3,5	2,6	4,6	2,5	5,5	0,2
1.800	-	4,6	4,0	-	-	9,3	0,2
2.200	-	8,0	-	-	-	-	-

### \_acciones debidas al sismo

Para estimar las acciones del sismo el CTE no proporciona ningún método ni valores orientativos, por lo que se debe atender a la normativa Norma de Construcción Sismorresistente (NCSE-02) en la que se plantea un método para la estimación de estas acciones.

La NCSE-02 establece unos valores de aceleración sísmica básica y de coeficientes de contribución en función del municipio sobre el que se vaya a estudiar. Castellón se encuentra en la zona correspondiente a los valores de aceleración sísmica básica menor que 0,04g según el mapa sísmico de la norma sismorresistente NCSE-02, por lo que, según marca la propia normativa, la aplicación de esta no es de obligatorio cumplimiento. Estos esfuerzos pueden desestimarse debido a la poca importancia que tienen frente a otro tipo de acciones.

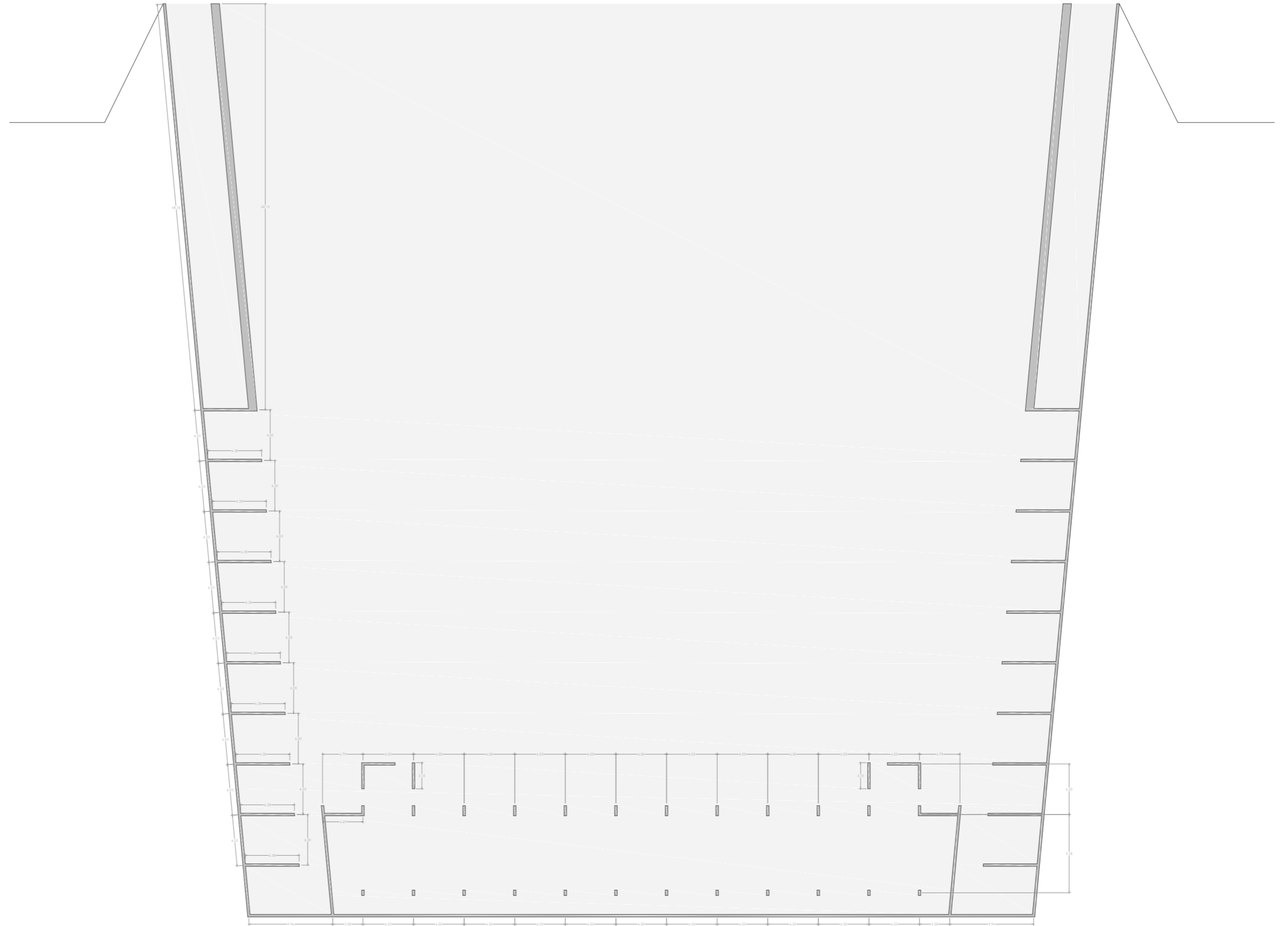




# PROYECTO DE EJECUCIÓN ESTRUCTURAL

\_sistema estructural

Planta Baja [Cota 0m]



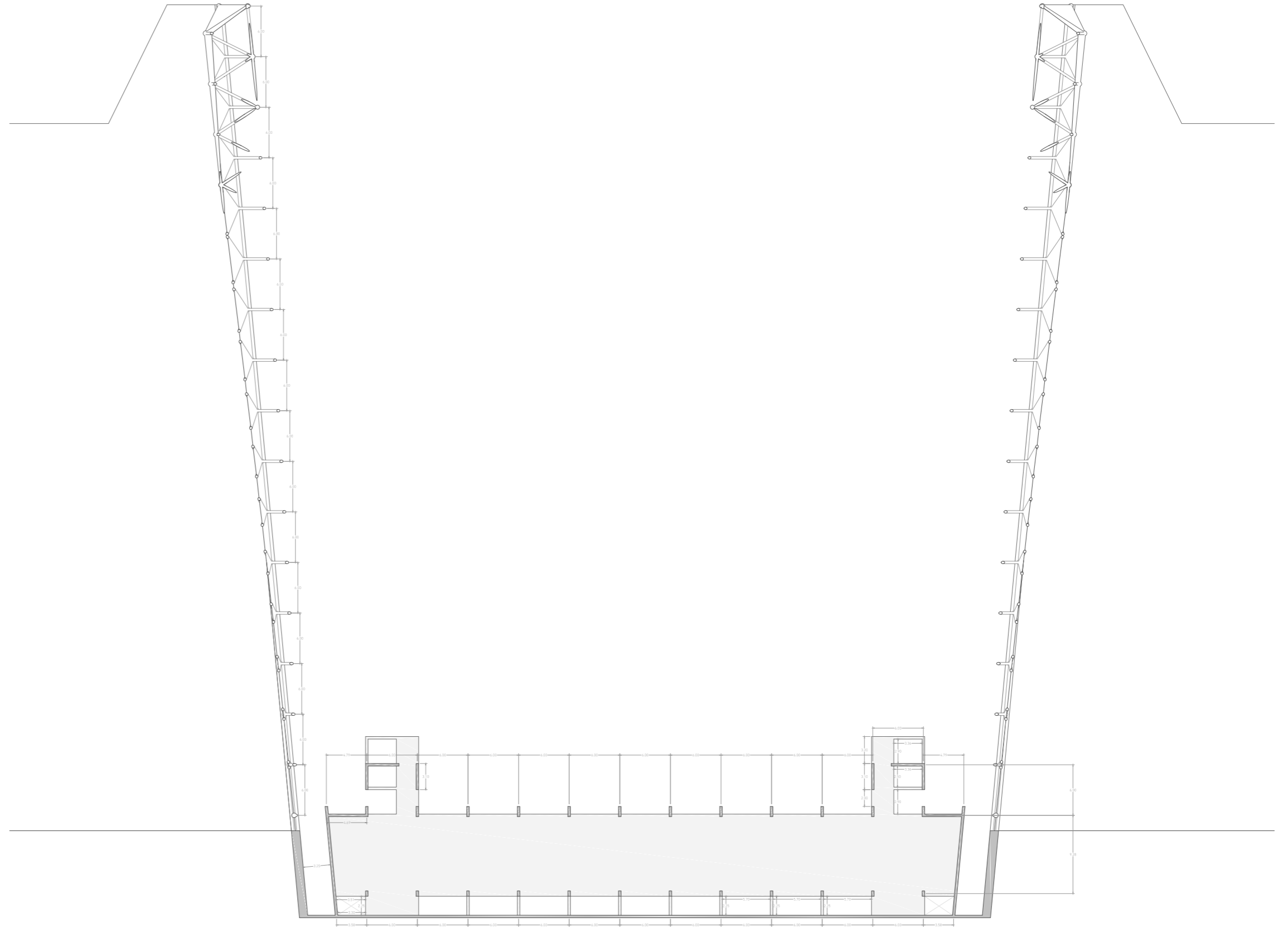
Escala 1:2000



# PROYECTO DE EJECUCIÓN ESTRUCTURAL

\_sistema estructural

Planta Primera [Cota +4m]



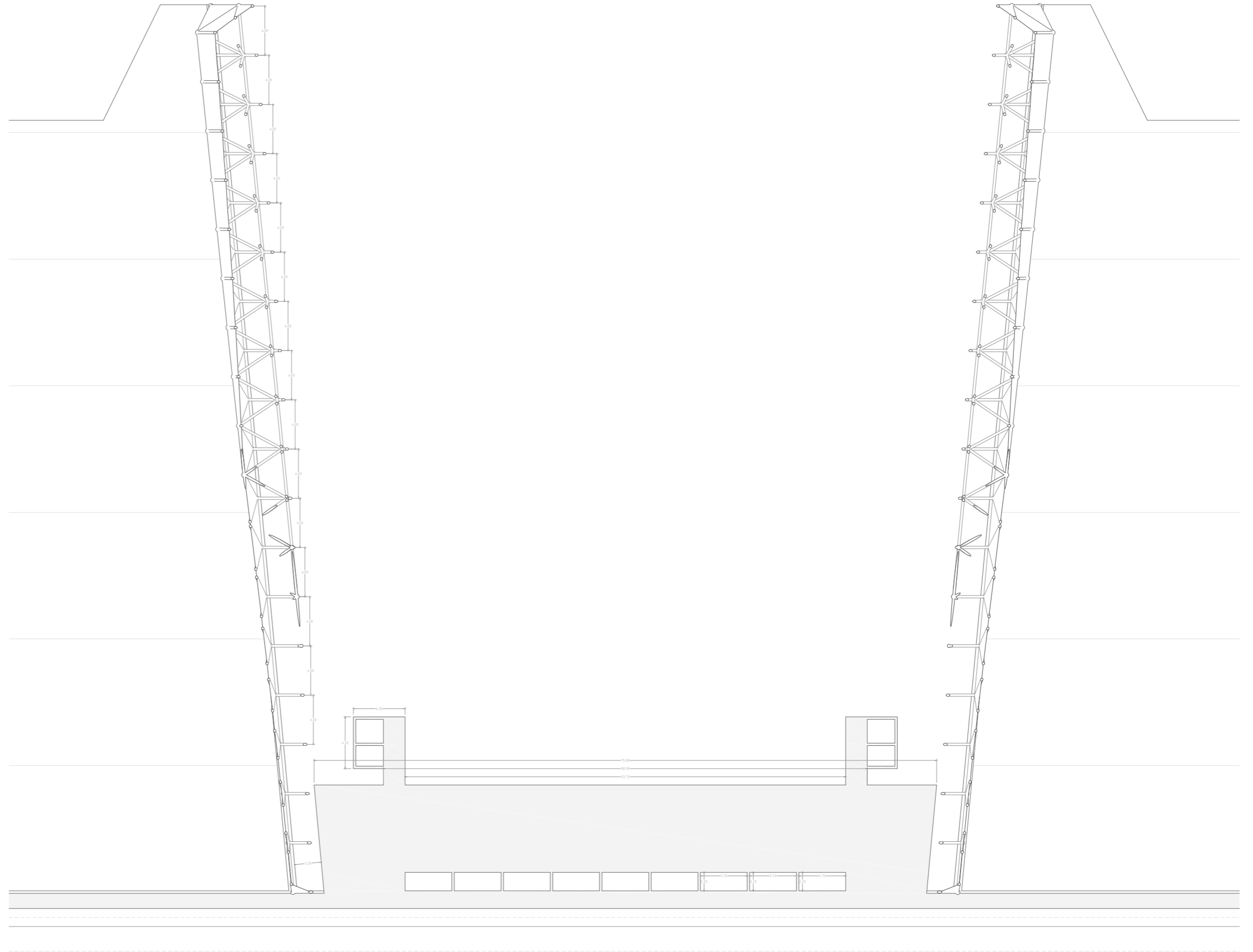
Escala 1:2000



# PROYECTO DE EJECUCIÓN ESTRUCTURAL

\_sistema estructural

Planta Segunda [Cota +7m]



Escala 1:2000



# PROYECTO DE EJECUCIÓN ESTRUCTURAL

## \_acciones

### \_acciones permanentes: peso propio de los elementos constructivos

Son las cargas debidas a los elementos empleados en la construcción del edificio. El CTE DB SE AE propone una serie de valores orientativos para aplicar a la hora estimar las cargas.

#### \_estructura

El programa de cálculo SAP es el encargado de aplicar este tipo de cargas según definas las dimensiones, materiales y otras propiedades de estos elementos.

#### \_solado

El pavimento escogido para el proyecto se basa en una superficie continua de microcemento pulido como continuación del pavimento de hormigón pulido para el interior del hangar. Este tipo de solado mantiene la estética del espacio del hangar reduciendo considerablemente su espesor y por tanto su peso, por lo que el valor que se debe tomar a la hora de aplicar cargas es el correspondiente a un solado medio, es decir, de 1 kN/m<sup>2</sup>.

Para el patio exterior longitudinal se dispondrá un pavimento basado en placas de piedra, por lo que se deberá tomar un valor de carga de 1,5 kN/m<sup>2</sup>.

#### \_falso techo

El CTE no propone valores para este elemento, por lo que se debe acudir a las fichas técnicas de los fabricantes para estimar las cargas. Tomando como fuente de información las fichas técnicas de la casa comercial Knauf, se estima que el peso propio del falso techo junto con las instalaciones es de 0,2 kN/m<sup>2</sup>.

#### \_tabiquería

Se expresa como una carga repartida en superficie. El CTE estima un valor de 1 kN/m<sup>2</sup> para tabiquería ordinaria, sin embargo la tabiquería empleada en el proyecto es ligera. La casa comercial Knauf estima valores para estos elementos de 0,5 kN/m<sup>2</sup>.

#### \_carpinterías

Los valores de estos elementos dependen tanto del tipo de carpintería como del vidrio. El CTE propone un valor para estos elementos de 0,25 kN/m<sup>2</sup>.

#### \_cubierta

La principal carga que debe sustentar la cubierta es el peso propio de la estructura metálica debido a la gran luz que debe soportar. El acabado exterior se plantea que sea un cerramiento ligero tipo ETFE, por lo que el peso propio que hay que tener en cuenta para el dimensionado es de 0,03 kN/m<sup>2</sup>.

#### \_empujes del terreno

Los muros de contención están sometidos a empujes del terreno que hay que calcular para realizar un correcto dimensionamiento. Para ello nos ayudamos de una hoja de cálculo determinando un empuje de tipo en reposo, estableciendo los parámetros del terreno necesarios. Los esfuerzos varían para el muro de contención frontal y los laterales, por lo que habrá que ir estudiando cada caso en función de la profundidad de este muro.

EMPUJES TERRENO - JOINT PATTERN SAP2000			
DENSIDAD DEL TERRENO	$\rho$	20,0	[kN/m3]
ÁNGULO DE ROZAMIENTO INTERNO	$\theta$	30,0	[°]
TIPO DE EMPUJE		REPOSO	[]
COEFICIENTE EMPUJE REPOSO	$K_0$	0,500	[]
RAZÓN DE CONSOLIDACIÓN	$R_{oc}$	1,0	[]
CARGA EN CORONACIÓN	$q$	0,0	[kN/m2]
CORONACION			
z2 (COTA CORONACIÓN)		7,0	[m]
p2 (PRESIÓN EN CORONACIÓN)		0,0	[kN/m2] [kN/m]
BASE			
z1 (COTA ARRANQUE)		0,0	[m]
p1 (PRESIÓN EN ARRANQUE)		70,0	[kN/m2] [kN/m]
delta_z (ALTURA MURO)		7	[m]
delta_p (DIFERENCIA DE PRESIÓN)		-70	[kN/m2] [kN/m]
COEFICIENTE C DE SAP (pendiente)		-10,00	SAP C
COEFICIENTE D DE SAP (p en z=0)		70,00	SAP D

Tabla Empujes del Terreno



# PROYECTO DE EJECUCIÓN ESTRUCTURAL

## \_acciones

### \_acciones variables: uso, nieve, viento y sismo

Son las cargas debidas a situaciones que afectan al edificio durante cierto tiempo, pero no constantemente.

#### \_sobrecarga de uso

La sobrecarga de uso depende de la actividad que se desarrolla en sus espacios, que en este caso se trata de uso formativo y administrativo. Debido al carácter del proyecto, dado que se encuentra dentro de un recinto muy controlado y restringido, se considera que la categoría de uso más adecuada es administrativo, por lo que se debe aplicar un valor de  $2 \text{ kN/m}^2$ .

El CTE considera que, por seguridad, hay que establecer una sobrecarga sobre barandillas, aplicada como una carga repartida lineal. El valor de sobrecarga para estos elementos se considera de  $2 \text{ kN/m}^2$  y se incluirá. Para la cubierta, dado que es una cubierta ligera sin forjado, se tomará el valor de  $0,4 \text{ kN/m}^2$  propuesto por el CTE.

#### \_nieve

La sobrecarga que se debe aplicar es la obtenida anteriormente según la ubicación del proyecto, que es de  $0,37 \text{ kN/m}^2$ .

#### \_sismo

No es necesario estimar las acciones debidas a sismo ya que la normativa no lo considera suficiente como para influir en los resultados de cálculo.

#### \_viento

La carga de viento depende de los factores obtenidos anteriormente debido a las características del entorno y la ubicación. En el caso del bloque de aulas y despachos, el viento puede ser despreciable ya que solo podría actuar en una de las direcciones, en la cual no existiría la succión y este empuje horizontal de presión no superaría a los valores de esfuerzos horizontales ya existentes en el sentido contrario debido a los empujes del terreno.

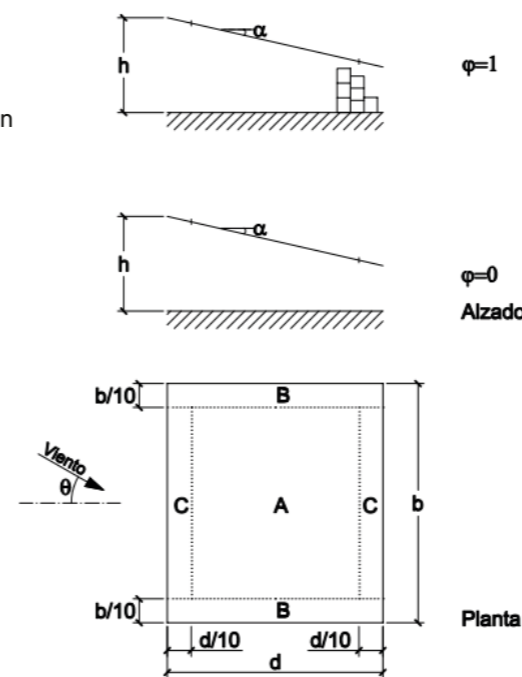
Por otra parte, a la hora de aplicar el viento en la cubierta, se deberán tener en cuenta acciones de presión, succión y empuje vertical debido al carácter de esta, ya que se asemeja a una pérgola abierta. Para esta estimación se deberá atender a la metodología propuesta por el CTE DB SE AE.

- Pendiente de la cubierta:  $6^\circ$
- Factor de obstrucción: 0,6

Para determinar la zona de aplicación se ponderarán los valores obtenidos en función de las superficies para establecer un mismo valor de presión.

Existirán pues dos hipótesis de viento más desfavorables:

- Apertura grande:
  - Dirección: arriba
  - Coefficiente de presión: 1,14
  - Valor de fuerza:  $0,55 \text{ kN/m}^2$
- Apertura pequeña:
  - Dirección: abajo
  - Coefficiente de presión: 0,5
  - Valor de fuerza:  $0,24 \text{ kN/m}^2$



		Coeficientes de presión exterior			
		$C_{p,10}$			
Pendiente de la cubierta $\alpha$	Efecto del viento hacia	Factor de obstrucción $\phi$	Zona (según figura)		
			A	B	C
$0^\circ$	Abajo	$0 \leq \phi \leq 1$	0,5	1,8	1,1
	Arriba	0	-0,6	-1,3	-1,4
	Arriba	1	-1,5	-1,8	-2,2
$5^\circ$	Abajo	$0 \leq \phi \leq 1$	0,8	2,1	1,3
	Arriba	0	-1,1	-1,7	-1,8
	Arriba	1	-1,6	-2,2	-2,5
Alzados	Abajo	$0 \leq \phi \leq 1$	1,2	2,4	1,6
	Arriba	0	-1,5	-2,0	-2,1
	Arriba	1	-2,1	-2,6	-2,7
$10^\circ$	Abajo	$0 \leq \phi \leq 1$	1,4	2,7	1,8
	Arriba	0	-1,8	-2,4	-2,5
	Arriba	1	-1,6	-2,9	-3,0
$15^\circ$	Abajo	$0 \leq \phi \leq 1$	1,7	2,9	2,1
	Arriba	0	-2,2	-2,8	-2,9
	Arriba	1	-1,6	-2,9	-3,0
$20^\circ$	Abajo	$0 \leq \phi \leq 1$	2,0	3,1	2,3
	Arriba	0	-2,6	-3,2	-3,2
	Arriba	1	-1,5	-2,5	-2,8
$25^\circ$	Abajo	$0 \leq \phi \leq 1$	2,2	3,2	2,4
	Arriba	0	-3,0	-3,8	-3,6
	Arriba	1	-1,5	-2,2	-2,7

# PROYECTO DE EJECUCIÓN ESTRUCTURAL

## \_acciones

### \_resumen acciones

#### \_acciones permanentes

solado	1 kN/m <sup>2</sup>
solado patio exterior	1,5 kN/m <sup>2</sup>
falso techo	0,2 kN/m <sup>2</sup>
tabiquería	0,5 kN/m <sup>2</sup>
carpinterías	0,25 kN/m <sup>2</sup>
barandilla de vidrio	0,3 kN/m
cubierta	0,03 kN/m <sup>2</sup>
empujes del terreno	(por determinar)

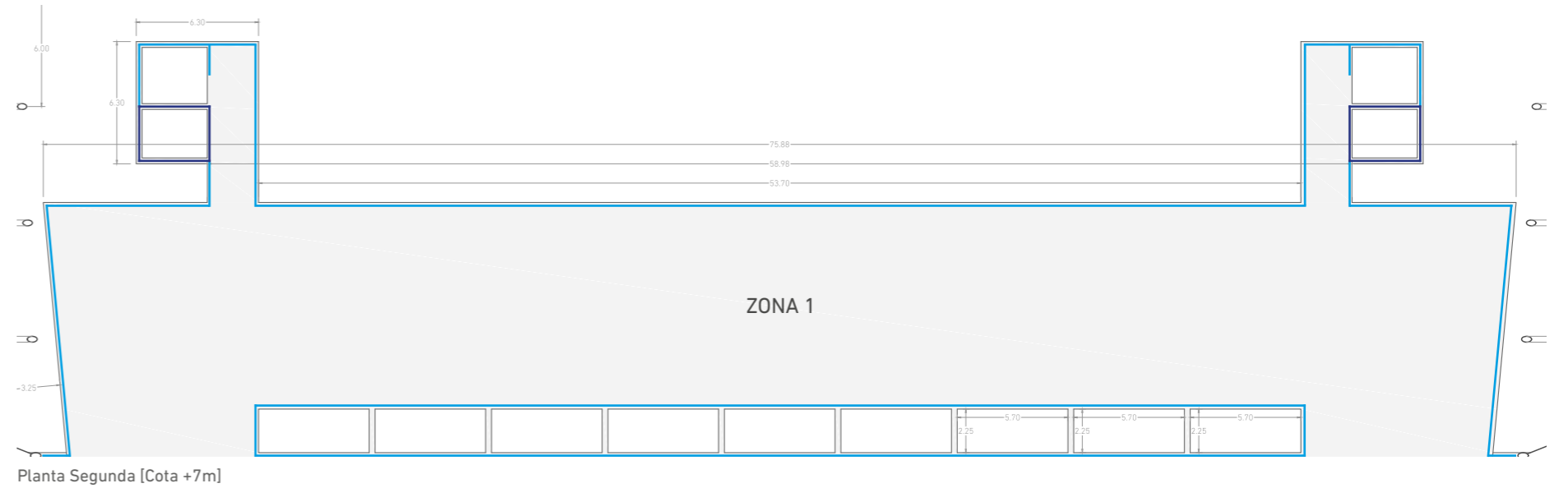
#### \_acciones variables

sobrecarga de uso	2 kN/m <sup>2</sup>
sobrecarga de uso cubierta	0,4 kN/m <sup>2</sup>
sobrecarga de barandillas	2 kN/m
sobrecarga de nieve	0,37 kN/m <sup>2</sup>
viento 1	-0,55 kN/m <sup>2</sup>
viento 2	0,24 kN/m <sup>2</sup>
sismo	-

# PROYECTO DE EJECUCIÓN ESTRUCTURAL

## \_acciones

Aplicación de acciones



ZONA 1  
Solado: 1 kN/m<sup>2</sup>  
Falso techo: 0,2 kN/m<sup>2</sup>  
Sobrecarga de uso: 2 kN/m<sup>2</sup>

ZONA 2  
Solado: 1 kN/m<sup>2</sup>  
Falso techo: 0,2 kN/m<sup>2</sup>  
Sobrecarga de uso: 2 kN/m<sup>2</sup>

ZONA 3  
Solado: 1 kN/m<sup>2</sup>  
Tabiquería: 0,5 kN/m<sup>2</sup>  
Falso techo: 0,2 kN/m<sup>2</sup>  
Sobrecarga de uso: 2 kN/m<sup>2</sup>

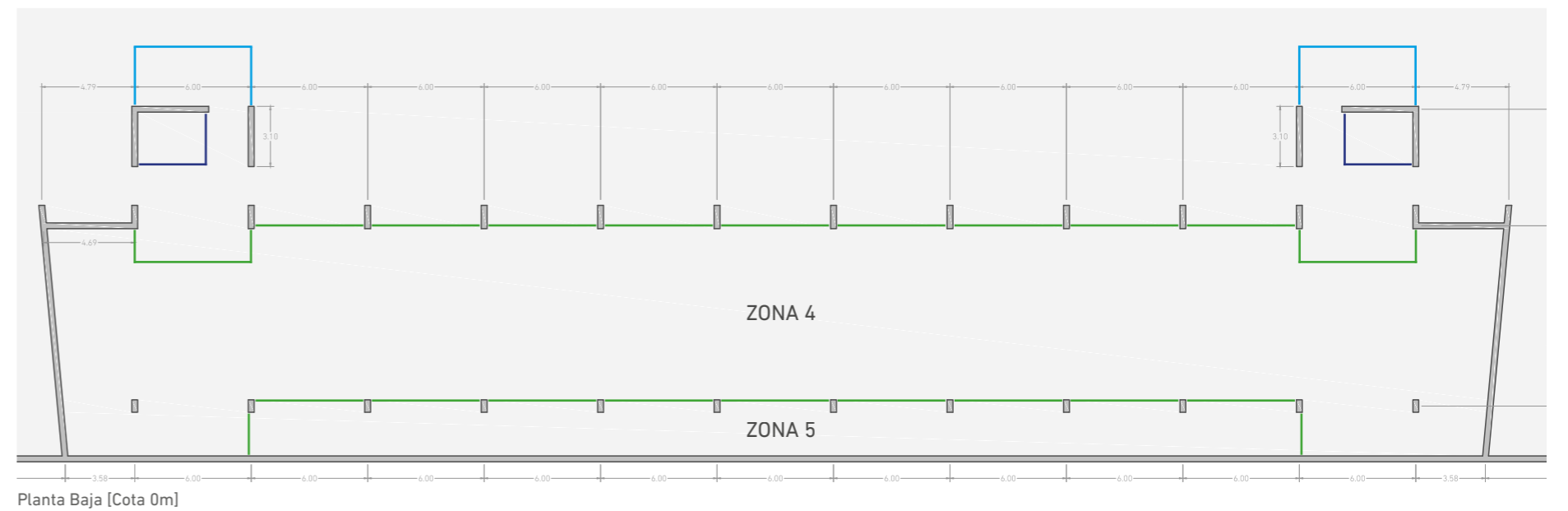
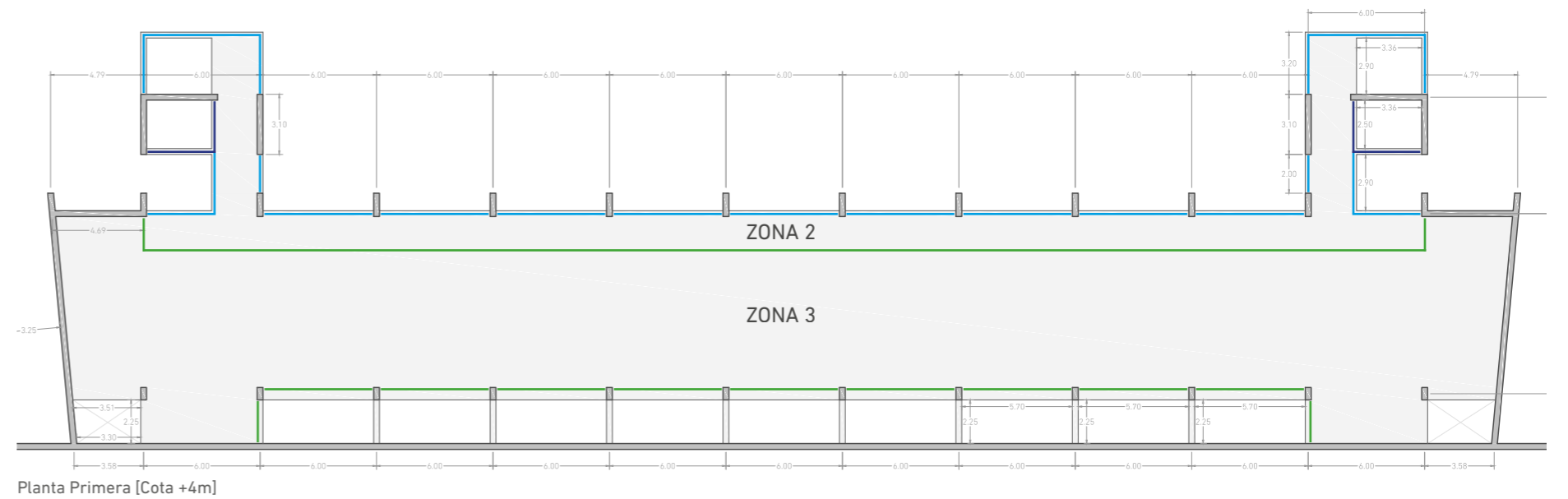
ZONA 4  
Solado: 1,5 kN/m<sup>2</sup>  
Tabiquería: 0,5 kN/m<sup>2</sup>  
Sobrecarga de uso: 2 kN/m<sup>2</sup>

ZONA 5  
Solado: 1,5 kN/m<sup>2</sup>  
Tabiquería: 0,5 kN/m<sup>2</sup>  
Sobrecarga de uso: 2 kN/m<sup>2</sup>

Barandilla de vidrio: 0,3 kN/m

Carpinterías ascensor: 0,75 kN/m

Carpinterías aislamiento: 0,75 kN/m



# PROYECTO DE EJECUCIÓN ESTRUCTURAL

## \_hipótesis de carga y combinaciones

### \_Código Técnico de la Edificación

#### \_Estados Límite Últimos [ELU]

Hacen referencia a la resistencia de la estructura frente a acciones mayoradas, es decir, valores más desfavorables que los obtenidos por cálculo. No todas las acciones aplicadas en el edificio son permanentes ni se producen al mismo tiempo, por lo que el CTE propone una serie de combinaciones para determinar las situaciones más desfavorables y a partir de ellas dimensionar las piezas de la estructura. Estas combinaciones vienen dadas por las siguientes expresiones:

#### 1. Situación persistente o transitoria

$$\sum_{j=1}^n \gamma_{0,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_p \cdot P + \gamma_{0,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i=2}^n \gamma_{0,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

- Todas las acciones permanentes, en valor de cálculo ( $\gamma_G \cdot G_k$ ), incluido el pretensado ( $\gamma_p \cdot P$ ).
- Una acción variable cualquiera, en valor de cálculo ( $\gamma_Q \cdot Q_k$ ), debiendo adoptarse como tal una tras otra sucesivamente en distintos análisis.
- El resto de acciones variables, en valor de cálculo de combinación ( $\gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot Q_k$ ).

#### 2. Situación extraordinaria

$$\sum_{j=1}^n \gamma_{0,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_p \cdot P + A_d + \gamma_{0,1} \cdot \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i=2}^n \gamma_{0,i} \cdot \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

- Todas las acciones permanentes, en valor de cálculo ( $\gamma_G \cdot G_k$ ), incluido el pretensado ( $\gamma_p \cdot P$ ).
- Una acción accidental cualquiera, en valor de cálculo ( $A_d$ ), debiendo analizarse sucesivamente con cada una de ellas.
- Una acción variable, en valor de cálculo frecuente ( $\gamma_Q \cdot \psi_1 \cdot Q_k$ ), debiendo adoptarse como tal, una tras otra sucesivamente en distintos análisis con cada acción accidental considerada.
- El resto de acciones variables, en valor de cálculo casi permanente ( $\gamma_Q \cdot \psi_2 \cdot Q_k$ ).

#### 3. Sismo como acción accidental

$$\sum_{j=1}^n G_{k,j} + P + A_d + \sum_{i=1}^n \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

- Todas las acciones variables concomitantes se tendrán en cuenta con su valor casi permanente.

#### \_Estados Límite de Servicio [ELS]

Hacen referencia a la resistencia de la estructura frente a acciones mayoradas, es decir, valores más desfavorables que los obtenidos por cálculo. No todas las acciones aplicadas en el edificio son permanentes ni se producen al mismo tiempo, por lo que el CTE propone una serie de combinaciones para determinar las situaciones más desfavorables y a partir de ellas dimensionar las piezas de la estructura. Estas combinaciones vienen dadas por las siguientes expresiones:

#### 1. Situación persistente o transitoria

$$\sum_{j=1}^n G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i=2}^n \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

- Todas las acciones permanentes, en valor característico ( $G_k$ ).
- Una acción variable cualquiera, en valor característico ( $Q_k$ ), debiendo adoptarse como tal una tras otra sucesivamente en distintos análisis.
- El resto de acciones variables, en valor de combinación ( $\psi_0 \cdot Q_k$ ).

#### 2. Situación extraordinaria

$$\sum_{j=1}^n G_{k,j} + P + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i=2}^n \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

- Todas las acciones permanentes, en valor característico ( $G_k$ ).
- Una acción variable cualquiera, en valor de cálculo ( $A_d$ ), debiendo analizarse sucesivamente con cada una de ellas.
- Una acción variable, en valor frecuente ( $\psi_1 \cdot Q_k$ ), debiendo adoptarse como tal, una tras otra sucesivamente en distintos análisis con cada acción variable considerada.
- El resto de acciones variables, en valor casi permanente ( $\psi_2 \cdot Q_k$ ).

#### 3. Sismo como acción accidental

$$\sum_{j=1}^n G_{k,j} + P + \sum_{i=1}^n \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

- Todas las acciones permanentes, en valor característico ( $G_k$ ).
- Todas las acciones variables, en valor casi permanente ( $\psi_2 \cdot Q_k$ ).

HIPÓTESIS BÁSICAS		Descripción
DEAD	PERMANENTES	Peso propio elementos estructurales (SAP automático)
CMP		Peso propio elementos constructivos (Cargas Muertas Permanentes)
SCU	VARIABLES	Sobrecargas de Uso
SCN		Sobrecargas de Nieve
SCVx		Sobrecarga de Viento en dirección X
SCVy		Sobrecarga de Viento en dirección Y
SISx		ACCIDENTALES
SISy	A	Acción sísmica en dirección Y

COMBINACIONES		DEAD	CMP	SCU	SCN	SCVx	SCVy	SISx	SISy
ESTADO LÍMITE DE SERVICIO	ELSp	1,00	1,00						
	ELSqu	1,00	1,00	0,60					
	ELSVx+	1,00	1,00			1,00			
	ELSVx-	1,00	1,00			-1,00			
	ELSVy+	1,00	1,00				1,00		
	ELSVy-	1,00	1,00				-1,00		
	ELSn	1,00	1,00		1,00				
	ELSu	1,00	1,00	1,00					

ESTADO LÍMITE ÚLTIMO (PERSISTENTE O TRANSITORIA)	ELUp	1,35	1,35						
	ELUqp	1,35	1,35	0,60					
	ELUu	1,35	1,35	1,50					
	ELUn	1,35	1,35		1,50				
	ELUunvx+	1,35	1,35	1,50	0,75	0,90			

ESTADO LÍMITE ÚLTIMO (PERSISTENTE O TRANSITORIA)	ELUunvx-	1,35	1,35	1,50	0,75	-0,90			
	ELUunvy+	1,35	1,35	1,50	0,75		0,90		
	ELUunvy-	1,35	1,35	1,50	0,75		-0,90		
	ELUnuvx+	1,35	1,35	1,05	1,50	0,90			
	ELUnuvx-	1,35	1,35	1,05	1,50	-0,90			

ESTADO LÍMITE ÚLTIMO (PERSISTENTE O TRANSITORIA)	ELUnuvy+	1,35	1,35	1,05	1,50		0,90		
	ELUnuvy-	1,35	1,35	1,05	1,50		-0,90		
	ELUvx+	1,35	1,35			1,50			
	ELUvx-	1,35	1,35			-1,50			
	ELUvx+un	1,35	1,35	1,05	0,75	1,50			

ESTADO LÍMITE ÚLTIMO (PERSISTENTE O TRANSITORIA)	ELUvx-un	1,35	1,35	1,05	0,75	-1,50			
	ELUvy+	1,35	1,35				1,50		
	ELUvy-	1,35	1,35				-1,50		
	ELUvy+un	1,35	1,35	1,05	0,75		1,50		
	ELUvy-un	1,35	1,35	1,05	0,75		-1,50		

ESTADO LÍMITE ÚLTIMO SISMO	ELUsisx+	1,00	1,00	0,60				1,00	0,30
	ELUsisx-	1,00	1,00	0,60				-1,00	-0,30
	ELUsisy+	1,00	1,00	0,60				0,30	1,00
	ELUsisy-	1,00	1,00	0,60				-0,30	-1,00

# PROYECTO DE EJECUCIÓN ESTRUCTURAL

## \_predimensionamiento

### \_forjado

La tipología escogida para los forjados del proyecto es la de losa maciza de hormigón armado. Esta tipología permite salvar los vanos existentes con un canto más reducido que si atendiésemos a otras soluciones. Estos forjados apoyan en su mayor parte sobre una retícula de pilares de hormigón, existiendo vanos de 6 m y de 9,28 m.

Según el predimensionado se deberá atender a forjados de entre 30 y 35 cm de espesor si se aplica la luz más desfavorable, sin embargo, debido a la diferencia de luz en una dirección respecto de la perpendicular, se tratará de ajustar este predimensionado en el modelo del programa de cálculo, para intentar reducir dicho canto al mínimo.

### \_pilares

Dado que la estructura de hormigón se pretende dejarla vista y que solo existen dos alturas en el edificio, se predimensionarán los pilares de la planta inferior y se comprobará que cumplen en la planta superior con el objetivo de unificar y darle continuidad estética a estos elementos.

En un primer momento se ha predimensionado un pilar apantallado con sus cargas verticales correspondientes y se ha decidido fijar el lado menor en 30 cm, ya que en el caso de dimensionarlos con el lado menor de 25 cm causaba un mayor gasto respecto a la cuantía de armadura y posteriormente requería unas zapatas de mayores dimensiones, a la vez que se veía sometido a mayores esfuerzos. Por otra parte, el pilar ha sido predimensionado sin tener en cuenta los esfuerzos horizontales provenientes de los muros de contención y transmitidos a través de las vigas y forjados existentes, por lo que dotarlos de una mayor inercia en el mismo eje ayudará a contener estos esfuerzos a la vez que estéticamente marca un ritmo en la arquitectura.

Dado que esta comprobación no ha tenido en cuenta los esfuerzos horizontales, también es válida para los pilares situados hacia el patio, los cuales no son apantallados, pero les corresponde el mismo ámbito de carga que a los anteriores. Las dimensiones mínimas de sección que deberán cumplir serán de 30x45 cm.

PREDIMENSIONADO v.4   ESTRUCTURAS SINGULARES UPV   DAVID GALLARDO LLOPIS - 2023			
DATOS IDENTIFICATIVOS			
Título	CENTRO PRÁCTICO PARA EFECTOS AERONÁUTICOS	Autor	MIGUEL LAURAS COLÓN
Fecha	2022/2023	Revisión	
Planta	COSTA 14m	Uso	DOCENTE Y ADMINISTRATIVO
DISEÑO DEL FORJADO			
Tipo de forjado	Bidireccional   Losa maciza	[m]	
Luz de forjado	9.28	[m]	
Canto de forjado	30	[cm]	
Peso propio de forjado	7.30	[kN/m <sup>2</sup> ]	
ESTIMACIÓN DE CARGAS VERTICALES			
CMP - CARGAS MUERTAS PERMANENTES			
Pavimentos	0.50	[kN/m <sup>2</sup> ]	Pavimentos ligeros 0.50kN/m <sup>2</sup> , moedas 1.50kN/m <sup>2</sup> , pasadizo 2.50kN/m <sup>2</sup>
Tabiquería	0.50	[kN/m <sup>2</sup> ]	sin tabiquería, tabiquería cartón-yeso 0.50kN/m <sup>2</sup> , tabiquería de ladrillo 1.00kN/m <sup>2</sup>
Solución de cubierta		[kN/m <sup>2</sup> ]	Solución de cubierta ligera 1.50kN/m <sup>2</sup> , media 2.50kN/m <sup>2</sup> , pesada 3.50kN/m <sup>2</sup>
Capa vegetal		[kN/m <sup>2</sup> ]	A rasos de 200kN/m <sup>2</sup>
Fallos techos e instalaciones	0.25	[kN/m <sup>2</sup> ]	Fallos techos e instalaciones ligeros 0.25kN/m <sup>2</sup> , medios 0.50kN/m <sup>2</sup> , pesados 0.80kN/m <sup>2</sup>
TOTAL PISO	1.25	[kN/m <sup>2</sup> ]	
SOL - SOBRECARGA DE USO			
Sobrecarga de uso	1.80	[kN/m <sup>2</sup> ]	La sobrecarga de uso debe estar entre 2 y 3.5 kN/m <sup>2</sup>
TOTAL PISO	3.00	[kN/m <sup>2</sup> ]	
TOTAL ELA	11.25	[kN/m <sup>2</sup> ]	
TOTAL ELU	17.83	[kN/m <sup>2</sup> ]	
***** DISEÑO DE FORJADO Y ESTIMACIÓN DE CARGAS CORRECTAS *****			
OBSERVACIONES			

PREDIMENSIONADO v.4   ESTRUCTURAS SINGULARES UPV   DAVID GALLARDO LLOPIS - 2023			
DATOS IDENTIFICATIVOS			
Título	CENTRO PRÁCTICO PARA EFECTOS AERONÁUTICOS	Autor	MIGUEL LAURAS COLÓN
Fecha	2022/2023	Revisión	
Planta	COSTA 14m	Uso	DOCENTE Y ADMINISTRATIVO
Descripción		Tipo	
DATOS DE ELEMENTO CARGADO ANUALMENTE			
Material estructural	Hormigón armado HA30	[kN/m <sup>2</sup> ]	
Carga de forjado en ELU	17.83	[kN/m <sup>2</sup> ]	Si se conoce la carga muerta acumulada en forjados superiores, subestructivo y Negro. Para estimaciones de carga más completas, calcule normal mediante en q <sub>0</sub> [kN/m <sup>2</sup> ] + Negro + 1
Área de cargado en el soporte	5	[m <sup>2</sup> ]	Si se conoce, indicar número de plantas en negativo
Número de plantas impugnables	2	[]	Si se conoce, indicar número de plantas en negativo
Área de cálculo estimada de un elemento	10	[m <sup>2</sup> ]	Si se conoce, no se debe utilizar para el cálculo de la resistencia de los elementos
Situación del pilar	Con función media (borde)	[m]	Factor adicional que a 1, 1.2, 1.4, y 1.6, respectivamente
Altura del soporte	4.00	[m]	Longitud de pandeo, cuando se le estructura es reticularizada, considere su altura
Área de cálculo representativa	1.800	[m <sup>2</sup> ]	Puede ser útil para acumular en plantas de otros pilares con forjados diferentes
Área necesaria sin pandeo	900	[m <sup>2</sup> ]	El área necesaria sin pandeo para aproximadamente del 1.00kN/m <sup>2</sup>
SECCIONES DE ACERO			
PERFIL NORMALIZADO			
EL MATERIAL NO ES ACERO			ESBOR DE NUEVO EN LA LUTA DEPENDIENDO, CON CADA CAMBIO DE DATOS
SECCIÓN ARMADA EN CADA			
Canto total de la sección armada	45	[cm]	
EL MATERIAL NO ES ACERO			
SECCIÓN DE HORMIGÓN ARMADO			
CANTO DEL SOPORTE (LADO MENOR)	30	[cm]	
ANCHO DEL SOPORTE	45	[cm]	SECCIÓN VIGAS VARIAS [cm]
Cuantía total estimada	130	[kg/m <sup>2</sup> ]	
Canto estimado	250	[cm]	
ZAPATA NORMAL			
Presión admisible en el terreno	2.00	[kg/cm <sup>2</sup> ]	ZAPATA VÁLIDA [NORMALIZADA]
Área (sin momento)	1.200	[m <sup>2</sup> ]	
Momento (sin momento)	200	[kNm]	Si se conoce el momento, indicar, si no, dejar el valor estimado
Lado largo de la zapata	2a	[m]	Se supone que la zapata se orienta frente al momento actuante
Canto de la zapata	2b	[m]	
Lado corto de la zapata	2c	[m]	
COMPARATIVA CON RESULTADOS DEL PROGRAMA			
SECCIÓN DE TIPO DE SECCIÓN DEL SOPORTE	HORMIGÓN	HA30 [kN]	
***** PLAZA COMPROBADA CORRECTAMENTE *****			
OBSERVACIONES (PILAR)			
***** ZAPATA COMPROBADA CORRECTAMENTE *****			
OBSERVACIONES (ZAPATA)			

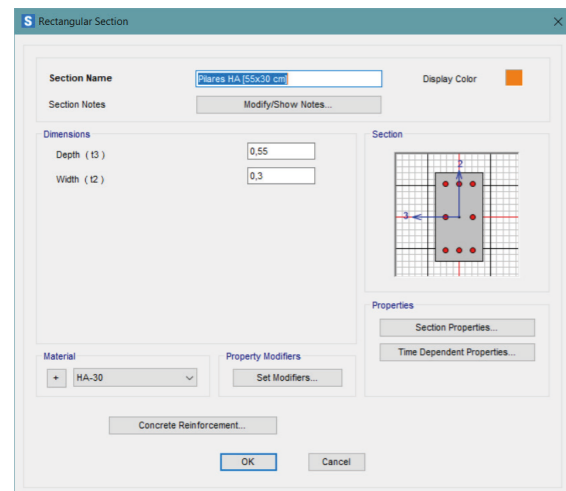


# PROYECTO DE EJECUCIÓN ESTRUCTURAL

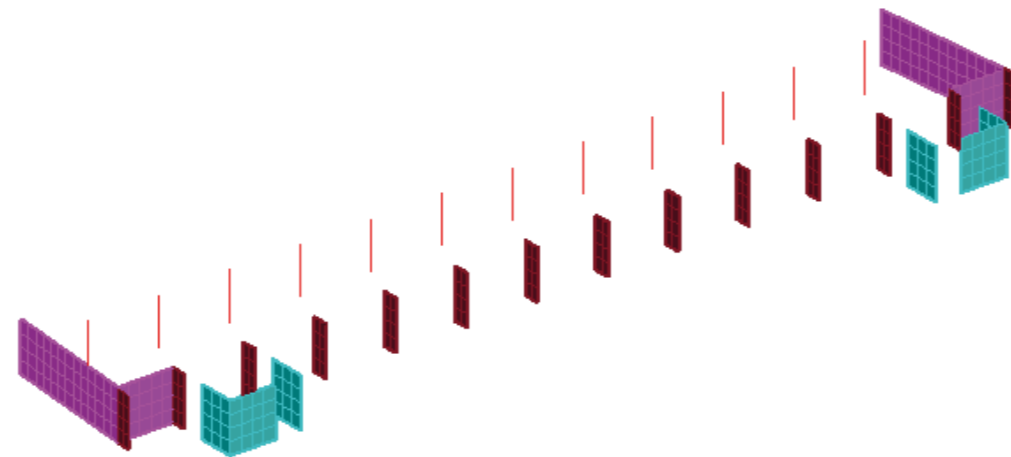
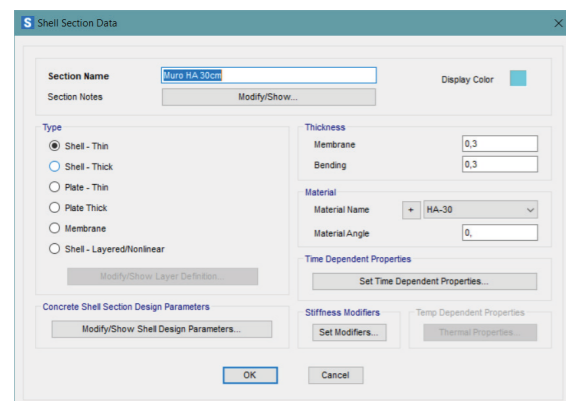
\_modelo

\_elementos verticales [planta baja]

\_pilares HA 30 [55x30 cm]



\_muros HA 30 [30 cm]

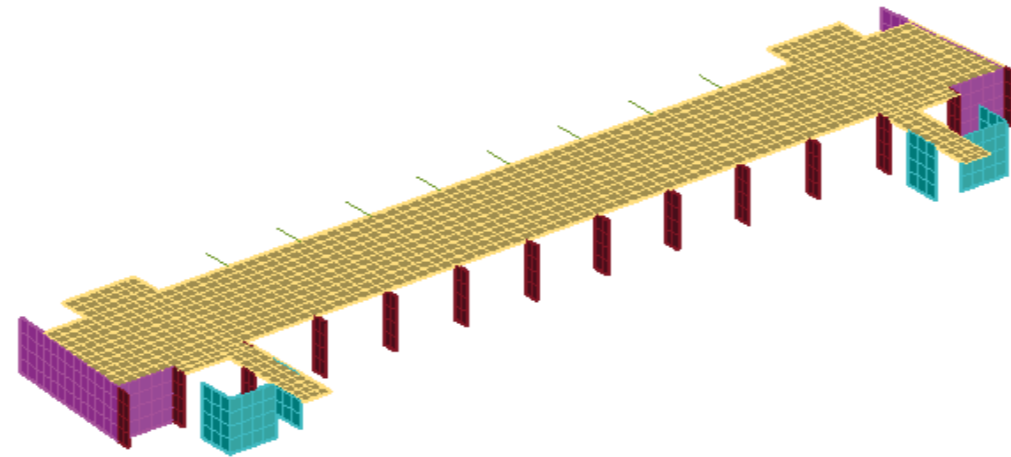
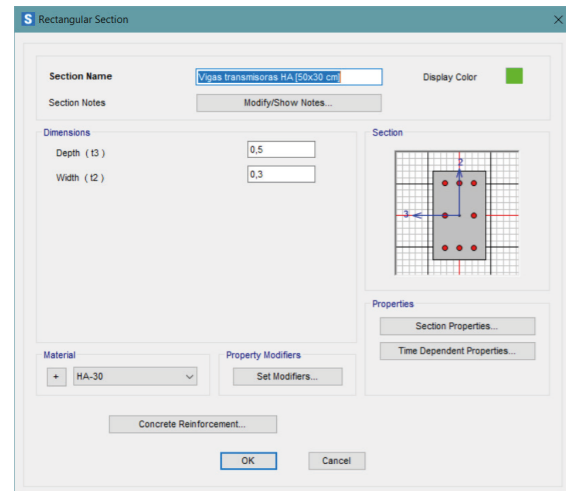


# PROYECTO DE EJECUCIÓN ESTRUCTURAL

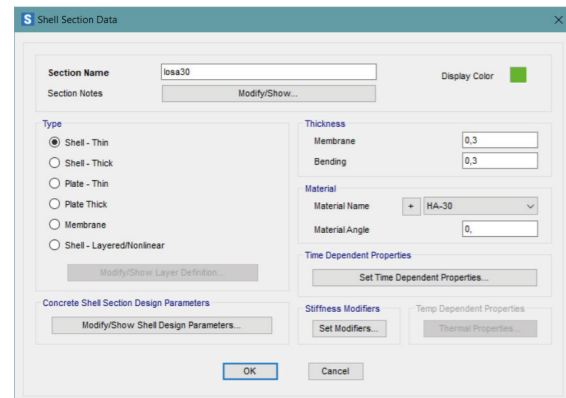
\_modelo

\_elementos horizontales [cota +4 m]

\_vigas transmisoras HA 30 [50x30 cm]



\_forjado losa HA 30 [30 cm]

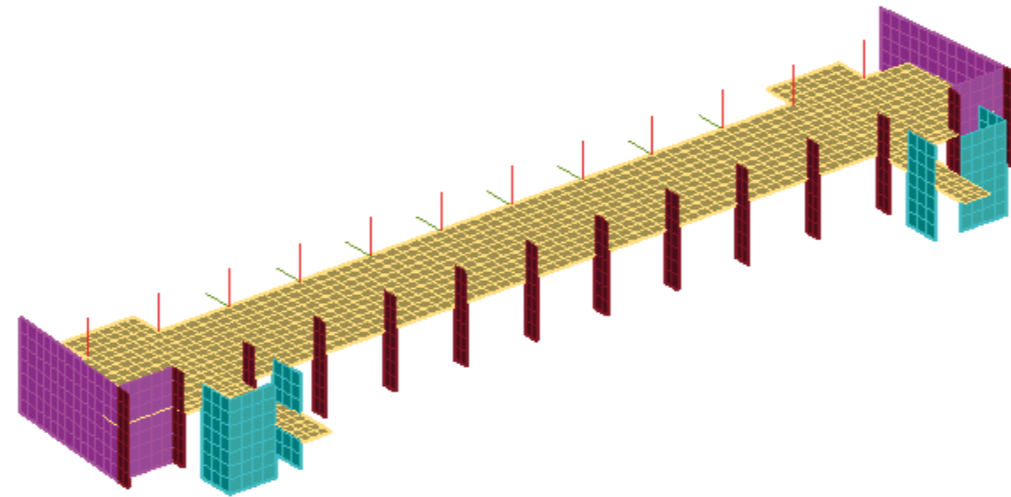
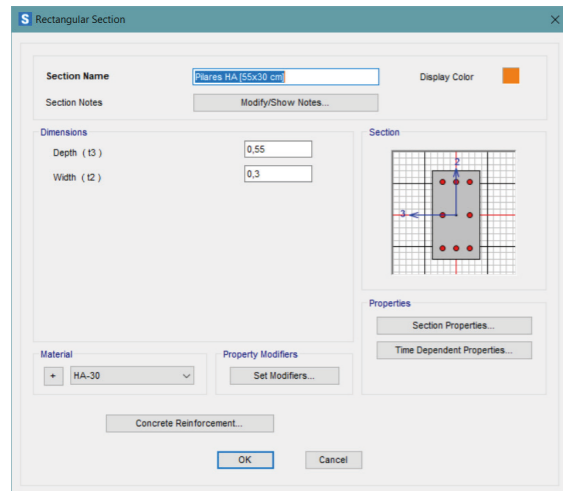


# PROYECTO DE EJECUCIÓN ESTRUCTURAL

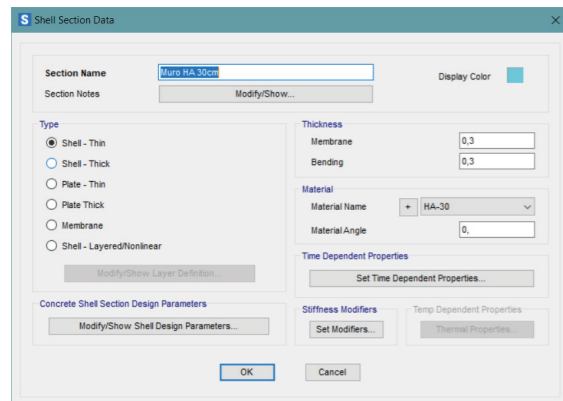
\_modelo

\_elementos verticales [planta primera]

\_pilares [55x30 cm]



\_muros HA 30 [55x30 cm]

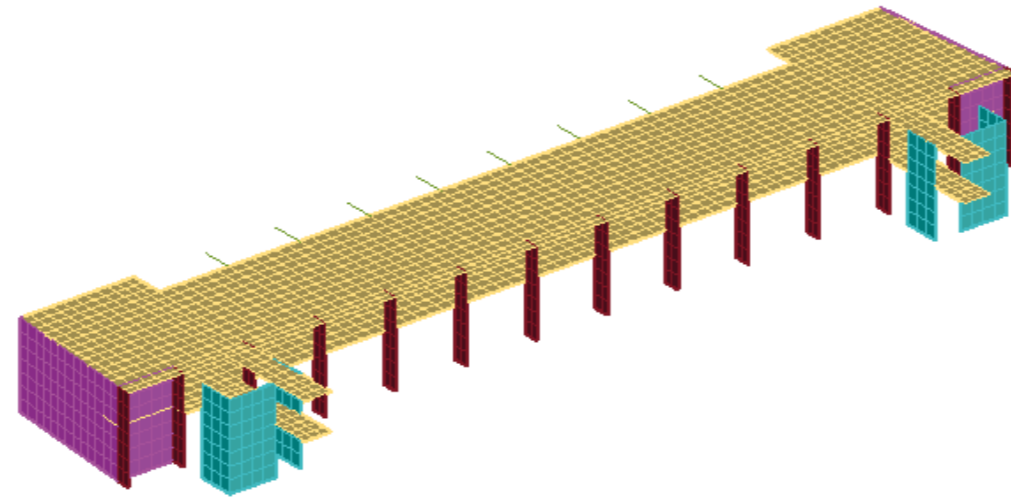
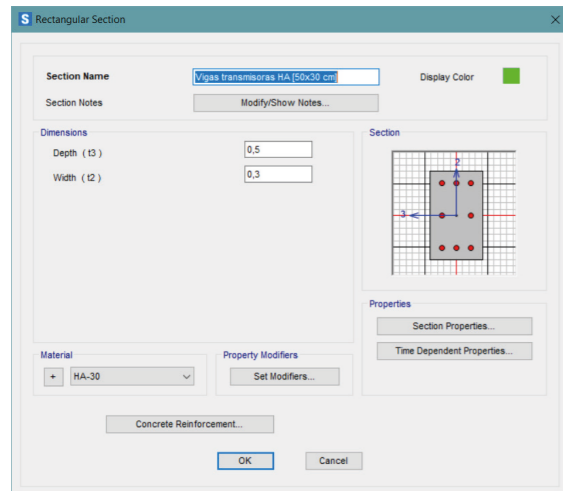


# PROYECTO DE EJECUCIÓN ESTRUCTURAL

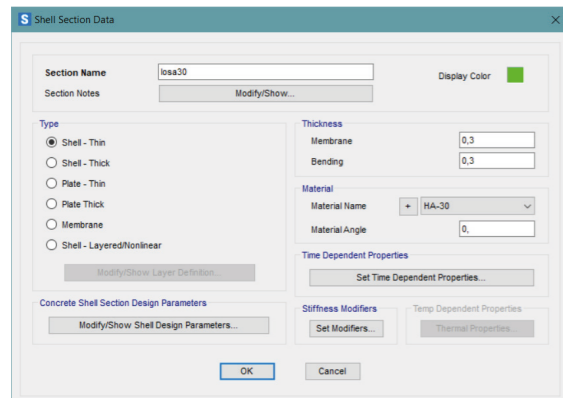
\_modelo

\_elementos horizontales [cota +7m]

\_vigas transmisoras HA 30 [50x30 cm]



\_forjado losa HA 30 [30 cm]

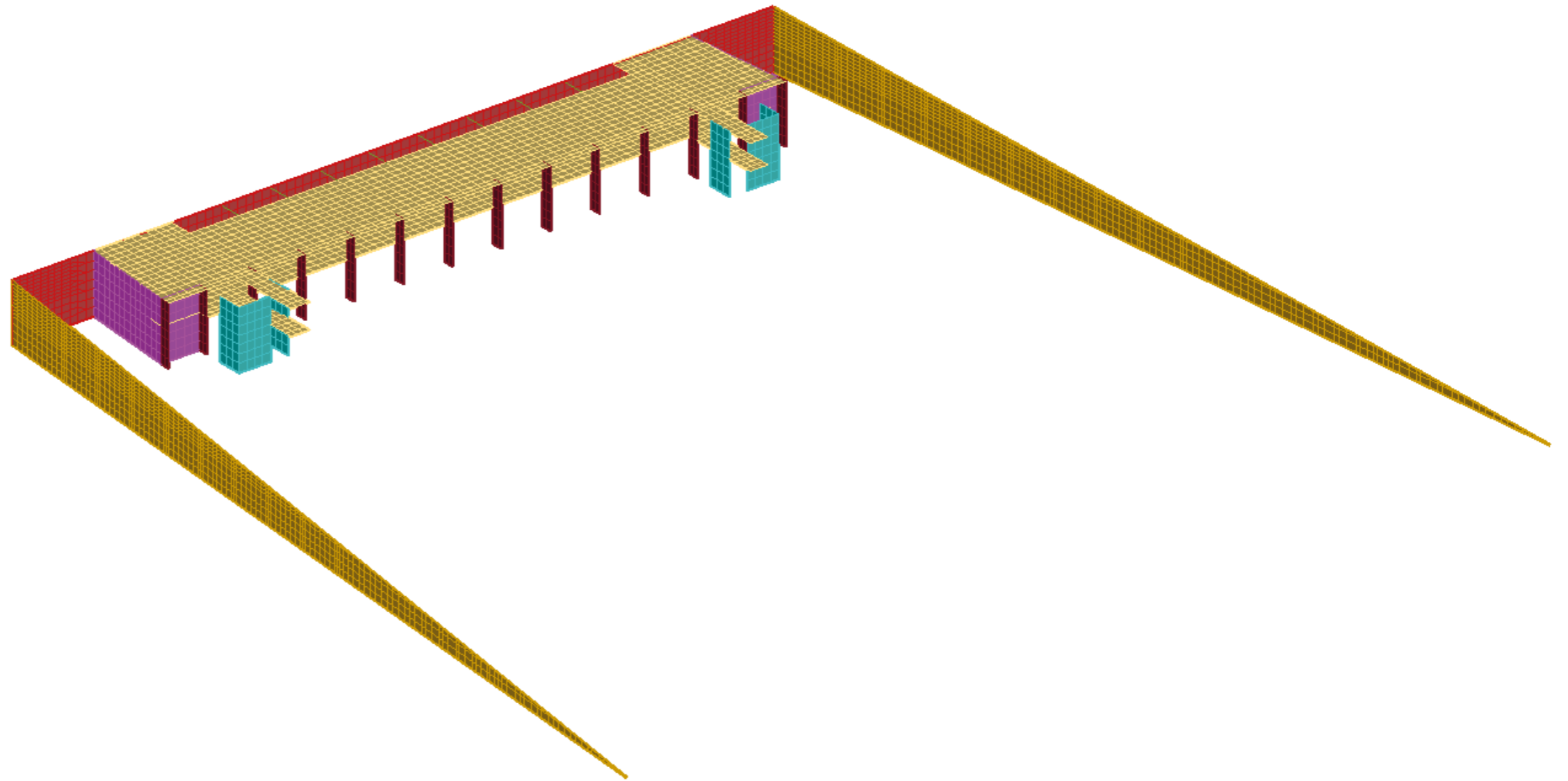
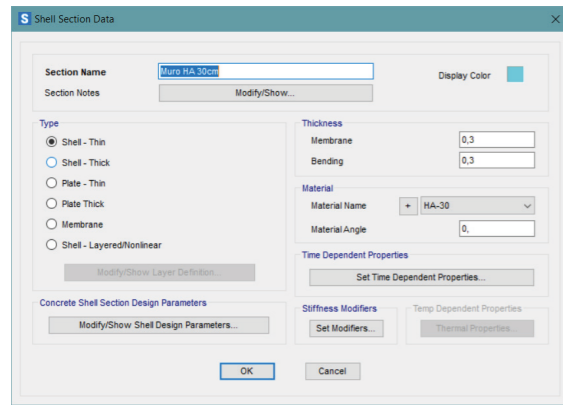


# PROYECTO DE EJECUCIÓN ESTRUCTURAL

\_modelo

\_muros de contención

\_muros HA 30 [55x30 cm]



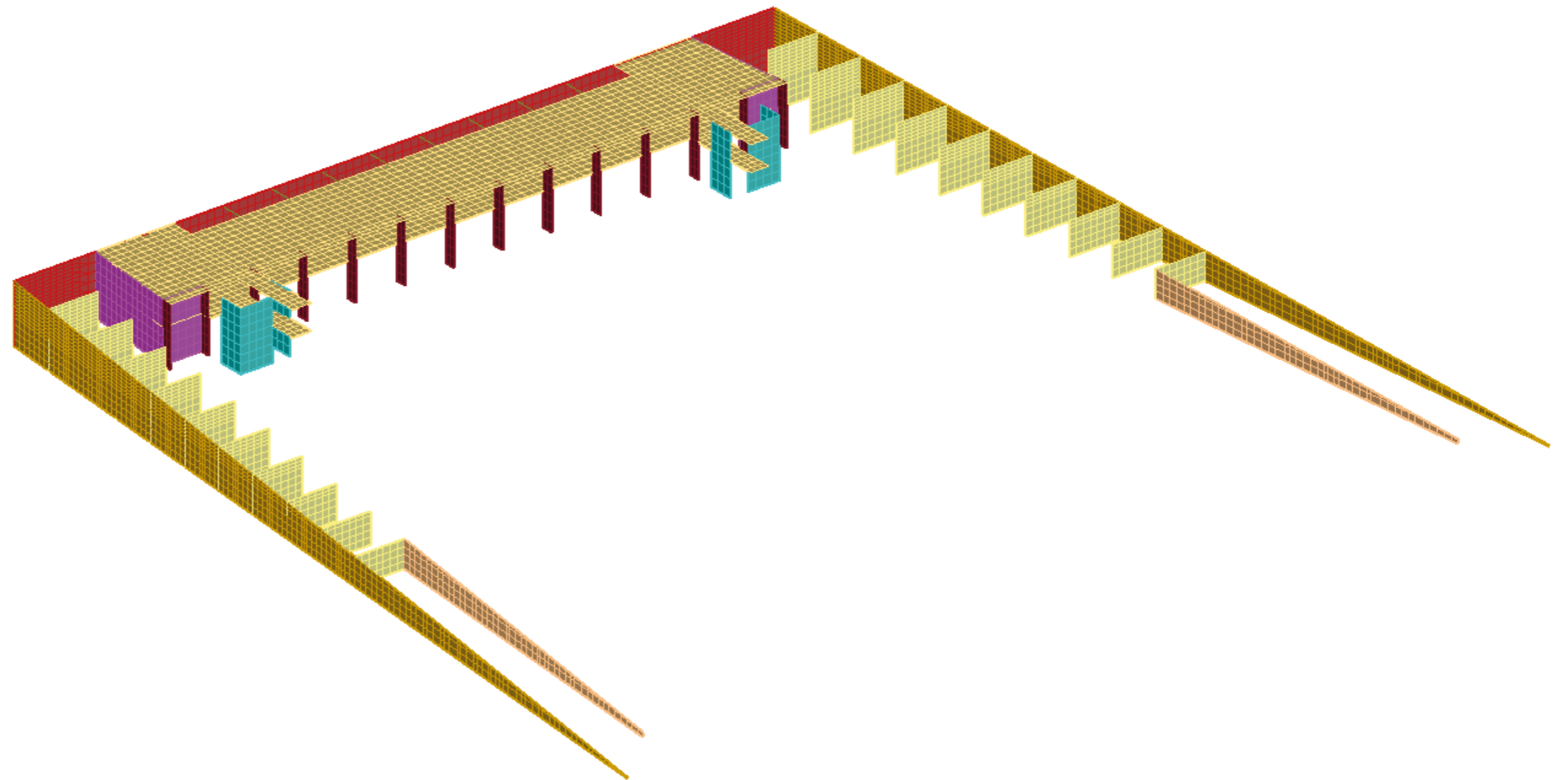
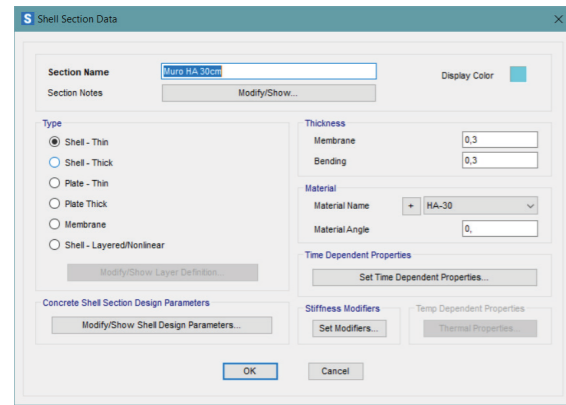


# PROYECTO DE EJECUCIÓN ESTRUCTURAL

\_modelo

\_elementos verticales [apoyo de cubierta]

\_muros HA 30 [55x30 cm]

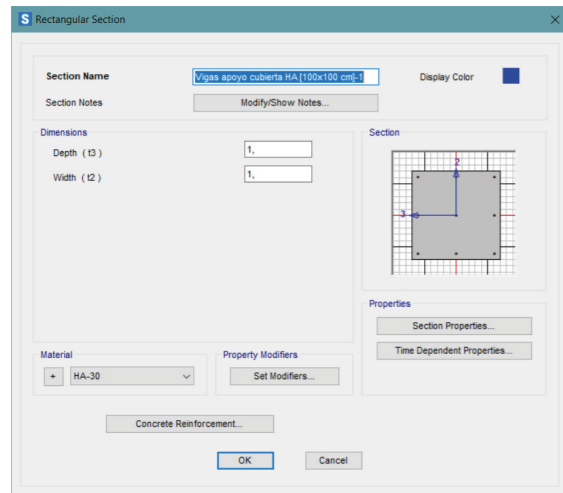


# PROYECTO DE EJECUCIÓN ESTRUCTURAL

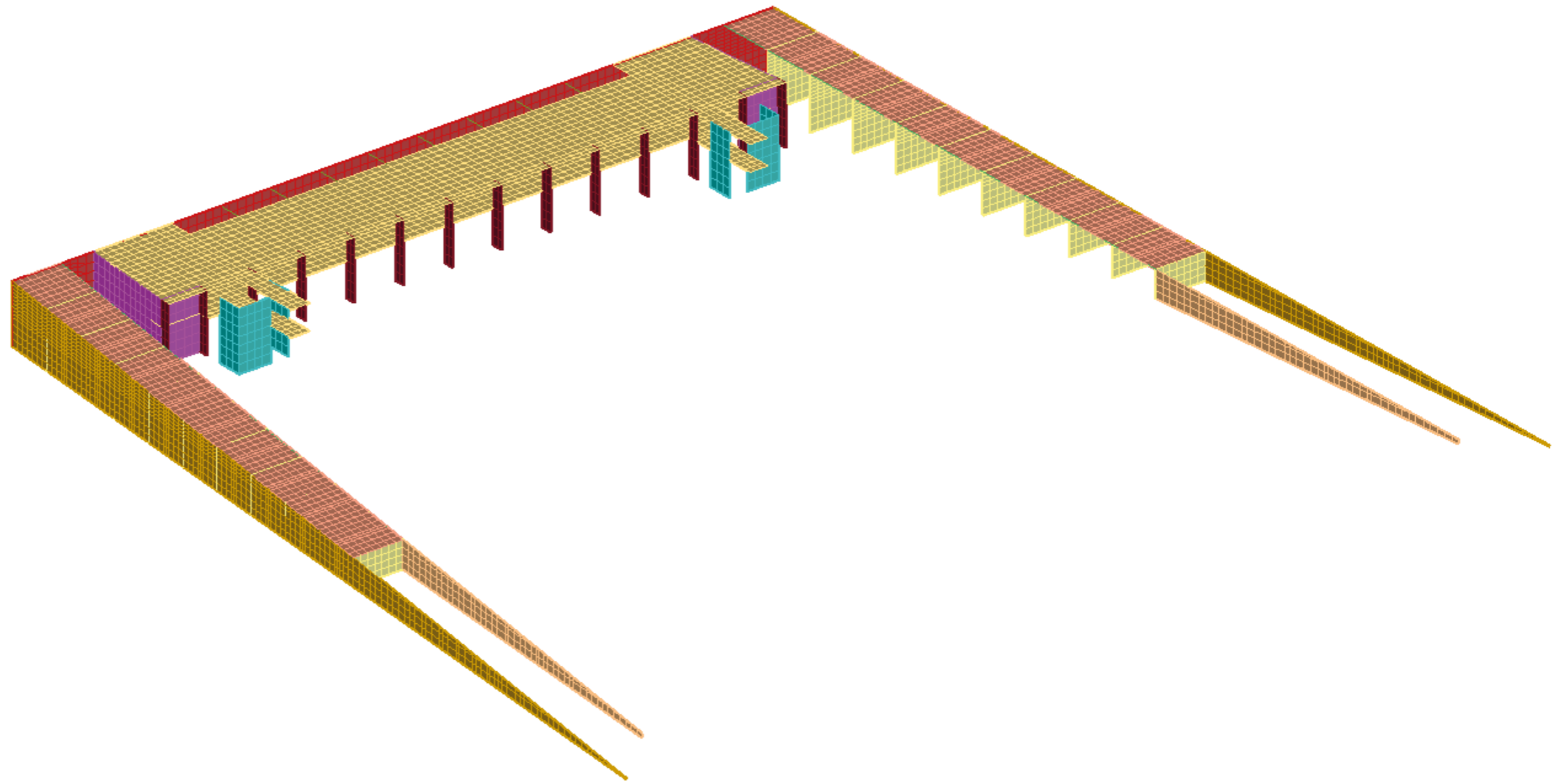
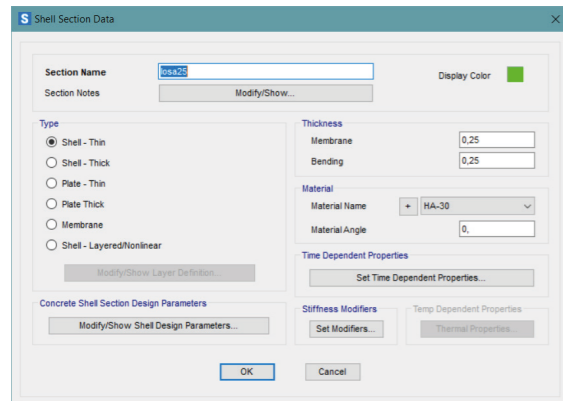
\_modelo

\_forjados laterales

\_vigas de apoyo cubierta HA 30 [100x100 cm]



\_forjados laterales losa HA 30 [25 cm]

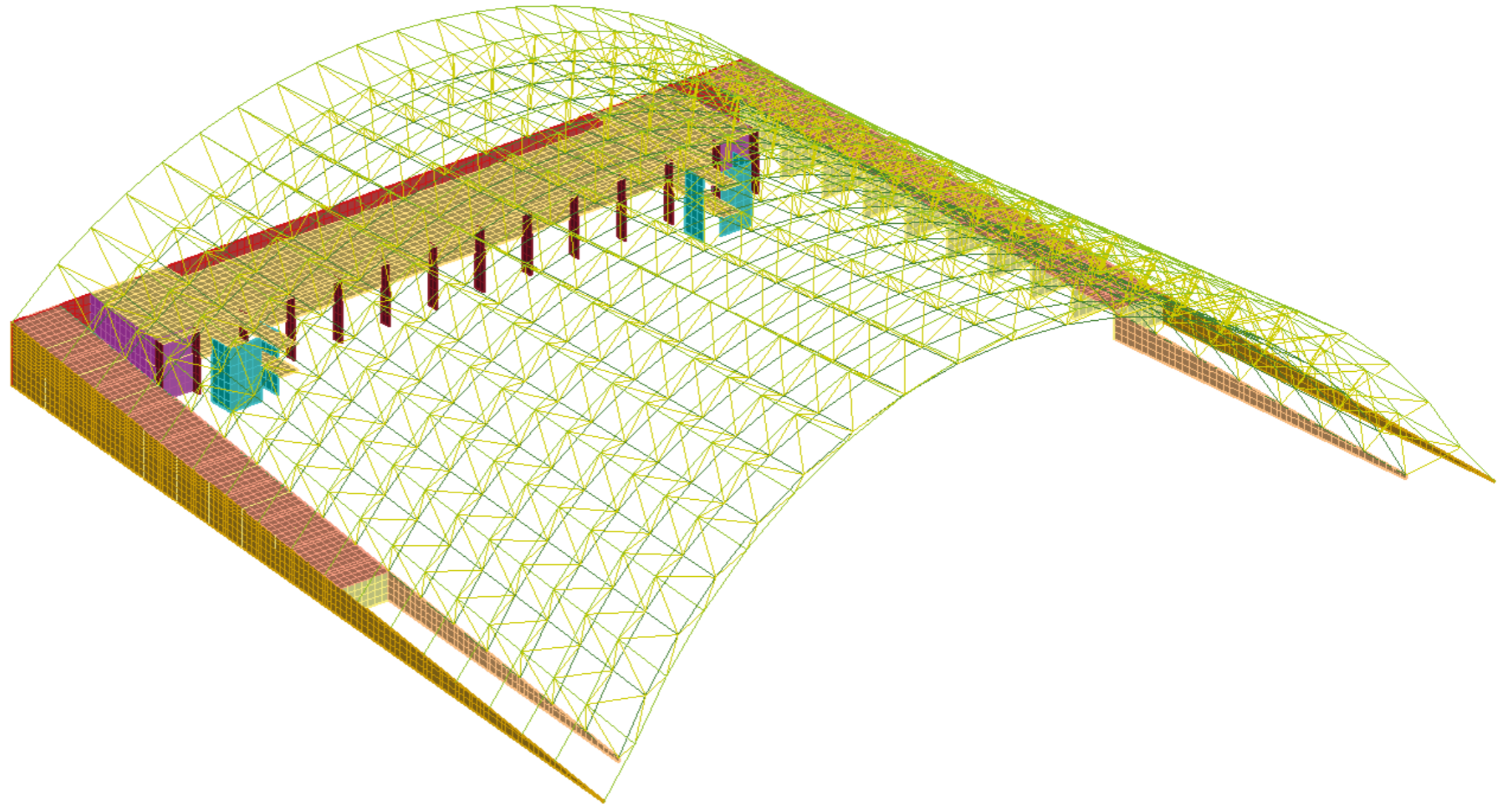
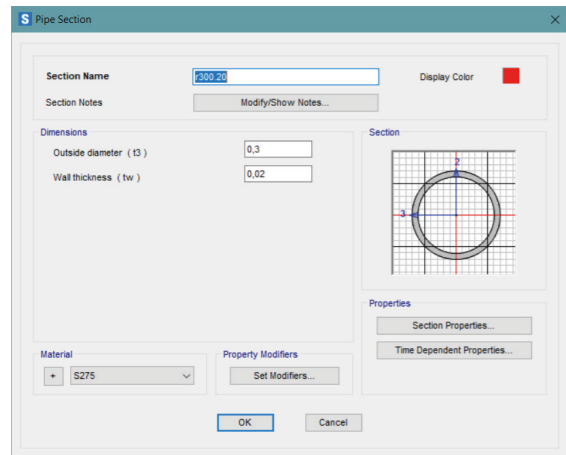


# PROYECTO DE EJECUCIÓN ESTRUCTURAL

\_modelo

\_cubierta

\_barras cubierta acero S275 [300.20 mm]

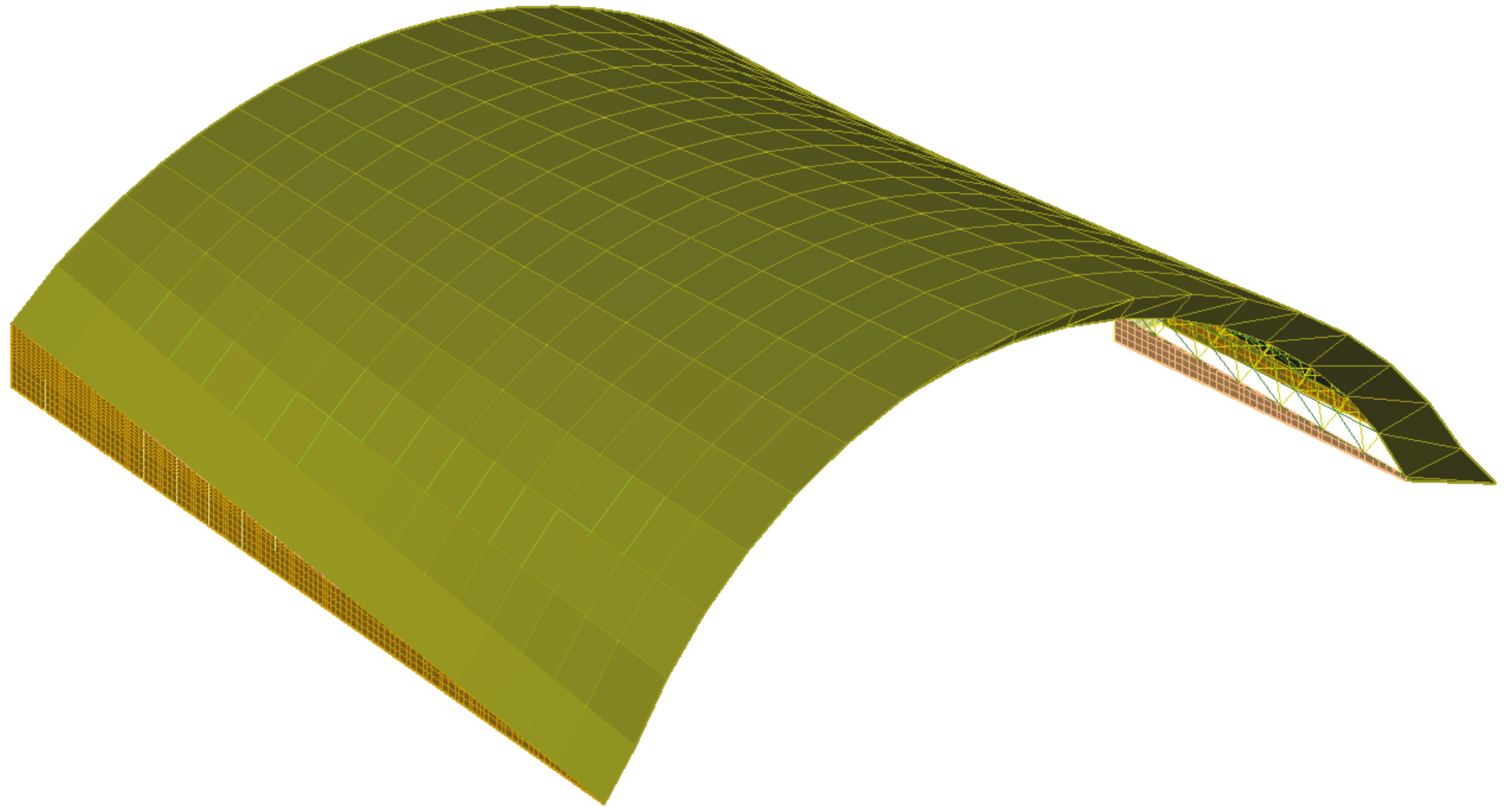


# PROYECTO DE EJECUCIÓN ESTRUCTURAL

\_modelo

\_cubierta

\_elementos auxiliares





# PROYECTO DE EJECUCIÓN ESTRUCTURAL

## \_comprobaciones

### \_pilares HA 30 [55x30 cm]

Debido a la semejanza de esfuerzos en esta tipología de pilares, se dispondrán las mismas armaduras en todos ellos, distinguiendo por alturas.

### \_cota 0 m

Para los pilares de la planta baja, donde predominará el axil de compresión, se dispondrá una armadura mínima compuesta por barras de 12 mm de diámetro.

### \_cota +4 m

En los pilares de planta primera aparecerán esfuerzos más importantes de cortante y momento, por lo que no será suficiente con la armadura prevista para la planta baja. En este caso se aumentará el número de barras y su diámetro como aparece en la imagen. En esta sección se alcanzan coeficientes de aprovechamiento más ajustados, por lo que tienen una mayor optimización respecto a los de planta baja.

PROYECTO			
PROYECTO	Centro Práctico para estudios Aeronáuticos		
FECHA	2022/2023		
AUTOR	Aeropuerto de Castellón		
ELEMENTO	Pilares HA 30 [55x30 cm] Cota 0 m		

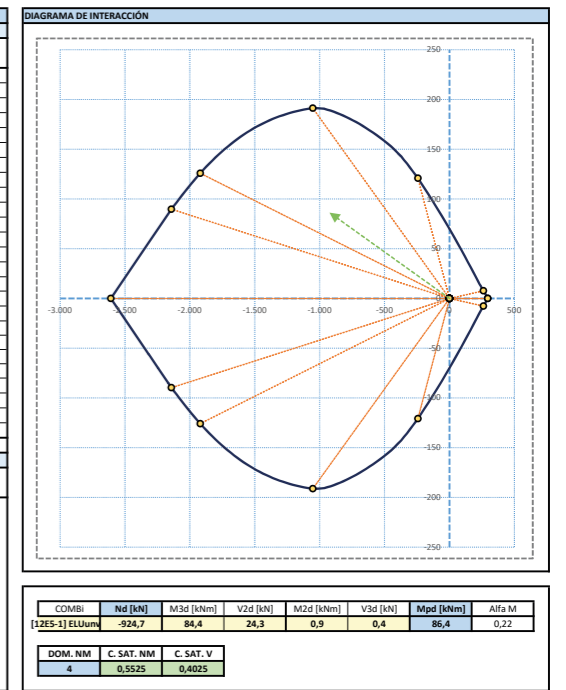
SITUACIÓN DE DIMENSIONADO			
SOPORTE (AXIL PRINCIPAL)			
FACTOR acc	0,85		Art. 39.4
PERSISTENTE O TRANSITORIA			
yc	1,50		Tabla 15.3
ys	1,15		Tabla 15.3

MATERIALES			
HORMIGÓN			
TIPO	HA30	[N/mm <sup>2</sup> ]	Art. 39.2
fck	30	[N/mm <sup>2</sup> ]	Art. 39.2
fcm	38	[N/mm <sup>2</sup> ]	Art. 39.6
Ecm	28.577	[N/mm <sup>2</sup> ]	Art. 39.6
ARIDO CUARCITA			
fcd	17,00	[N/mm <sup>2</sup> ]	Art. 39.4
fct,m	2,896468	[N/mm <sup>2</sup> ]	Art. 39.2
fct,k	2,027528	[N/mm <sup>2</sup> ]	Art. 39.2
fct,m,fl	3,041292	[N/mm <sup>2</sup> ]	Art. 39.2
fctd	1,351685	[N/mm <sup>2</sup> ]	Art. 39.4
ecu	-0,003500		Art. 39.5
coef. A parábola	4.250.000,00	[N/mm <sup>2</sup> ]	Art. 39.5
coef. B parábola	-17.000,00	[N/mm <sup>2</sup> ]	Art. 39.5
ε23	0,259259		Fig. 42.2.3
ε34 = β1m	0,616858		Fig. 42.2.3
ACERO			
TIPO	B500SD		Tabla 12.2.1
fyk	500	[N/mm <sup>2</sup> ]	Tabla 12.2.4
fmax	575	[N/mm <sup>2</sup> ]	Tabla 12.2.4
Es	200.000	[N/mm <sup>2</sup> ]	Art. 39.4
fyd	434,78	[N/mm <sup>2</sup> ]	Fig. 39.4
fyd	400,00	[N/mm <sup>2</sup> ]	Art. 42.2.3
RAMA PLÁSTICA	Horizontal		Art. 39.4
Es,epm = m	0,00	[N/mm <sup>2</sup> ]	Fig. 39.4
Es,epb = b	434,78	[N/mm <sup>2</sup> ]	Fig. 39.4
fymaxd	434,78	[N/mm <sup>2</sup> ]	Fig. 39.4
emax	0,010000		Art. 39.4
elim = eyk = ey	0,002500		Art. 39.4
eyd	0,002174		Art. 39.4

SECCIÓN DE HORMIGÓN			
TIPO DE SECCIÓN	RECTANGULAR		
CANTO	550	[mm]	
ANCHO	250	[mm]	
RECUBRIMIENTO MECÁNICO	50	[mm]	
DIBUJO DE LA SECCIÓN			
DATOS DE LA SECCIÓN			
AREA	1.375,00	[cm <sup>2</sup> ]	
CENTRO DE GRAVEDAD (x = 3)	0,00	[mm]	
CENTRO DE GRAVEDAD (y = 2)	-275,00	[mm]	
MOMENTO DE INERCIA 3 (PPAL)	346.614,58	[cm <sup>4</sup> ]	
MÓDULO ELÁSTICO 3 (PPAL)	12.604,167	[cm <sup>3</sup> ]	
MÓDULO ELÁSTICO 2 (SEC)	5.729,17	[cm <sup>3</sup> ]	
RADIO DE GIRO 3 (PPAL)	15,88	[cm]	
RADIO DE GIRO 2 (SEC)	7,22	[cm]	
ANCHO EFICAZ b0 (V2d)	250,00	[mm]	
ANCHO EFICAZ h0 (V3d)	550,00	[mm]	

ESQUEMA DE ARMADO			
ARMADO LONGITUDINAL DE SECCIÓN			
Ref. Prof. Vi	TIPOi	Ni	Øi
[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
50	RTn	2	12
275	RTn	2	12
500	RTn	2	12
ARMADO TRANSVERSAL DE SECCIÓN			
BARRAS VERTICALES		BARRAS HORIZONTALES	
FLEXIÓN PRINCIPAL (M3d+V2d)		FLEXIÓN SECUNDARIA (M2d+V3d)	
Øst.pr	6	[mm]	Øst.se
Nst.pr	2		Nst.se
st.pr	150	[mm]	st.se
Ust.pr	151	[kN/m]	Ust.se
Vu1.pr	797	[kN]	Vu1.se
Vu2.pr	701	[kN]	Vu2.se
Mínimo Vcu	CODIGO ESTRUCTURAL	0,0525	
PIEZA CON ESTRIBOS Considerar Vcu? NO			
Vcu.pr	0	[kN]	Vcu.se
Vsu.pr	60	[kN]	Vsu.se
Vu.pr	60	[kN]	Vu.se
La separación máxima de estribos debe ser 150 [mm]			



PROYECTO			
PROYECTO	Centro Práctico para estudios Aeronáuticos		
FECHA	2022/2023		
AUTOR	Aeropuerto de Castellón		
ELEMENTO	Pilares HA 30 [55x30 cm] Cota +4 m		

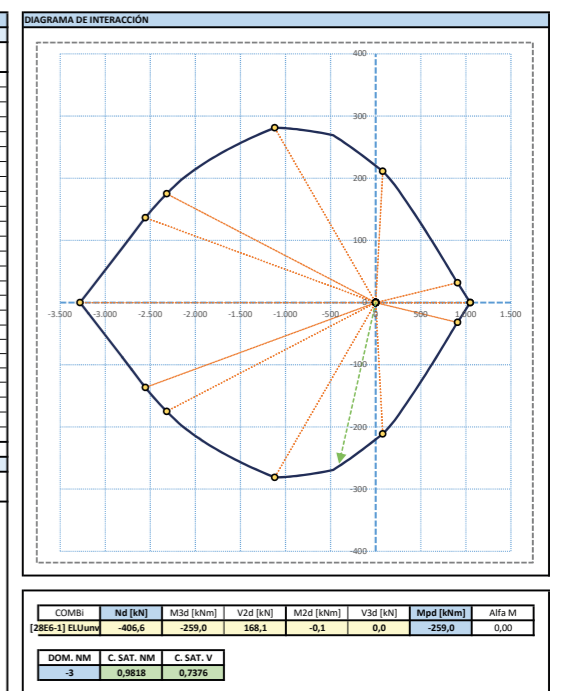
SITUACIÓN DE DIMENSIONADO			
SOPORTE (AXIL PRINCIPAL)			
FACTOR acc	0,85		Art. 39.4
PERSISTENTE O TRANSITORIA			
yc	1,50		Tabla 15.3
ys	1,15		Tabla 15.3

MATERIALES			
HORMIGÓN			
TIPO	HA30	[N/mm <sup>2</sup> ]	Art. 39.2
fck	30	[N/mm <sup>2</sup> ]	Art. 39.2
fcm	38	[N/mm <sup>2</sup> ]	Art. 39.6
Ecm	28.577	[N/mm <sup>2</sup> ]	Art. 39.6
ARIDO CUARCITA			
fcd	17,00	[N/mm <sup>2</sup> ]	Art. 39.4
fct,m	2,896468	[N/mm <sup>2</sup> ]	Art. 39.2
fct,k	2,027528	[N/mm <sup>2</sup> ]	Art. 39.2
fct,m,fl	3,041292	[N/mm <sup>2</sup> ]	Art. 39.2
fctd	1,351685	[N/mm <sup>2</sup> ]	Art. 39.4
ecu	-0,003500		Art. 39.5
coef. A parábola	4.250.000,00	[N/mm <sup>2</sup> ]	Art. 39.5
coef. B parábola	-17.000,00	[N/mm <sup>2</sup> ]	Art. 39.5
ε23	0,259259		Fig. 42.2.3
ε34 = β1m	0,616858		Fig. 42.2.3
ACERO			
TIPO	B500SD		Tabla 12.2.1
fyk	500	[N/mm <sup>2</sup> ]	Tabla 12.2.4
fmax	575	[N/mm <sup>2</sup> ]	Tabla 12.2.4
Es	200.000	[N/mm <sup>2</sup> ]	Art. 39.4
fyd	434,78	[N/mm <sup>2</sup> ]	Fig. 39.4
fyd	400,00	[N/mm <sup>2</sup> ]	Art. 42.2.3
RAMA PLÁSTICA	Horizontal		Art. 39.4
Es,epm = m	0,00	[N/mm <sup>2</sup> ]	Fig. 39.4
Es,epb = b	434,78	[N/mm <sup>2</sup> ]	Fig. 39.4
fymaxd	434,78	[N/mm <sup>2</sup> ]	Fig. 39.4
emax	0,010000		Art. 39.4
elim = eyk = ey	0,002500		Art. 39.4
eyd	0,002174		Art. 39.4

SECCIÓN DE HORMIGÓN			
TIPO DE SECCIÓN	RECTANGULAR		
CANTO	550	[mm]	
ANCHO	250	[mm]	
RECUBRIMIENTO MECÁNICO	50	[mm]	
DIBUJO DE LA SECCIÓN			
DATOS DE LA SECCIÓN			
AREA	1.375,00	[cm <sup>2</sup> ]	
CENTRO DE GRAVEDAD (x = 3)	0,00	[mm]	
CENTRO DE GRAVEDAD (y = 2)	-275,00	[mm]	
MOMENTO DE INERCIA 3 (PPAL)	346.614,58	[cm <sup>4</sup> ]	
MÓDULO ELÁSTICO 3 (PPAL)	12.604,167	[cm <sup>3</sup> ]	
MÓDULO ELÁSTICO 2 (SEC)	5.729,17	[cm <sup>3</sup> ]	
RADIO DE GIRO 3 (PPAL)	15,88	[cm]	
RADIO DE GIRO 2 (SEC)	7,22	[cm]	
ANCHO EFICAZ b0 (V2d)	250,00	[mm]	
ANCHO EFICAZ h0 (V3d)	550,00	[mm]	

ESQUEMA DE ARMADO			
ARMADO LONGITUDINAL DE SECCIÓN			
Ref. Prof. Vi	TIPOi	Ni	Øi
[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
50	RTn	3	16
200	RTn	3	16
350	RTn	3	16
500	RTn	3	16
ARMADO TRANSVERSAL DE SECCIÓN			
BARRAS VERTICALES		BARRAS HORIZONTALES	
FLEXIÓN PRINCIPAL (M3d+V2d)		FLEXIÓN SECUNDARIA (M2d+V3d)	
Øst.pr	8	[mm]	Øst.se
Nst.pr	4		Nst.se
st.pr	150	[mm]	st.se
Ust.pr	536	[kN/m]	Ust.se
Vu1.pr	748	[kN]	Vu1.se
Vu2.pr	659	[kN]	Vu2.se
Mínimo Vcu	CODIGO ESTRUCTURAL	0,0525	
PIEZA CON ESTRIBOS Considerar Vcu? NO			
Vcu.pr	0	[kN]	Vcu.se
Vsu.pr	228	[kN]	Vsu.se
Vu.pr	228	[kN]	Vu.se
La separación máxima de estribos debe ser 150 [mm]			





# PROYECTO DE EJECUCIÓN ESTRUCTURAL

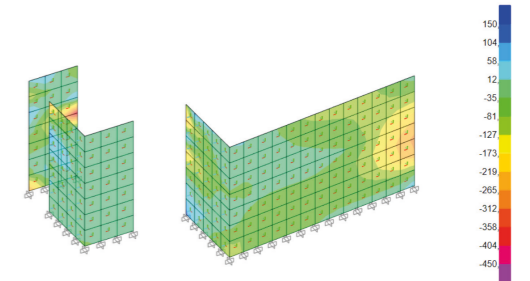
## \_comprobaciones

### \_muros HA 30 [30 cm]

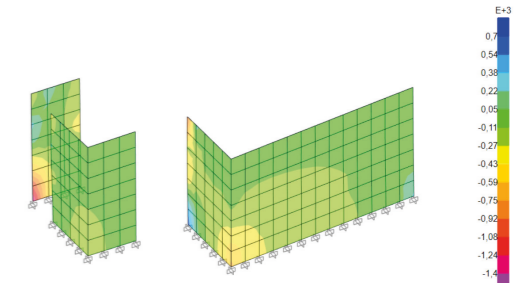
Para la comprobación de estos elementos se atiende a la combinación más desfavorable, que es la ELUu. En esta se puede observar que los muros no se ven sometidos a grandes esfuerzos, por lo que será necesaria una armadura mínima que cumpla con los esfuerzos existentes y las exigencias de carácter constructivo. Por tanto se obtienen los armados indicados en la imagen inferior.

COMPROBACIÓN DE RESISTENCIA DE MUROS - DAVID GALLARDO LLOPIS - ENERO 2015			
DATOS DE PARTIDA			
Materiales		Geometría	
Fck	30	N/mm <sup>2</sup>	
Gc	1,50		
Fcd	20,00	N/mm <sup>2</sup>	
Fyk	500	N/mm <sup>2</sup>	
Gc	1,15		
Fyd (tracciones)	434,78	N/mm <sup>2</sup>	
Fyd (compresiones)	400,00	N/mm <sup>2</sup>	
Espesor muro		30	cm
Recubrimiento Neto		3,5	cm
Armadura exterior		vertical	
Recubrimiento armadura horizontal		5,30	cm
Recubrimiento armadura vertical		4,10	cm
ARMADO HORIZONTAL (simétrico en ambas caras)			
Armadura horizontal - fuerzas F11 [kN/m.a.]			
Diámetro de base horizontal	12	mm	
Distancia vertical entre barras	20	cm	
Máxima compresión hormigón	5.100,00	kN/m.a.	
Máxima compresión acero	452,39	kN/m.a.	
<b>Máxima compresión</b>	<b>-5.552,39</b>	<b>kN/m.a.</b>	
<b>Máxima tracción</b>	<b>491,73</b>	<b>kN/m.a.</b>	
Armadura horizontal - Momentos M11 [kNm/m.a.]			
Cuantía flexión transversal	245,86	kN / m.a.	
<b>Momento último flexión transversal</b>	<b>55,39</b>	<b>kNm/m.a.</b>	
Armadura horizontal - Cortantes V13 [kN/m.a.]			
Epsilon	1,922531		
Cuantía geométrica	0,002406		
<b>Cortante último</b>	<b>104,78</b>	<b>kN/m.a.</b>	
ARMADO VERTICAL (simétrico en ambas caras)			
Armadura vertical - fuerzas F22 [kN/m.a.]			
Diámetro de base vertical	12	mm	
Distancia vertical entre barras	20	cm	
Máxima compresión hormigón	5.100,00	kN/m.a.	
Máxima compresión acero	452,39	kN/m.a.	
<b>Máxima compresión</b>	<b>-5.552,39</b>	<b>kN/m.a.</b>	
<b>Máxima tracción</b>	<b>491,73</b>	<b>kN/m.a.</b>	
Armadura vertical - Momentos M22 [kNm/m.a.]			
Cuantía flexión transversal	245,86	kN / m.a.	
<b>Momento último flexión transversal</b>	<b>61,14</b>	<b>kNm/m.a.</b>	
Armadura vertical - Cortantes V23 [kN/m.a.]			
Epsilon	1,899843		
Cuantía geométrica	0,002289		
<b>Cortante último</b>	<b>107,04</b>	<b>kN/m.a.</b>	

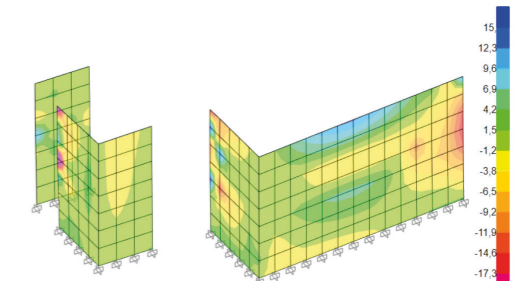
Esfuerzos F11



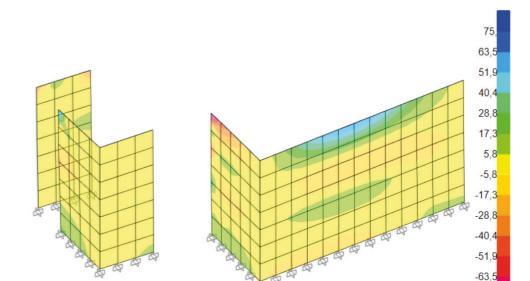
Esfuerzos F22



Esfuerzos M11



Esfuerzos M22



# PROYECTO DE EJECUCIÓN ESTRUCTURAL

## \_comprobaciones

### \_pilares apantallados HA 30 [120x30 cm]

En el caso de los pilares apantallados aparecerán esfuerzos importantes en determinadas zonas debido a los empujes recibidos del terreno. Para un armado más preciso se dispondrán distintas armaduras en cada uno de los lados cortos del pilar y en las distintas alturas. Se distinguirá entre la zona interior (zona situada a la izquierda de la imagen y que corresponde a la zona de aulas) y la zona exterior (zona situada a la derecha de la imagen y que corresponde a la zona del hangar).

### \_cota 0 m

#### Armado interior

COMPROBACIÓN DE RESISTENCIA DE MUROS - DAVID GALLARDO LLOPIS - ENERO 2015	
DATOS DE PARTIDA	
<b>Materiales</b>	<b>Geometría</b>
Fck: 30 N/mm <sup>2</sup>	Espesor muro: 30 cm
Gc: 1,50	Recubrimiento Neto: 3,5 cm
Fcd: 20,00 N/mm <sup>2</sup>	Armadura exterior: vertical
Fyk: 500 N/mm <sup>2</sup>	Recubrimiento armadura horizontal: 6,10 cm
Gc: 1,15	Recubrimiento armadura vertical: 4,50 cm
Fyd (tracciones): 434,78 N/mm <sup>2</sup>	
Fyd (compresión): 400,00 N/mm <sup>2</sup>	
<b>ARMADO HORIZONTAL (simétrico en ambas caras)</b>	
Dámetro de base horizontal: 12 mm	Dámetro de base vertical: 20 mm
Distancia vertical entre barras: 20 cm	Distancia vertical entre barras: 20 cm
Máxima compresión hormigón: 5.100,00 kN/m.a.	Máxima compresión hormigón: 5.100,00 kN/m.a.
Máxima compresión acero: 452,39 kN/m.a.	Máxima compresión acero: 1.256,64 kN/m.a.
Máxima compresión: -5.552,39 kN/m.a.	Máxima compresión: -4.356,64 kN/m.a.
Máxima tracción: 491,73 kN/m.a.	Máxima tracción: 1.345,91 kN/m.a.
Armadura horizontal - Momento M11 [kNm/m.a.]	Armadura vertical - Momento M22 [kNm/m.a.]
Cuantería flexión transversal: 245,86 kN / m.a.	Cuantería flexión transversal: 482,95 kN / m.a.
Momento último flexión transversal: 53,47 kNm/m.a.	Momento último flexión transversal: 41,14 kNm/m.a.
Armadura horizontal - Cortantes V13 [kN/m.a.]	Armadura vertical - Cortantes V23 [kN/m.a.]
Epsilon: 1,938447	Epsilon: 1,922531
Cuantería geométrica: 0,002491	Cuantería geométrica: 0,002491
Cortante último: 103,25 kN/m.a.	Cortante último: 104,78 kN/m.a.

#### Armado exterior

COMPROBACIÓN DE RESISTENCIA DE MUROS - DAVID GALLARDO LLOPIS - ENERO 2015	
DATOS DE PARTIDA	
<b>Materiales</b>	<b>Geometría</b>
Fck: 30 N/mm <sup>2</sup>	Espesor muro: 30 cm
Gc: 1,50	Recubrimiento Neto: 3,5 cm
Fcd: 20,00 N/mm <sup>2</sup>	Armadura exterior: vertical
Fyk: 500 N/mm <sup>2</sup>	Recubrimiento armadura horizontal: 6,10 cm
Gc: 1,15	Recubrimiento armadura vertical: 4,50 cm
Fyd (tracciones): 434,78 N/mm <sup>2</sup>	
Fyd (compresión): 400,00 N/mm <sup>2</sup>	
<b>ARMADO HORIZONTAL (simétrico en ambas caras)</b>	
Dámetro de base horizontal: 12 mm	Dámetro de base vertical: 20 mm
Distancia vertical entre barras: 20 cm	Distancia vertical entre barras: 20 cm
Máxima compresión hormigón: 5.100,00 kN/m.a.	Máxima compresión hormigón: 5.100,00 kN/m.a.
Máxima compresión acero: 452,39 kN/m.a.	Máxima compresión acero: 1.256,64 kN/m.a.
Máxima compresión: -5.552,39 kN/m.a.	Máxima compresión: -4.356,64 kN/m.a.
Máxima tracción: 491,73 kN/m.a.	Máxima tracción: 1.345,91 kN/m.a.
Armadura horizontal - Momento M11 [kNm/m.a.]	Armadura vertical - Momento M22 [kNm/m.a.]
Cuantería flexión transversal: 245,86 kN / m.a.	Cuantería flexión transversal: 482,95 kN / m.a.
Momento último flexión transversal: 53,47 kNm/m.a.	Momento último flexión transversal: 41,14 kNm/m.a.
Armadura horizontal - Cortantes V13 [kN/m.a.]	Armadura vertical - Cortantes V23 [kN/m.a.]
Epsilon: 1,922531	Epsilon: 1,899843
Cuantería geométrica: 0,002406	Cuantería geométrica: 0,002289
Cortante último: 104,78 kN/m.a.	Cortante último: 107,04 kN/m.a.

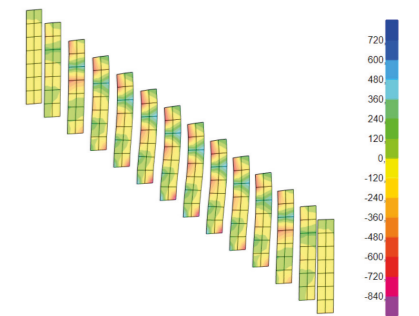
### \_cota +4 m

#### Armado interior

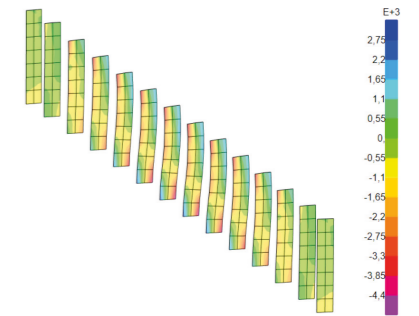
COMPROBACIÓN DE RESISTENCIA DE MUROS - DAVID GALLARDO LLOPIS - ENERO 2015	
DATOS DE PARTIDA	
<b>Materiales</b>	<b>Geometría</b>
Fck: 30 N/mm <sup>2</sup>	Espesor muro: 30 cm
Gc: 1,50	Recubrimiento Neto: 3,5 cm
Fcd: 20,00 N/mm <sup>2</sup>	Armadura exterior: vertical
Fyk: 500 N/mm <sup>2</sup>	Recubrimiento armadura horizontal: 6,10 cm
Gc: 1,15	Recubrimiento armadura vertical: 4,50 cm
Fyd (tracciones): 434,78 N/mm <sup>2</sup>	
Fyd (compresión): 400,00 N/mm <sup>2</sup>	
<b>ARMADO HORIZONTAL (simétrico en ambas caras)</b>	
Dámetro de base horizontal: 12 mm	Dámetro de base vertical: 20 mm
Distancia vertical entre barras: 20 cm	Distancia vertical entre barras: 20 cm
Máxima compresión hormigón: 5.100,00 kN/m.a.	Máxima compresión hormigón: 5.100,00 kN/m.a.
Máxima compresión acero: 452,39 kN/m.a.	Máxima compresión acero: 1.256,64 kN/m.a.
Máxima compresión: -5.552,39 kN/m.a.	Máxima compresión: -4.356,64 kN/m.a.
Máxima tracción: 491,73 kN/m.a.	Máxima tracción: 1.345,91 kN/m.a.
Armadura horizontal - Momento M11 [kNm/m.a.]	Armadura vertical - Momento M22 [kNm/m.a.]
Cuantería flexión transversal: 245,86 kN / m.a.	Cuantería flexión transversal: 482,95 kN / m.a.
Momento último flexión transversal: 53,47 kNm/m.a.	Momento último flexión transversal: 41,14 kNm/m.a.
Armadura horizontal - Cortantes V13 [kN/m.a.]	Armadura vertical - Cortantes V23 [kN/m.a.]
Epsilon: 1,899843	Epsilon: 1,922531
Cuantería geométrica: 0,002491	Cuantería geométrica: 0,002289
Cortante último: 104,78 kN/m.a.	Cortante último: 107,04 kN/m.a.

#### Armado exterior

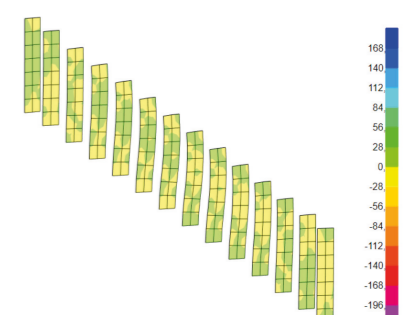
COMPROBACIÓN DE RESISTENCIA DE MUROS - DAVID GALLARDO LLOPIS - ENERO 2015	
DATOS DE PARTIDA	
<b>Materiales</b>	<b>Geometría</b>
Fck: 30 N/mm <sup>2</sup>	Espesor muro: 30 cm
Gc: 1,50	Recubrimiento Neto: 3,5 cm
Fcd: 20,00 N/mm <sup>2</sup>	Armadura exterior: vertical
Fyk: 500 N/mm <sup>2</sup>	Recubrimiento armadura horizontal: 6,10 cm
Gc: 1,15	Recubrimiento armadura vertical: 4,50 cm
Fyd (tracciones): 434,78 N/mm <sup>2</sup>	
Fyd (compresión): 400,00 N/mm <sup>2</sup>	
<b>ARMADO HORIZONTAL (simétrico en ambas caras)</b>	
Dámetro de base horizontal: 12 mm	Dámetro de base vertical: 20 mm
Distancia vertical entre barras: 20 cm	Distancia vertical entre barras: 20 cm
Máxima compresión hormigón: 5.100,00 kN/m.a.	Máxima compresión hormigón: 5.100,00 kN/m.a.
Máxima compresión acero: 452,39 kN/m.a.	Máxima compresión acero: 1.256,64 kN/m.a.
Máxima compresión: -5.552,39 kN/m.a.	Máxima compresión: -4.356,64 kN/m.a.
Máxima tracción: 491,73 kN/m.a.	Máxima tracción: 1.345,91 kN/m.a.
Armadura horizontal - Momento M11 [kNm/m.a.]	Armadura vertical - Momento M22 [kNm/m.a.]
Cuantería flexión transversal: 245,86 kN / m.a.	Cuantería flexión transversal: 482,95 kN / m.a.
Momento último flexión transversal: 53,47 kNm/m.a.	Momento último flexión transversal: 41,14 kNm/m.a.
Armadura horizontal - Cortantes V13 [kN/m.a.]	Armadura vertical - Cortantes V23 [kN/m.a.]
Epsilon: 1,938447	Epsilon: 1,922531
Cuantería geométrica: 0,002491	Cuantería geométrica: 0,002289
Cortante último: 103,25 kN/m.a.	Cortante último: 107,04 kN/m.a.



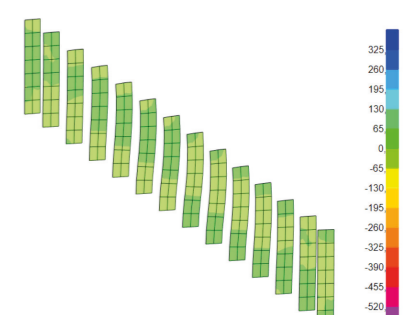
Esfuerzos F11



Esfuerzos F22



Esfuerzos M11



Esfuerzos M22

# PROYECTO DE EJECUCIÓN ESTRUCTURAL

## \_comprobaciones

### \_vigas transmisoras HA 30 [50x30 cm]

Las vigas transmisoras son las encargadas de transmitir los empujes del terreno a la estructura principal. Se trata de vigas de canto con poca longitud que aparecen en las cotas de los forjados. Se analizarán los dos casos:

#### \_cota +4 m

Al tratarse de pilares exteriores y de corta longitud no se ven sometidos a grandes esfuerzos de flexión, por lo que la armadura a disponer será la mínima exigida por criterios constructivos.

#### \_cota +7 m

Atendiendo a los esfuerzos de estas vigas se observa que estos son similares a los de las vigas inferiores, por lo que se dispondrá de la misma armadura para ambas cotas.

PROYECTO			
PROYECTO	Centro Práctico para estudios Aeronáuticos		
FECHA	2022/2023		
AUTOR	Aeropuerto de Castellón		
ELEMENTO	Vigas Trans. HA 30 [50x30 cm] Cota +4 m		

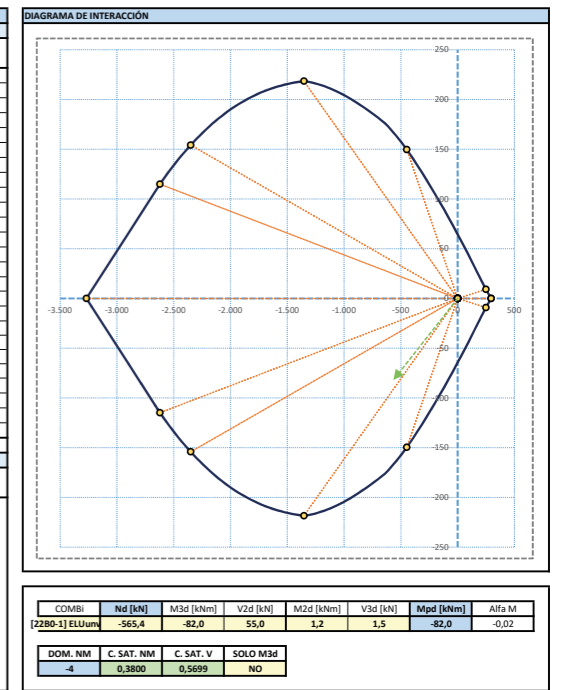
SITUACIÓN DE DIMENSIONADO			
VIGA (FLEXIÓN PRINCIPAL)			
FACTOR acc	1,00		Art. 39.4
PERSISTENTE O TRANSITORIA			
yc	1,50		Tabla 15.3
ys	1,15		Tabla 15.3

MATERIALES			
HORMIGÓN			
TIPO	HA30	[N/mm <sup>2</sup> ]	Art. 39.2
fck	30	[N/mm <sup>2</sup> ]	Art. 39.2
fc,m	38	[N/mm <sup>2</sup> ]	Art. 39.6
Ecm	28.577	[N/mm <sup>2</sup> ]	Art. 39.6
ARIDO CUARCITA			
fcd	20,00	[N/mm <sup>2</sup> ]	Art. 39.4
fct,m	2,896468	[N/mm <sup>2</sup> ]	Art. 39.2
fct,k	2,027528	[N/mm <sup>2</sup> ]	Art. 39.2
fct,m,fl	3,186115	[N/mm <sup>2</sup> ]	Art. 39.2
fct,d	1,351685	[N/mm <sup>2</sup> ]	Art. 39.4
ecu	-0,003500		Art. 39.5
coef. A parábola	5,000.000,00	[N/mm <sup>2</sup> ]	Art. 39.5
coef. B parábola	-20,000,00	[N/mm <sup>2</sup> ]	Art. 39.5
ε23	0,259259		Fig. 42.2.3
ε34 = εlim	0,616858		Fig. 42.2.3
ACERO			
TIPO	B500S		Tabla 12.2.1
fyk	500	[N/mm <sup>2</sup> ]	Tabla 12.2.4
fmax	550	[N/mm <sup>2</sup> ]	Tabla 12.2.4
Es	200.000	[N/mm <sup>2</sup> ]	Art. 39.4
fyd	434,78	[N/mm <sup>2</sup> ]	Fig. 39.4
fy,c	400,00	[N/mm <sup>2</sup> ]	Art. 42.2.3
RAMA PLÁSTICA Horizontal			
Es,epm = m	0,00	[N/mm <sup>2</sup> ]	Fig. 39.4
Es,spb = b	434,78	[N/mm <sup>2</sup> ]	Fig. 39.4
fymaxd	434,78	[N/mm <sup>2</sup> ]	Fig. 39.4
emax	0,010000		Art. 39.4
εlim = eyk = ey	0,002500		Art. 39.4
eyd	0,002174		Art. 39.4

SECCIÓN DE HORMIGÓN	
TIPO DE SECCIÓN	RECTANGULAR
CANTO	500 [mm]
ANCHO	300 [mm]
RECUBRIMIENTO MECÁNICO	50 [mm]
DIBUJO DE LA SECCIÓN	

ESQUEMA DE ARMADO											
ARMADO LONGITUDINAL DE SECCIÓN											
Ref. Prof. Yl	TIPOI	Ni	Øi	Si	Xi	Xj	Nri				
[mm]	[ ]	[ ]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[ ]				
50	RTn	2	12				2				
250	RTn	2	12				2				
450	RTn	2	12				2				
ARMADO TRANSVERSAL DE SECCIÓN											
BARRAS VERTICALES					BARRAS HORIZONTALES						
FLEXIÓN PRINCIPAL (M3d+V2d)					FLEXIÓN SECUNDARIA (M2d+V3d)						
Øst.pr	8	[mm]	Øst.se	8	[mm]	Nst.pr	2	[ ]	Nst.se	4	[ ]
Nst.pr	2	[ ]	Nst.se	4	[ ]	st.pr	150	[mm]	st.se	150	[mm]
Ust.pr	268	[kN/m]	Ust.se	536	[kN/m]	Vu1.pr	959	[kN]	Vu1.se	888	[kN]
Mínimo Vcu	CÓDIGO ESTRUCTURAL		0,0525		[ ]	PIEZA CON ESTRIBOS Considerar Vcu?					
Vcu.pr	0	[kN]	Vcu.se	0	[kN]	Vcu.pr	0	[kN]	Vcu.se	0	[kN]
Vsu.pr	97	[kN]	Vsu.se	107	[kN]	Vu.pr	97	[kN]	Vu.se	107	[kN]
La separación máxima de estribos debe ser											
188 [mm]											



PROYECTO			
PROYECTO	Centro Práctico para estudios Aeronáuticos		
FECHA	2022/2023		
AUTOR	Aeropuerto de Castellón		
ELEMENTO	Vigas Trans. HA 30 [50x30 cm] Cota +7 m		

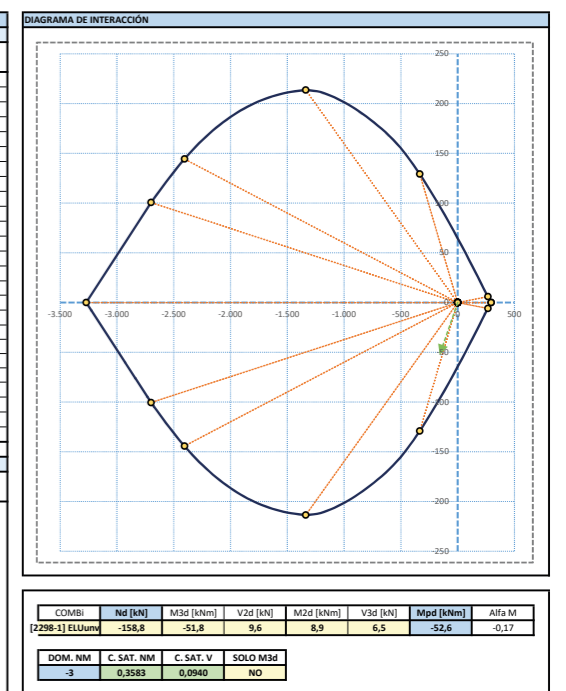
SITUACIÓN DE DIMENSIONADO			
VIGA (FLEXIÓN PRINCIPAL)			
FACTOR acc	1,00		Art. 39.4
PERSISTENTE O TRANSITORIA			
yc	1,50		Tabla 15.3
ys	1,15		Tabla 15.3

MATERIALES			
HORMIGÓN			
TIPO	HA30	[N/mm <sup>2</sup> ]	Art. 39.2
fck	30	[N/mm <sup>2</sup> ]	Art. 39.2
fc,m	38	[N/mm <sup>2</sup> ]	Art. 39.6
Ecm	28.577	[N/mm <sup>2</sup> ]	Art. 39.6
ARIDO CUARCITA			
fcd	20,00	[N/mm <sup>2</sup> ]	Art. 39.4
fct,m	2,896468	[N/mm <sup>2</sup> ]	Art. 39.2
fct,k	2,027528	[N/mm <sup>2</sup> ]	Art. 39.2
fct,m,fl	3,186115	[N/mm <sup>2</sup> ]	Art. 39.2
fct,d	1,351685	[N/mm <sup>2</sup> ]	Art. 39.4
ecu	-0,003500		Art. 39.5
coef. A parábola	5,000.000,00	[N/mm <sup>2</sup> ]	Art. 39.5
coef. B parábola	-20,000,00	[N/mm <sup>2</sup> ]	Art. 39.5
ε23	0,259259		Fig. 42.2.3
ε34 = εlim	0,616858		Fig. 42.2.3
ACERO			
TIPO	B500S		Tabla 12.2.1
fyk	500	[N/mm <sup>2</sup> ]	Tabla 12.2.4
fmax	550	[N/mm <sup>2</sup> ]	Tabla 12.2.4
Es	200.000	[N/mm <sup>2</sup> ]	Art. 39.4
fyd	434,78	[N/mm <sup>2</sup> ]	Fig. 39.4
fy,c	400,00	[N/mm <sup>2</sup> ]	Art. 42.2.3
RAMA PLÁSTICA Horizontal			
Es,epm = m	0,00	[N/mm <sup>2</sup> ]	Fig. 39.4
Es,spb = b	434,78	[N/mm <sup>2</sup> ]	Fig. 39.4
fymaxd	434,78	[N/mm <sup>2</sup> ]	Fig. 39.4
emax	0,010000		Art. 39.4
εlim = eyk = ey	0,002500		Art. 39.4
eyd	0,002174		Art. 39.4

SECCIÓN DE HORMIGÓN	
TIPO DE SECCIÓN	RECTANGULAR
CANTO	500 [mm]
ANCHO	300 [mm]
RECUBRIMIENTO MECÁNICO	50 [mm]
DIBUJO DE LA SECCIÓN	

ESQUEMA DE ARMADO											
ARMADO LONGITUDINAL DE SECCIÓN											
Ref. Prof. Yl	TIPOI	Ni	Øi	Si	Xi	Xj	Nri				
[mm]	[ ]	[ ]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[ ]				
50	RTn	2	12				2				
250	RTn	2	12				2				
450	RTn	2	12				2				
ARMADO TRANSVERSAL DE SECCIÓN											
BARRAS VERTICALES					BARRAS HORIZONTALES						
FLEXIÓN PRINCIPAL (M3d+V2d)					FLEXIÓN SECUNDARIA (M2d+V3d)						
Øst.pr	8	[mm]	Øst.se	8	[mm]	Nst.pr	2	[ ]	Nst.se	4	[ ]
Nst.pr	2	[ ]	Nst.se	4	[ ]	st.pr	150	[mm]	st.se	150	[mm]
Ust.pr	268	[kN/m]	Ust.se	536	[kN/m]	Vu1.pr	853	[kN]	Vu1.se	790	[kN]
Mínimo Vcu	CÓDIGO ESTRUCTURAL		0,0525		[ ]	PIEZA CON ESTRIBOS Considerar Vcu?					
Vcu.pr	0	[kN]	Vcu.se	0	[kN]	Vcu.pr	0	[kN]	Vcu.se	0	[kN]
Vsu.pr	103	[kN]	Vsu.se	114	[kN]	Vu.pr	103	[kN]	Vu.se	114	[kN]
La separación máxima de estribos debe ser											
188 [mm]											



# PROYECTO DE EJECUCIÓN ESTRUCTURAL

## \_comprobaciones

### \_losa maciza HA 30 [30 cm]

Para el dimensionado de la armadura de la losa se analizan los esfuerzos y deformaciones del forjado de cota +4 m, ya que es el más desfavorable. Tras un proceso de comprobación con diferentes espesores de losa, se obtiene que el mínimo espesor de losa maciza de hormigón armado capaz de salvar las luces dispuestas en proyecto es de 30 cm.

La armadura dispuesta para la losa trata de ajustarse a los esfuerzos que existen en esta, para reducir el coste y cantidad de material en obra. Para la comprobación a deformación se deberá atender a la combinación de cargas ELSu y para la comprobación a resistencia a la combinación ELUu.

Las armaduras obtenidas son las reflejadas en las tabas adjuntas.

En la comprobación a deformación se observa que se cumple con los máximos exigidos por el CTE DB SE a excepción de la apariencia en obra. Con el fin de mantener el espesor y cuantía de la losa, se planteará la construcción de esta con contraflecha, elevando puntos concretos del encofrado mediante los puntales del encofrado detallados en los planos estructurales.

DATOS DE PARTIDA			DATOS DE PARTIDA		
Materiales y geometría			Materiales y geometría		
Fck	30	N/mm2	Fck	30	N/mm2
Gc	1,50		Gc	1,50	
Fcd	20,00	N/mm2	Fcd	20,00	N/mm2
Fyk	500	N/mm2	Fyk	500	N/mm2
Gy	1,15		Gy	1,15	
Fyd	434,78	N/mm2	Fyd	434,78	N/mm2
Tipo de elemento	FORJADO		Tipo de elemento	FORJADO	
Canto Losa Maciza	30	cm	Canto Losa Maciza	30	cm
Recubrimiento Neto	5	cm	Recubrimiento Neto	5	cm
Cuantía mínima geométrica	117,39	kN	Cuantía mínima geométrica	117,39	kN
Cuantía mínima mecánica	240,00	kN	Cuantía mínima mecánica	240,00	kN

RESISTENCIA ELU			RESISTENCIA ELU		
FLEXIÓN POSITIVA/NEGATIVA Y CORTANTE			FLEXIÓN POSITIVA/NEGATIVA Y CORTANTE		
Armadura de Base			Armadura de Base		
Diámetro de base	20	mm	Diámetro de base	12	mm
Distancia entre barras de base	20	cm	Distancia entre barras de base	20	cm
Usd base	682,95	kN / m.a.	Usd base	245,86	kN / m.a.
Canto útil	240,00	mm	Canto útil	244,00	mm
<b>M ult base</b>	<b>150</b>	<b>kNm/m.a.</b>	<b>M ult base</b>	<b>58</b>	<b>kNm/m.a.</b>
Cortante resistido sin armadura específica (solo base)			Cortante resistido sin armadura específica (solo base)		
Epsilon	1,912871		Epsilon	1,905357	
Cuantía geométrica	0,006545		Cuantía geométrica	0,002318	
<b>Vu2 (base)</b>	<b>149</b>	<b>kN/m.a.</b>	<b>Vu2 (base)</b>	<b>106</b>	<b>kN/m.a.</b>
Armadura de Refuerzo			Armadura de Refuerzo		
Diámetro de refuerzo	20	mm	Diámetro de refuerzo	12	mm
Distancia entre barras de refuerzo	20	cm	Distancia entre barras de refuerzo	20	cm
Usd refuerzo	682,95	kN / m.a.	Usd refuerzo	245,86	kN / m.a.
Usd base + refuerzo	1.365,91	kN / m.a.	Usd base + refuerzo	491,73	kN / m.a.
Canto útil Combinado	240,00	mm	Canto útil Combinado	244,00	mm
<b>M ult base + refuerzo</b>	<b>271</b>	<b>kNm/m.a.</b>	<b>M ult base + refuerzo</b>	<b>112</b>	<b>kNm/m.a.</b>
Cortante resistido sin armadura específica (base más refuerzo)			Cortante resistido sin armadura específica (base más refuerzo)		
Epsilon	1,912871		Epsilon	1,905357	
Cuantía geométrica	0,013090		Cuantía geométrica	0,004635	
<b>Vu2 (base + refuerzo)</b>	<b>187</b>	<b>kN/m.a.</b>	<b>Vu2 (base + refuerzo)</b>	<b>134</b>	<b>kN/m.a.</b>
PUNZONAMIENTO EN SOPORTES (considerando refuerzo negativos)			PUNZONAMIENTO EN SOPORTES (considerando refuerzo negativos)		
Lado Largo Soporte	550	mm	Lado Largo Soporte	550	mm
Lado Corto Soporte	300	mm	Lado Corto Soporte	300	mm
Situación del soporte	Borde		Situación del soporte	Borde	
Perímetro crítico u1	2.657,96	mm	Perímetro crítico u1	2.683,10	mm
Área crítica de punzonamiento	637.911,47	mm2	Área crítica de punzonamiento	654.675,72	mm2
Superficie forjado interior área crítica	1,08	m2	Superficie forjado interior área crítica	1,10	m2
Carga Muerta	9,20	kN/m2	Carga Muerta	9,20	kN/m2
Sobrecarga de Uso	2,00	kN/m2	Sobrecarga de Uso	2,00	kN/m2
Factor reducción por huecos próximos	1		Factor reducción por huecos próximos	1	
<b>Punzonamiento máximo Pd</b>	<b>383</b>	<b>kN</b>	<b>Punzonamiento máximo Pd</b>	<b>365</b>	<b>kN</b>

CALCULO FLECHAS VIGAS HORMIGON			tipo viga	biempotrada		
fck(j)	30	[N/mm2]	modulo Ec	28.576,79	[N/mm2]	
fcm(j)	38	[N/mm2]	modulo Es	200.000,00	[N/mm2]	
fyk	500	[N/mm2]	n	7,00		
B	1000	[mm]	W bruto (H)	15.000.000,00	[mm3]	
H	300	[mm]	I bruta (H)	2.250.000.000,00	[mm4]	
C	50	[mm]	A bruta (D)	250.000,00	[mm2]	
L	10900	[mm]	D	250	[mm]	
flim1	300	[L]	Mfis	58,65	[kNm]	
G0	7,5	[kN/m2]	DEAD (peso propio forjado estructural)			
G1	1,5	[kN/m2]	CMP* (CMP hasta tabiquería inclusive)			
G2	0,2	[kN/m2]	Resto de CMP (falsos techos, ...)			
Q	2	[kN/m2]	Sobrecarga de uso			
psi2 Q	0,3	[]	Factor cuasipermanente uso ψ2			
FELSu (G+Q)	9,6	[mm]	Flecha ELSu (G+Q) instantanea elástica			
T0	4	[semanas]	Edad de desmoldado			
T1	8	[semanas]	Edad ejecución tabiquería			
T2	8	[semanas]	Edad ejecución resto CMP			
TQ2	24	[semanas]	Edad se alcanza cuasipermanente Q			

COMPROBACIONES DE FLECHA LIMITE SEGÚN CTE			
f INTEG TAB	31,8	[mm]	< flim INTEG TAB 36,3 [mm]
f CONFORT	4,4	[mm]	< flim CONFORT 31,1 [mm]
f APARIENCIA	48,7	[mm]	> flim APARIENCIA 36,3 [mm]

EXTREMO MAS SOLICITADO		
ARMADURA SUPERIOR (TRACC.)		
Ns (base)	5	[]
Øs (base)	12	[mm]
Ns (refuerzo)	5	[]
Øs (refuerzo)	12	[mm]
Area	1.130,97	[mm2]
rho	4,52E-03	[]
ARMADURA INFERIOR (COMP.)		
Ni (base)	5	[]
Øi (base)	20	[mm]
Area	1.570,80	[mm2]
rho	6,28E-03	[]
ESFUERZO ACTUANTE		
M (ELSu=G+Q)	430	[kNm]
Xprof	54,67	[mm]
Ifis	356.705.723,98	[mm4]
Ieq	361.510.731,94	[mm4]

fELS G0	6,428571429	[mm]
fELS G1	1,285714286	[mm]
fELS G2	0,171428571	[mm]
fELS Q	1,714285714	[mm]

CENTRO DE VANO		
ARMADURA SUPERIOR (COMP.)		
Ns (base)	5	[]
Øs (base)	12	[mm]
Area	565,49	[mm2]
rho	2,26E-03	[]
ARMADURA INFERIOR (TRACC.)		
Ni (refuerzo)	5	[]
Øi (refuerzo)	20	[mm]
Ni (base)	5	[]
Øi (base)	20	[mm]
Area	3.141,59	[mm2]
rho	1,26E-02	[]
ESFUERZO ACTUANTE		
M (ELSu=G+Q)	80	[kNm]
Xprof	83,88	[mm]
Ifis	808.015.966,05	[mm4]
Ieq	1.376.308.364,70	[mm4]

factor f dif G0	1,30	[]
factor f dif G1	1,15	[]
factor f dif G2	1,15	[]
factor f dif Q	0,80	[]

EXTREMO MENOS SOLICITADO		
ARMADURA SUPERIOR (TRACC.)		
Ns (base)	5	[]
Øs (base)	12	[mm]
Ns (refuerzo)	5	[]
Øs (refuerzo)	12	[mm]
Area	1.130,97	[mm2]
rho	4,52E-03	[]
ARMADURA INFERIOR (COMP.)		
Ni (base)	5	[]
Øi (base)	20	[mm]
Area	1.570,80	[mm2]
rho	6,28E-03	[]
ESFUERZO ACTUANTE		
M (ELSu=G+Q)	311	[kNm]
Xprof	54,67	[mm]
Ifis	356.705.723,98	[mm4]
Ieq	369.406.150,64	[mm4]

factor fis 0	1,70723	[]
factor fis 1	1,97646	[]
factor fis 2	2,04004	[]
factor fis Q	2,58358	[]

T [semanas]	flecha [mm]
0	0,0
1	0,0
2	0,0
4	11,0
8	18,1
12	20,5
16	22,1
24	31,3
48	35,0
52	35,7
104	40,0
260	48,7
<b>MÁXIMA</b>	<b>49,9</b>
<b>FACTOR flecha</b>	<b>5,2</b>

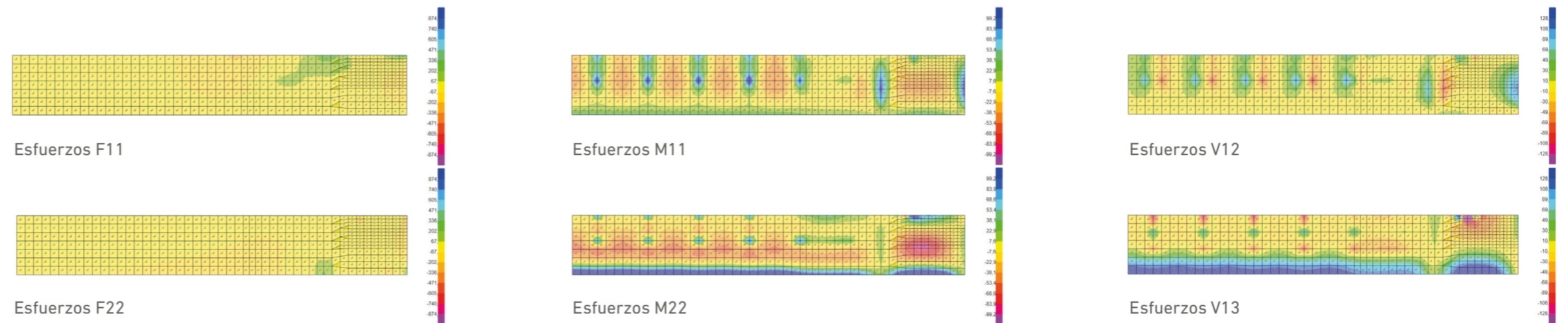


# PROYECTO DE EJECUCIÓN ESTRUCTURAL

## \_comprobaciones

### \_muro de contención frontal HA 30 [30 cm]

Los esfuerzos actuantes sobre el muro son simétricos, por lo que se repetirá el mismo armado de las imágenes inferiores en el lado simétrico. Como armado base se emplearán barras de 16 mm de diámetro, disponiendo refuerzos del mismo diámetro en las zonas donde los esfuerzos son superiores.



COMPROBACIÓN DE RESISTENCIA DE MUROS - DAVID GALLARDO LLOPIS - ENERO 2015			
DATOS DE PARTIDA			
Materiales		Geometría	
Fck	30 N/mm <sup>2</sup>	Espesor muro	30 cm
Gc	1,50	Recubrimiento Neto	3,5 cm
Fcd	20,00 N/mm <sup>2</sup>	Armadura exterior	horizontal
Fyk	500 N/mm <sup>2</sup>	Recubrimiento armadura horizontal	4,30 cm
Gc	1,15	Recubrimiento armadura vertical	5,90 cm
Fyd (tracciones)	434,78 N/mm <sup>2</sup>		
Fyd (compresiones)	400,00 N/mm <sup>2</sup>		

ARMADO HORIZONTAL (simétrico en ambas caras)		
Armadura horizontal - fuerzas F11 [kN/m.a.]		
Diámetro de base vertical	16	mm
Distancia vertical entre barras	20	cm
Máxima compresión hormigón	5.100,00	kN/m.a.
Máxima compresión acero	804,25	kN/m.a.
<b>Máxima compresión</b>	<b>-5.904,25</b>	<b>kN/m.a.</b>
<b>Máxima tracción</b>	<b>874,18</b>	<b>kN/m.a.</b>
Armadura horizontal - Momentos M11 [kNm/m.a.]		
Cuantía flexión transversal	437,09	kN / m.a.
<b>Momento último flexión transversal</b>	<b>99,16</b>	<b>kNm/m.a.</b>
Armadura horizontal - Cortantes V13 [kN/m.a.]		
Epsilon	1,910975	
Cuantía geométrica	0,004171	
<b>Cortante último</b>	<b>128,31</b>	<b>kN/m.a.</b>

ARMADO VERTICAL (simétrico en ambas caras)		
Armadura vertical - fuerzas F22 [kN/m.a.]		
Diámetro de base vertical	16	mm
Distancia vertical entre barras	20	cm
Máxima compresión hormigón	5.100,00	kN/m.a.
Máxima compresión acero	804,25	kN/m.a.
<b>Máxima compresión</b>	<b>-5.904,25</b>	<b>kN/m.a.</b>
<b>Máxima tracción</b>	<b>874,18</b>	<b>kN/m.a.</b>
Armadura vertical - Momentos M22 [kNm/m.a.]		
Cuantía flexión transversal	437,09	kN / m.a.
<b>Momento último flexión transversal</b>	<b>99,16</b>	<b>kNm/m.a.</b>
Armadura vertical - Cortantes V23 [kN/m.a.]		
Epsilon	1,942809	
Cuantía geométrica	0,004468	
<b>Cortante último</b>	<b>124,61</b>	<b>kN/m.a.</b>

COMPROBACIÓN DE RESISTENCIA DE MUROS - DAVID GALLARDO LLOPIS - ENERO 2015			
DATOS DE PARTIDA			
Materiales		Geometría	
Fck	30 N/mm <sup>2</sup>	Espesor muro	30 cm
Gc	1,50	Recubrimiento Neto	3,5 cm
Fcd	20,00 N/mm <sup>2</sup>	Armadura exterior	horizontal
Fyk	500 N/mm <sup>2</sup>	Recubrimiento armadura horizontal	4,30 cm
Gc	1,15	Recubrimiento armadura vertical	5,90 cm
Fyd (tracciones)	434,78 N/mm <sup>2</sup>		
Fyd (compresiones)	400,00 N/mm <sup>2</sup>		

ARMADO HORIZONTAL (simétrico en ambas caras)		
Armadura horizontal - fuerzas F11 [kN/m.a.]		
Diámetro de base horizontal	16	mm
Distancia vertical entre barras	10	cm
Máxima compresión hormigón	5.100,00	kN/m.a.
Máxima compresión acero	1.608,50	kN/m.a.
<b>Máxima compresión</b>	<b>-6.708,50</b>	<b>kN/m.a.</b>
<b>Máxima tracción</b>	<b>1.748,36</b>	<b>kN/m.a.</b>
Armadura horizontal - Momentos M11 [kNm/m.a.]		
Cuantía flexión transversal	874,18	kN / m.a.
<b>Momento último flexión transversal</b>	<b>187,47</b>	<b>kNm/m.a.</b>
Armadura horizontal - Cortantes V13 [kN/m.a.]		
Epsilon	1,910975	
Cuantía geométrica	0,008343	
<b>Cortante último</b>	<b>161,66</b>	<b>kN/m.a.</b>

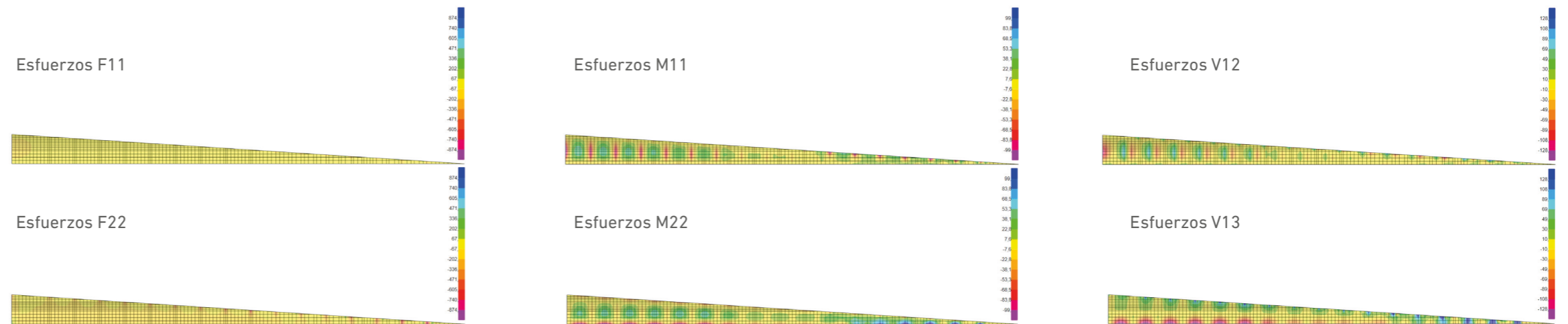
ARMADO VERTICAL (simétrico en ambas caras)		
Armadura vertical - fuerzas F22 [kN/m.a.]		
Diámetro de base vertical	16	mm
Distancia vertical entre barras	10	cm
Máxima compresión hormigón	5.100,00	kN/m.a.
Máxima compresión acero	1.608,50	kN/m.a.
<b>Máxima compresión</b>	<b>-6.708,50</b>	<b>kN/m.a.</b>
<b>Máxima tracción</b>	<b>1.748,36</b>	<b>kN/m.a.</b>
Armadura vertical - Momentos M22 [kNm/m.a.]		
Cuantía flexión transversal	874,18	kN / m.a.
<b>Momento último flexión transversal</b>	<b>187,47</b>	<b>kNm/m.a.</b>
Armadura vertical - Cortantes V23 [kN/m.a.]		
Epsilon	1,942809	
Cuantía geométrica	0,008936	
<b>Cortante último</b>	<b>156,99</b>	<b>kN/m.a.</b>

# PROYECTO DE EJECUCIÓN ESTRUCTURAL

## \_comprobaciones

### \_muros de contención laterales HA 30 [30 cm]

Para la comprobación de los muros de hormigón laterales se realizará el estudio de uno de los lados del hangar, ya que al ser simétrico presentarán los mismos esfuerzos. Se dispondrán los armados mostrados en la imagen inferior que corresponden a barras de 16 mm de diámetro que se reforzarán en determinadas zonas donde los esfuerzos sean más desfavorables.



COMPROBACIÓN DE RESISTENCIA DE MUROS - DAVID GALLARDO LLOPIS - ENERO 2015					
DATOS DE PARTIDA					
Materiales		Geometría			
Fck	30	N/mm2	Esesor muro	30	cm
Gc	1,50		Recubrimiento Neto	3,5	cm
Fcd	20,00	N/mm2	Armadura exterior	horizontal	
Fyk	500	N/mm2	Recubrimiento armadura horizontal	4,30	cm
Gc	1,15		Recubrimiento armadura vertical	5,90	cm
Fyd (tracciones)	434,78	N/mm2			
Fyd (compresiones)	400,00	N/mm2			

ARMADO HORIZONTAL (simétrico en ambas caras)		
Armadura horizontal - fuerzas F11 [kN/m.a.]		
Diámetro de base horizontal	16	mm
Distancia vertical entre barras	20	cm
Máxima compresión hormigón	5.100,00	kN/m.a.
Máxima compresión acero	804,25	kN/m.a.
<b>Máxima compresión</b>	<b>-5.904,25</b>	<b>kN/m.a.</b>
<b>Máxima tracción</b>	<b>874,18</b>	<b>kN/m.a.</b>
Armadura horizontal - Momentos M11 [kNm/m.a.]		
Cuantía flexión transversal	437,09	kN / m.a.
<b>Momento último flexión transversal</b>	<b>99,16</b>	<b>kNm/m.a.</b>
Armadura horizontal - Cortantes V13 [kN/m.a.]		
Epsilon	1,910975	
Cuantía geométrica	0,004171	
<b>Cortante último</b>	<b>128,31</b>	<b>kN/m.a.</b>

ARMADO VERTICAL (simétrico en ambas caras)		
Armadura vertical - fuerzas F22 [kN/m.a.]		
Diámetro de base vertical	16	mm
Distancia vertical entre barras	20	cm
Máxima compresión hormigón	5.100,00	kN/m.a.
Máxima compresión acero	804,25	kN/m.a.
<b>Máxima compresión</b>	<b>-5.904,25</b>	<b>kN/m.a.</b>
<b>Máxima tracción</b>	<b>874,18</b>	<b>kN/m.a.</b>
Armadura vertical - Momentos M22 [kNm/m.a.]		
Cuantía flexión transversal	437,09	kN / m.a.
<b>Momento último flexión transversal</b>	<b>99,16</b>	<b>kNm/m.a.</b>
Armadura vertical - Cortantes V23 [kN/m.a.]		
Epsilon	1,942809	
Cuantía geométrica	0,004468	
<b>Cortante último</b>	<b>124,61</b>	<b>kN/m.a.</b>

COMPROBACIÓN DE RESISTENCIA DE MUROS - DAVID GALLARDO LLOPIS - ENERO 2015					
DATOS DE PARTIDA					
Materiales		Geometría			
Fck	30	N/mm2	Esesor muro	30	cm
Gc	1,50		Recubrimiento Neto	3,5	cm
Fcd	20,00	N/mm2	Armadura exterior	horizontal	
Fyk	500	N/mm2	Recubrimiento armadura horizontal	4,30	cm
Gc	1,15		Recubrimiento armadura vertical	5,90	cm
Fyd (tracciones)	434,78	N/mm2			
Fyd (compresiones)	400,00	N/mm2			

ARMADO HORIZONTAL (simétrico en ambas caras)		
Armadura horizontal - fuerzas F11 [kN/m.a.]		
Diámetro de base horizontal	16	mm
Distancia vertical entre barras	10	cm
Máxima compresión hormigón	5.100,00	kN/m.a.
Máxima compresión acero	1.608,50	kN/m.a.
<b>Máxima compresión</b>	<b>-6.708,50</b>	<b>kN/m.a.</b>
<b>Máxima tracción</b>	<b>1.748,36</b>	<b>kN/m.a.</b>
Armadura horizontal - Momentos M11 [kNm/m.a.]		
Cuantía flexión transversal	874,18	kN / m.a.
<b>Momento último flexión transversal</b>	<b>187,47</b>	<b>kNm/m.a.</b>
Armadura horizontal - Cortantes V13 [kN/m.a.]		
Epsilon	1,910975	
Cuantía geométrica	0,008343	
<b>Cortante último</b>	<b>161,66</b>	<b>kN/m.a.</b>

ARMADO VERTICAL (simétrico en ambas caras)		
Armadura vertical - fuerzas F22 [kN/m.a.]		
Diámetro de base vertical	16	mm
Distancia vertical entre barras	10	cm
Máxima compresión hormigón	5.100,00	kN/m.a.
Máxima compresión acero	1.608,50	kN/m.a.
<b>Máxima compresión</b>	<b>-6.708,50</b>	<b>kN/m.a.</b>
<b>Máxima tracción</b>	<b>1.748,36</b>	<b>kN/m.a.</b>
Armadura vertical - Momentos M22 [kNm/m.a.]		
Cuantía flexión transversal	874,18	kN / m.a.
<b>Momento último flexión transversal</b>	<b>187,47</b>	<b>kNm/m.a.</b>
Armadura vertical - Cortantes V23 [kN/m.a.]		
Epsilon	1,942809	
Cuantía geométrica	0,008936	
<b>Cortante último</b>	<b>156,99</b>	<b>kN/m.a.</b>

# PROYECTO DE EJECUCIÓN ESTRUCTURAL

## \_comprobaciones

### \_muros laterales HA 30 [30 cm]

Para la comprobación de los muros de compartimentación laterales se seleccionará el más desfavorable con el objetivo de agrupar los tipos de armado para una mayor simplicidad constructiva. Atendiendo a los esfuerzos que muestra el programa de cálculo y apoyándonos en la tabla de cálculo inferior se dispondrán armaduras base cada 20 cm tanto en vertical como en horizontal de 12 mm de diámetro.

DATOS DE PARTIDA					
Materiales		Geometría			
Fck	30	N/mm <sup>2</sup>	Espesor muro	30	cm
Gc	1,50		Recubrimiento Neto	3,5	cm
Fcd	20,00	N/mm <sup>2</sup>	Armadura exterior	vertical	
Fyk	500	N/mm <sup>2</sup>	Recubrimiento armadura horizontal	5,30	cm
Gc	1,15		Recubrimiento armadura vertical	4,10	cm
Fyd (tracciones)	434,78	N/mm <sup>2</sup>			
Fyd (compresiones)	400,00	N/mm <sup>2</sup>			

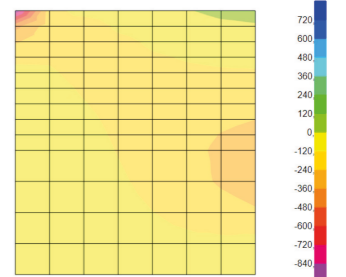
  

ARMADO HORIZONTAL (simétrico en ambas caras)			
Armadura horizontal - fuerzas F11 [kN/m.a.]			
Diámetro de base horizontal	12	mm	
Distancia vertical entre barras	20	cm	
Máxima compresión hormigón	5.100,00	kN/m.a.	
Máxima compresión acero	452,39	kN/m.a.	
<b>Máxima compresión</b>	<b>-5.552,39</b>	<b>kN/m.a.</b>	
<b>Máxima tracción</b>	<b>491,73</b>	<b>kN/m.a.</b>	
Armadura horizontal - Momentos M11 [kNm/m.a.]			
Cuantía flexión transversal	245,86	kN / m.a.	
<b>Momento último flexión transversal</b>	<b>55,39</b>	<b>kNm/m.a.</b>	
Armadura horizontal - Cortantes V13 [kN/m.a.]			
Epsilon	1,922531		
Cuantía geométrica	0,002406		
<b>Cortante último</b>	<b>104,78</b>	<b>kN/m.a.</b>	

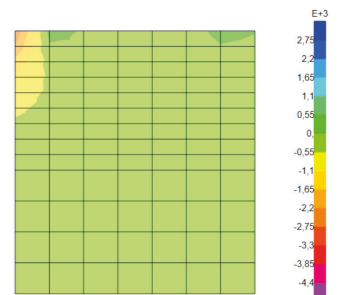
  

ARMADO VERTICAL (simétrico en ambas caras)			
Armadura vertical - fuerzas F22 [kN/m.a.]			
Diámetro de base vertical	12	mm	
Distancia vertical entre barras	20	cm	
Máxima compresión hormigón	5.100,00	kN/m.a.	
Máxima compresión acero	452,39	kN/m.a.	
<b>Máxima compresión</b>	<b>-5.552,39</b>	<b>kN/m.a.</b>	
<b>Máxima tracción</b>	<b>491,73</b>	<b>kN/m.a.</b>	
Armadura vertical - Momentos M22 [kNm/m.a.]			
Cuantía flexión transversal	245,86	kN / m.a.	
<b>Momento último flexión transversal</b>	<b>61,14</b>	<b>kNm/m.a.</b>	
Armadura vertical - Cortantes V23 [kN/m.a.]			
Epsilon	1,899843		
Cuantía geométrica	0,002289		
<b>Cortante último</b>	<b>107,04</b>	<b>kN/m.a.</b>	

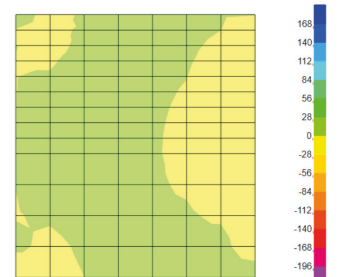
Esfuerzos F11



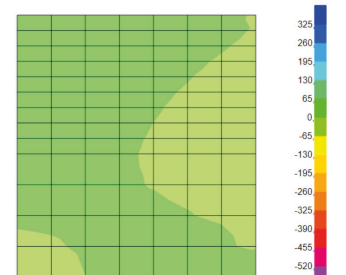
Esfuerzos F22



Esfuerzos M11



Esfuerzos M22



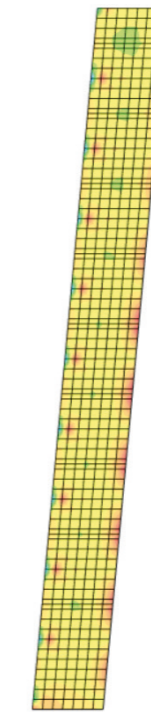
# PROYECTO DE EJECUCIÓN ESTRUCTURAL

## \_comprobaciones

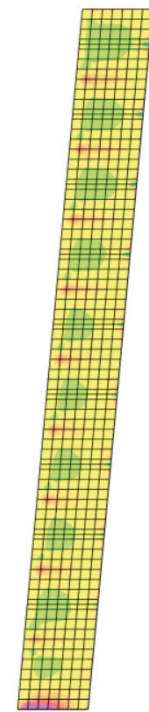
### \_forjados laterales losa HA 30 [30 cm]

Para la comprobación de los forjados laterales se dispondrán armaduras en las dos direcciones en función de los esfuerzos actuantes. En este caso, como los esfuerzos no son muy desfavorables, se dispondrá una armadura mínima formada por barras de 12 mm de diámetro cada 20 cm en las dos direcciones.

DATOS DE PARTIDA			RESISTENCIA ELU		
Materiales y geometría			FLEXIÓN POSITIVA/NEGATIVA Y CORTANTE		
Fck	30	N/mm <sup>2</sup>	Armadura de Base		
Gc	1,50		Diámetro de base	12	mm
Fcd	20,00	N/mm <sup>2</sup>	Distancia entre barras de base	20	cm
Fyk	500	N/mm <sup>2</sup>	Usd base	245,86	kN / m.a.
Gy	1,15		Canto útil	244,00	mm
Fyd	434,78	N/mm <sup>2</sup>	<b>M ult base</b>	<b>58</b>	<b>kNm/m.a.</b>
Tipo de elemento	FORJADO		<b>Cortante resistido sin armadura específica (solo base)</b>		
Canto Losa Maciza	30	cm	Epsilon	1,905357	
Recubrimiento Neto	5	cm	Cuantía geométrica	0,002318	
Cuantía mínima geométrica	117,39	kN	<b>Vu2 (base)</b>	<b>106</b>	<b>kN/m.a.</b>
Cuantía mínima mecánica	240,00	kN			



Esfuerzos M11



Esfuerzos M22



# PROYECTO DE EJECUCIÓN ESTRUCTURAL

## \_comprobaciones

### **\_viga de apoyo cubierta HA 30 [30x50 cm]**

Tras probar distintas soluciones y estudiar sus esfuerzos se concluye que, al situar los apoyos de la cubierta en los puntos de los forjados laterales coincidentes con los muros pantalla, no es necesario la disposición de vigas de canto para recibir estas cargas. Tras esta conclusión se ha procedido a recalcular los esfuerzos en los elementos estructurales anteriores debido a posibles redistribuciones de carga o nuevas tensiones a causa del nuevo modelo.

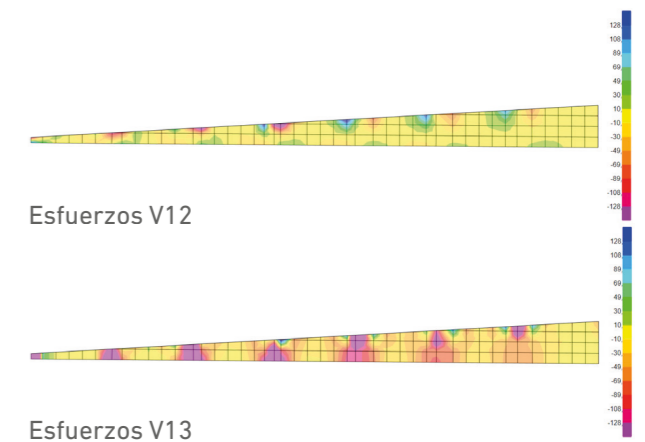
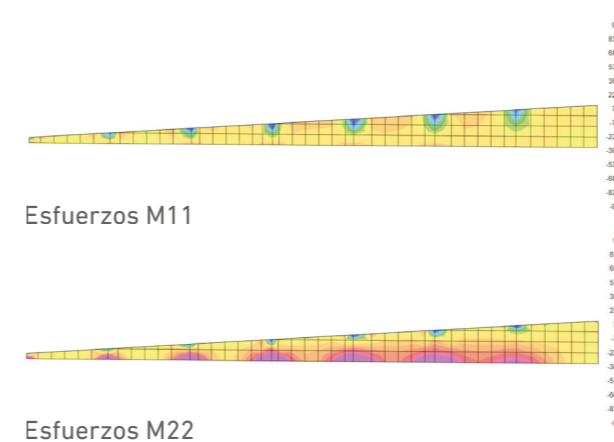
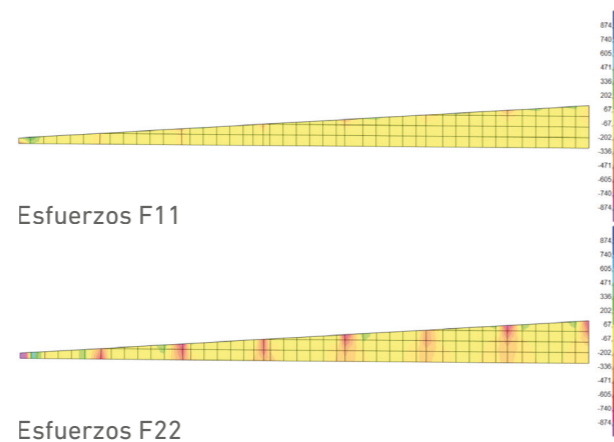
# PROYECTO DE EJECUCIÓN ESTRUCTURAL

## \_comprobaciones

### \_muro apoyo cubierta HA 30 [50 cm]

Debido a la necesidad de disponer placas de anclaje metálicas sobre el muro y que estas repartan mejor la presión transmitida se aumenta el espesor del muro a 50 cm

Para la comprobación de los forjados laterales se dispondrán armaduras en las dos direcciones en función de los esfuerzos actuantes. En este caso, como los esfuerzos no son muy desfavorables, se dispondrá una armadura mínima formada por barras de 12 mm de diámetro cada 20 cm en las dos direcciones.



COMPROBACIÓN DE RESISTENCIA DE MUROS - DAVID GALLARDO LLOPIS - ENERO 2015					
DATOS DE PARTIDA					
Materiales		Geometría			
Fck	30	N/mm2	Espesor muro	50	cm
Gc	1,50		Recubrimiento Neto	3,5	cm
Fcd	20,00	N/mm2	Armadura exterior	horizontal	
Fyk	500	N/mm2	Recubrimiento armadura horizontal	4,30	cm
Gc	1,15		Recubrimiento armadura vertical	5,90	cm
Fyd (tracciones)	434,78	N/mm2			
Fyd (compresiones)	400,00	N/mm2			

ARMADO HORIZONTAL (simétrico en ambas caras)		
Armadura horizontal - fuerzas F11 [kN/m.a.]		
Diámetro de base horizontal	16	mm
Distancia vertical entre barras	20	cm
Máxima compresión hormigón	8.500,00	kN/m.a.
Máxima compresión acero	804,25	kN/m.a.
<b>Máxima compresión</b>	<b>-9.304,25</b>	<b>kN/m.a.</b>
<b>Máxima tracción</b>	<b>874,18</b>	<b>kN/m.a.</b>
Armadura horizontal - Momentos M11 [kNm/m.a.]		
Cuantía flexión transversal	437,09	kN / m.a.
<b>Momento último flexión transversal</b>	<b>184,97</b>	<b>kNm/m.a.</b>
Armadura horizontal - Cortantes V13 [kN/m.a.]		
Epsilon	1,673435	
Cuantía geométrica	0,002280	
<b>Cortante último</b>	<b>168,10</b>	<b>kN/m.a.</b>

ARMADO VERTICAL (simétrico en ambas caras)		
Armadura vertical - fuerzas F22 [kN/m.a.]		
Diámetro de base vertical	16	mm
Distancia vertical entre barras	20	cm
Máxima compresión hormigón	8.500,00	kN/m.a.
Máxima compresión acero	804,25	kN/m.a.
<b>Máxima compresión</b>	<b>-9.304,25</b>	<b>kN/m.a.</b>
<b>Máxima tracción</b>	<b>874,18</b>	<b>kN/m.a.</b>
Armadura vertical - Momentos M22 [kNm/m.a.]		
Cuantía flexión transversal	437,09	kN / m.a.
<b>Momento último flexión transversal</b>	<b>184,97</b>	<b>kNm/m.a.</b>
Armadura vertical - Cortantes V23 [kN/m.a.]		
Epsilon	1,685994	
Cuantía geométrica	0,002365	
<b>Cortante último</b>	<b>165,24</b>	<b>kN/m.a.</b>

COMPROBACIÓN DE RESISTENCIA DE MUROS - DAVID GALLARDO LLOPIS - ENERO 2015					
DATOS DE PARTIDA					
Materiales		Geometría			
Fck	30	N/mm2	Espesor muro	50	cm
Gc	1,50		Recubrimiento Neto	3,5	cm
Fcd	20,00	N/mm2	Armadura exterior	horizontal	
Fyk	500	N/mm2	Recubrimiento armadura horizontal	4,30	cm
Gc	1,15		Recubrimiento armadura vertical	5,90	cm
Fyd (tracciones)	434,78	N/mm2			
Fyd (compresiones)	400,00	N/mm2			

ARMADO HORIZONTAL (simétrico en ambas caras)		
Armadura horizontal - fuerzas F11 [kN/m.a.]		
Diámetro de base horizontal	16	mm
Distancia vertical entre barras	10	cm
Máxima compresión hormigón	8.500,00	kN/m.a.
Máxima compresión acero	1.608,50	kN/m.a.
<b>Máxima compresión</b>	<b>-10.108,50</b>	<b>kN/m.a.</b>
<b>Máxima tracción</b>	<b>1.748,36</b>	<b>kN/m.a.</b>
Armadura horizontal - Momentos M11 [kNm/m.a.]		
Cuantía flexión transversal	874,18	kN / m.a.
<b>Momento último flexión transversal</b>	<b>361,17</b>	<b>kNm/m.a.</b>
Armadura horizontal - Cortantes V13 [kN/m.a.]		
Epsilon	1,673435	
Cuantía geométrica	0,004559	
<b>Cortante último</b>	<b>211,79</b>	<b>kN/m.a.</b>

ARMADO VERTICAL (simétrico en ambas caras)		
Armadura vertical - fuerzas F22 [kN/m.a.]		
Diámetro de base vertical	16	mm
Distancia vertical entre barras	10	cm
Máxima compresión hormigón	8.500,00	kN/m.a.
Máxima compresión acero	1.608,50	kN/m.a.
<b>Máxima compresión</b>	<b>-10.108,50</b>	<b>kN/m.a.</b>
<b>Máxima tracción</b>	<b>1.748,36</b>	<b>kN/m.a.</b>
Armadura vertical - Momentos M22 [kNm/m.a.]		
Cuantía flexión transversal	874,18	kN / m.a.
<b>Momento último flexión transversal</b>	<b>361,17</b>	<b>kNm/m.a.</b>
Armadura vertical - Cortantes V23 [kN/m.a.]		
Epsilon	1,685994	
Cuantía geométrica	0,004731	
<b>Cortante último</b>	<b>208,18</b>	<b>kN/m.a.</b>

# PROYECTO DE EJECUCIÓN ESTRUCTURAL

## \_comprobaciones

### **\_cubierta S275**

La estructura de la cubierta se divide en tres grupos de barras. Para su dimensionamiento se ha atendido a catálogos comerciales de barras tubulares de acero.

### **\_malla exterior S275 [#200.6]**

La malla exterior es la malla superior de la estructura espacial. Se les asigna una misma sección a todas ellas. Las barras sometidas a mayores esfuerzos no superan los coeficientes de trabajo de 1,1.

### **\_malla interior S275 [#219.6]**

La malla interior es la malla inferior de la estructura espacial. Se les asigna una misma sección a todas ellas. Las barras sometidas a mayores esfuerzos no superan los coeficientes de trabajo de 1,12.

### **\_malla web S275 [#100.6]**

La malla web es la malla intermedia de la estructura espacial. Se les asigna una misma sección a todas ellas. Las barras sometidas a mayores esfuerzos no superan los coeficientes de trabajo de 1.

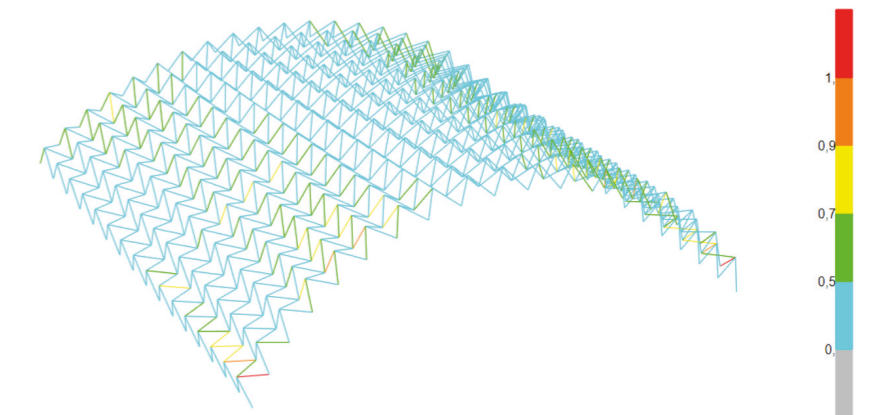
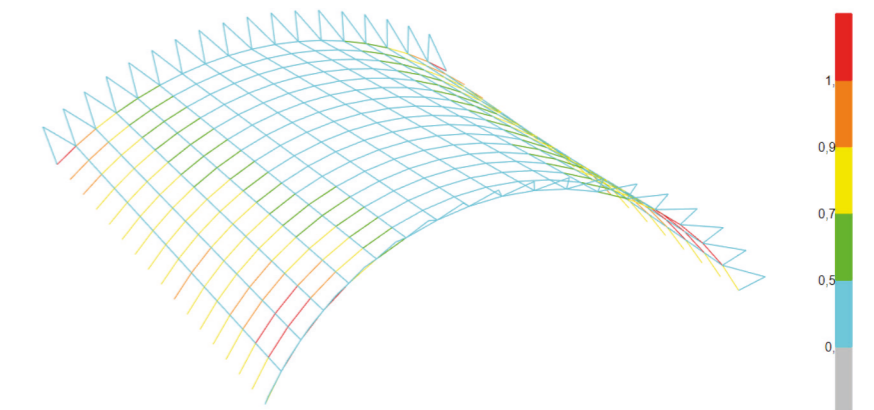
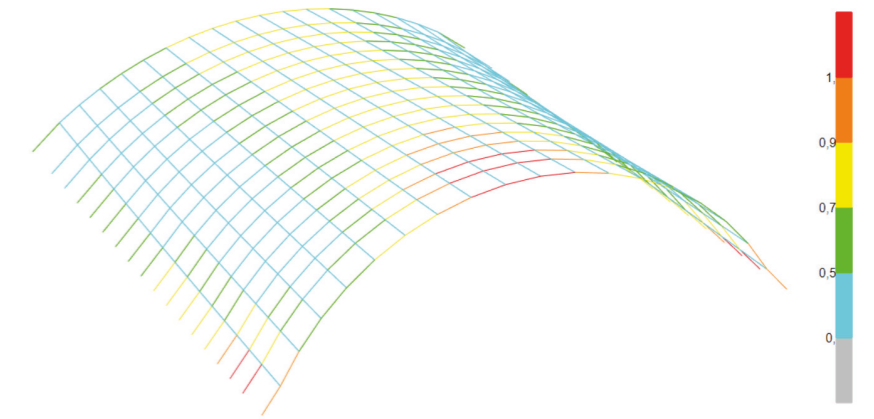
Para la comprobación de deformación se toman los puntos más desfavorables que son los centros de vano de los dos accesos.

### **\_vano 100 m**

Para el vano más grande la luz es de 100 m y la flecha es de 24 mm. Dado que la flecha no supone más de 1/300 de la luz, se considera aceptable la deformación obtenida.

### **\_vano 80 m**

Para el vano más pequeño la luz es de 80 m y la flecha es de 23 mm. Dado que la flecha no supone más de 1/300 de la luz, se considera aceptable la deformación obtenida.



# PROYECTO DE EJECUCIÓN ESTRUCTURAL

## \_cimentación

### **\_pilares HA 30 [55x30 cm]**

El axil más desfavorable de este grupo es de 766,27 kN. Considerando que la tensión admisible del terreno alcanza los 2,5 kg/cm<sup>2</sup>, la superficie necesaria mínima que debe presentar su zapata correspondiente es de 3,07 m<sup>2</sup>. Esta zapata puede corresponderse con una de dimensiones 1,80x1,80 metros.

Debido a las dimensiones requeridas por la zapata y su cercanía al muro de contención, se planteará una losa de cimentación que reciba los esfuerzos de los pilares y del muro de contención, facilitando así su construcción.

### **\_muros HA 30 [30 cm] - Centro Docente**

En el caso de los muros de hormigón existentes en los extremos del centro docente, los axiles más desfavorables aparecen en la zona más alejada del muro de contención, alcanzando valores de -730 kN/m. Considerando la tensión admisible del terreno, el ancho de la zapata corrida dimensionada para el caso más desfavorable debería ser de 3 m.

Para los muros de ascensor, el axil más desfavorable es de 165,65 kN/m, por lo que el ancho mínimo de la zapata para estas condiciones será de 0,7 m.

### **\_pilares apantallados HA 30 [120x30 cm]**

El punto más desfavorable en estos elementos presenta un axil de valor 3.405,4 kN/m, lo que teniendo en cuenta la capacidad del terreno, supondría un ancho mínimo de zapata corrida de 13,7 metros. Sin embargo, el soporte presenta zonas de tracción, por lo que el dimensionamiento de la zapata es incorrecto. A través de la herramienta "Section Cut" se obtiene que el axil de compresión medio es de 1.974 kN/m, por lo que se podrá disponer de una zapata corrida de ancho 2,80 metros, es decir, 1,40 m a cada lado.

### **\_muros laterales HA 30 [30 cm]**

El punto más desfavorable de estos elementos presenta un axil de 410 kN/m, lo que, teniendo en cuenta las características del terreno supondría un ancho de zapata corrida de 1,7 m.

### **\_muro apoyo cubierta HA 30 [30 cm]**

En estos elementos los valores más desfavorables no superan los 200 kN/m de axil, por lo que el ancho de la zapata corrida podrá ser de 0,8 m.



# **MEMORIA DE CÁLCULO**

**ESTRUCTURA PARA EL CENTRO PRÁCTICO PARA ESTUDIOS AERONÁUTICOS  
EN EL AEROPUERTO DE CASTELLÓN  
11 DE JUNIO DE 2023**

**MIGUEL SAURAS COLÓN**  
ARQUITECTO – COACV 33

(Este documento contiene 37 páginas, incluyendo esta portada.  
La firma de la portada supone implícitamente la firma de todas las páginas del documento.)

# INDICE

## SEGURIDAD ESTRUCTURAL

### 0 INTRODUCCIÓN

- 0.1 Objeto de la estructura
- 0.2 Descripción de la solución proyectada
- 0.3 Justificación de la solución de cimentación
- 0.4 Justificación de la solución de estructura
- 0.5 Justificación de la estabilidad horizontal

### 1 SEGURIDAD ESTRUCTURAL

- 1.1 Análisis estructural y dimensionado – proceso
- 1.2 Situaciones de dimensionado
- 1.3 Acciones y modelos de cálculo
- 1.4 Análisis estructural
- 1.5 Verificación de la seguridad

### 2 ACCIONES EN LA EDIFICACIÓN (DB-SE-AE)

- 2.1 Clasificación de acciones
- 2.2 Acciones permanentes
- 2.3 Acciones variables
  - 2.3.1 Sobrecargas de uso
  - 2.3.2 Viento
  - 2.3.3 Acciones térmicas
  - 2.3.4 Nieve
  - 2.3.5 Acciones químicas, físicas y biológicas
- 2.4 Acciones accidentales
  - 2.4.1 Sismo
  - 2.4.2 Incendio
  - 2.4.3 Impacto
- 2.5 Aplicación de acciones sobre forjados

### 3 ACCIÓN SÍSMICA (NCSE-02)

- 3.1 Tabla de aplicación

### 4 CIMENTACIONES (DB-SE-C)

- 4.1 Bases de cálculo
- 4.2 Durabilidad
- 4.3 Materiales, coeficientes parciales de seguridad y nivel de control
- 4.4 Análisis estructural
- 4.5 Estudio geotécnico

### 5 ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN (EHE-08)

- 5.1 Bases de cálculo
- 5.2 Durabilidad
- 5.3 Materiales, coeficientes parciales de seguridad y nivel de control
- 5.4 Análisis estructural
- 5.5 Estados Límite Últimos
- 5.6 Estados Límite de Servicio
- 5.7 Forjados

### 6 ESTRUCTURAS DE ACERO (DB-SE-A)

- 6.1 Bases de cálculo
- 6.2 Durabilidad
- 6.3 Materiales, coeficientes parciales de seguridad y nivel de control
- 6.4 Análisis estructural
- 6.5 Estados Límite Últimos
- 6.6 Estados Límite de Servicio
- 6.7 Uniones

### 7 ESTRUCTURAS DE FÁBRICA (DB-SE-F)

### 8 ESTRUCTURAS DE MADERA (DB-SE-M)

## SEGURIDAD ESTRUCTURAL

### Prescripciones aplicables conjuntamente con DB-SE

El DB-SE constituye la base para los Documentos Básicos siguientes y se utilizará conjuntamente con ellos:

	Capítulo		Sí procede	NO procede
DB-SE	1	Seguridad Estructural	X	
DB-SE-AE	2	Acciones en la edificación	X	
DB-SE-C	4	Cimentaciones	X	
DB-SE-A	6	Estructuras de acero	X	
DB-SE-F	7	Estructuras de fábrica		X
DB-SE-M	8	Estructuras de madera		X

Deberán tenerse en cuenta, además, las especificaciones de la normativa siguiente:

	Capítulo		Sí procede	NO procede
NCSE	3	Norma construcción sismorresistente	X	
EHE-08	5	Instrucción de hormigón estructural	X	

REAL DECRETO 314/2006, de 17 de marzo, por el que se aprueba el Código Técnico de la Edificación. (BOE núm. 74, martes 28 marzo 2006)

#### Artículo 10. Exigencias básicas de seguridad estructural (SE).

1. El objetivo del requisito básico «Seguridad estructural» consiste en asegurar que el edificio tiene un comportamiento estructural adecuado frente a las acciones e influencias previsibles a las que pueda estar sometido durante su construcción y uso previsto.
2. Para satisfacer este objetivo, los edificios se proyectarán, fabricarán, construirán y mantendrán de forma que cumplan con una fiabilidad adecuada las exigencias básicas que se establecen en los apartados siguientes.
3. Los Documentos Básicos «DB SE Seguridad Estructural», «DB-SE-AE Acciones en la edificación», «DBSE-C Cimientos», «DB-SE-A Acero», «DB-SE-F Fábrica» y «DB-SE-M Madera», especifican parámetros objetivos y procedimientos cuyo cumplimiento asegura la satisfacción de las exigencias básicas y la superación de los niveles mínimos de calidad propios del requisito básico de seguridad estructural.
4. Las estructuras de hormigón están reguladas por la Instrucción de Hormigón Estructural vigente.

#### 10.1 Exigencia básica SE 1: Resistencia y estabilidad:

La resistencia y la estabilidad serán las adecuadas para que no se generen riesgos indebidos, de forma que se mantenga la resistencia y la estabilidad frente a las acciones e influencias previsibles durante las fases de construcción y usos previstos de los edificios, y que un evento extraordinario no produzca consecuencias desproporcionadas respecto a la causa original y se facilite el mantenimiento previsto.

#### 10.2 Exigencia básica SE 2: Aptitud al servicio:

La aptitud al servicio será conforme con el uso previsto del edificio, de forma que no se produzcan deformaciones inadmisibles, se limite a un nivel aceptable la probabilidad de un comportamiento dinámico inadmisibles y no se produzcan degradaciones o anomalías inadmisibles.

En la introducción se indica el objeto de la obra, se realiza la descripción global de la estructura y se aporta la justificación de las soluciones adoptadas tanto para la cimentación, como para la estructura y la estabilidad horizontal del conjunto.

## **0 INTRODUCCIÓN**

### **0.1 Objeto de la estructura (Programa de necesidades)**

El Centro Práctico para Estudios Aeronáuticos en el Aeropuerto de Castellón es un centro de formación que cuenta con una zona de hangar para el mantenimiento de aeronaves y una zona dotada de aulas, despachos y otros espacios destinados a los alumnos y personal. Se sitúa en la zona sureste del Aeropuerto de Castellón junto a la torre de control y a poca distancia de la terminal de pasajeros.

### **0.2 Descripción de la solución proyectada**

El terreno sobre el que se encuentra presenta un desnivel natural de 7 metros, el cual se utiliza para disponer dos accesos a diferentes alturas correspondiendo uno de ellos al acceso peatonal y el opuesto al acceso de aeronaves que se realiza desde la zona más cercana a la pista, el cual cuenta con un espacio donde ya se realizan labores de mantenimiento y desmantelamiento.

El proyecto se basa en 3 muros de contención situados en forma de U, que absorben el desnivel del terreno creciendo en altura de forma constante. Estos elementos cuentan con una serie de muros perpendiculares encargados de absorber los empujes del terreno a modo de contrafuertes, que a su vez sirven para modular el espacio interior y crear espacios practicables. En los laterales del hangar estos espacios son destinados para almacenamiento (equipamiento, maquinaria, piezas...) e instalaciones, mientras que, en el fondo del hangar, donde el desnivel alcanza los 7 metros, se sitúa el bloque de formación regido por la modulación de los elementos encargados de absorber los empujes del terreno.

En el caso del bloque de formación, con el objetivo de crear espacios más flexibles y adaptables a los requerimientos de cada tipo de estancia, los elementos encargados de absorber los empujes del terreno se transforman en pórticos de dos vanos.

Todos estos espacios están cubiertos por una estructura metálica formada por una malla tridimensional en forma de sección de cono, la cual varía de altura presentando su máximo de altura de 32 m en la zona de acceso de las aeronaves, mientras que en la zona del acceso peatonal esta altura disminuye hasta los 12 m. Esta cubierta apoya en sus laterales sobre dos vigas inclinadas paralelas a los muros de contención, alcanzando la luz máxima los 100 m que corresponden al acceso de las aeronaves.

### **0.3 Justificación de la solución de cimentación**

La solución escogida para la cimentación del proyecto se basa en zapatas aisladas bajo los pilares situados en la zona del centro docente y zapatas corridas bajo los muros de contención del terreno y los muros que actúan como contrafuertes de los muros de contención.

### **0.4 Justificación de la solución de estructura**

La solución estructural consiste en crear espacios habitables mediante muros que actúan de contrafuertes cada 6 metros frente al muro de contención. En el lateral de mayor altura, los muros contrafuertes se transforman en pórticos de dos vanos con forjado de losa maciza de hormigón armado bidireccional, apareciendo dos plantas donde se albergan los usos docentes y administrativos.

La cubierta nace de un tronco de cono que se adapta al espacio previsto para el hangar y los espacios que se dedicarán a los usos docente y administrativo. Este



elemento se basará en una malla tridimensional con arcos siguiendo la modulación de los muros interiores de hormigón rigidizados por triangulaciones asemejándose a tetraedros. Este sistema presentará barras tubulares metálicas de acero S275 conectadas entre ellas mediante nudos esféricos del mismo material.

#### **0.5 Justificación de la estabilidad horizontal**

La baja esbeltez junto con sus muros de hormigón armado dispuestos en diferentes direcciones proporcionará al conjunto estructural la estabilidad horizontal necesaria.

# 1 SEGURIDAD ESTRUCTURAL (DB-SE)

## 1.1 Análisis estructural y dimensionado – proceso

En el proceso de análisis estructural y dimensionado se han seguido las siguientes cuatro fases, de forma sensiblemente secuencial:

Fases del análisis estructural y dimensionado	
1	Determinación de las situaciones de dimensionado
2	Establecimiento de las acciones y los modelos de cálculo
3	Análisis estructural
4	Dimensionado o verificación

## 1.2 Situaciones de dimensionado

En la determinación de las situaciones de dimensionado se adopta la propia clasificación que establece el CTE DB-SE en 3.1.4, de forma que quedan englobadas *“todas las condiciones y circunstancias previsibles durante la ejecución y la utilización de la obra, teniendo en cuenta la diferente probabilidad de cada una.”*

Clasificación de las situaciones de dimensionado según CTE DB-SE 3.1.4	
PERSISTENTES	Las relacionadas con las condiciones normales de uso (los pesos propios, cargas permanentes, acciones reológicas, las fuerzas de pretensado, los empujes del terreno, el valor casi permanente de las acciones variables, ...)
TRANSITORIAS	Las que son de aplicación durante un tiempo limitado (en general, todas las sobrecargas, las cargas térmicas, las acciones derivadas del proceso constructivo, no incluyendo las cargas accidentales como la acción sísmica)
EXTRAORDINARIAS	Las asociadas a condiciones excepcionales a las que puede encontrarse expuesto el edificio (la acción sísmica, impactos, explosiones...) durante un período de tiempo muy reducido o puntual

De acuerdo a CTE DB-SE 4.3.2.1 para *“cada situación de dimensionado y criterio considerado, los efectos de las acciones”* se han determinado *“a partir de la correspondiente combinación de acciones e influencias simultáneas”*, de acuerdo con los criterios que se establecen en los apartados 4.2.2 y 4.3.2, para la verificación de la resistencia, y la aptitud al servicio, respectivamente.

Para el caso de los elementos de hormigón armado, las combinaciones asociadas a las distintas situaciones de dimensionado se rigen por el artículo 13 de la instrucción EHE-08, en concreto por lo especificado en 13.2 para los estados límite últimos, y en 13.3 para los estados límite de servicio.

En lo que respecta a esta estructura, se han aplicado las expresiones simplificadas para los casos de estructuras de edificación.

Además de las situaciones de dimensionado habituales, en este proyecto se ha analizado especialmente las siguientes situaciones de dimensionado:

El periodo de servicio para el que se comprueba la seguridad de esta estructura es de 50 años.

## 1.3 Acciones y modelos de cálculo

Para el establecimiento de las acciones se adoptan los criterios recogidos en el capítulo 2 (Acciones en la edificación), con las puntualizaciones propias de los capítulos 3 y 4 de esta memoria, para las acciones sísmicas y las acciones del terreno, respectivamente.

Según CTE DB-SE 3.3.1.1, el “análisis estructural se realiza mediante modelos en los que intervienen las denominadas variables básicas, que representan cantidades físicas que caracterizan las acciones, influencias ambientales, propiedades de materiales y del terreno, datos geométricos, etc.”

En relación a los datos geométricos se adoptan los valores nominales deducidos de los planos a escala y acotados. Para el caso de estructuras de acero, las cotas son en milímetros, y para el caso de estructuras de hormigón, las cotas son en centímetros.

Para el establecimiento de los modelos de cálculo se siguen las hipótesis clásicas de la teoría de resistencia de materiales.

Los valores característicos de las propiedades de los materiales se detallan en la justificación del DB correspondiente (capítulos 6, 7 y/o 8) o bien en la justificación de la EHE-08 (capítulo 5).

En general se adopta un comportamiento del material elástico y lineal a los efectos del análisis estructural, produciéndose la verificación de la aptitud al servicio en dicho régimen, y la comprobación de la resistencia en estado de rotura o de plastificación para los elementos de hormigón armado (capítulo 5) y de acero (capítulo 6).

El análisis estructural se basa en modelos adecuados del edificio que proporcionan una previsión suficientemente precisa de dicho comportamiento, permitiendo tener en cuenta todas las variables significativas y reflejando adecuadamente los estados límite a considerar.

<b>Modelos generales empleados</b>	
<b>ACCIONES</b>	<p>Las acciones, en general, se modelizan por medio de fuerzas estáticas correspondientes a cargas y momentos puntuales, cargas y momentos uniformemente repartidos y cargas y momentos variablemente repartidos. Los valores de las acciones se adoptan según los criterios del CTE DB-SE-AE, tal y como se expone en el capítulo 2.</p> <p>Las acciones dinámicas producidas por el viento, un choque o un sismo, se representan a través de fuerzas estáticas equivalentes.</p>
<b>GEOMETRÍA</b>	<p>La geometría se representa por una malla alámbrica de barras que se corresponden con los ejes baricéntricos de los elementos lineales de la estructura. Los elementos superficiales se representan por medio de emparillados de elementos lineales o por medio de elementos finitos de tipo superficial. Las barras conectan nudos puntuales de forma que configuran el mapa de conexiones de la estructura, a partir del cual se puede generar la estructura de la matriz de rigidez, que permite el análisis estructural, tal y como se explica más adelante.</p>
<b>MATERIALES</b>	<p>Las propiedades de la resistencia de los materiales se representan por su valor característico. Las propiedades relativas a la rigidez estructural y a la dilatación térmica se representan por su valor medio.</p> <p>Los materiales se suponen con un comportamiento elástico y lineal (materiales hookianos) a los efectos de la obtención de las configuraciones deformadas y las leyes de esfuerzos. La fase de comprobación o verificación de la seguridad estructural se rige por las consideraciones particulares del documento básico correspondiente tal y como se expone en los capítulos 5 a 8. Para los casos habituales del hormigón armado y del acero, la verificación de la resistencia se realiza en rotura, por lo tanto en régimen plástico, a partir de los resultados de esfuerzos obtenidos del análisis elástico y lineal.</p>
<b>ENLACES</b>	<p>Los enlaces entre barras en los nudos se modelizan en general por medio de grados de liberación o vinculación de movimientos relativos entre las barras concurrentes a los nudos (desplazamientos y/o giros).</p> <p>En el caso de estructuras de hormigón armado, salvo que se especifique lo contrario en el capítulo 5, los nudos se consideran perfectamente rígidos.</p> <p>En el caso de estructuras de acero, salvo que se especifique lo contrario en el capítulo 6, los nudos se consideran, bien perfectamente rígidos, bien completamente liberados de los movimientos que correspondan en cada caso (habitualmente los giros). En especial, las cerchas o celosías se modelizan preferiblemente por medio de nudos rígidos, por cuanto el proceso de ejecución habitual en nuestros días se asocia con mayor fidelidad a este tipo de uniones. En</p>

	<p>todo caso, se estudia el efecto de la modelización por medio de articulaciones completas, especialmente en lo que afecte a las comprobaciones deformacionales.</p> <p>Las conexiones con el exterior (cimentación y otros puntos de apoyo) se modelizan preferiblemente por medio de liberaciones completas (articulaciones perfectas, carritos sin rozamiento, etc.) o nulas (empotramiento perfecto, apoyo fijo sin deslizamiento). En general, salvo que se indique lo contrario en el capítulo 5, en las estructuras de hormigón armado, los enlaces con la cimentación se consideran empotramientos perfectos. En general, salvo que se indique lo contrario en el capítulo 6, en las estructuras de acero, los enlaces con la cimentación se consideran empotramientos perfectos, apoyos fijos (articulaciones completas) o apoyos deslizantes (articulaciones con carrito).</p>
<b>MÉTODO CÁLCULO</b>	<p>En general, para la fase de análisis propiamente dicha, se realiza un cálculo espacial en tres dimensiones por métodos matriciales de rigidez, formando las barras los elementos que definen la estructura: pilares, vigas, nervios, brochales, viguetas, placas, etc. Para determinados elementos superficiales como losas, muros y pantallas, se emplea una modelización local por medio de elementos finitos superficiales. Se establece la compatibilidad de deformación en todos los nudos considerando seis grados de libertad y se crea la hipótesis de indeformabilidad del plano de cada planta, para simular el comportamiento del forjado, impidiendo los desplazamientos relativos entre nudos del mismo.</p> <p>A los efectos de obtención de solicitaciones y desplazamientos, para todos los estados de carga se realiza un cálculo estático y se supone un comportamiento lineal de los materiales, por tanto, un cálculo en primer orden, salvo indicación contraria en la tabla siguiente.</p> <p>Respecto de las consideraciones específicas al programa de cálculo empleado, se hace referencia a una tabla posterior en este mismo capítulo.</p>

#### 1.4 Análisis estructural

Para la realización del análisis estructural se han adoptado las consideraciones generales de las siguientes tablas, junto con las especificaciones correspondientes indicadas en los restantes capítulos de la memoria.

Detalles de modelización y análisis	SÍ Procede	NO procede
Consideración de la interacción terreno estructura	X	
Consideración del efecto de los desplazamientos (cálculo de segundo orden)		X
Consideración del efecto diafragma del forjado en su plano	X	
Consideración del efecto de las excentricidades entre ejes de barras	X	
Consideración de la estructura como intraslacional	X	
Consideración de la estructura como traslacional		X
Verificación mediante estados límite últimos (coeficientes parciales)	X	
Verificación mediante métodos de análisis de fiabilidad		X
Modelización de nudos de celosía como nudos rígidos	X	
Modelización de nudos de celosía como nudos articulados		X

Para todo ello se ha empleado un programa informático (SAP2000 v24 Licencia UPV a nombre de UPV).

#### 1.5 Verificación de la seguridad

La verificación de la seguridad, es decir, el procedimiento de dimensionado o comprobación se basa en los métodos de verificación basados en coeficientes parciales, y en concreto en el método de los estados límite.

Según CTE DB-SE 3.2.1: "Se denominan estados límite aquellas situaciones para las que, de ser superadas, puede considerarse que el edificio no cumple alguna de los requisitos estructurales para las que ha sido concebido." Se distinguen dos grupos de estados límite:

Estados límite	
Estados límite últimos	<p>Verificación de la resistencia y de la estabilidad</p> <p>Caso de ser superados, constituyen un riesgo para las personas, ya sea porque producen una puesta fuera de servicio del edificio o el colapso total o parcial del mismo:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- pérdida de equilibrio de toda la estructura o de una parte de ella</li> <li>- deformación excesiva</li> <li>- transformación de la estructura o parte de ella en un mecanismo</li> <li>- rotura de elementos estructurales o sus uniones</li> <li>- inestabilidad de elementos estructurales</li> </ul>
Estados límite de servicio	<p>Verificación de la aptitud al servicio</p> <p>Caso de ser superados, afectan al confort y al bienestar de los usuarios o de terceras personas, al correcto funcionamiento de del edificio o a la apariencia de la construcción:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- deformaciones totales y/o relativas</li> <li>- vibraciones</li> <li>- durabilidad</li> </ul>

Según CTE DB-SE 4.1.1, en *“la verificación de los estados límite mediante coeficientes parciales, para la determinación del efecto de las acciones, así como de la respuesta estructural, se utilizan los valores de cálculo de las variables, obtenidos a partir de sus valores característicos, u otros valores representativos, multiplicándolos o dividiéndolos por los correspondientes coeficientes parciales para las acciones y la resistencia, respectivamente.”*

En relación a la verificación de la resistencia y de la estabilidad (estados límite últimos), se han aplicado las siguientes consideraciones.

Para la verificación de la estabilidad se comprueba que para toda la estructura y para cualquier parte de ella se cumple:

$$E_{d,dst} \leq E_{d,stab}$$

Siendo:

$E_{d,dst}$  Valor de cálculo del efecto de las acciones desestabilizadoras  
 $E_{d,stab}$  Valor de cálculo del efecto de las acciones estabilizadoras

Para la verificación de la resistencia se comprueba que para todo elemento de la estructura se cumple, que en todas sus secciones o puntos:

$$E_d \leq R_d$$

Siendo:

$E_d$  Valor de cálculo del efecto de las acciones  
 $R_d$  Valor de cálculo de la resistencia correspondiente

El valor de cálculo de las acciones correspondientes a una situación persistente o transitoria y los correspondientes coeficientes de seguridad se han obtenido de la fórmula (4.3) y de las tablas 4.1 y 4.2 del CTE DB-SE.

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad \text{CTE DB-SE (4.3)}$$

Esta expresión es coincidente con la correspondiente a situaciones permanentes o transitorias de la EHE-08 artículo 13.2.



El valor de cálculo de las acciones correspondientes a una situación extraordinaria se ha obtenido de la expresión (4.4) del CTE DB-SE y los correspondientes coeficientes de seguridad se han considerado todos iguales a 0 ó 1 si su acción es favorable o desfavorable, respectivamente.

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + A_d + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad \text{CTE DB-SE (4.4)}$$

Esta expresión es coincidente con la correspondiente a situaciones accidentales de la EHE-08 artículo 13.2, considerando que  $A_d = \gamma_A A_k$ . Según la tabla 12.1.a de la EHE-08, el coeficiente de seguridad en situación accidental es  $\gamma_A = 1$ .

Se adopta el criterio de que las situaciones extraordinarias según el CTE son coincidentes con las situaciones accidentales de la EHE-08.

En el caso de que la acción accidental sea la acción sísmica, se ha considerado la expresión (4.5), en la que todas las acciones variables concomitantes se han tenido en cuenta con su valor casi permanente.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad \text{CTE DB-SE (4.5)}$$

Esta expresión es coincidente con la correspondiente a situaciones sísmicas de la EHE-08 artículo 13.2, considerando que  $A_d = \gamma_A A_{E,k}$ . Según la tabla 12.1.a de la EHE-08, el coeficiente de seguridad en situación accidental es  $\gamma_A = 1$ .

Se adopta el criterio de que las situaciones sísmicas según el CTE son coincidentes con las situaciones sísmicas de la EHE-08.

Los coeficientes parciales de seguridad para las acciones son las indicadas en la tabla siguiente, salvo para el caso de elementos de hormigón armado o pretensado, que se indican en la tabla inmediatamente posterior.

<b>CTE DB-SE Tabla 4.1 Coeficientes parciales de seguridad (<math>\gamma</math>) para las acciones</b>			
Tipo de verificación	Tipo de acción	Situación persistente o transitoria	
		desfavorable	favorable
RESISTENCIA	Permanente		
	Peso propio	<b>1.35</b>	<b>0.80</b>
	Peso del terreno	<b>1.35</b>	<b>0.80</b>
	Empuje del terreno	<b>1.35</b>	<b>0.70</b>
	Presión del agua	<b>1.20</b>	<b>0.90</b>
	Variable	<b>1.50</b>	<b>0.00</b>
ESTABILIDAD	Permanente		
	Peso propio	<b>1.10</b>	<b>0.90</b>
	Peso del terreno	<b>1.10</b>	<b>0.90</b>
	Empuje del terreno	<b>1.35</b>	<b>0.80</b>
	Presión del agua	<b>1.05</b>	<b>0.95</b>
	Variable	<b>1.50</b>	<b>0.00</b>
Los coeficientes correspondientes a una situación extraordinaria (o sísmica) serán 1.00 si su efecto es desfavorable, y 0.00 si su efecto es favorable.			
Los coeficientes correspondientes a la verificación de la resistencia del terreno se indican en el capítulo 4.			

<b>EHE-08 Tabla 12.1.a Coeficientes parciales de seguridad (<math>\gamma</math>) para las acciones, en elementos de hormigón</b>			
Tipo de verificación	Tipo de acción	Situación persistente o transitoria	
		desfavorable	favorable
RESISTENCIA	Permanente		
	De valor constante	<b>1.35</b>	<b>1.00</b>
	De pretensado	<b>1.00</b>	<b>1.00</b>
	De valor no constante	<b>1.50</b>	<b>1.00</b>

	Variable	<b>1.50</b>	<b>0.00</b>
		Desfavorable	favorable
ESTABILIDAD	Permanente	<b>1.10</b>	<b>0.90</b>
	Variable	<b>1.50</b>	<b>0.00</b>

Se adoptan los coeficientes de simultaneidad reflejados en la siguiente tabla, incluso para el caso de elementos de hormigón armado o pretensado, al entenderse que son de rango superior a los reflejados en el Anexo A, de la instrucción EHE-08, como propuesta de aplicación de la norma experimental UNE ENV 1992-1-1.

<b>CTE DB-SE Tabla 4.2 Coeficientes de simultaneidad (<math>\psi</math>)</b>				
		$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Sobrecarga superficial de uso (Categorías según DB-SE-AE)				
	Zonas residenciales (A)	<b>0.7</b>	<b>0.5</b>	<b>0.3</b>
	Zonas administrativas (B)	<b>0.7</b>	<b>0.5</b>	<b>0.3</b>
	Zonas destinadas al público (C)	<b>0.7</b>	<b>0.7</b>	<b>0.6</b>
	Zonas comerciales (D)	<b>0.7</b>	<b>0.7</b>	<b>0.6</b>
	Zonas de tráfico y de aparcamiento de vehículos ligeros (<30 kN) (E)	<b>0.7</b>	<b>0.7</b>	<b>0.6</b>
	Cubiertas transitables (F)	<b>(*)</b>	<b>(*)</b>	<b>(*)</b>
	Cubiertas accesibles únicamente para mantenimiento (G)	<b>0.0</b>	<b>0.0</b>	<b>0.0</b>
Nieve				
	para altitudes > 1000 m	<b>0.7</b>	<b>0.5</b>	<b>0.2</b>
	para altitudes ≤ 1000 m	<b>0.5</b>	<b>0.2</b>	<b>0.0</b>
Viento				
		<b>0.6</b>	<b>0.5</b>	<b>0.0</b>
Temperatura				
		<b>0.6</b>	<b>0.5</b>	<b>0.0</b>
Acciones variables del terreno				
		<b>0.7</b>	<b>0.7</b>	<b>0.7</b>
(*) En las cubiertas transitables, se adoptarán los valores correspondientes al uso desde el que se accede.				

En relación a la verificación de la aptitud al servicio (estados límite de servicio), se han aplicado las siguientes consideraciones.

Para la verificación de la aptitud al servicio, se considera un comportamiento adecuado en relación con las deformaciones, las vibraciones o el deterioro si se cumple que el efecto de las acciones no alcanza el valor límite admisible establecido para dicho efecto.

Es decir, para toda la estructura y para cualquier parte de ella se verifica que:

$$E_{ser} \leq C_{lim}$$

Siendo:

$E_{ser}$  Efecto de las acciones de cálculo en servicio  
 $C_{lim}$  Valor límite para el efecto correspondiente a las acciones de servicio

Las situaciones de dimensionado se corresponden con una de las siguientes opciones.

Los efectos debidos a las acciones de corta duración que pueden resultar irreversibles, se determinan mediante combinaciones de acciones, del tipo denominado característica, a partir de la expresión (4.6) del CTE DB-SE:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad \text{CTE DB-SE (4.6)}$$

Los efectos debidos a las acciones de corta duración que pueden resultar reversibles, se determinan mediante combinaciones de acciones, del tipo denominado frecuente, a partir de la expresión (4.7) del CTE DB-SE:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad \text{CTE DB-SE (4.7)}$$

Y, por último, los efectos debidos a las acciones de larga duración, se determinan mediante combinaciones de acciones, del tipo denominado casi permanente, a partir de la expresión (4.8) del CTE DB-SE:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad \text{CTE DB-SE (4.8)}$$

Los valores límite para los efectos de las acciones sobre la aptitud al servicio, son, en general, los siguientes, salvo indicación expresa de mayor restricción en los capítulos 5, 6 ó 7, para los forjados, los elementos de hormigón armado o pretensado y para los elementos de acero, respectivamente.

Limitaciones adoptadas en relación a la verificación de la aptitud al servicio		
Tipo de verificación	Objetivo de la verificación	Limitación
FLECHA RELATIVA	Integridad de los elementos constructivos (4.6)	
	Pisos con tabiques frágiles o pavimentos rígidos sin juntas	≤ L/500
	Pisos con tabiques ordinarios o pavimentos rígidos con juntas	≤ L/400
	Resto de casos	≤ L/300
FLECHA RELATIVA	Confort de los usuarios (4.6) – sólo acciones de corta duración	≤ L/350
FLECHA RELATIVA	Apariencia de la obra (4.8)	≤ L/300
DESPLOME TOTAL	Integridad de los elementos constructivos (4.6)	≤ H/500
DESPLOME LOCAL	Integridad de los elementos constructivos (4.6)	≤ h/250
DESPLOME RELATIVO	Apariencia de la obra (4.8)	≤ h/250
DURABILIDAD	Se siguen las prescripciones del DB correspondiente (capítulo 3) Ver capítulo correspondiente de esta memoria. Para elementos de hormigón armado o pretensado se siguen las prescripciones de la instrucción EHE-08: artículo 8.2 y artículo 37. Ver capítulo correspondiente de esta memoria.	

## 2. ACCIONES EN LA EDIFICACIÓN (DB-SE-AE)

### 2.1 Clasificación de acciones

Según el CTE, las acciones se clasifican principalmente por su variación en el tiempo en permanentes (DB-SE-AE 2), variables (DB-SE-AE 3) y accidentales (DB-SE-AE 4). Según 4.1, las acciones sísmicas quedan reguladas por la norma de construcción sismorresistente vigente NCSE-02 (ver capítulo 3 de esta memoria).

### 2.2 Acciones permanentes

En general, y salvo indicación contraria a lo largo de este capítulo, se adoptan los valores característicos para las cargas permanentes indicadas en el anejo C (tablas C1 a C6) del CTE DB-SE-AE.

En particular, se consideran los siguientes valores más habituales:

Cargas permanentes más habituales en estructuras de edificación		
Densidades volumétricas (pesos específicos) – [kN/m <sup>3</sup> ]		
Hormigón armado	25.00	kN/m <sup>3</sup>
Acero	78.50	kN/m <sup>3</sup>
Vidrio	25.00	kN/m <sup>3</sup>
Cargas superficiales (pesos propios) – [kN/m <sup>2</sup> ]		
Solado medio (madera, cerámico o hidráulico sobre plastón < 8cm)	1.00	kN/m <sup>2</sup>
Solado pesado (placas de piedra, grandes espesores, ...)	1.50	kN/m <sup>2</sup>
Falsos techos e instalaciones colgadas ligeras	0.25	kN/m <sup>2</sup>
Cubierta plana pesada (a la catalana o invertida con capa de gravas)	2.50	kN/m <sup>2</sup>
Cargas lineales (tabiquería pesada, fachadas y medianeras) – [kN/m *] por metro de altura libre		
Tablero o tabique simple < 9cm	1.00	kN/m *
Tabicón u hoja simple de albañilería < 14cm	1.70	kN/m *
Hoja de albañilería exterior y tabique interior < 25cm	2.40	kN/m *

Las acciones permanentes se completan con el peso propio del forjado en cuestión, de acuerdo a las tablas al final de este capítulo 2 de la memoria.

Las acciones de pretensado se rigen, en su caso, por lo indicado en la EHE-08. Las acciones permanentes del terreno son analizadas, en su caso, en el capítulo 4 de esta memoria.

La acción de la sobrecarga de tabiquería se ha considerado de carácter permanente y de valor 0.5 kN/m<sup>2</sup>.

### 2.3 Acciones variables

#### 2.3.1 Sobrecargas de uso

La sobrecarga de uso es el peso de todo lo que puede gravitar sobre el edificio por razón de su uso. Los valores considerados en esta estructura se corresponden con lo indicado en el CTE en la tabla 3.1 del DB-SE-AE. Los valores concretos para esta estructura (en cada zona de uso diferente de cada forjado) son los reflejados en las tablas al final de este capítulo 2 de la memoria.

Para esta estructura, no se considera la posibilidad de reducción de sobrecargas (3.1.2) ni sobre elementos horizontales ni sobre elementos verticales.

### 2.3.2 Viento

La acción de viento es, en general, una fuerza perpendicular a la superficie de cada punto expuesto, o presión estática, denominada  $q_e$ , y resulta (según 3.3.2.1):

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

La localización geográfica es Benlloch (Castellón) y se corresponde con la zona A (anejo D; velocidad del viento de 26m/s), por lo que se adopta el valor básico de la presión dinámica  $q_b = 0.42\text{kN/m}^2$ .

Dado que el periodo de servicio para el que se comprueba la seguridad de esta estructura es de 50 años (ver capítulo 1 de esta memoria), el coeficiente corrector para la comprobación en servicio de la acción del viento es 1.00, de acuerdo a la tabla D.1, del anejo D.

El coeficiente de exposición  $c_e$  se obtiene de la tabla 3.4, siendo el grado de aspereza II (terreno rural), y la altura máxima 35m, por lo que adopta el valor del coeficiente de exposición  $c_e = 3.3$ .

Debido al carácter de la cubierta, los coeficientes de presión y succión se calcularán como establece el apartado 10 del anejo D del CTE DB SE AE, obteniendo dos hipótesis de viento:

- 1      dirección: arriba  
          coeficiente de presión: 1.14  
          valor de fuerza: 0.55 kN/m<sup>2</sup>
  
- 2      dirección: abajo  
          coeficiente de presión: 0,5  
          valor de fuerza: 0.24 kN/m<sup>2</sup>

### 2.3.3 Acciones térmicas

De acuerdo a 3.4.1.3, la disposición de juntas de dilatación de forma que no existan elementos continuos de más de 40m de longitud permite disminuir suficientemente los efectos de las variaciones de temperatura, como para no considerar los efectos de las acciones térmicas.

Dado que esta estructura no presenta ningún elemento continuo de más de 40m de longitud, los efectos de las acciones térmicas pueden ser considerados de magnitud despreciable, por lo que no se aplican las acciones térmicas a esta estructura.

### 2.3.4 Nieve

La acción de la nieve se considera como una carga vertical por unidad de superficie en proyección horizontal de las superficies de cubierta, de acuerdo a la siguiente expresión (3.5.1.2):

$$q_n = \mu \cdot s_k$$

La carga de nieve sobre un terreno horizontal  $s_k$  se obtiene de la tabla E.2 Sobrecarga de nieve según su altitud. En este caso la altitud se encuentra entre los 200 y 400 metros, por lo que, para la localización geográfica de Benlloch (Castellón), resulta un valor  $s_k = 0.37\text{kN/m}^2$ .



### 2.3.5 Acciones químicas, físicas y biológicas

Las acciones químicas que pueden causar la corrosión de los elementos de acero se pueden caracterizar mediante la velocidad de corrosión que se refiere a la pérdida de acero por unidad de superficie del elemento afectado y por unidad de tiempo. La velocidad de corrosión depende de parámetros ambientales tales como la disponibilidad del agente agresivo necesario para que se active el proceso de la corrosión, la temperatura, la humedad relativa, el viento o la radiación solar, pero también de las características del acero y del tratamiento de sus superficies, así como de la geometría de la estructura y de sus detalles constructivos.

El sistema de protección de las estructuras de acero se regirá por el DB-SE-A (ver capítulo 6 de esta memoria). En cuanto a las estructuras de hormigón estructural se regirán por la instrucción EHE-08 (ver capítulo 5 de esta memoria).

## **2.4 Acciones accidentales**

### 2.4.1 Sismo

Según 4.1, las acciones sísmicas quedan reguladas por la norma de construcción sismorresistente vigente NCSE-02 (ver capítulo 3 de esta memoria).

### 2.4.2 Incendio

Según 4.2.1, las acciones debidas a la agresión térmica en caso de incendio están definidas en DB-SI, en especial la sección 6, en lo que se refiere a la resistencia de los elementos estructurales.

Dado que no existen superficies de forjado estructural que se correspondan con la situación descrita en relación a la circulación de los vehículos de extinción, no resultan de aplicación estas acciones.

La verificación de la resistencia al fuego de los elementos estructurales no queda incluida en este apartado de la memoria.

### 2.4.3 Impacto.

Dado que en esta estructura no existen elementos estructurales verticales (soportes y muros) dentro de recintos con uso de circulación de vehículos, no son de aplicación estas acciones accidentales.

## **2.5 Aplicación de acciones sobre forjados**

De acuerdo a lo indicado en este capítulo de la memoria, se deducen los siguientes estados de aplicación de cargas verticales sobre cada uno de los forjados.

<b>01a Acciones verticales sobre forjado sanitario - AULAS</b>			
PLANTA	USO	COTA EST.	COTA ARQ.
<b>CÁMARA - BAJA</b>	<b>AULAS</b>	<b>±0.00</b>	<b>+0.10</b>
Cámara ventilada mediante sistema de cavity para solera ventilada de canto 50+10.			
Permanentes	Peso propio forjado	3.00	kN/m <sup>2</sup>
	Solado medio	1.50	kN/m <sup>2</sup>
	Tabiquería	0.50	kN/m <sup>2</sup>
	Falsos techos e instalaciones colgadas	0.00	kN/m <sup>2</sup>
<b>Total permanentes</b>		<b>5.00</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>

Variables	Sobrecarga de uso	3.00	kN/m <sup>2</sup>
<b>Total variables</b>		<b>3.00</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>
<b>TOTAL</b>		<b>8.00</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>
TOTAL ELU (mayorado)		11.55	kN/m <sup>2</sup>

#### 02a Acciones verticales sobre forjado de losa maciza [30 cm] - AULAS

PLANTA	USO	COTA EST.	COTA ARQ.
<b>CÁMARA - BAJA</b>	<b>AULAS</b>	<b>+4.00</b>	<b>+4.10</b>
Cámara ventilada mediante sistema de cavity para solera ventilada de canto 50+10.			
Permanentes	Peso propio forjado	7.50	kN/m <sup>2</sup>
	Solado medio	1.50	kN/m <sup>2</sup>
	Tabiquería	0.50	
	Falsos techos e instalaciones colgadas	0.20	kN/m <sup>2</sup>
<b>Total permanentes</b>		<b>9.70</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>
Variables	Sobrecarga de uso	3.00	kN/m <sup>2</sup>
<b>Total variables</b>		<b>3.00</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>
<b>TOTAL</b>		<b>12.70</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>
TOTAL ELU (mayorado)		18.60	kN/m <sup>2</sup>

#### 02b Acciones verticales sobre forjado de losa maciza [30 cm] - ALMACENES, GIMNASIO Y PASILLOS

PLANTA	USO	COTA EST.	COTA ARQ.
<b>CÁMARA - BAJA</b>	<b>PASILLOS</b>	<b>±4.00</b>	<b>+4.10</b>
Cámara ventilada mediante sistema de cavity para solera ventilada de canto 50+10.			
Permanentes	Peso propio forjado	7.50	kN/m <sup>2</sup>
	Solado medio	1.50	kN/m <sup>2</sup>
	Falsos techos e instalaciones colgadas	0.20	kN/m <sup>2</sup>
<b>Total permanentes</b>		<b>9.20</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>
Variables	Sobrecarga de uso	5.00	kN/m <sup>2</sup>
<b>Total variables</b>		<b>5.00</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>
<b>TOTAL</b>		<b>14.20</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>
TOTAL ELU (mayorado)		19.92	kN/m <sup>2</sup>

#### 03a Acciones verticales sobre forjado de losa maciza [30 cm] - CUBIERTA TRANSITABLE

PLANTA	USO	COTA EST.	COTA ARQ.
<b>PLANTA P1</b>	<b>ACCESO PÚBLICO - ADMINISTRATIVO</b>	<b>+7.00</b>	<b>+7.10</b>
Losa maciza 30cm			
Permanentes	Peso propio forjado	7.50	kN/m <sup>2</sup>
	Solución de cubierta	2.00	kN/m <sup>2</sup>
	Falsos techos e instalaciones colgadas	0.20	kN/m <sup>2</sup>
<b>Total permanentes</b>		<b>9.70</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>
Variables	Sobrecarga de uso	2.00	kN/m <sup>2</sup>
<b>Total variables</b>		<b>2.00</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>
<b>TOTAL</b>		<b>11.70</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>
TOTAL ELU (mayorado)		16.10	kN/m <sup>2</sup>

<b>04a Acciones verticales sobre cubierta malla espacial – CUBIERTA</b>			
PLANTA	USO	COTA EST.	COTA ARQ.
<b>PLANTA P1</b>	<b>ACCESO PÚBLICO - ADMINISTRATIVO</b>	-	-
Losas macizas 30cm			
Permanentes	Peso propio forjado	-	kN/m <sup>2</sup>
	Solución de cubierta	0.03	kN/m <sup>2</sup>
	Falsos techos e instalaciones colgadas	0.00	kN/m <sup>2</sup>
<b>Total permanentes</b>		<b>0.03</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>
Variables	Sobrecarga de uso	0.40	kN/m <sup>2</sup>
	Sobrecarga de nieve	0.37	kN/m <sup>2</sup>
<b>Total variables</b>		<b>0.77</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>
<b>TOTAL</b>		<b>0.80</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>
<b>TOTAL ELU (mayorado)</b>		<b>1.20</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>

### 3. ACCIÓN SÍSMICA (NCSE-02)

RD 997/2002, de 27 de septiembre, por el que se aprueba la Norma de construcción sismorresistente: parte general y edificación (NCSE-02).

#### 3.1 Tabla de aplicación

Tabla de aplicación particular a la estructura objeto de esta memoria	
<b>Prescripciones de índole general (1.2.4)</b>	
Aceleración sísmica básica $a_b$ (2.1)	< 0.04g
<b>Aplicación de la norma (1.2.3)</b>	
	NO procede

## **4. CIMENTACIONES (DB-SE-C)**

### **4.1 Bases de cálculo**

El comportamiento de la cimentación se ha comprobado frente a la capacidad portante (resistencia y estabilidad) y la aptitud al servicio. A estos efectos se distingue, respectivamente, entre estados límite últimos y estados límite de servicio. En relación a los estados límite últimos, se comprueba la capacidad portante del terreno (colapso total o parcial del terreno de apoyo, por hundimiento, deslizamiento y/o vuelco) y la capacidad resistente de la propia cimentación como elemento estructural. En relación a los estados límite de servicio, se verifican los límites admisibles a la deformación del terreno de apoyo (asientos totales y asientos diferenciales o distorsión angular entre apoyos contiguos).

Las comprobaciones de la capacidad portante y de la aptitud al servicio de la cimentación se han realizado para las situaciones de dimensionado indicadas en los apartados 1.2 y 1.5 de esta memoria.

Las condiciones que aseguran el buen comportamiento de los cimientos se deben mantener durante la vida útil del edificio, teniendo en cuenta la evolución de las condiciones iniciales y su interacción con la estructura.

Las acciones consideradas son las que ejerce el edificio sobre la cimentación (ver CTE DB-SE-C 2.3.2.2) y las acciones geotécnicas sobre la cimentación que se transmiten o generan a través del terreno (ver CTE DB-SE-C 2.3.2.3).

En el primer caso se consideran las acciones correspondientes a situaciones persistentes, transitorias y extraordinarias con coeficientes parciales de seguridad iguales a la unidad (o nulos en caso de efecto favorable).

En el segundo caso, se consideran las acciones que actúan directamente sobre el terreno y que por razones de proximidad pueden afectar al comportamiento de la cimentación, así como las cargas y empujes debidos al peso propio del terreno y las acciones debidas al agua existente en el interior del terreno. A este respecto, se hace referencia a lo indicado en el apartado 4.3 de esta memoria, en relación a los coeficientes de seguridad.

Dado que el material estructural de la cimentación es el hormigón armado, la mayor parte de las hipótesis de comportamiento del material, y los métodos de comprobación se derivan de los planteamientos generales propuestos en la Instrucción de Hormigón Estructural EHE-08 (ver, en su caso, capítulo 5 de esta memoria). En todo caso, se incluyen en este capítulo todas las consideraciones necesarias, con el objetivo de conseguir una descripción autónoma (ver apartados 4.2, 4.3 y 4.4) de los sistemas de cimentación y contención, independientemente del material concreto con el que se ejecuten.

De hecho, el dimensionado de la cimentación como elemento que ejerce presiones sobre el terreno se realiza exclusivamente con el formato de acciones y coeficientes de seguridad indicados, a tal efecto, en este capítulo (ver apartado 4.3 y 4.4) de la memoria. Sin embargo, de acuerdo a DB-SE-C 2.4.1.4, la comprobación de la capacidad estructural de la cimentación, como elemento estructural a dimensionar, puede realizarse con el formato general de acciones y coeficientes de seguridad incluidos en el DB-SE, o, (si los elementos estructurales de la cimentación son de hormigón armado, como es este caso) la instrucción EHE-08, o utilizando el formato de acciones y coeficientes de seguridad incluidos a tal efecto en DB-SE-C.



## 4.2 Durabilidad

Con respecto a la durabilidad de los elementos de cimentación (sistemas de cimentación y de contención), al proyectarse con hormigón armado, se adoptan las especificaciones correspondientes de la Instrucción de Hormigón Estructural EHE-08 (capítulo I, artículo 8.2; y capítulo 9), en concreto, en relación a la elección del ambiente, calidad del hormigón y el valor los recubrimientos.

Al no haber presencia en el terreno (ver apartado 4.5 de esta memoria) de agentes asociados al ataque químico al hormigón, en esta estructura las cimentaciones, los muros de sótano y otros elementos en contacto con el terreno, se corresponden al ambiente IIa.

De acuerdo a la tabla 37.2.4 de la EHE-08, se establecen los siguientes recubrimientos mínimos netos para los elementos de cimentación (se considera un control normal de ejecución):

Recubrimientos correspondientes a los elementos de cimentación (no contacto con terreno)				
Elemento	$f_{ck}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Ambiente	Recubrimiento r [mm]	
			mínimo	nominal
Todo	30	IIa	25	<b>35</b>

Según se indica en el artículo 37.2.4.e de la EHE-08, en las piezas hormigonadas contra el terreno el recubrimiento mínimo neto en la cara en contacto con el terreno es siempre de 50mm, salvo en la cara inferior en contacto con la capa de 10cm de hormigón de limpieza, en cuyo caso rigen como mínimo los recubrimientos indicados en la tabla anterior.

Salvo indicación contraria expresa en los planos y/o en esta memoria, y si no resulta más restrictiva la tabla anterior, se adopta un recubrimiento neto nominal de 50mm para la cara inferior en contacto con el hormigón de limpieza, un recubrimiento neto nominal de 50mm para las caras verticales (y, en su caso, cara superior) en contacto con el terreno, y el recubrimiento neto indicado en la tabla precedente para las caras sin contacto con el terreno (intradós de muros de sótano, etc.)

## 4.3 Materiales, coeficientes parciales de seguridad y nivel de control

El material empleado en todos los elementos de cimentación (sistema de cimentación y sistema de contención) es el hormigón armado. El material empleado se rige, por lo tanto, por las prescripciones de la EHE-08, aunque le son de aplicación ciertas consideraciones incluidas en el CTE DB-SE-C, tal y como se indica en este capítulo.

El nivel de control previsto para la ejecución de los elementos de la cimentación de esta estructura es el nivel normal.

En esta estructura se han empleado los siguientes hormigones para los distintos elementos de la cimentación, con su correspondiente modalidad de control, y resistencia de cálculo  $f_{cd}$ :

Hormigones empleados para los elementos de cimentación			
Elemento	Tipificación del hormigón	Modalidad de control	Resistencia de cálculo $f_{cd}$ [N/mm <sup>2</sup> ] (P-T / A)
Todo	<b>HA-30/B/20/IIa</b>	Estadístico (3)	20.00 / 23.08

En esta estructura se han empleado los siguientes aceros de armadura pasiva para los distintos elementos de la cimentación, con su correspondiente modalidad de control, y resistencia de cálculo  $f_{yd}$ :

Aceros de armadura pasiva empleados para los elementos de cimentación			
Elemento	Tipificación del acero	Modalidad de control	Resistencia de cálculo $f_{yd}$ [N/mm <sup>2</sup> ] (P-T / A)
Todo	<b>B500S</b>	Normal	434.78 / 500.00

Los recubrimientos correspondientes a cada elemento son los indicados en el anterior apartado 4.2 de este capítulo de la memoria.

Las siguientes propiedades son comunes a todos los hormigones empleados:

Características comunes a todos los hormigones empleados		
Coefficiente de Poisson $\nu$		0.20
Coefficiente de dilatación térmica $\alpha$	$1.0 \times 10^{-5}$	(°C) <sup>-1</sup>
Densidad (peso específico)	2500	kg/m <sup>3</sup>

El diagrama de tensión deformación adoptado para el hormigón es el parábola – rectángulo, de acuerdo a EHE-08 39.5.

El módulo de deformación longitudinal del hormigón depende de la resistencia característica del hormigón y del tipo de carga.

Para cargas instantáneas o rápidamente variables (acciones accidentales, como sismo), se adopta el módulo de deformación longitudinal inicial (tangente), dado por la expresión:

$$E_{0j} = 10000 \cdot \sqrt[3]{f_{cm,j}}$$

Para el resto de comprobaciones (situaciones persistentes o transitorias) en servicio se adopta el módulo de deformación longitudinal secante, dado por la expresión:

$$E_j = 8500 \cdot \sqrt[3]{f_{cm,j}}$$

Dado que en el caso de las cimentaciones las cargas son de aplicación lenta, se adopta el módulo de deformación longitudinal secante.

Se adopta la simplificación de considerar la resistencia media  $f_{cm}$  igual a 8N/mm<sup>2</sup> superior a la resistencia característica  $f_{ck}$  correspondiente.

La resistencia característica inferior a tracción se obtiene de la expresión (EHE-08 39.1):

$$f_{ct,k} = 0.21 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

La resistencia característica a flexotracción se obtiene de la expresión (EHE-08 50.2.2.2.1):

$$f_{ct,fl,k} = 0.37 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

En resumen, se obtienen los siguientes valores para los parámetros mecánicos principales de los hormigones empleados en los elementos de cimentación:

Parámetros mecánicos principales de los hormigones empleados en los elementos de cimentación [N/mm <sup>2</sup> ]						
Elemento	Resistencia		Módulo deformación long.		Resistencia	
	característica	media	tangente	secante	tracción	flexotracción
	$f_{ck}$	$f_{cm}$	$E_0$	E	$f_{ct,k}$	$f_{ct,fl,k}$
Todo	30	38	$3.36 \times 10^4$	$2.86 \times 10^4$	2.028	3.572

En relación a los aceros de armadura se adoptan los siguientes valores comunes:

<b>Características comunes a todos los aceros de armadura pasiva empleados</b>		
Módulo de elasticidad E (longitudinal)	$2.0 \times 10^5$	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente de Poisson $\nu$	0.30	
Coefficiente de dilatación térmica $\alpha$	$1.2 \times 10^{-5}$	(°C) <sup>-1</sup>
Densidad (peso específico)	7850	kg/m <sup>3</sup>

Al ser hormigón armado se adoptan los coeficientes parciales de seguridad de los materiales fijados en la EHE-08, en concreto en el artículo 15 (tabla 15.3), que son los siguientes:

<b>Coefficientes parciales de seguridad de los materiales de cimentación</b>		
Situación de proyecto	Hormigón	Acero de armaduras pasivas
Persistente o transitoria	<b>1.50</b>	<b>1.15</b>
Accidental	<b>1.30</b>	<b>1.00</b>

En todo caso, se hace referencia a lo indicado en el siguiente apartado 4.4 de esta memoria, en relación a los coeficientes parciales de seguridad (efectos de las acciones y capacidad resistente de los materiales y del terreno), por cuanto supone una particularización para las comprobaciones de las cimentaciones de acuerdo al CTE DB-SE-C.

#### **4.4 Análisis estructural**

El análisis estructural se divide en dos fases: la obtención de los esfuerzos que transmite la estructura a la cimentación, y la transmisión de dichos esfuerzos de la cimentación al terreno.

Para la primera fase se adoptan los resultados del análisis global (elástico) de la estructura, con las consideraciones particulares (articulaciones, deslizamientos, empotramientos, etc.) de los enlaces de los distintos elementos a la cimentación. La resultante de todos los esfuerzos de los distintos elementos concurrentes a cada elemento de cimentación se compone para configurar los esfuerzos transmitidos por la estructura aérea a la cimentación. Dichos esfuerzos quedan, por lo tanto, en equilibrio estático de forma local y global, con las reacciones en los puntos de apoyo en el terreno.

Estos esfuerzos unidos al peso propio de los elementos de cimentación junto con los espesores de relleno sobre los mismos, configuran las acciones finales de la estructura sobre los elementos de cimentación.

La segunda fase del análisis estructural (verificación de los estados límite últimos, DB-SE-C 2.4.2) se divide a su vez en dos partes: la transmisión de los esfuerzos de la cimentación al terreno, y la absorción de las reacciones del terreno por parte de la cimentación. En la primera parte (comprobación geotécnica), se verifica la estabilidad al vuelco y a la subpresión (CTE DB-SE-C 2.4.2.2), y también la resistencia local y global del terreno sustentante (CTE DB-SE-C 2.4.2.3). En la segunda parte (comprobación estructural), se verifica la resistencia estructural de los elementos de cimentación (CTE DB-SE-C 2.4.2.4).

En toda la segunda fase de verificación se adoptan, para los valores de cálculo de los efectos de las acciones y de la resistencia del terreno, los coeficientes parciales de seguridad indicados en la tabla 2.1 del CTE DB-SE-C. Dichos coeficientes son:  $\gamma_R$ , para la resistencia del terreno;  $\gamma_M$ , para las propiedades del material;  $\gamma_E$ , para los efectos de las acciones; y  $\gamma_F$ , para las acciones.

Como ya se ha indicado, los coeficientes parciales de seguridad para la verificación de la capacidad resistente estructural de los propios elementos de cimentación, al ser de hormigón armado, se rigen por lo indicado en el apartado 4.3 de esta memoria.

En la segunda fase del análisis estructural, también resulta necesaria la verificación de los estados límite de servicio, para lo cual se sigue lo indicado en DB-SE-C 2.4.3. Los valores límite establecidos para esta verificación, son los correspondientes a las tablas 2.2 y 2.3 de dicho apartado del CTE.

Las comprobaciones particulares realizadas en cada elemento se siguen de las prescripciones establecidas en los capítulos 4 a 9 del CTE DB-SE-C, y, en su caso, de lo indicado en el artículo 59 de la EHE-08.

En relación a los muros de contención de terreno se ha considerado el valor de empuje al reposo (ver apartado 4.5), por el efecto de acodamiento de los forjados.

Con el objeto de quedar del lado de la seguridad no se ha considerado la aportación estabilizadora (tanto a vuelco como a deslizamiento) del empuje pasivo del terreno, en previsión de la posible retirada de todo o parte del terreno correspondiente.

#### 4.5 Estudio geotécnico

En el momento de redacción del presente proyecto de ejecución de estructura no se cuenta todavía con un estudio geotécnico realizado, por lo que se han adoptado determinadas suposiciones (ver tabla siguiente, a partir de Anejo D, DB-SE-C) respecto de las características geotécnicas del terreno, para así poder realizar el proyecto de la solución de cimentación.

<b>Estimación de las características geotécnicas del terreno de cimentación</b>		
Cota de cimentación	<b>-1.35</b>	[m]
Tipo de terreno	<b>MARGAS ARCILLOSAS</b>	
Profundidad del nivel freático	<b>NO DETECTADO</b>	[m]
Peso específico del terreno	<b>18</b>	[kN/m <sup>3</sup> ]
Ángulo de rozamiento interno	<b>30</b>	[°]
Presión vertical admisible de hundimiento	<b>0.25</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Coefficiente de empuje activo del terreno	<b>0.33</b>	
Coefficiente de empuje pasivo del terreno	<b>3.00</b>	
Coefficiente de empuje al reposo del terreno	<b>0.50</b>	
Módulo de balasto	<b>300</b>	[MN/m <sup>3</sup> ]
Agresividad del terreno y del agua que contenga	<b>-</b>	
Coefficiente de tipo de terreno C (NCSE-02)	<b>1.30</b>	

Resulta imprescindible la realización de un estudio geotécnico previo al inicio de las obras, con el objeto de verificar las suposiciones realizadas, lo que supondrá en su caso, la validación de la solución proyectada, o la revisión de la misma, e incluso del conjunto de la estructura aérea.

El estudio geotécnico a realizar, deberá incluir (CTE DB-SE-C 3.3.1) los antecedentes y datos recabados, los trabajos de reconocimiento efectuados, la distribución de unidades geotécnicas, los niveles freáticos, las características geotécnicas del terreno identificando en las unidades relevantes los valores característicos de los parámetros obtenidos y los coeficientes sismorresistentes. El reconocimiento del terreno se realizará de acuerdo a lo prescrito en CTE DB-SE-C 3.2.

Según CTE DB-SE-C 3.4.1 se advierte que *“una vez iniciada la obra e iniciadas las excavaciones, a la vista del terreno excavado y para la situación precisa de los elementos de la cimentación, el Director de Obra apreciará la validez y suficiencia de los datos aportados por el estudio geotécnico, adoptando en casos de discrepancia las medidas oportunas para la adecuación de la cimentación y del resto de la estructura a las características geotécnicas del terreno.”*



## 5. ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN (EHE-08)

RD 1247/2008, de 18 de Julio, por el que se aprueba la instrucción de hormigón estructural (EHE-08).

### 5.1 Bases de cálculo

Para la comprobación de la seguridad de esta estructura se han desarrollado dos tipos de verificaciones, en aplicación del método de los Estados Límite como procedimiento para comprobar la seguridad, de acuerdo a EHE-08 8.1: por un lado, la estabilidad y la resistencia (Estados Límite Últimos; ver apartado 5.5 de esta memoria), y por otro lado, la aptitud al servicio (Estados Límite de Servicio; ver apartado 5.6 de esta memoria).

El análisis de la estructura se ha basado en un modelo que proporciona una previsión suficientemente precisa del comportamiento de la misma. Las condiciones de apoyo y enlace entre elementos que se consideran en los cálculos corresponden con las disposiciones constructivas previstas. Se consideran a su vez los incrementos producidos en los esfuerzos por causa de las deformaciones (efectos de 2º orden) allí donde no resulten despreciables. En el análisis estructural se han tenido en cuenta las diferentes fases de la construcción, incluyendo el efecto del apeo provisional de los forjados cuando así fuere necesario.

No se ha considerado necesaria la comprobación de resistencia frente a la fatiga, al tratarse de una estructura de edificación convencional sin la presencia de cargas variables repetidas de carácter dinámico.

En general, y salvo indicación contraria en esta memoria o en los planos del proyecto de ejecución, el valor de cálculo de una dimensión geométrica (luzes, espesores, distancias, etc.) se corresponde directamente con su valor nominal, tal y como vendrá acotado y/o indicado en los documentos del proyecto.

### 5.2 Durabilidad

Con respecto a la durabilidad de los elementos estructurales de hormigón se adoptan las especificaciones correspondientes de la Instrucción de Hormigón Estructural EHE-08 (capítulo I, artículo 8.2; y capítulo 9), en concreto, en relación a la elección del ambiente, calidad del hormigón y el valor los recubrimientos.

De acuerdo a la tabla 37.2.4 de la EHE-08, se establecen los siguientes recubrimientos mínimos netos para los elementos estructurales de hormigón (se considera un control normal de ejecución):

Recubrimientos correspondientes a los elementos estructurales				
Elemento	$f_{ck}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Ambiente	Recubrimiento r [mm]	
			mínimo	nominal
Todo	30	Ila	25	<b>35</b>

Los forjados son considerados en el apartado 5.7.

### 5.3 Materiales, coeficientes parciales de seguridad y nivel de control

El material empleado en todos los elementos estructurales de hormigón es el hormigón armado. El material empleado se rige, por lo tanto, por las prescripciones de la EHE-08.

El nivel de control previsto para la ejecución de los elementos de la estructura aérea de hormigón armado de esta estructura es el nivel normal.



En esta estructura se han empleado los siguientes hormigones para los distintos elementos estructurales, con su correspondiente modalidad de control, y resistencia de cálculo  $f_{cd}$ :

<b>Hormigones empleados para los elementos estructurales</b>			
Elemento	Tipificación del hormigón	Modalidad de control	Resistencia de cálculo $f_{cd}$ [N/mm <sup>2</sup> ] (P-T / A)
Todo	<b>HA-30/B/20/IIa</b>	Estadístico (3)	20.00 / 23.08

Estos hormigones se corresponden con la siguiente definición detallada de su composición de acuerdo al artículo EHE-08 37.3.2 (tablas 37.3.2.a) y EHE-08 37.3.6:

<b>Definición detallada de los hormigones estructurales</b>			
Identificación del hormigón	Máxima relación agua / cemento (A/C) EHE-08 37.3.2.a	Mínimo contenido en cemento [kg/m <sup>3</sup> ] EHE-08 37.3.2.a	Máximo contenido en cemento [kg/m <sup>3</sup> ] EHE-08 37.3.6
<b>HA-30/B/20/IIa</b>	<b>0.50</b>	<b>300</b>	<b>375</b>

En esta estructura se han empleado los siguientes aceros de armadura pasiva para los distintos elementos estructurales, con su correspondiente modalidad de control, y resistencia de cálculo  $f_{yd}$ :

<b>Aceros de armadura pasiva empleados para los elementos estructurales</b>			
Elemento	Tipificación del acero	Modalidad de control	Resistencia de cálculo $f_{yd}$ [N/mm <sup>2</sup> ] (P-T / A)
Todo	<b>B500S</b>	Normal	434.78 / 500.00

Los recubrimientos correspondientes a cada elemento son los indicados en el anterior apartado 5.2 de este capítulo de la memoria.

Las siguientes propiedades son comunes a todos los hormigones empleados:

<b>Características comunes a todos los hormigones empleados</b>			
Coefficiente de Poisson $\nu$		0.20	
Coefficiente de dilatación térmica $\alpha$		$1.0 \times 10^{-5}$	(°C) <sup>-1</sup>
Densidad (peso específico)		2500	kg/m <sup>3</sup>

El diagrama de tensión deformación adoptado para el hormigón es el parábola – rectángulo, de acuerdo a EHE-08 39.5.

El módulo de deformación longitudinal del hormigón depende de la resistencia característica del hormigón y del tipo de carga.

Para cargas instantáneas o rápidamente variables (acciones accidentales, como sismo), se adopta el módulo de deformación longitudinal inicial (tangente), dado por la expresión:

$$E_{0j} = 10000 \cdot \sqrt[3]{f_{cm,j}}$$

Para el resto de comprobaciones (situaciones persistentes o transitorias) en servicio se adopta el módulo de deformación longitudinal secante, dado por la expresión:

$$E_j = 8500 \cdot \sqrt[3]{f_{cm,j}}$$

Dado que en el caso de las estructuras de hormigón las cargas son, en general, de aplicación lenta, se adopta el módulo de deformación longitudinal secante. Para el

caso de cargas de aplicación rápida y puntual (acción sísmica, impacto, etc.) se adopta el módulo de deformación tangente.

Se adopta la simplificación de considerar la resistencia media  $f_{cm}$  igual a  $8N/mm^2$  superior a la resistencia característica  $f_{ck}$  correspondiente.

La resistencia característica inferior a tracción se obtiene de la expresión (EHE-08 39.1):

$$f_{ct,k} = 0.21 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

La resistencia característica a flexotracción se obtiene de la expresión (EHE-08 50.2.2.2.1):

$$f_{ct,fl,k} = 0.37 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

En resumen, se obtienen los siguientes valores para los parámetros mecánicos principales de los hormigones empleados en los elementos de cimentación:

<b>Parámetros mecánicos principales de los hormigones empleados en los elementos estructurales [N/mm<sup>2</sup>]</b>						
Elemento	Resistencia		Módulo deformación long.		Resistencia	
	característica	media	tangente	secante	tracción	flexotracción
	$f_{ck}$	$f_{cm}$	$E_o$	E	$f_{ct,k}$	$f_{ct,fl,k}$
Todo	30	38	$3.36 \times 10^4$	$2.86 \times 10^4$	2.028	3.572

En relación a los aceros de armadura se adoptan los siguientes valores comunes:

<b>Características comunes a todos los aceros de armadura pasiva empleados</b>			
Módulo de elasticidad E (longitudinal)		$2.0 \times 10^5$	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente de Poisson $\nu$		0.30	
Coefficiente de dilatación térmica $\alpha$		$1.2 \times 10^{-5}$	(°C) <sup>-1</sup>
Densidad (peso específico)		7850	kg/m <sup>3</sup>

Al ser hormigón armado se adoptan los coeficientes parciales de seguridad de los materiales fijados en la EHE-08, en concreto en el artículo 15 (tabla 15.3), que son los siguientes:

<b>Coefficientes parciales de seguridad de los materiales de la estructura</b>		
Situación de proyecto	Hormigón	Acero de armaduras pasivas
Persistente o transitoria	<b>1.50</b>	<b>1.15</b>
Accidental	<b>1.30</b>	<b>1.00</b>

## 5.4 Análisis estructural

Según el artículo 17 de la EHE-08: "El análisis estructural consiste en la determinación de los efectos originados por las acciones sobre la totalidad o parte de la estructura, con objeto de efectuar comprobaciones en los Estados Límite Últimos y de Servicio."

Para ello es preciso realizar un modelo o idealización de la estructura, consistente en la modelización de la geometría, de los materiales, de los vínculos entre elementos y de éstos con el exterior y de las cargas (ver apartado 1.3 de esta memoria).

El análisis global se realiza mediante modelos e hipótesis simplificadoras, congruentes entre sí y con la realidad proyectada. Para ello se procede con un análisis elástico y lineal a nivel global, del que se obtienen los resultados de los efectos de las acciones (y sus combinaciones).

Dichos efectos son los considerados directamente para las comprobaciones en la verificación (segunda fase) en estados límite de servicio, mientras que para las comprobaciones de resistencia y estabilidad (estados límite últimos), se adoptan los efectos de cálculo (mayorados, con los coeficientes correspondientes; ver apartado 1.5 de esta memoria).

En los elementos de hormigón armado sólo se considera el ancho eficaz de las secciones (menor o igual al ancho nominal), tal y como se define en el artículo 18.2.1, especialmente para secciones en T de piezas lineales. Las luces de cálculo se corresponden con las distancias entre ejes.

El análisis global se realiza mediante el empleo de las secciones brutas sin considerar la aportación de las armaduras. De este análisis se obtienen las leyes de esfuerzos y las configuraciones deformadas que deben ser corregidas para tener en cuenta la armadura, la fisuración y la fluencia. Es por ello que se definen las secciones transversales de acuerdo al artículo EHE-08 18.2.3.

La EHE-08 establece cuatro tipos de análisis posibles (artículo 19.2): análisis lineal, análisis no lineal, análisis lineal con redistribución limitada y análisis plástico.

En esta estructura se ha realizado un análisis lineal con secciones brutas a los efectos de obtener las leyes de esfuerzos y deformadas globales. La comprobación resistente de las secciones se realiza en régimen de rotura (Estados Límite Último) mediante la suposición de un comportamiento plástico de los materiales en rotura, a partir de los esfuerzos obtenidos del análisis lineal global. En el caso de las alineaciones de vigas o de forjados, se adopta el criterio de realizar un análisis con redistribución limitada a los efectos de la flexión (y cortante). Se ha empleado una redistribución de momentos flectores del 10% con relación a la envolvente de esfuerzos obtenidos por el análisis elástico y lineal realizado.

En consecuencia, se observan las necesidades de ductilidad de las secciones que se corresponden, en general, con la limitación de la profundidad de fibra neutra de la sección en su situación de rotura. Se limita dicha profundidad de fibra neutra relativa a 0.45, con el objeto de no emplear ni el tramo final del dominio 3, ni el dominio 4 (ni 4a) para la flexión.

Se analiza el efecto de las posibles no linealidades geométricas y/o mecánicas.

Para la realización del análisis global (a partir del cual se obtienen los efectos de las acciones, es decir, los esfuerzos y las deformaciones) se consideran, salvo indicación contraria, enlaces perfectos entre las barras. En consecuencia, de forma general, los enlaces de los extremos de las barras entre sí y a los nudos son o bien completamente empotrados (la práctica totalidad de los casos de enlace entre elementos de hormigón armado) o bien completamente articulados (en muy raras ocasiones).

En los enlaces con la cimentación se adoptan preferiblemente también las uniones de vinculación nula (articulación, en muy raras ocasiones) o completa (empotramiento, la práctica totalidad de los casos de elementos de hormigón armado). Para la modelización de apoyos deslizantes, incluso de los apoyos sobre elastómeros, se adopta la liberación completa del movimiento (desplazamiento) correspondiente.

## **5.5 Estados Límite Últimos**

Para cada situación de dimensionado, los valores de cálculo del efecto de las acciones se obtendrán mediante las reglas de combinación indicadas en los apartados 1.2 y 1.5 de esta memoria (en acuerdo con EHE-08). Para la obtención de los valores de cálculo del efecto de las acciones se emplearán los coeficientes

parciales de seguridad (mayoración de acciones) indicados en el apartado 1.5 de esta memoria.

De acuerdo a lo indicado en el anterior apartado 5.3 de esta memoria, el diagrama del hormigón es el de parábola – rectángulo sin consideración de ninguna capacidad resistente a tracción del hormigón, de forma que se emplea la Teoría de Dominios para la obtención de la solución de equilibrio de la sección en Estados Límite Últimos bajo Solicitaciones Normales (EHE-08 42). En piezas sometidas a compresión se ha analizado la seguridad frente a la inestabilidad (EHE-08 43).

Se han observado y cumplido las cuantías mínimas de armadura de acuerdo al artículo 42.3 de la EHE-08.

La comprobación de la seguridad frente a cortante se ha realizado de acuerdo al artículo 44 de la EHE-08, considerando siempre el empleo de cercos a 90° y un ángulo de 45° para las bielas comprimidas de hormigón en el modelo o analogía de la celosía.

Aunque en muchas ocasiones la rigidez a torsión es despreciable, e incluso es preferible no tenerla en cuenta, el empleo de herramientas de cálculo tridimensional permite la consideración de dicha rigidez de forma general, por lo que ha sido preciso verificar la seguridad frente a dicho esfuerzo, siguiendo las prescripciones del artículo 46 de la EHE-08.

En el apoyo de los forjados de hormigón armado (losas, macizas o aligeradas y/o reticulares) directamente en soportes (forjados sin vigas), es preciso la verificación de punzonamiento de la losa según EHE-08 47.

Por último, también se ha verificado la seguridad frente al Estado Límite Último de rasante, en la interfase de contacto entre dos hormigones diferentes, especialmente en el caso de los forjados (ver capítulo 5 de esta memoria).

## **5.6 Estados Límite de Servicio**

Para cada situación de dimensionado, los valores de cálculo del efecto de las acciones se obtendrán mediante las reglas de combinación indicadas en los apartados 1.2 y 1.5 de esta memoria (según el EHE-08). Se considera que hay un comportamiento adecuado, en relación con la fisuración, las deformaciones, o las vibraciones, si se cumple, para las situaciones de dimensionado pertinentes, que el efecto de las acciones no alcanza el valor límite admisible establecido para el mismo en el apartado 1.5 de esta memoria (de acuerdo a EHE-08).

Para las comprobaciones de estados límite de servicio se emplean los valores medios para las propiedades elásticas de los materiales (ver apartado 5.3 de esta memoria).

Los valores límite generales para las comprobaciones en los estados límite de servicio son los indicados en el apartado 1.5 de esta memoria.

Hay que tener en cuenta que la configuración deformada obtenida por medio del análisis global (elástico, lineal y de secciones brutas) es siempre inferior en magnitud al valor final de comparación para la verificación del estado límite de servicio de deformaciones. La razón es que, por un lado, la fisuración de la sección provoca una reducción muy considerable del momento de inercia de la sección (fórmula de Branson, según el artículo EHE-08 50.2.2.2.1) y por lo tanto de la rigidez, con lo que aumentan las deformaciones. Por otro lado, las cargas de larga duración provocan efectos de fluencia (deformación diferida, EHE-08 50.2.2.3) en el hormigón, de forma que se produce un aumento de las flechas con el tiempo. En consecuencia, se debe

analizar el proceso de carga en relación a la edad del hormigón afectado. El resultado de todo ello, es que la flecha final (con inercia fisurada y considerando el efecto de la deformación diferida) puede ser entre 2 y 3 veces la flecha elástica inicial.

## 5.7 Forjados

Los forjados se han calculado para cumplir el requisito esencial de resistencia mecánica y estabilidad. De acuerdo a lo establecido en la instrucción EHE-08, se asegura la fiabilidad de la solución proyectada mediante el empleo del método de los estados límite, considerando las situaciones permanentes, transitorias y accidentales indicadas en los apartados 1.2 y 1.5 de esta memoria.

Se han tenido en cuenta las cargas derivadas del proceso de ejecución, en particular las procedentes del apuntalado y desapuntalado de las plantas superiores.

Dado el elevado peso del forjado de cubierta (losa 30), resulta necesario apuntalarlo sobre el forjado inferior, manteniendo en todo momento el apuntalamiento de dicho forjado inferior en la planta de sótano. Tan sólo será posible clarear la planta de sótano, una vez transcurridas 2 semanas, del hormigonado de la cubierta. El desapuntalamiento completo del sótano no se hará nunca antes de 4 semanas tras el hormigonado de la cubierta.

Cualquier decisión relativa al descimbrado deberá ser confirmada por parte de la DF.

El material empleado en los elementos de forjado es el hormigón armado.

El nivel de control previsto para la ejecución de los elementos de los forjados de esta estructura es el nivel normal.

En esta estructura se han empleado los siguientes hormigones para los distintos elementos in situ de forjado, con su correspondiente modalidad de control, y resistencia de cálculo  $f_{cd}$ :

<b>Hormigones empleados para los elementos de forjado</b>			
Elemento	Tipificación del hormigón	Modalidad de control	Resistencia de cálculo $f_{cd}$ [N/mm <sup>2</sup> ] (P-T / A)
Todo	<b>HA-30/B/20/IIa</b>	Estadístico (3)	20.00 / 23.08

En esta estructura se han empleado los siguientes aceros de armadura pasiva para los distintos elementos in situ de forjado, con su correspondiente modalidad de control, y resistencia de cálculo  $f_{yd}$ :

<b>Aceros de armadura pasiva empleados para los elementos de forjado</b>			
Elemento	Tipificación del acero	Modalidad de control	Resistencia de cálculo $f_{yd}$ [N/mm <sup>2</sup> ] (P-T / A)
Negativos	<b>B500S</b>	Normal	434.78 / 500.00
Mallazo	<b>B500T</b>	Normal	434.78 / 500.00
Losa maciza	<b>B500S</b>	Normal	434.78 / 500.00

Los recubrimientos correspondientes a cada elemento son los indicados en el anterior apartado 5.2 de este capítulo de la memoria.

Las propiedades del hormigón empleado quedan descritas en el apartado 5.3 de esta memoria.

La luz de cálculo de cada tramo de forjado se ha tomado a partir de la distancia entre ejes de elementos de apoyo consecutivos.

El cálculo de las solicitaciones se ha realizado de dos formas a la vez, para obtener la envolvente conjunta. En primer lugar, se ha incorporado la modelización del forjado a la propia malla estructural principal tridimensional, con el objetivo de detectar la influencia de las deformaciones de los elementos principales en el reparto de esfuerzos de los elementos del forjado. Adicionalmente se ha realizado un análisis de acuerdo al modelo de viga continua de inercia constante (método de las isobandas, o bandas de condiciones equivalentes) apoyada con continuidad sobre las vigas y muros interiores, y apoyada de forma simple en sus extremos.

Se ha empleado una redistribución de momentos flectores del 10% con relación a la envolvente de esfuerzos obtenidos por los dos análisis elásticos y lineales realizados.

En todo caso, en los vanos interiores se ha considerado el momento positivo al menos igual (en valor absoluto) al máximo momento negativo. Adicionalmente se ha considerado siempre un valor mínimo para el momento positivo correspondiente a la mitad del momento isostático del vano en cuestión. De igual modo, en los apoyos extremos, aunque modelizados como apoyos simples, se ha considerado la posible aparición de momentos por coacciones no deseadas (muros de fachada o medianería), por lo que se adopta un valor mínimo de un cuarto del momento isostático del vano correspondiente.

De acuerdo a lo indicado en CTE DB-SE-AE (3.1.1.7), los valores de las sobrecargas de uso considerados permiten obviar el análisis tradicional de alternancia de sobrecargas, pues su efecto ya está incorporado implícitamente en el valor de las sobrecargas.

Se ha comprobado que se cumplan las limitaciones de flechas en forjados, con especial atención a las deformaciones adicionales diferidas, mediante la aplicación de los artículos 50.2.2.2 y 50.2.2.3 de la EHE-08.



## 6. ESTRUCTURAS DE ACERO (DB-SE-A)

### 6.1 Bases de cálculo

Para la comprobación de la seguridad de esta estructura se han desarrollado dos tipos de verificaciones, de acuerdo a 2.2.1: por un lado, la estabilidad y la resistencia (Estados Límite Últimos; ver apartado 6.5 de esta memoria), y, por otro lado, la aptitud al servicio (Estados Límite de Servicio; ver apartado 6.6 de esta memoria).

El análisis de la estructura se ha basado en un modelo que proporciona una previsión suficientemente precisa del comportamiento de la misma. Las condiciones de apoyo que se consideran en los cálculos corresponden con las disposiciones constructivas previstas. Se consideran a su vez los incrementos producidos en los esfuerzos por causa de las deformaciones (efectos de 2º orden) allí donde no resulten despreciables. En el análisis estructural se han tenido en cuenta las diferentes fases de la construcción, incluyendo el efecto del apeo provisional de los forjados cuando así fuere necesario.

No se ha considerado necesaria la comprobación de resistencia frente a la fatiga, al tratarse de una estructura de edificación convencional sin la presencia de cargas variables repetidas de carácter dinámico.

En general, y salvo indicación contraria en esta memoria o en los planos del proyecto de ejecución, el valor de cálculo de una dimensión geométrica (lucos, espesores, distancias, etc.) se corresponde directamente con su valor nominal, tal y como vendrá acotado y/o indicado en los documentos del proyecto.

### 6.2 Durabilidad

Se han considerado las estipulaciones del apartado 3 del CTE DB-SE-A, y que se recogen en el presente proyecto en el apartado de "Pliego de Condiciones Técnicas".

### 6.3 Materiales, coeficientes parciales de seguridad y nivel de control

Los aceros empleados en este proyecto son conformes con lo indicado en el CTE DB-SE-A, en el apartado 4.2 (tabla 4.1).

En concreto se han empleado los siguientes aceros para los perfiles y chapas en esta estructura, con los correspondientes valores para la tensión de límite elástico  $f_y$  (dependiente del espesor) y para la tensión última de rotura  $f_u$ :

Aceros empleados para perfiles y chapas (en función del espesor nominal $t$ [mm])					
Grupo	Denominación	Tensión de límite elástico $f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]			Tensión última de rotura $f_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]
		$t \leq 16$	$16 < t \leq 40$	$40 < t \leq 63$	
Todo	S275JR (A42b)	275	265	255	410

Las siguientes propiedades son comunes a todos los aceros empleados:

Características comunes a todos los aceros empleados (según CTE DB-SE-A 4.2.3)		
Módulo de elasticidad E (longitudinal)	$2.1 \times 10^5$	N/mm <sup>2</sup>
Módulo de rigidez G (transversal)	$8.1 \times 10^4$	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente de Poisson $\nu$	0.30	
Coefficiente de dilatación térmica $\alpha$	$1.2 \times 10^{-5}$	(°C) <sup>-1</sup>
Densidad (peso específico)	7850	kg/m <sup>3</sup>

Los coeficientes parciales para la resistencia adoptados en esta estructura coinciden con los indicados en 2.3.3.1 del CTE DB-SE-A, es decir:

Coeficientes parciales para la resistencia según CTE DB-SE-A 2.3.3.1		
Coeficiente parcial de seguridad relativo a la plastificación del material	$\gamma_{M0}$	<b>1.05</b>
Coeficiente parcial de seguridad relativo a los fenómenos de inestabilidad	$\gamma_{M1}$	<b>1.05</b>
Coeficiente parcial de seguridad relativo a la resistencia última del material o sección, y a la resistencia de los medios de unión	$\gamma_{M2}$	<b>1.25</b>
Coeficiente parcial para la resistencia al deslizamiento de uniones con tornillos pretensados en Estado Límite de Servicio	$\gamma_{M3}$	<b>1.10</b>
Coeficiente parcial para la resistencia al deslizamiento de uniones con tornillos pretensados en Estado Límite Último	$\gamma_{M3}$	<b>1.25</b>
Coeficiente parcial para la resistencia al deslizamiento de uniones con tornillos pretensados y agujeros rasgados o con sobremedida	$\gamma_{M3}$	<b>1.40</b>

De acuerdo a lo indicado en DB-SE-A 4.4.1, las características mecánicas de los materiales de aportación (soldaduras) serán en todos los casos superiores a las del material base.

A partir de las resistencias de los aceros para perfiles y chapas indicadas anteriormente en este mismo apartado, y en aplicación de los correspondientes coeficientes de seguridad  $\gamma_M$  para la resistencia, se obtienen los siguientes valores para las resistencias de cálculo  $f_{yd}$  ( $f_y / \gamma_M$ ) y la resistencia última del material o sección  $f_{ud}$  ( $f_u / \gamma_{M2}$ ), que son válidos para las comprobaciones principales de los distintos elementos y piezas (excepto para la resistencia al deslizamiento de uniones con tornillos):

Aceros empleados para perfiles y chapas (en función del espesor nominal $t$ [mm]) – Resistencias de cálculo					
Grupo	Denominación	Resistencia de cálculo $f_{yd}$ [N/mm <sup>2</sup> ]			Resistencia última $f_{ud}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
		$t \leq 16$	$16 < t \leq 40$	$40 < t \leq 63$	
Todo	S275JR (A42b)	261.9	252.4	242.9	328

#### 6.4 Análisis estructural

La comprobación ante cada estado límite se realiza en dos fases: determinación de los efectos de las acciones (esfuerzos y desplazamientos de la estructura) y comparación con la correspondiente limitación (resistencias y flechas o vibraciones admisibles, respectivamente). La primera fase se corresponde con el análisis, propiamente dicho, y la segunda fase con la verificación.

El análisis (primera fase) global se realiza mediante modelos e hipótesis simplificadoras, congruentes entre sí y con la realidad proyectada. Para ello se procede con un análisis elástico y lineal a nivel global, del que se obtienen los resultados de los efectos de las acciones (y sus combinaciones).

Dichos efectos son los considerados directamente para las comprobaciones en la verificación (segunda fase) en estados límite de servicio, mientras que para las comprobaciones de resistencia y estabilidad (estados límite últimos), se adoptan los efectos de cálculo (mayorados, con los coeficientes correspondientes; ver apartado 1.5 de esta memoria).

La capacidad resistente de las secciones depende de su clase. Para la determinación de la clase de una sección se verifican los límites establecidos en las tablas 5.3 y 5.4 CTE DB-SE-A para los elementos comprimidos de las secciones. De esta forma se establece la clasificación siguiente de clases de secciones:

Clasificación de secciones transversales solicitadas por momentos flectores (CTE DB-SE-A Tabla 5.1 y 5.2)			
Clase	Descripción	Método para solicitaciones	Método para resistencia
1	Plástica Permiten la formación de la rótula plástica con la capacidad de rotación suficiente	Plástico o Elástico	Plástico o Elástico

		para la redistribución de momentos		
2	Compacta	Permiten el desarrollo del momento plástico con una capacidad de rotación limitada	Elástico	Plástico o Elástico
3	Semicompacta o Elástica	En la fibra más comprimida se puede alcanzar el límite elástico del acero, pero la abolladura impide el desarrollo del momento plástico	Elástico	Elástico
4	Esbelta	Los elementos total o parcialmente comprimidos de las secciones esbeltas se abollan antes de alcanzar el límite elástico en la fibra más comprimida	Elástico con posible reducción de rigidez	Elástico con resistencia reducida

<b>Métodos de cálculo de solicitaciones y de verificación de la resistencia de las secciones en esta estructura</b>			
Clase	Método para cálculo solicitaciones		Método para verificación resistencia
1	Elástico		Plástico y Elástico (Von Mises)
2	Elástico		Plástico y Elástico (Von Mises)
3	Elástico		Elástico (Von Mises)
4	Elástico		Elástico (Von Mises)

Como se aprecia en la tabla precedente, en esta estructura, dependiendo de la clase de las secciones, los efectos de cálculo se calculan por medios elásticos (sección eficaz en clase 4) y se comparan con las capacidades últimas de los elementos, piezas, secciones y materiales, bien en régimen elástico (clases 3 y 4), bien en régimen plástico (clases 1 y 2).

Se analiza el efecto de las posibles no linealidades geométricas y/o mecánicas.

En general, las piezas de acero se representan mediante modelos unidimensional tipo barra, salvo para el caso de las piezas con una relación entre sus dos dimensiones principales inferior o igual a 2, para las que se emplean modelos bidimensionales tipo elemento finito plano. En el primer caso, se emplea un programa que implementa un análisis matricial de rigideces para elementos de barra, y en el segundo se usa un programa que implementa un análisis por elementos finitos planos triangulares y rectangulares.

La luz de cálculo de todas las piezas tipo barra se corresponde con la distancia entre sus ejes de enlace con el resto de la estructura, salvo para las piezas entre macizos (apoyos rígidos de dimensión importante en relación a su canto), en los que la luz de cálculo se considera la luz libre entre apoyos más un canto.

Salvo indicación contraria, en general, para el análisis global se considera la sección bruta de todos los elementos estructurales.

Aunque la rigidez a torsión puede ser ignorada (cuando no sea imprescindible para el equilibrio) de acuerdo con el CTE DB-SE-A 5.2.2.4, para esta estructura, y en correspondencia con el análisis tridimensional real que se realiza con apoyo de las herramientas informáticas indicadas en este documento, se ha optado por la consideración de la rigidez a torsión de todos los elementos estructurales. En las secciones tubulares de vigas armadas dicha rigidez es especialmente relevante y los resultados de cálculo se ven claramente influenciados por esta consideración.

Para la realización del análisis global (a partir del cual se obtienen los efectos de las acciones, es decir, los esfuerzos y las deformaciones) se consideran, salvo indicación contraria, enlaces perfectos entre las barras. En consecuencia, de forma general, los enlaces de los extremos de las barras entre sí y a los nudos son o bien completamente empotrados o bien completamente articulados. En el primer caso, se realiza un análisis de rigidez del nudo, para, en caso necesario, disponer la rigidización correspondiente, que queda reflejada en los planos del proyecto de ejecución.

En relación al análisis de los nudos de estructuras trianguladas (cerchas y celosías) se adopta el criterio indicado en el apartado 1.4 de esta memoria. En su caso, la desvinculación de giro entre extremos de barra se limita al giro en el propio plano de la celosía o cercha.

En los enlaces con la estructura de hormigón se adoptan preferiblemente también las uniones de vinculación completa (empotramiento).

## 6.5 Estados Límite Últimos

Para cada situación de dimensionado, los valores de cálculo del efecto de las acciones se obtendrán mediante las reglas de combinación indicadas en los apartados 1.2 y 1.5 de esta memoria (en acuerdo con el CTE DB-SE 4.2). Para la obtención de los valores de cálculo del efecto de las acciones se emplearán los coeficientes parciales de seguridad (mayoración de acciones) indicados en el apartado 1.5 de esta memoria, en concreto en la tabla correspondiente a la tabla 4.1 del CTE DB-SE.

De acuerdo a lo indicado en el anterior apartado 6.4 de esta memoria, para secciones de clase 1 y 2 la distribución de tensiones se escoge atendiendo a criterios plásticos (en flexión se alcanza el límite elástico en todas las fibras de la sección). Para las secciones de clase 3 la distribución sigue un criterio elástico (en flexión se alcanza el límite elástico sólo en las fibras extremas de la sección) y para secciones de clase 4 este mismo criterio se establece sobre la sección eficaz (ver CTE DB-SE-A 6.2.3).

Adicionalmente a este criterio, se comprueba que en todas las secciones se cumpla el criterio de rotura de Von Mises (sección eficaz en el caso de clase 4):

$$\sqrt{\sigma_{xd}^2 + \sigma_{zd}^2 - \sigma_{xd}\sigma_{zd} + 3\tau_{xzd}^2} \leq f_{yd}$$

Esta comprobación resulta sobradamente holgada para las secciones de clase 1 y 2.

## 6.6 Estados Límite de Servicio

Para cada situación de dimensionado, los valores de cálculo del efecto de las acciones se obtendrán mediante las reglas de combinación indicadas en los apartados 1.2 y 1.5 de esta memoria (según el CTE DB-SE 4.3). Se considera que hay un comportamiento adecuado, en relación con las deformaciones, las vibraciones o el deterioro, si se cumple, para las situaciones de dimensionado pertinentes, que el efecto de las acciones no alcanza el valor límite admisible establecido para el mismo en el apartado 1.5 de esta memoria (de acuerdo al CTE DB-SE 4.3).

Para las comprobaciones de estados límite de servicio se emplean los valores medios para las propiedades elásticas de los materiales (ver apartado 6.3 de esta memoria). Los valores límite generales para las comprobaciones en los estados límite de servicio son los indicados en el apartado 1.5 de esta memoria.

## 6.7 Uniones

En lo referente a las uniones entre perfiles y chapas de acero de esta estructura, se deben atender las siguientes especificaciones, además de observar todo lo dispuesto en el CTE DB-SE-A capítulo 8.

Las uniones atornilladas se ejecutan de acuerdo a lo especificado en los planos del proyecto de ejecución observando fielmente las separaciones y los diámetros de los tornillos, así como su material y tipología (sin pretensar, pretensados, pasadores, etc.)

## **7. ESTRUCTURAS DE FÁBRICA (DB-SE-F)**

Dadas las características de esta estructura, en las que no son empleados elementos estructurales de fábrica,

**NO es de aplicación el documento básico DB-SE-F.**

## **8. ESTRUCTURAS DE MADERA (DB-SE-M)**

Dadas las características de esta estructura, en las que no son empleados elementos estructurales de madera,

**NO es de aplicación el documento básico DB-SE-M.**