



## TALLER DE ESTRUCTURAS

Máster Habilitante en Arquitectura | ETSAM | Curso 2025  
Profesores: Antonio Aznar López y Pilar Rodríguez Monteverde  
Universidad Politécnica de Madrid. Escuela Técnica Superior de Arquitectura.  
Carmen Benito Cabañas | 18042

## Índice

<b>1. Descripción general</b>	<b>3</b>
<b>2. Normativa aplicada</b>	<b>5</b>
<b>3. Materiales</b>	<b>5</b>
<b>4. Acciones en la edificación</b>	<b>6</b>
4.1. Acciones permanentes	6
4.2. Acciones variables	6
4.2.1. Sobrecarga de uso	6
4.2.2. Acciones del viento	9
4.2.3. Acciones de la nieve	10
4.2.4. Acciones térmicas	11
4.2.5. Acciones de impacto	11
4.2.6. Acciones de incendio	11
4.2.7. Acciones sísmicas	11
4.3. Combinación de acciones	12
4.3.1. Estado Límite de Servicio (ELS)	12
4.3.2. Estado Límite Último (ELU)	12
4.3.3. Combinación de acciones	12
<b>5. Forjado</b>	<b>15</b>
5.1. Selección del modelo	15
5.2. Paso 1: Estado sin fraguar	19
5.3. Paso 2: Estado fraguado	20
5.4. Paso 3: Estado de incendio	21
<b>6. Vigas</b>	<b>23</b>
6.1. Cálculo de esfuerzos	23
6.2. Selección del perfil y comprobaciones	24
<b>7. Cercha</b>	<b>29</b>
7.1. Cerchas de huertos	30
7.2. Cerchas que soportan pilares nacientes	30
<b>8. Pilares</b>	<b>37</b>
8.1. Axiles	37
8.2. Selección del perfil	37
8.3. Comprobaciones	37
8.4. Tabla de perfiles	38
<b>9. Arriostramiento</b>	<b>47</b>
9.1. Lado largo	47
9.2. Lado corto	48
<b>10. Cimentación</b>	<b>53</b>
10.1. Zapatas (no cumple)	53

10.2. Pilotes	54
10.3. Muro pantalla	57
10.3.1. Estabilidad	58
10.3.2. Problemas hidráulicos	58

## 1. Descripción general

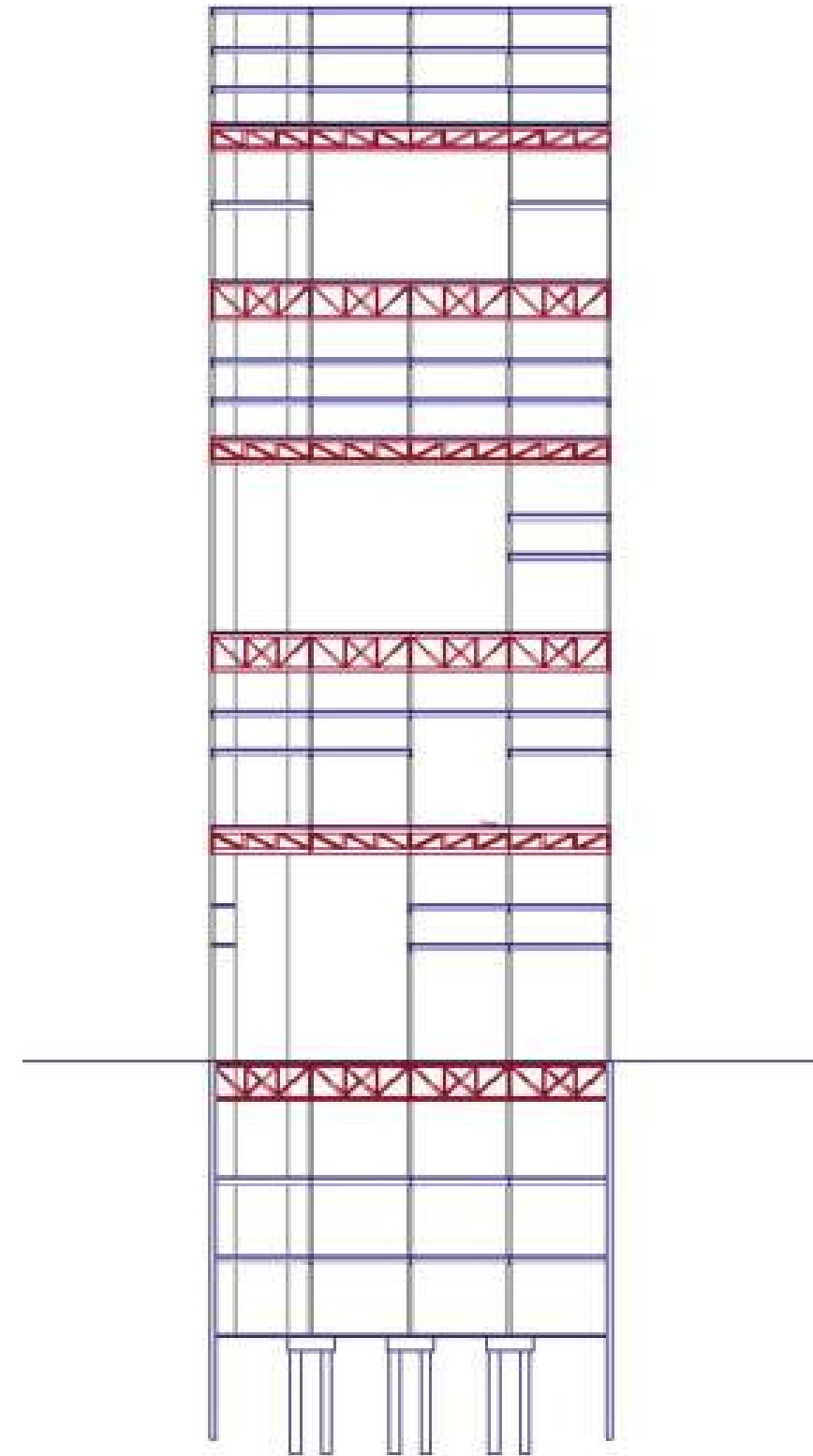
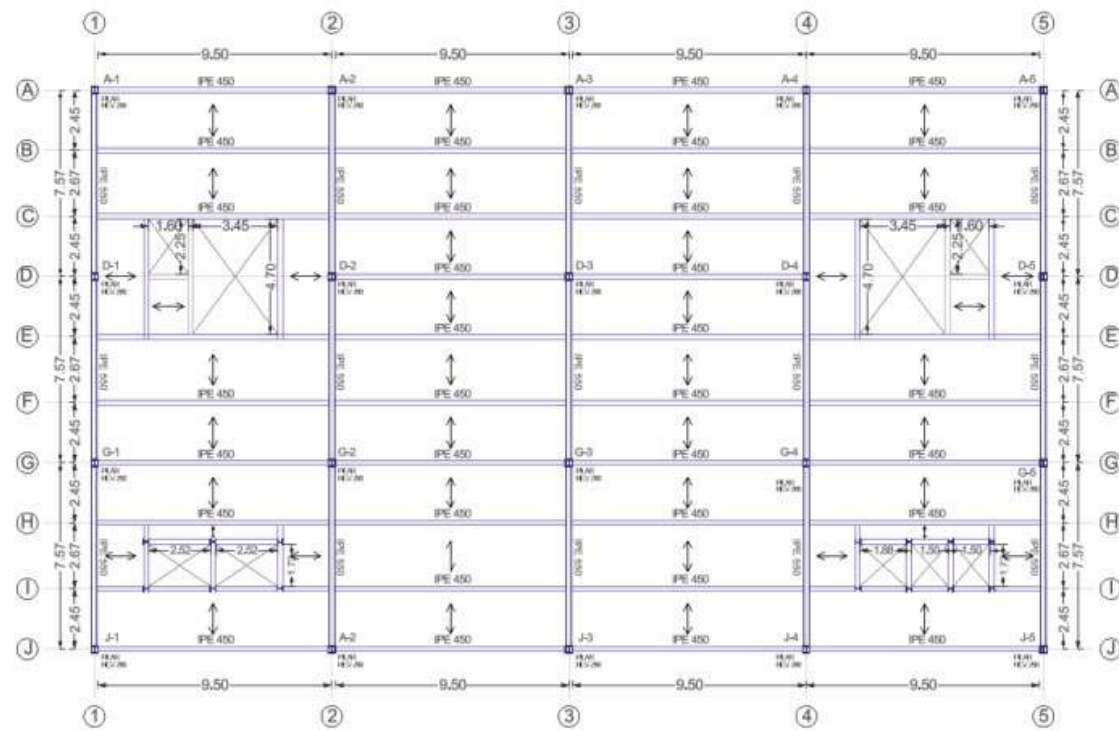
El edificio objeto del proyecto es un Centro de Investigación Culinaria, ubicado en Plaza España, Madrid, concebido como una torre de 16 plantas sobre rasante y 3 bajo rasante que combina usos docentes, experimentales y públicos. El conjunto alberga laboratorios, aulas de formación, zonas de cultivo urbano, espacios expositivos y áreas comunes destinadas a la interacción entre investigación, gastronomía y sociedad. En su parte superior, la cubierta se corona con una estructura metálica ligera destinada a un hogar de aves.

Desde el punto de vista estructural, el edificio se resuelve mediante un sistema portante metálico con pilares dispuestos en retícula regular, vigas de acero laminado y forjados mixtos de chapa colaborante y hormigón armado. En las plantas con mayores concentraciones de carga, como las destinadas a huertos o soportes de pilares nacientes, se disponen cerchas metálicas que redistribuyen los esfuerzos.

La estabilidad global se garantiza mediante arriostramientos en cruz de San Andrés, que absorben las acciones horizontales, principalmente las debidas al viento. Las tres plantas bajo rasante se resuelven con muro pantalla y cimentación profunda mediante pilotes perforados, adecuados a las condiciones geotécnicas del terreno y a la presencia del nivel freático.

En conjunto, la estructura se ha proyectado para optimizar la transmisión de cargas verticales y horizontales, garantizar la rigidez frente a deformaciones y cumplir con los criterios de resistencia y estabilidad establecidos por la normativa vigente.

Figura 0. Planos estructurales



## 2. Normativa aplicada

Para el cálculo y diseño estructural del proyecto se aplican las siguientes normativas:

- Código Estructural: Estructuras de acero
- Código Estructural: Estructuras de hormigón
- Código Técnico de la Edificación: Documento Básico de Seguridad Estructural (CTE DB-SE)
- Código Técnico de la Edificación: Documento Básico de Seguridad Estructural - Acciones en la Edificación (CTE DB-SE-AE)
- Código Técnico de la Edificación: Documento Básico de Seguridad Estructural - Acero (CTE DB-SE-A)
- Código Técnico de la Edificación: Cimientos (CTE DB-SE-C)
- Código Técnico de la Edificación: Documento Básico de Seguridad en caso de incendio (CTE DB-SI)
- Norma de Construcción Sismorresistente: Parte general y edificación (NCSE-02)

## 3. Materiales

Los materiales empleados en el proyecto se han seleccionado conforme a los criterios y prescripciones establecidos en el Código Estructural, aprobado por el Real Decreto 470/2021, y su actualización de 2023, que adapta su contenido a la normativa europea vigente (UNE-EN 1992, 1993 y 1994 – Eurocódigos estructurales).

CUADRO DE CARACTERISTICAS SEGUN EL CÓDIGO ESTRUCTURAL					
HORMIGON					
ELEMENTO ESTRUCTURAL	Tipo de hornigón	Nivel de control	Coficiente parcial de seguridad	Resistencia de cálculo (N/mm <sup>2</sup> )	Recubrimiento mínimo (mm)
Cimentacion	HA-25/P/40/IIIa	ESTADISTICO	1,50	16,6	45
Estructura	HA-25/P/20/IIIa	ESTADISTICO	1,50	16,6	45
ACERO ESTRUCTURAL					
ELEMENTO ESTRUCTURAL	Tipo de acero	Nivel de control	Coficiente parcial de seguridad	Resistencia de cálculo (N/mm <sup>2</sup> )	
Pilares, vigas y cerchas	S 355	NORMAL	1,15	355	
Forjado	S 350GD + Z	NORMAL	1,15	350	
ACERO DE ARMAR					
ELEMENTO ESTRUCTURAL	Tipo de acero	Nivel de control	Coficiente parcial de seguridad	Resistencia de cálculo (N/mm <sup>2</sup> )	
Cimentacion, muros, pilares, vigas y forjados	B 500 S	NORMAL	1,15	500	

## 4. Acciones en la edificación

### 4.1. Acciones permanentes

Las acciones permanentes consideradas son el peso propio de los elementos estructurales, los cerramientos y separadores, y los revestimientos. Los rellenos de los cultivos de gran tamaño no se contemplan en este primer cálculo, ya que su carga no actúa directamente sobre el forjado, sino que se transmite a una cercha metálica cuyo dimensionado se desarrolla en el punto 7 de la memoria.

Para determinar el peso propio de los distintos elementos se consulta la Tabla C.5 del DB-SE-AE.

El edificio estará constituido en todas sus plantas por un forjado mixto de chapa colaborante y capa de hormigón. Su peso propio es de 3,50 kN/m<sup>2</sup>, valor obtenido del proceso de dimensionado descrito en el apartado 4 de la memoria.

En cuanto al peso de la tabiquería, al ser convencional, se toma un peso propio de 1 kN/m<sup>2</sup> como carga uniformemente repartida sobre el forjado en todas las plantas. Este valor se incrementa en 1 kN/m<sup>2</sup> adicional en aquellas plantas que disponen de muro cortina, como el vestíbulo y los huertos.

Para los pavimentos se prevén revestimientos de madera y cerámicos, por lo que se considera un peso propio de 1 kN/m<sup>2</sup> en todas las plantas.

Finalmente, la cubierta del edificio es de tipo plano invertido con acabado de grava, por lo que se le asigna un peso propio de 2,5 kN/m<sup>2</sup>, al que se suma 1 kN/m<sup>2</sup> correspondiente a la estructura metálica independiente que envuelve el hogar de aves.

El cálculo detallado de las cargas permanentes de cada forjado, obtenidas a partir del peso propio de los elementos descritos, se recoge en la Tabla 1.1.

### 4.2. Acciones variables

#### 4.2.1. Sobrecarga de uso

Los valores de las sobrecargas de uso se determinan en función del uso asignado a cada planta, conforme a los criterios establecidos en la Tabla 3.1 del DB-SE-AE.

El edificio contiene varios usos simultáneos, por lo que se han clasificado las plantas según su tipología.

- Plantas de aulas, cocinas y biblioteca al tratarse de uso docente, se consideran dentro del grupo B (zonas administrativas).
- Zonas públicas como el patio de comidas se clasifica como C1 (zona con mesas y sillas), mientras que el vestíbulo se clasifica como C3 (zona sin obstáculos al movimiento de personas).
- Planta de mercado se considera grupo D1 (local comercial).
- Plantas de huerto y cubierta se incluyen en el grupo F (zonas accesibles únicamente de forma privada), pues son solo transitables para mantenimiento o uso restringido.

El cálculo detallado de las sobrecargas de uso adoptadas para cada forjado, empleadas posteriormente en la obtención de las cargas variables, se recoge en la Tabla 1.1.

Tabla 1.1. Acciones permanentes y acciones de sobrecarga de uso

CARGAS TOTALES POR FORJADO									
PLANTA	SUPERFICIE (m <sup>2</sup> )	PESO PROPIO (kN/m <sup>2</sup> )				CARGA PERMANENTE TOTAL (kN/m <sup>2</sup> )	USO	SOBRECARGA DE USO (kN/m <sup>2</sup> )	CARGA PERMANENTE TOTAL + USO (kN/m <sup>2</sup> )
		FORJADO	SOLADOS	ELEMENTOS CUBIERTA	TABICERIA				
-3	716,08	3,5	1	0	1	5,5	F - Planta industrial	2	7,5
-2	716,08	3,5	1	0	1	5,5	F - Planta industrial	2	7,5
-1	716,08	3,5	1	0	1	5,5	F - Huerto	2	7,5
0	345,11	3,5	1	0	2	6,5	C3 - Vestibulo	5	11,5
0	370,97	3,5	1	3	2	9,5	F - Huerto	2	11,5
1	345,11	3,5	1	0	2	6,5	F - Huerto	2	8,5
2	345,11	3,5	1	0	2	6,5	F - Huerto	2	8,5
3	716,08	3,5	1	0	1	5,5	C1 - Patio de comidas	3	8,5
4	522,77	3,5	1	0	1	5,5	D1 - Comercio	5	10,5
5	678,63	3,5	1	0	1	5,5	B - Biblioteca	2	7,5
6	716,08	3,5	1	3	2	9,5	F - Huerto	2	11,5
7	432,46	3,5	1	0	2	6,5	F - Huerto	2	8,5
8	432,46	3,5	1	0	2	6,5	F - Huerto	2	8,5
9	716,08	3,5	1	0	1	5,5	B - Aulas	2	7,5
10	716,08	3,5	1	0	1	5,5	B - Aulas	2	7,5
11	716,08	3,5	1	0	1	5,5	B - Aulas	2	7,5
12	716,08	3,5	1	3	2	9,5	F - Huerto	2	11,5
13	432,46	3,5	1	0	2	6,5	F - Huerto	2	8,5
14	716,08	3,5	1	0	1	5,5	B - Cocinas	2	7,5
15	716,08	3,5	1	0	1	5,5	B - Cocinas	2	7,5
16	716,08	3,5	1	0	1	5,5	B - Cocinas	2	7,5
<b>CUBIERTA</b>	791,28	3,5	0	3,5	0	7	F - Hogar de aves	1	8

#### 4.2.2. Acciones del viento

Según el Punto 3.3.2. del DB-SE-AE, la acción del viento puede expresarse mediante la fórmula:  $q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p$ ; siendo  $q_b$  la presión dinámica del viento,  $c_e$  el coeficiente de exposición y  $c_p$  el coeficiente eólico de presión.

El cálculo se realiza para ambas direcciones principales del edificio (lado largo y lado corto), considerando sus dimensiones: 23 m x 38,90 m de planta y 102 m de altura.

##### Presión dinámica ( $q_b$ )

Según la Figura D.1. del DB-SE-AE, la ciudad de Madrid se sitúa en la Zona A. Por lo tanto, la presión dinámica ( $q_b$ ) adoptada es de 0,42 kN/m<sup>2</sup>.

##### Coefficiente de exposición ( $c_e$ )

Dado que el edificio supera los 30 m de altura, el coeficiente de exposición ( $c_e$ ) se calcula a partir de las expresiones indicadas en el Punto D.2 del DB-SE-AE:

$$c_e = F \cdot (F + 7k) \quad \text{y} \quad F = k \ln \left( \frac{\max(z, Z)}{L} \right)$$

Los parámetros de dichas expresiones se indican en la Tabla D.2 del mismo punto. Por lo tanto, teniendo en cuenta que el grado de aspereza del entorno es de Tipo V (centro de negocios de grandes ciudades, con profusión de edificios en altura), para nuestro edificio  $k = 0,24$ ,  $L = 1,0$  m y  $Z = 10$  m. Con esto, se concluye que:

- $F = 0,24 \ln (102/1) = 1,110$
- $C_e = 1,110 (1,110 + 1,68) = 3,097$

##### Coefficiente eólico ( $c_p / c_s$ )

El coeficiente eólico de presión ( $c_p$ ) y de succión ( $c_s$ ) se obtiene de la Tabla 3.5. del DB SE-AE. Para ello, se debe calcular primero la esbeltez de ambos lados del edificio teniendo en cuenta sus dimensiones anteriormente indicadas.

- Esbeltez lado corto = 4,434782609
- Esbeltez lado largo = 2,622107969

Para obtener los valores exactos de los coeficientes eólicos se interpola con los datos de la tabla, y se concluye que:

- Para el lado corto:  $c_p = 0,8$  y  $c_s = -0,685$ .
- Para el lado largo:  $c_p = 0,8$  y  $c_s = -0,637$ .

##### Acciones del viento ( $q_e$ )

Como se ha visto anteriormente, la acción del viento se expresa como  $q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p$ . Teniendo en cuenta esto y los datos obtenidos hasta el momento, se halla:

- Para el lado corto,  $q_e$  por presión es de 1,04 kN/m<sup>2</sup> y  $q_e$  por succión es de -0,89 kN/m<sup>2</sup>. Por lo tanto, el total de sus valores absolutos es de 1,93 kN/m<sup>2</sup>
- Para el lado largo,  $q_e$  por presión es de 1,04 kN/m<sup>2</sup> y  $q_e$  por succión es de -0,82 kN/m<sup>2</sup>. Por lo tanto, el total de sus valores absolutos es de 1,87 kN/m<sup>2</sup>

Con estos valores se determinan las acciones horizontales de viento sobre cada una de las cuatro fachadas, calculando las cargas en cada nudo estructural en función de su área tributaria.

El desarrollo completo del cálculo del viento en ambos sentidos, así como la distribución de las cargas en los nudos, se incluye en la Tabla 1.2.

Tabla 1.2. Acción del viento

		VIENTO ( $q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p$ )			
		LADO LARGO		LADO CORTO	
ANCHO	23				
LARGO	38,9				
ALTURA	102				
ESBELTEZ LADO LARGO	2,622107969				
ESBELTEZ LADO CORTO	4,434782609				
COEFICIENTES					
PRESIÓN DINÁMICA	$q_b$	0,42		$q_b$	0,42
COEFICIENTE DE EXPOSICIÓN	$c_e$	3,097		$c_e$	3,097
COEFICIENTE EÓLICO	$c_p$	0,8		$c_p$	0,8
$q_e$ (PRESIÓN) (kN/m <sup>2</sup> )		1,040692		1,040692	
$q_e$ (SUCCIÓN) (kN/m <sup>2</sup> )		-0,82857138		-0,8910069	
$q_e$ TOTAL (kN/m <sup>2</sup> )		1,86916338		1,9315989	

ACCIÓN DEL VIENTO EN LOS NUDOS					
NIVEL		LADO LARGO		LADO CORTO	
		EXTREMO	INTERIOR	EXTREMO	INTERIOR
NIVEL +19,00 m	ÁREA TRIBUTARIA	94,546	189,09	71,895	143,79
	ACCIÓN DEL VIENTO	176,7200518	353,4401035	138,8723029	277,7446058
NIVEL +38,00 m	ÁREA TRIBUTARIA	94,546	189,09	71,895	143,79
	ACCIÓN DEL VIENTO	176,7200518	353,4401035	138,8723029	277,7446058
NIVEL +57,00 m	ÁREA TRIBUTARIA	75,636	151,27	57,515	115,03
	ACCIÓN DEL VIENTO	141,3741722	282,7483445	111,0969107	222,1938215
NIVEL +68,40 m	ÁREA TRIBUTARIA	66,18	132,36	50,325	100,65
	ACCIÓN DEL VIENTO	123,7012325	247,402465	97,20771464	194,4154293
NIVEL +83,60 m	ÁREA TRIBUTARIA	66,18	132,36	50,325	100,65
	ACCIÓN DEL VIENTO	123,7012325	247,402465	97,20771464	194,4154293
CUBIERTA	ÁREA TRIBUTARIA	28,86	57,72	21,945	43,89
	ACCIÓN DEL VIENTO	53,94405515	107,8881103	42,38893786	84,77787572

#### 4.2.3. Acciones de la nieve

La carga de nieve ( $q_n$ ) e determina de acuerdo con el punto 3.5.1 del DB-SE-AE, mediante la expresión:  $q_n = \mu \cdot S_k$ .

Según el Punto 3.5.3., el coeficiente de forma de la cubierta ( $\mu$ ) tiene un valor de 1 al tener una inclinación menor a 30°. Por otro lado, en función de la altitud de Madrid de 660 m, el valor característico de la carga de nieve sobre un terreno horizontal ( $s_k$ ) es de 0,6 kN/m<sup>2</sup> según la Tabla 3.8 del DB-SE-AE.

De este modo,  $q_n = 1 \cdot 0,6 = 0,6$  kN/m<sup>2</sup>

No obstante, para cubiertas planas de edificios de varias plantas situados a una altitud inferior a 1.000 m, puede adoptarse una carga de nieve uniforme de 1,0 kN/m<sup>2</sup>, valor más conservador que el obtenido teóricamente. Por lo tanto, se adopta  $q_n = 1,0$  kN/m<sup>2</sup>, como carga de cálculo.

El desarrollo del cálculo y la carga de nieve aplicada sobre el forjado de cubierta se incluye en la Tabla 1.3.

Tabla 1.3. Acción de la nieve

NIEVE ( $q_n = \mu \cdot s_k$ )		
ALTITUD MADRID (m)	660	
$s_k$ (kN/m <sup>2</sup> )	0,6	
$\mu$	1	
$q_n$ (kN/m <sup>2</sup> )	0,6	Se toma una carga de nieve de 1kN/m2 pues es mas restrictiva

#### 4.2.4. Acciones térmicas

El edificio no dispone de juntas de dilatación pues no existen elementos estructurales continuos con una longitud mayor de 40 m. Por lo tanto, conforme al Punto 3.4.2 del CTE DB-SE-AE se ve necesario calcular las acciones térmicas.

La temperatura de construcción se adopta de una genérica de 10 °C, según lo establecido en el Punto 3.4.2 del DB-SE-AE. Las temperaturas extremas de verano e invierno, así como los incrementos debidos a radiación solar según orientación, se obtienen del Anejo E del mismo documento.

Las acciones térmicas se representan mediante incrementos de temperatura sobre los distintos elementos estructurales. Los valores de temperatura máxima y mínima adoptados para fachadas, elementos interiores y no directamente expuestos se recogen en la Tabla 1.4.

Tabla 1.4. Acciones térmicas

DATOS		TEMPERATURA			
		ELEMENTOS	INCREMENTO DE RADIACIÓN	TEMPERATURA MÁXIMA ELEMENTO (°C)	TEMPERATURA MÍNIMA ELEMENTO (°C)
T CONSTRUCCIÓN (°C)	10	FACHADA NORTE Y ESTE	2	46	-12,6
T EXTREMA VERANO (°C)	44	FACHADA SUR Y OESTE	30	74	-12,6
T EXTREMA INVIERNO (°C)	-12,6	ELEMENTOS INTERIORES	-	20	20
VARIACIÓN DE T (VERANO)	34	ELEMENTOS NO DIRECTAMENTE EXPUESTOS	-	47	3,7
VARIACIÓN DE T (INVIERNO)	-22,6				

#### 4.2.5. Acciones de impacto

El edificio no prevé zonas de aparcamiento ni tránsito rodado, por lo que no se consideran acciones de impacto relevantes sobre la estructura, tal y como contempla el Punto 4.3.2. del DB-SE-AE. Dado el uso peatonal del edificio, se consideran suficientes las protecciones arquitectónicas menores en áreas susceptibles de pequeños impactos.

#### 4.2.6. Acciones de incendio

El edificio tiene una altura de evacuación superior a 28 m. Por lo tanto, la resistencia al fuego exigida a los elementos estructurales principales (forjados, vigas y pilares) es de R120 para las plantas de uso Docente y Administrativo, y de R180 para las plantas de Pública Concurrencia, conforme a la Tabla 3.1 del Punto 3 del DB-SI 6.

Las acciones térmicas se consideran aplicando los tiempos de resistencia exigidos sin necesidad de modelizar el incendio. Se entiende que los materiales reducen su resistencia con la temperatura, y la estructura está dimensionada para mantener su estabilidad durante el tiempo reglamentario para la evacuación y la intervención de los servicios de emergencia.

Los elementos secundarios no estructurales, cuyo fallo no compromete la estabilidad global ni la compartimentación, no requieren resistencia al fuego específica.

#### 4.2.7. Acciones sísmicas

La ubicación del edificio presenta una aceleración sísmica básica ( $a_b$ ) inferior a 0,04g, siendo g la aceleración de la gravedad, por lo que no es necesario aplicar la Norma sísmica ni realizar el cálculo correspondiente, tal y como indica el Punto 1.2.3. del NSCE-02.

### 4.3. Combinación de acciones

#### 4.3.1. Estado Límite de Servicio (ELS)

El Estado Límite de Servicio (ELS) tiene como objetivo comprobar que la estructura mantiene funcionalidad y confort durante su uso normal, evitando deformaciones, vibraciones o fisuras excesivas. Para el ELS se usan las cargas características, es decir, las acciones permanentes y variables sin mayorar.

El cálculo de las cargas consideradas en Estado Límite de Servicio se recoge en la Tabla 1.5.

#### 4.3.2. Estado Límite Último (ELU)

El Estado Límite Último (ELU) garantiza la resistencia y estabilidad de la estructura frente a las acciones mayoradas de cálculo, asegurando que no se produzca el colapso ni la pérdida de equilibrio.

Los coeficientes de seguridad utilizados para mayorar las acciones se obtienen de la Tabla 4.1 del DB-SE, adoptando siempre la combinación más desfavorable:

- Para las cargas permanentes se toma 1,35
- Para las cargas variables se toma 1,50

El cálculo de las cargas consideradas en Estado Límite Último se incluye igualmente en la Tabla 1.6.

#### 4.3.3. Combinación de acciones

Las acciones variables que actúan sobre una edificación no alcanzan su valor máximo de forma simultánea. Por este motivo, se establecen hipótesis de combinación en las que se reducen determinadas acciones mediante coeficientes de simultaneidad, definidos en la Tabla 4.2 del DB-SE.

Los coeficientes de simultaneidad considerados son los siguientes:

- Para carga permanente (G): no aplica
- Para sobrecarga de uso (Q): 0,7
- Para carga de viento (W): 0,6
- Para carga de nieve (N): 0,5

Se analizan las siguientes hipótesis tanto con cargas en ELS como en ELU:

- Hipótesis I (básica de uso):  $G + Q$
- Hipótesis II (uso reducido):  $G + 0,7 Q$
- Hipótesis III (uso + viento reducido):  $G + Q + 0,6 W$
- Hipótesis IV (viento principal + uso reducido):  $G + 0,7 Q + W$

A las plantas bajo rasante no se les aplican las hipótesis que incluyen viento, al no estar expuestas.

En el caso de la planta de cubierta, se consideran además las hipótesis que incorporan la carga de nieve (N), sin aplicar coeficientes de simultaneidad en este caso:

- Hipótesis V (uso + nieve):  $G + Q + N$
- Hipótesis VI (uso + viento + nieve):  $G + Q + W + N$

El desarrollo completo de las combinaciones de carga para todas las hipótesis consideradas se incluye en la Tabla 1.7. y la Tabla 1.8.

Tabla 1.6. Acciones en ELS y acciones en ELU

PLANTA	ELS (ESTADO LÍMITE DE SERVICIO)				ELU (ESTADO LÍMITE ÚLTIMO)			
	CARGA PERMANENTE (kN/m2)	CARGA VARIABLE (kN/m2)	CARGA DE VIENTO (kN/m2)	CARGA DE NIEVE (kN/m2)	CARGA PERMANENTE MAYORADA (kN/m2)	CARGA VARIABLE MAYORADA (kN/m2)	CARGA DE VIENTO MAYORADA (kN/m2)	CARGA DE NIEVE MAYORADA (kN/m2)
-3	5,5	2	1,9315989	1	7,425	3	2,89739835	1
-2	5,5	2	1,9315989	1	7,425	3	2,89739835	1
-1	5,5	2	1,9315989	1	7,425	3	2,89739835	1
0	6,5	5	1,9315989	1	8,775	7,5	2,89739835	1
0	9,5	2	1,9315989	1	12,825	3	2,89739835	1
1	6,5	2	1,9315989	1	8,775	3	2,89739835	1
2	6,5	2	1,9315989	1	8,775	3	2,89739835	1
3	5,5	3	1,9315989	1	7,425	4,5	2,89739835	1
4	5,5	5	1,9315989	1	7,425	7,5	2,89739835	1
5	5,5	2	1,9315989	1	7,425	3	2,89739835	1
6	9,5	2	1,9315989	1	12,825	3	2,89739835	1
7	6,5	2	1,9315989	1	8,775	3	2,89739835	1
8	6,5	2	1,9315989	1	8,775	3	2,89739835	1
9	5,5	2	1,9315989	1	7,425	3	2,89739835	1
10	5,5	2	1,9315989	1	7,425	3	2,89739835	1
11	5,5	2	1,9315989	1	7,425	3	2,89739835	1
12	9,5	2	1,9315989	1	12,825	3	2,89739835	1
13	6,5	2	1,9315989	1	8,775	3	2,89739835	1
14	5,5	2	1,9315989	1	7,425	3	2,89739835	1
15	5,5	2	1,9315989	1	7,425	3	2,89739835	1
16	5,5	2	1,9315989	1	7,425	3	2,89739835	1
CUBIERTA	7	1	1,9315989	1	9,45	1,5	2,89739835	1

Tabla 1.7. Combinación de accione en ELS

PLANTA	COMBINACIÓN DE ACCIONES ELS					
	HIPÓTESIS I básica de uso	HIPÓTESIS II uso reducido	HIPÓTESIS III uso + viento reducido	HIPÓTESIS IV viento principal + uso reducido	HIPÓTESIS V uso + nieve	HIPÓTESIS VI uso + viento + nieve
-3	7,5	6,9	-	-	-	-
-2	7,5	6,9	-	-	-	-
-1	7,5	6,9	-	-	-	-
0	11,5	10	12,6589934	11,9315989	-	-
0	11,5	10,9	12,6589934	12,8315989	-	-
1	8,5	7,9	9,6589934	9,8315989	-	-
2	8,5	7,9	9,6589934	9,8315989	-	-
3	8,5	7,9	9,6589934	9,8315989	-	-
4	10,5	9	11,6589934	10,9315989	-	-
5	7,5	6,9	8,6589934	8,8315989	-	-
6	11,5	10,9	12,6589934	12,8315989	-	-
7	8,5	7,9	9,6589934	9,8315989	-	-
8	8,5	7,9	9,6589934	9,8315989	-	-
9	7,5	6,9	8,6589934	8,8315989	-	-
11	7,5	6,9	8,6589934	8,8315989	-	-
12	11,5	10,9	12,6589934	12,8315989	-	-
13	8,5	7,9	9,6589934	9,8315989	-	-
14	7,5	6,9	8,6589934	8,8315989	-	-
15	7,5	6,9	8,6589934	8,8315989	-	-
16	7,5	6,9	8,6589934	8,8315989	-	-
CUBIERTA	8	7,7	9,1589934	9,6315989	9	11,89739835

Tabla 1.8. Combinación de accione en ELU

PLANTA	COMBINACIÓN DE ACCIONES ELU					
	HIPÓTESIS I básica de uso	HIPÓTESIS II uso reducido	HIPÓTESIS III uso + viento reducido	HIPÓTESIS IV viento principal + uso reducido	HIPÓTESIS V uso + nieve	HIPÓTESIS VI uso + viento + nieve
-3	10,425	9,525	-	-	-	-
-2	10,425	9,525	-	-	-	-
-1	10,425	9,525	-	-	-	-
0	16,275	14,025	18,01343901	16,92239835	-	-
0	15,825	14,925	17,56343901	17,82239835	-	-
1	11,775	10,875	13,51343901	13,77239835	-	-
2	11,775	10,875	13,51343901	13,77239835	-	-
3	11,925	10,575	13,66343901	13,47239835	-	-
4	14,925	12,675	16,66343901	15,57239835	-	-
5	10,425	9,525	12,16343901	12,42239835	-	-
6	15,825	14,925	17,56343901	17,82239835	-	-
7	11,775	10,875	13,51343901	13,77239835	-	-
8	11,775	10,875	13,51343901	13,77239835	-	-
9	10,425	9,525	12,16343901	12,42239835	-	-
11	10,425	9,525	12,16343901	12,42239835	-	-
12	15,825	14,925	17,56343901	17,82239835	-	-
13	11,775	10,875	13,51343901	13,77239835	-	-
14	10,425	9,525	12,16343901	12,42239835	-	-
15	10,425	9,525	12,16343901	12,42239835	-	-
16	10,425	9,525	12,16343901	12,42239835	-	-
CUBIERTA	10,95	-	-	-	11,95	14,84739835

## 5. Forjado

El forjado seleccionado para todas las plantas del edificio es un forjado mixto de chapa colaborante con capa de hormigón, dispuesto sobre vigas secundarias de manera que la luz libre entre apoyos no supere los 3 m.

### 5.1. Selección del modelo

El predimensionado se inicia teniendo en cuenta las cargas en ELU de cada planta, considerando un peso propio genérico de forjado de 2,5 kN/m<sup>2</sup>. Con las cargas obtenidas, se identifica la planta más desfavorable, correspondiente al vestíbulo de planta 0, cuya carga estimada es de 14,925 kN/m<sup>2</sup>.

A continuación, se selecciona un sistema comercial de chapa colaborante: el modelo MT-76 del fabricante HIANSA. Con la ficha técnica del fabricante, se fija en primer lugar el espesor de la chapa, y en función de la disposición de vanos, apoyos y luz del forjado, se consultan las tablas del modelo para verificar su capacidad resistente.


REV. 01 - enero 2020

**MT-76**



**PROPIEDADES**

**MATERIA PRIMA:** Acero

**ACABADO:** Galvanizado

**ESPESORES (mm):** 0,75 hasta 1,2

**ANCHO ÚTIL:** 880 mm

	ESPESOR (mm)			
	0,75	0,80	1,00	1,20
P (kg/m <sup>2</sup> )	8,36	8,92	11,15	13,38
I (cm <sup>4</sup> /m)	75,58	89,00	111,10	133,00
W (cm <sup>3</sup> /m) - fibra superior	24,01	27,30	33,80	40,50
A <sub>y</sub> (mm <sup>2</sup> /m)	998	1.135,30	1.411,80	1.694,10

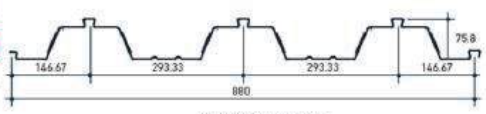
Peso perfil por metro cuadrado. Inercia perfil por metro lineal. Momento resistente perfil por metro lineal. Área sección útil de acero por línea.

### CARACTERÍSTICAS DEL PERFIL

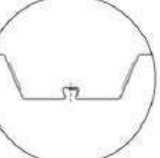
Características Geométricas			
Característica	Valor	Unidades	Tolerancia / Norma
Canto de perfil (h)	75,8	mm	±1,5 EN 1090
Paso de ondo	293	mm	+4/-1 EN 1090
Ancho de la cresta y valle	164/129	mm	+4/-1 EN 1090
Ancho útil (w)	880	mm	(±0,1 * h) ±15 EN 1090
Profundidad relieve alma	3,5	mm	-0,5/+1 EN 1090
Longitud (l)	1.600 a 14.000	mm	+20/-5 EN 1090
Altura / Anchura rigidizador	15 / 23	mm	-0,5 a +1 / ±0,1 EN 1090
Clase de ejecución	EXC2		EN 1090

### NORMATIVA EMPLEADA

Ref. Norma	Descripción
EN 938-1	Productos para cubiertas y revestimientos de chapa metálica. Especificos para los productos acaportados de chapa de acero. Parte 1: acero.
EN 10143	Chapas y bandas de acero con revestimiento metálico en continuo por inmersión en caliente. Tolerancias dimensionales y de forma.
EN 10344	Productos planos de acero recubiertos en continuo por inmersión en caliente. Condiciones técnicas de ejecución.
EN 1090-2	Ejecución de estructuras de acero y aluminio. Parte 2: Requisitos técnicos para las estructuras de acero.
EN 1090-4	Ejecución de estructuras de acero y aluminio. Parte 4: Requisitos técnicos para elementos estructurales y estructuras de acero conformadas en frío para aplicaciones de cubierta, techo, forjado y muro.

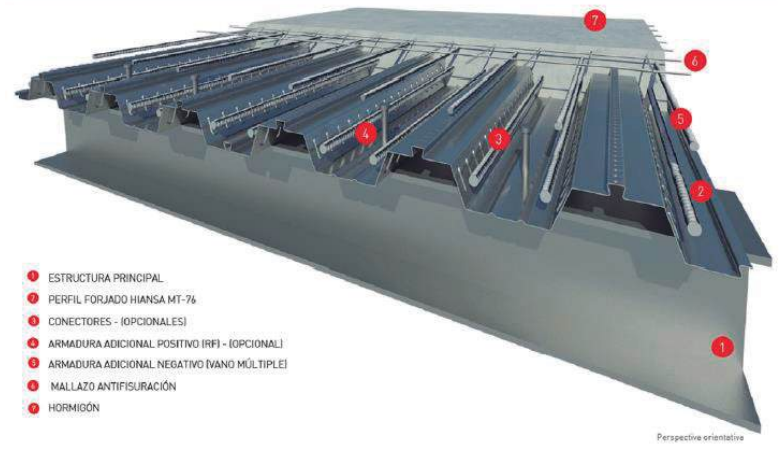


SECCIÓN PERFIL



DETALLE SOLAPE

### DETALLES TIPO



- 1 ESTRUCTURA PRINCIPAL
- 2 PERFIL FORJADO HIANSA MT-76
- 3 CONECTORES - (OPCIONALES)
- 4 ARMADURA ADICIONAL POSITIVO (RFI - OPCIONAL)
- 5 ARMADURA ADICIONAL NEGATIVO (VANO MÚLTIPLE)
- 6 MALLAZO ANTIFISURACIÓN
- 7 HORMIGÓN

Perspectiva orientativa

La luz entre vigas secundarias más desfavorable es de 2,67 m, por lo que se adopta 2,80 m como valor redondeado de proyecto. Se elige una chapa colaborante de 1 mm de espesor, obteniendo un forjado con las siguientes características:

- Capacidad resistente: 15 kN/m<sup>2</sup>
- Canto: 15 cm
- Peso propio: 3,02 kN/m<sup>2</sup>

Posteriormente, se sustituye en el cálculo el peso propio inicial de 2,5 kN/m<sup>2</sup> por el nuevo valor de 3,02 kN/m<sup>2</sup> correspondiente al modelo seleccionado. Con este ajuste, la carga total del forjado de referencia pasa de 14,925 kN/m<sup>2</sup> a 15,627 kN/m<sup>2</sup>, por lo que el modelo elegido no cumple las condiciones de resistencia requeridas, siendo necesario seleccionar otro tipo.

### MT-76 - DISPOSICIÓN 3 VANOS - 4 APOYOS SOBRECARGAS ESTÁTICAS (daN/m<sup>2</sup>) ESPESOR 1.0mm

LUZ (m)	H (cm)													
	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25
2,00	1855	1975	2093	2210	2324	2436	2546	2653	2759	2863	2965	3064	3162	3257
2,20	1647	1775	1880	1984	2086	2186	2283	2380	2474	2566	2656	2745	2832	2916
2,40	1511	1608	1703	1796	1887	1977	2065	2151	2236	2319	2400	2479	2557	2633
2,60	1379	1466	1552	1637	1720	1801	1880	1958	2035	2109	2183	2254	2324	2393
2,80	1266	1345	1424	1500	1576	1650	1722	1793	1862	1930	1996	2061	2125	2187
3,00	1167	1240	1312	1382	1451	1518	1585	1649	1713	1775	1835	1894	1952	2009
3,20	1081	1148	1216	1279	1342	1404	1464	1524	1582	1639	1694	1748	1801	1852
3,40	834	931	1028	1124	1221	1303	1358	1413	1466	1518	1569	1619	1668	1715
3,60	733	818	903	988	1073	1158	1243	1315	1364	1412	1459	1504	1549	1592
3,80	646	721	797	872	947	1022	1098	1173	1248	1316	1360	1402	1443	1483
4,00	572	638	705	772	839	906	973	1039	1106	1173	1240	1307	1374	1438
4,20	507	567	626	686	745	805	864	924	983	1043	1102	1162	1221	1281
4,40	451	504	557	610	663	717	770	823	876	929	982	1036	1089	1142
4,60	401	449	497	544	592	639	687	734	782	829	877	925	972	1020
4,80	352	400	443	486	528	571	613	656	699	741	784	827	869	912
5,00	285	357	396	434	472	510	548	587	625	663	701	739	778	816
5,20	210	311	353	387	422	456	490	525	559	593	628	662	696	730
5,40	148	232	315	346	377	408	438	469	500	531	561	592	623	654
5,60	97	165	251	309	336	364	391	419	447	474	502	530	557	585
5,80	54	111	181	249	300	324	349	374	399	423	448	473	498	522
6,00	18	64	123	196	266	289	311	333	355	377	399	422	444	466

### VALORES DE PESO PROPIO DEL FORJADO COLABORANTE [kN/m<sup>2</sup>]

Perfil	H (cm)															
	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25
MT-76 e=0.75mm	-	-	2,28	2,52	2,76	3	3,24	3,48	3,72	3,96	4,2	4,44	4,68	4,92	5,16	5,4
MT-76 e=0.8mm	-	-	2,28	2,52	2,76	3	3,24	3,48	3,72	3,96	4,2	4,44	4,68	4,92	5,16	5,4
MT-76 e=1.0mm	-	-	2,3	2,54	2,78	3,02	3,26	3,5	3,74	3,98	4,22	4,46	4,7	4,94	5,18	5,42
MT-76 e=1.2mm	-	-	2,33	2,57	2,8	3,04	3,28	3,52	3,76	4	4,24	4,48	4,72	4,96	5,2	5,44

Los cálculos desarrollados para comprobar que no cumple esta primera selección de modelo se indican en la Tabla 2.1.

Tabla 2.1. Forjado de 15 cm (NO CUMPLE)

PLANTA	TIPO	CARGA TOTAL ELU (kN/m <sup>2</sup> )	LUZ ENTRE APOYOS (m)	FABRICANTE				COMPROBACIÓN
				ESPESOR (mm)	SOBRECARGA ESTÁTICA (kN/m <sup>2</sup> )	CANTO (m)	PESO PROPIO (kN/m <sup>2</sup> )	
-3	Forjado mixto de chapa colaborante y capa de hormigón	9.777	2.67	1	15	0.15	3.02	VERDADERO
-2	Forjado mixto de chapa colaborante y capa de hormigón	9.777	2.67	1	15	0.15	3.02	VERDADERO
-1	Forjado mixto de chapa colaborante y capa de hormigón	9.777	2.67	1	15	0.15	3.02	VERDADERO
0	Forjado mixto de chapa colaborante y capa de hormigón	15.827	2.67	1	15	0.15	3.02	FALSO
0	Forjado mixto de chapa colaborante y capa de hormigón	15.177	2.67	1	15	0.15	3.02	FALSO
1	Forjado mixto de chapa colaborante y capa de hormigón	11.127	2.67	1	15	0.15	3.02	VERDADERO
2	Forjado mixto de chapa colaborante y capa de hormigón	11.127	2.67	1	15	0.15	3.02	VERDADERO
3	Forjado mixto de chapa colaborante y capa de hormigón	11.277	2.67	1	15	0.15	3.02	VERDADERO
4	Forjado mixto de chapa colaborante y capa de hormigón	14.277	2.67	1	15	0.15	3.02	VERDADERO
5	Forjado mixto de chapa colaborante y capa de hormigón	9.777	2.67	1	15	0.15	3.02	VERDADERO
6	Forjado mixto de chapa colaborante y capa de hormigón	15.177	2.67	1	15	0.15	3.02	FALSO
7	Forjado mixto de chapa colaborante y capa de hormigón	11.127	2.67	1	15	0.15	3.02	VERDADERO
8	Forjado mixto de chapa colaborante y capa de hormigón	11.127	2.67	1	15	0.15	3.02	VERDADERO
9	Forjado mixto de chapa colaborante y capa de hormigón	9.777	2.67	1	15	0.15	3.02	VERDADERO
10	Forjado mixto de chapa colaborante y capa de hormigón	9.777	2.67	1	15	0.15	3.02	VERDADERO
11	Forjado mixto de chapa colaborante y capa de hormigón	9.777	2.67	1	15	0.15	3.02	VERDADERO
12	Forjado mixto de chapa colaborante y capa de hormigón	15.177	2.67	1	15	0.15	3.02	FALSO
13	Forjado mixto de chapa colaborante y capa de hormigón	11.127	2.67	1	15	0.15	3.02	VERDADERO
14	Forjado mixto de chapa colaborante y capa de hormigón	9.777	2.67	1	15	0.15	3.02	VERDADERO
15	Forjado mixto de chapa colaborante y capa de hormigón	9.777	2.67	1	15	0.15	3.02	VERDADERO
16	Forjado mixto de chapa colaborante y capa de hormigón	9.777	2.67	1	15	0.15	3.02	VERDADERO
CUBIERTA	Forjado mixto de chapa colaborante y capa de hormigón	10.302	2.67	1	15	0.15	3.02	VERDADERO

La segunda prueba se realiza con un forjado de 16 cm de canto, pero su peso propio adicional incrementa la carga total de manera que tampoco cumple la capacidad resistente.

Finalmente, el modelo que cumple con las exigencias de cálculo es el siguiente:

- Capacidad resistente: **16,50 kN/m<sup>2</sup>**
- Canto: **17 cm**
- Peso propio: **3,50 kN/m<sup>2</sup>**

Con este ajuste, la carga total del forjado de referencia pasa a **16,275 kN/m<sup>2</sup>**, por lo que el modelo final cumple con las condiciones de resistencia.

MT-76 - DISPOSICIÓN 3 VANOS - 4 APOYOS

SOBRECARGAS ESTÁTICAS (daN/m<sup>2</sup>) **ESPESOR 1.0mm**

LUZ (m)	H (cm)															
	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25		
2.00	1855	1975	2093	2210	2324	2435	2544	2653	2759	2863	2965	3064	3162	3257		
2.20	1667	1775	1880	1984	2084	2184	2283	2380	2474	2566	2656	2745	2832	2916		
2.40	1511	1608	1703	1796	1887	1977	2065	2151	2234	2319	2400	2479	2557	2633		
2.60	1379	1464	1552	1637	1720	1801	1880	1958	2035	2109	2183	2254	2324	2393		
2.80	1266	1345	1424	1500	1576	1650	1722	1793	1862	1929	1996	2061	2125	2187		
3.00	1167	1240	1312	1382	1451	1518	1585	1649	1713	1775	1835	1894	1952	2009		
3.20	1081	1148	1216	1279	1342	1404	1464	1524	1582	1639	1694	1748	1801	1852		
3.40	934	931	1028	1124	1221	1303	1385	1473	1566	1659	1749	1838	1926	2009		
3.60	733	818	903	988	1073	1158	1243	1315	1364	1412	1459	1504	1549	1592		
3.80	666	721	797	872	947	1022	1096	1173	1248	1316	1360	1402	1443	1483		
4.00	572	638	705	772	839	906	973	1039	1106	1173	1240	1307	1367	1424		
4.20	507	567	626	686	745	805	864	924	983	1043	1102	1162	1221	1281		
4.40	451	504	557	610	663	717	770	823	876	929	982	1036	1089	1142		
4.60	401	449	497	544	592	639	687	734	782	829	877	925	972	1020		
4.80	352	400	442	486	528	571	613	656	699	741	784	827	869	912		
5.00	285	357	396	434	472	510	548	587	625	663	701	739	778	816		
5.20	210	311	353	387	422	456	490	525	559	593	628	662	696	730		
5.40	148	232	315	346	377	408	438	469	500	531	561	592	623	654		
5.60	97	166	251	309	336	364	391	419	447	474	502	530	557	585		
5.80	54	111	181	269	300	324	349	374	399	423	448	473	498	522		
6.00	18	64	123	196	266	289	311	333	355	377	399	422	444	466		

VALORES DE PESO PROPIO DEL FORJADO COLABORANTE [kN/m<sup>2</sup>]

PANT	H (cm)	H (cm)															
		10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25
MT-76 e=0.75mm	-	-	2.28	2.52	2.76	3	3.24	3.48	3.72	3.96	4.2	4.44	4.68	4.92	5.16	5.4	
MT-76 e=0.8mm	-	-	2.28	2.52	2.76	3	3.24	3.48	3.72	3.96	4.2	4.44	4.68	4.92	5.16	5.4	
MT-76 e=1.0mm	-	-	2.3	2.54	2.78	3.02	3.25	3.5	3.74	3.98	4.22	4.46	4.7	4.94	5.18	5.42	
MT-76 e=1.2mm	-	-	2.33	2.57	2.8	3.04	3.28	3.52	3.76	4	4.24	4.48	4.72	4.96	5.2	5.44	

Los cálculos desarrollados para comprobar que cumple esta selección de modelo se indican en Tabla 2.2.

Tabla 2.2. Forjado de 17 cm (CUMPLE)

PLANTA	TIPO	CARGA TOTAL ELU (kN/m <sup>2</sup> )	LUZ ENTRE APOYOS (m)	FABRICANTE				COMPROBACIÓN
				ESPESOR (mm)	SOBRECARGA ESTÁTICA (kN/m <sup>2</sup> )	CANTO (m)	PESO PROPIO (kN/m <sup>2</sup> )	
-3	Forjado mixto de chapa colaborante y capa de hormigón	10.425	2.67	1	16.5	0.17	3.5	VERDADERO
-2	Forjado mixto de chapa colaborante y capa de hormigón	10.425	2.67	1	16.5	0.17	3.5	VERDADERO
-1	Forjado mixto de chapa colaborante y capa de hormigón	10.425	2.67	1	16.5	0.17	3.5	VERDADERO
0	Forjado mixto de chapa colaborante y capa de hormigón	16.275	2.67	1	16.5	0.17	3.5	VERDADERO
0	Forjado mixto de chapa colaborante y capa de hormigón	15.825	2.67	1	16.5	0.17	3.5	VERDADERO
1	Forjado mixto de chapa colaborante y capa de hormigón	11.775	2.67	1	16.5	0.17	3.5	VERDADERO
2	Forjado mixto de chapa colaborante y capa de hormigón	11.775	2.67	1	16.5	0.17	3.5	VERDADERO
3	Forjado mixto de chapa colaborante y capa de hormigón	11.925	2.67	1	16.5	0.17	3.5	VERDADERO
4	Forjado mixto de chapa colaborante y capa de hormigón	14.925	2.67	1	16.5	0.17	3.5	VERDADERO
5	Forjado mixto de chapa colaborante y capa de hormigón	10.425	2.67	1	16.5	0.17	3.5	VERDADERO
6	Forjado mixto de chapa colaborante y capa de hormigón	15.825	2.67	1	16.5	0.17	3.5	VERDADERO
7	Forjado mixto de chapa colaborante y capa de hormigón	11.775	2.67	1	16.5	0.17	3.5	VERDADERO
8	Forjado mixto de chapa colaborante y capa de hormigón	11.775	2.67	1	16.5	0.17	3.5	VERDADERO
9	Forjado mixto de chapa colaborante y capa de hormigón	10.425	2.67	1	16.5	0.17	3.5	VERDADERO
10	Forjado mixto de chapa colaborante y capa de hormigón	10.425	2.67	1	16.5	0.17	3.5	VERDADERO
11	Forjado mixto de chapa colaborante y capa de hormigón	10.425	2.67	1	16.5	0.17	3.5	VERDADERO
12	Forjado mixto de chapa colaborante y capa de hormigón	15.825	2.67	1	16.5	0.17	3.5	VERDADERO
13	Forjado mixto de chapa colaborante y capa de hormigón	11.775	2.67	1	16.5	0.17	3.5	VERDADERO
14	Forjado mixto de chapa colaborante y capa de hormigón	10.425	2.67	1	16.5	0.17	3.5	VERDADERO
15	Forjado mixto de chapa colaborante y capa de hormigón	10.425	2.67	1	16.5	0.17	3.5	VERDADERO
16	Forjado mixto de chapa colaborante y capa de hormigón	10.425	2.67	1	16.5	0.17	3.5	VERDADERO
CUBIERTA	Forjado mixto de chapa colaborante y capa de hormigón	11.95	2.67	1	16.5	0.17	3.5	VERDADERO

Para un forjado de estas características se dispone un mallazo antifisuración en la capa de compresión de 200 x 200 x 5 mm, conforme a las recomendaciones del fabricante.

MALLAZO ANTIFISURACIÓN EN CAPA DE COMPRESIÓN FORJADO (mm)		H (cm)																								
		10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25									
Mallazo	MT-76	200x200x4	-	-	✓	✓	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		200x200x5	-	-	-	-	✓	✓	✓	✓	✓	✓	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		200x200x6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓

Con estos datos, se determinan las características geométricas y resistentes del forjado seleccionado, que servirán como base para realizar las comprobaciones en los distintos estados (sin fraguar, fraguado y de incendio). Estas características se muestran en la Tabla 2.3.

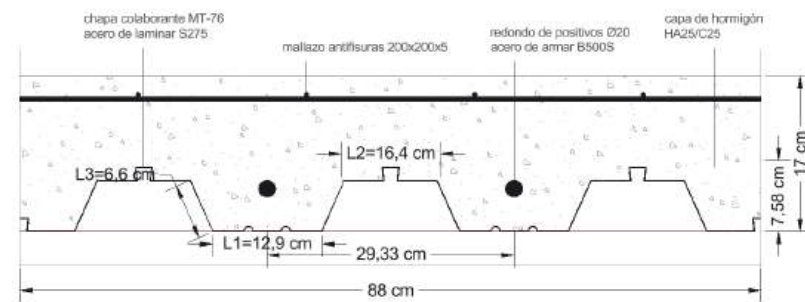
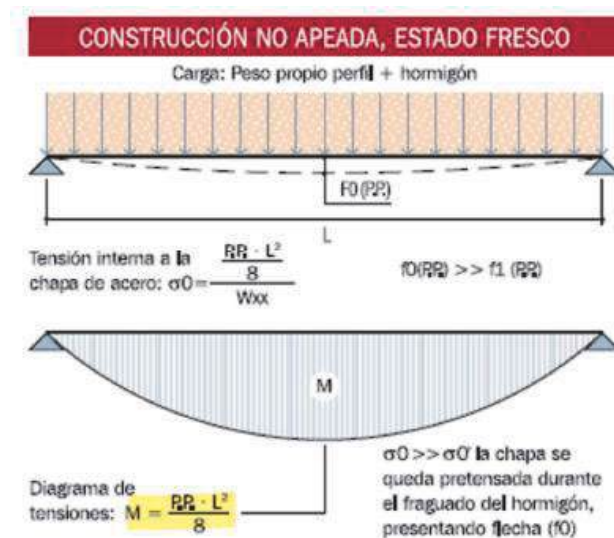


Tabla 2.3. Características geométricas del forjado

LUZ ENTRE APOYOS (m)	ESPESOR (cm)	CANTO DE LA CHAPA (cm)	INTEREJE (m/onda)	L1 = SECCIÓN INFERIOR (cm)	L2 = SECCIÓN SUPERIOR (cm)	L3 = SECCIÓN DIAGONALES (cm)
2,67	0,1	7,58	0,29333	12,9	16,4	6,6

### 5.2. Paso 1: Estado sin fraguar

Para ser económicamente viable, la chapa colaborante debe soportar el peso del hormigón fresco durante el fraguado sin necesidad de apuntalamiento. En este estado, el único elemento resistente es la propia chapa de acero, que trabaja como una viga simplemente apoyada entre las vigas secundarias. Por lo tanto, se calcula el momento isostático máximo con una carga de 3,5 kN/m<sup>2</sup> correspondiente al peso propio del forjado, lo que da un resultado de 3,11 kNm por metro lineal.



A continuación, se determina el espesor necesario de la chapa para resistir este momento, aplicando la expresión:

$$t = \frac{M_0 \cdot \text{intereje}}{l_1 \cdot h_0 \cdot f_y}$$

El resultado es una chapa de 0,359 mm que, frente al espesor de 1 mm escogido, se muestra que cumple holgadamente, confirmando que no es necesario el uso de puntales durante el vertido del hormigón y que la chapa colaborante seleccionada puede resistir por sí sola el estado de fraguado.

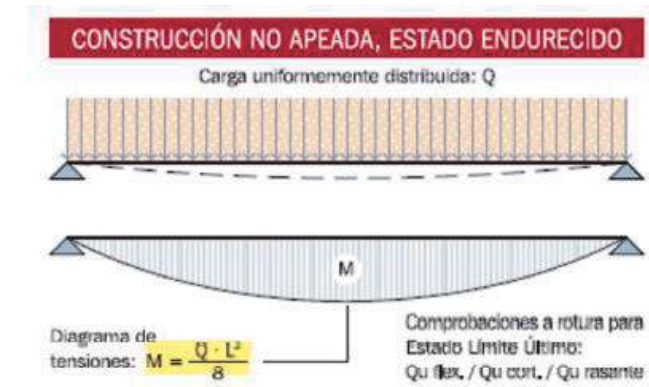
Los cálculos desarrollados para la comprobación en el estado sin fraguar se indican en la Tabla 2.4.

Tabla 2.4. Comprobación del estado sin fraguar (CUMPLE)

LUZ ENTRE APOYOS (m)	PESO PROPIO kN/m2	ESTADO SIN FRAGUAR			COMPROBACIÓN
		MOMENTO EN FASE SIN FRAGUAR (kNm·m)	ESPESOR DE CHAPA NECESARIO (cm)	ESPESOR CHAPA (cm)	
2,67	3,5	$M_0 = p_p \cdot L^2 / 8$ 3,11889375	$t = (M_0 \cdot \text{intereje}) / (l_1 \cdot h_0 \cdot f_y)$ 0,035985273	0,1	VERDADERO

### 5.3. Paso 2: Estado fraguado

Una vez fraguado el hormigón, el forjado trabaja como una sección mixta de chapa colaborante y hormigón, en la que ambos materiales colaboran en la resistencia a flexión: el hormigón absorbe los esfuerzos de compresión, mientras que la chapa de acero resiste los esfuerzos de tracción. En esta fase, el forjado debe resistir la carga de 16,275 kN/m<sup>2</sup>.



En primer lugar, a partir de las características geométricas del perfil descritas anteriormente, se determina el área resistente de la chapa (As) y la posición de su centro de gravedad (Ys):

- As = 4,25 cm<sup>2</sup>
- Ys = 4,117 cm

Con estos valores se calcula la profundidad de la fibra comprimida (c) y el brazo de palanca (z), según las expresiones:

$$c = \frac{A_s \cdot f_y}{\text{intereje} \cdot f_c} ; z = h - \frac{c}{2} - y_s$$

Se determina:

- $c = 2,21$  cm
- $z = 11,77$  cm

A continuación, se calcula el momento resistido mediante la expresión:

$$M = \frac{A_s \cdot f_y \cdot z}{\text{intereje}}$$

El resultado es un momento resistido de 44,35 kN·m por metro lineal. Teniendo en cuenta que el momento isostático máximo con una carga de 16,275 kN/m<sup>2</sup>, correspondiente al forjado de referencia, es de 14,5 kN·m/ml, y que este valor es inferior al momento resistente, se verifica que el forjado cumple la condición de resistencia en el estado fraguado.

En cuanto al armado necesario por intereje, se obtiene a partir de la expresión:

$$A = \frac{m \cdot \text{intereje}}{z \cdot f_y}$$

Su resultado es de 2,57 cm<sup>2</sup>/intereje. Por lo tanto, se selecciona un armado Ø20, con un área de 3,145 cm<sup>2</sup>, cumpliendo también la comprobación de armado.

Los cálculos desarrollados para la comprobación en el estado fraguado se indican en la Tabla 2.5.

Tabla 2.5. Comprobación del estado fraguado (CUMPLE)

CENTRO DE GRAVEDAD DE LA CHAPA								
PERÍMETRO DE ONDA (cm)	A1 (cm <sup>2</sup> )	A2 (cm <sup>2</sup> )	A3 (cm <sup>2</sup> )	ÁREA DE LA CHAPA (cm <sup>2</sup> )	Y1	Y2	Y3	CENTRO DE GRAVEDAD DE LA CHAPA (cm)
11 + 12 + 13'2				A1 + A2 + A3'2	c.d.g tramo 1	c.d.g tramo 2	c.d.g tramo 3	
42,5	1,29	1,64	0,66	4,25	0,55	7,58	3,79	4,117294118

PROFUNDIDAD FIBRA COMPRIMIDA Y BRAZO DE PALANCA		ESTADO FRAGUADO					
PROFUNDIDAD FIBRA COMPRIMIDA (cm)	BRAZO DE PALANCA (cm)	MOMENTO RESISTIDO (kNm·m)	MOMENTO EN FASE FRAGUADA (kNm·m)	COMPROBACIÓN MOMENTO	ARMADO NECESARIO POR INTEREJE (cm <sup>2</sup> /intereje)	ARMADO SELECCIONADO Ø20	COMPROBACIÓN ARMADO
$c = A_s \cdot f_y / \text{intereje} \cdot f_c$	$z = h - (c/2) - y_s$	$M = A_s \cdot f_y \cdot z / \text{intereje}$	$M_o = Q \cdot L^2 / 8$		$A = m \cdot \text{intereje} / z \cdot f_y$		
2,215934272	11,77473875	44,35648012	14,50285594	VERDADERO	2,569767442	3,142	VERDADERO

#### 5.4. Paso 3: Estado de incendio

En situación de incendio, se considera que el acero laminado pierde su capacidad resistente debido a las altas temperaturas. Por ello, se dispone un armado adicional en los nervios del forjado, capaz de resistir las cargas propias durante el tiempo requerido de exposición al fuego.

Se adopta una resistencia al fuego de R120 en las plantas de uso Docente-Administrativo y R180 en las plantas de Pública Concurrencia, una profundidad del armado de redondos mayor a 4 cm, y una temperatura máxima de 500 °C, momento en el cual los materiales reducen su capacidad portante según la Tabla C.7 del DB-SI.

El momento actuante en incendio ( $m_i$ ) se obtiene reduciendo el momento resistente a temperatura ambiente mediante un coeficiente de 1,6, lo que da como resultado 27,72 kNm por metro lineal.

Asimismo, se aplican los coeficientes de reducción de tensiones a 500 °C, resultando:

- Para el hormigón:  $f_{ci} = f_c \cdot 0,6 = 1,02$  kN/cm<sup>2</sup>
- Para el acero de armar:  $f_{yi} = f_y \cdot 0,78 = 33,54$  kN/cm<sup>2</sup>

Con estos valores, se recalcula la profundidad de la fibra comprimida ( $c_i$ ) y el brazo de palanca ( $z_i$ ) en situación de incendio:

- $c_i = 4,76$  cm

- $z_i = 10,50$  cm

El momento resistente en incendio ( $M_i$ ) se obtiene aplicando las resistencias reducidas según la expresión:

$$M = \frac{A_{si} \cdot f_{y_i} \cdot z_i}{\text{intereje}}$$

De este modo, se obtiene un momento resistente en incendio de 37,72 kNm por metro lineal, superior al momento actuante reducido de 27,72 kNm por metro lineal, cumpliendo así la condición de resistencia.

Por último, se determina el armado necesario por intereje mediante:

$$A_{si} = \frac{m_i \cdot \text{intereje}}{z_i \cdot f_{y_i}}$$

Su resultado es de 2,31 cm<sup>2</sup>/intereje inferior al armado dispuesto Ø20 de 3,142 cm<sup>2</sup>, por lo que la comprobación de armado también resulta satisfactoria.

Los cálculos desarrollados para la comprobación en el estado de incendio se indican en la **Tabla 2.6**.

Tabla 2.6. Comprobación del estado de incendio (CUMPLE)

ESTADO DE INCENDIO						
REDUCCIÓN DE MOMENTO A INCENDIO (kNm·m)	REDUCCIÓN DE LAS TENSIONES (a 500°C)		PROFUNDIDAD FIBRA COMPRIMIDA EN INCENDIO (cm)	BRAZO DE PALANCA EN INCENDIO (cm)	MOMENTO RESISTIDO EN INCENDIO (kNm·m)	COMPROBACIÓN MOMENTO
	HORMIGÓN HA25/C25	ACERO DE ARMAR B500S				
$m_i = m / 1,6$	$f_{ci} = f_c \cdot 0,6$	$f_{yi} = f_y \cdot 0,78$			$M = A_{si} \cdot f_{y_i} \cdot z_i / \text{intereje}$	
27,72280008	1,02	33,54	4,764258685	10,50057654	37,72470928	VERDADERO
ARMADO NECESARIO POR INTEREJE EN INCENDIO (cm <sup>2</sup> /intereje)	ARMADO Ø20	COMPROBACIÓN ARMADO				
$A_{si} = m_i \cdot \text{intereje} / z_i \cdot f_{y_i}$						
2,308965119	3,142	VERDADERO				

## 6. Vigas

Se han dispuesto dos tipos de vigas en el edificio: principales y secundarias. Las vigas principales recogen las cargas de los forjados y las transmiten a los pórticos metálicos y pilares, mientras que las vigas secundarias sirven de apoyo al forjado de chapa colaborante. Ambas se resolverán mediante perfiles laminados IPE de acero S355. Las luces estructurales son:

- Viga principal: 7,57 m
- Viga secundaria: 9,50 m

Tal y como se describe posteriormente en el punto 7 de la memoria, los forjados que soportan los huertos presentan cargas muy elevadas y se resuelven mediante cerchas metálicas. De igual modo, las plantas que sustentan pilares nacientes también se resuelven con cerchas.

Por lo tanto, para el dimensionado de las vigas metálicas, no se consideran las plantas de huertos, y se toma como referencia la siguiente carga más alta sin cercha, correspondiente a la planta 4 dedicada al mercado, con una carga total en ELU de **14,925 kN/m<sup>2</sup>**.

### 6.1. Cálculo de esfuerzos

Para el cálculo de los esfuerzos se seleccionan cuatro tipos de vigas representativas:

- Viga principal interior
- Viga principal en borde
- Viga secundaria interior
- Viga secundaria en borde

A cada una se le asigna el ancho tributario más desfavorable, dimensionándose para dicho valor de carga. De esta manera, cada tipo de viga se considera representativo del comportamiento del conjunto, aplicándose el mismo criterio de dimensionado en todo el edificio.

Los diagramas de momentos plásticos se han obtenido mediante la aplicación de cálculo estructural DEFLECTION, utilizando las cargas en ELU, dado que este estado permite determinar los esfuerzos máximos que la estructura debe resistir en condiciones extremas de carga. De los diagramas se extrae el momento máximo ( $M_{max}$ ) en valor absoluto de cada viga, para poder dimensionar su perfil.

- $M_{max}$  viga principal: 660 kN/m
- $M_{max}$  viga secundaria: 386 kN/m

Del mismo modo, se calculan los diagramas de cortantes con las mismas cargas de ELU, y se obtienen los valores de cortante máximo ( $V_{max}$ ) para cada caso.

- $V_{max}$  viga principal: 654 kN
- $V_{max}$  viga secundaria: 230 kN

Finalmente, se evalúa la flecha máxima probando secciones con las cargas en ELS, puesto que este estado representa las condiciones reales de servicio.

- Flecha viga principal: 0,0164 m
- Flecha viga secundaria: 0,015 m

Las flechas indicadas corresponden a las secciones finalmente adoptadas tras la selección de perfiles que se muestra en el apartado 6.2. de la memoria.

### 6.2. Selección del perfil y comprobaciones

Se adopta un acero estructural S355, con una tensión normal de cálculo  $f_y = 355000 \text{ kN/m}^2$  y una tensión tangencial de  $f_v = f_y / \text{RAIZ}(3) = 204959 \text{ kN/m}^2$

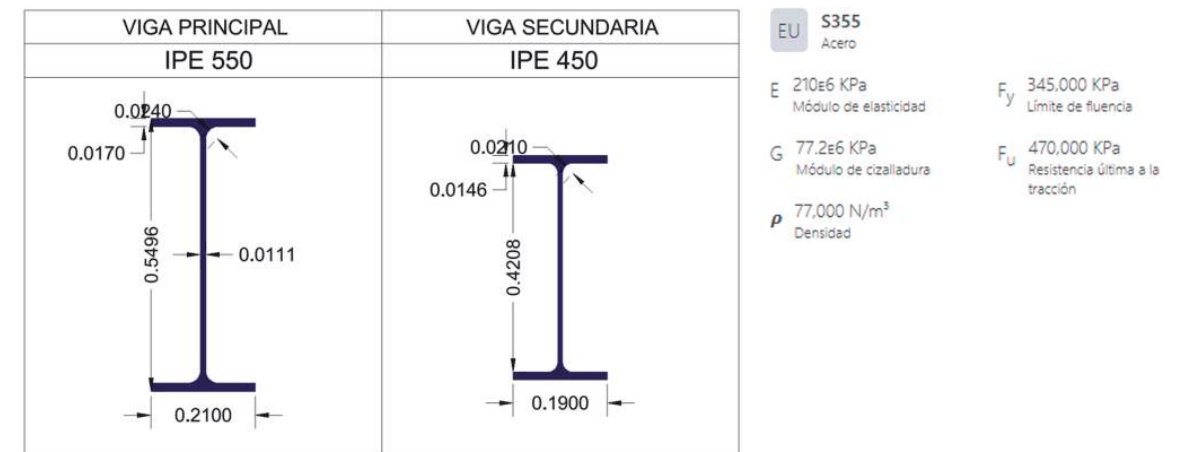
La sección mínima necesaria se obtiene de la expresión  $A_{min} = V_{max} / f_v$ , según el Punto 6.2.4. del DB-SE-A, y el módulo de resistencia plástico mínimo se calcula mediante:  $W_{min} = M_{max} / f_y$  según el punto 6.2.6. del DB-SE-A. Se escoge un perfil que cumpla dichas condiciones y se comprueba que cumpla por flecha mediante su valor de inercia.

Para la viga principal  $A_{min} = 31,90 \text{ cm}^2$  y  $W_{min} = 2323,94 \text{ cm}^3$ . Con estos valores, se prueba con un perfil IPE 550, el cual cumple la comprobación de flecha.

Para la viga secundaria se obtiene  $A_{min} = 79,52 \text{ cm}^2$  y  $W_{min} = 7690,14 \text{ cm}^3$ . En primera instancia, se selecciona un perfil IPE 300, que no cumple por flecha. Tras varias comprobaciones con perfiles superiores que tampoco cumplen por flecha, finalmente se adopta un IPE 450, el cual cumple las exigencias de deformación establecidas por la normativa.

En consecuencia, los perfiles definitivos son:

- **Viga principal: IPE 550**
- **Viga secundaria: IPE 450**



El cálculo de esfuerzos de cada viga, así como su selección de perfil y comprobación se recogen en la Tabla 3.1, 3.2., 3.3. y 3.4. Los diagramas de esfuerzos correspondientes a cada tipo de viga se muestran en las Figuras 1, 2, 3 y 4.

Tabla 3.1. Esfuerzos de la vigas en el forjado de planta 4

DATOS DE LAS VIGAS												
VIGA	SITUACIÓN	TRAMO	LUZ (m)	CARGA TOTAL ELU (kN/m <sup>2</sup> )	CARGA TOTAL ELS (kN/m <sup>2</sup> )	ANCHO TRIBUTARIO (m <sup>2</sup> )	CARGA ELU SOPORTADA (kN/m)	CARGA ELS SOPORTADA (kN/m)	CÁLCULO PLÁSTICO			CORTANTE MÁXIMO (kN)
									MOMENTO EXTREMO IZQUIERDA (kN/m)	MOMENTO CENTRAL (kN/m)	MOMENTO EXTREMO DERECHA (kN/m)	
PRINCIPAL	BORDE	EXTREMO	7,5	14,925	10,5	4,826	72,02805	50,673	0	330	-413	327
		INTERIOR							-413	103	-413	
		EXTREMO							-413	330	0	
	INTERIOR	EXTREMO	7,5	14,925	10,5	9,652	144,0561	101,346	0	660	-825	654
		INTERIOR							-825	206	-825	
		EXTREMO							-825	660	0	

Tabla 3.2. Selección del perfil y comprobación de flecha de la viga principal

SELECCIÓN DEL PERFIL VIGA PRINCIPAL									
TIPO DE ACERO	MÓDULO ELÁSTICO (kN/m <sup>2</sup> )	CORTANTE (kN)	TENSIÓN NORMAL (kN/m <sup>2</sup> )	TENSIÓN TANGENCIAL (kN/m <sup>2</sup> )	SECCIÓN MÍNIMA (m <sup>2</sup> )	SECCIÓN MÍNIMA (cm <sup>2</sup> )	MOMENTO MÁXIMO (kN/m)	MÓDULO DE RESISTENCIA PLÁSTICO MÍNIMO (m <sup>3</sup> )	MÓDULO DE RESISTENCIA PLÁSTICO MÍNIMO (cm <sup>3</sup> )
		Vmax	fy	fv = fy / RAIZ(3)	A > Vmax / fv		Mmax	W = Mmax / fv	
S355	210000000	654	355000	204959,3456	0,003190877	31,90876699	825	0,002323944	2323,943662

VIGA PRINCIPAL IPE 550 (CUMPLE)

COMPROBACIÓN FLECHA PERFIL PRINCIPAL				
SELECCIÓN	FLECHA MÁXIMA (m)	L/500	L/400	L/300
		0,0164	0,015	0,01875
IPE 550	COMPROBACIÓN	VERDADERO	VERDADERO	VERDADERO

Figura 1. Diagrama de esfuerzos viga principal interior

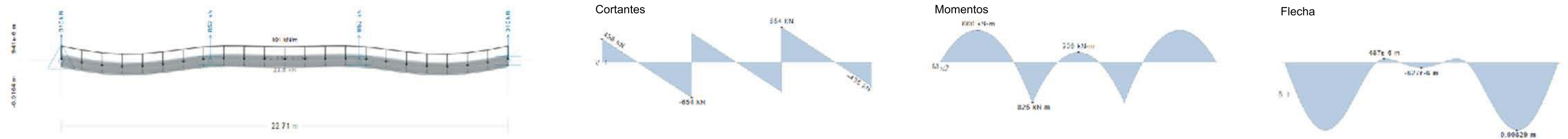


Figura 2. Diagrama de esfuerzos viga principal en borde

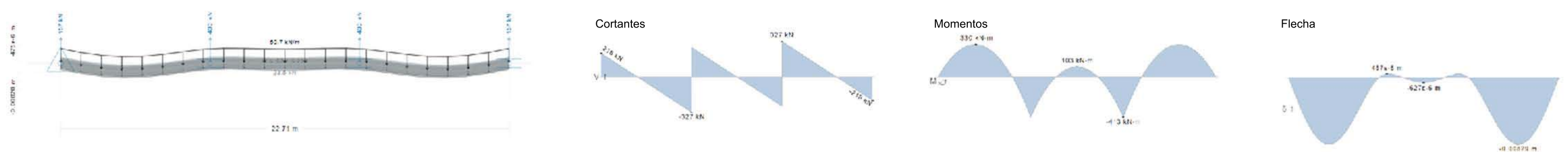


Tabla 3.3. Esfuerzos de la vigas en el forjado de planta 4

DATOS DE LAS VIGAS												
VIGA	SITUACIÓN	TRAMO	LUZ (m)	CARGA TOTAL ELU (kN/m <sup>2</sup> )	CARGA TOTAL ELS (kN/m <sup>2</sup> )	ANCHO TRIBUTARIO (m <sup>2</sup> )	CARGA ELU SOPORTADA (kN/m)	CARGA ELS SOPORTADA (kN/m)	CÁLCULO PLÁSTICO			CORTANTE MÁXIMO (kN)
									MOMENTO EXTREMO IZQUIERDA (kN/m)	MOMENTO CENTRAL (kN/m)	MOMENTO EXTREMO DERECHA (kN/m)	
SECUNDARIA	BORDE	EXTREMO	9.5	14,925	10,5	1,3367	19,9502475	14,03535	0	139	-193	115
		INTERIOR				1,3367	19,9502475	14,03535	-193	65,4	-257	
		INTERIOR				1,3367	19,9502475	14,03535	-257	65,4	-193	
		EXTREMO				1,3367	19,9502475	14,03535	-193	139	0	
	INTERIOR	EXTREMO	9.5	14,925	10,5	2,6734	39,900495	28,0707	0	277	-386	230
		INTERIOR				2,6734	39,900495	28,0707	-386	131	-257	
		INTERIOR				2,6734	39,900495	28,0707	-257	131	-386	
		EXTREMO				2,6734	39,900495	28,0707	-386	277	0	

Tabla 3.4. Selección del perfil y comprobación de flecha de la viga secundaria

SELECCIÓN DEL PERFIL VIGA SECUNDARIA									
TIPO DE ACERO	MÓDULO ELÁSTICO (kN/m <sup>2</sup> )	CORTANTE (kN)	TENSIÓN NORMAL (kN/m <sup>2</sup> )	TENSIÓN TANGENCIAL (kN/m <sup>2</sup> )	SECCIÓN MÍNIMA (m <sup>2</sup> )	SECCIÓN MÍNIMA (cm <sup>2</sup> )	MOMENTO MÁXIMO (kN/m)	MÓDULO DE RESISTENCIA PLÁSTICO MÍNIMO (m <sup>3</sup> )	MÓDULO DE RESISTENCIA PLÁSTICO MÍNIMO (cm <sup>3</sup> )
		Vmax	fy	fv = fy / RAIZ(3)	A > Vmax / fv	Mmax	W = Mmax / fv		
S355	210000000	115	355000	204959,3456	0,000561087	5,610868813	193	0,000543662	543,6619718

VIGA PRINCIPAL IPE 300 (CUMPLE)

VIGA PRINCIPAL IPE 450 (NO CUMPLE)

COMPROBACIÓN FLECHA PERFIL SECUNDARIA					COMPROBACIÓN FLECHA PERFIL SECUNDARIA				
SELECCIÓN	FLECHA MÁXIMA (m)	L/500	L/400	L/300	SELECCIÓN	FLECHA MÁXIMA (m)	L/500	L/400	L/300
	0,0853	0,019	0,02375	0,031666667		0,015	0,019	0,02375	0,031666667
IPE 300	COMPROBACIÓN	FALSO	FALSO	FALSO	IPE 450	COMPROBACIÓN	VERDADERO	VERDADERO	VERDADERO

Figura 3. Diagrama de esfuerzos viga secundaria interior

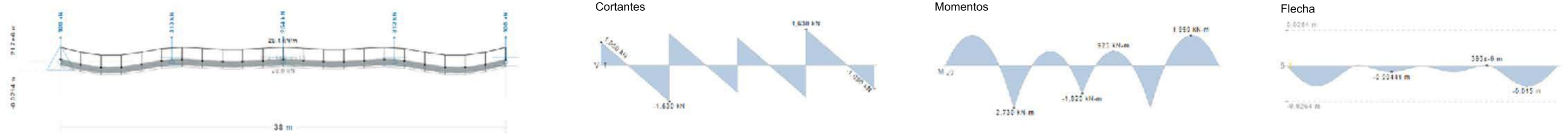
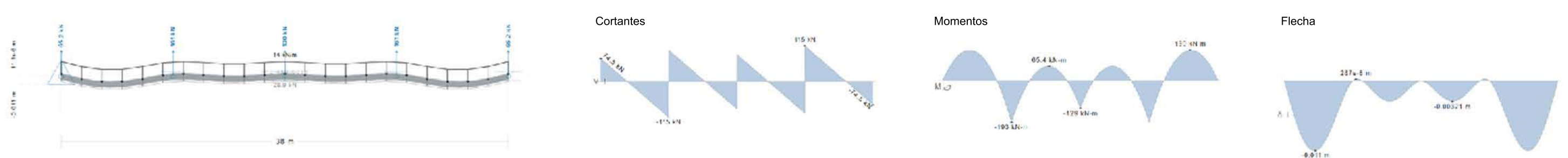


Figura 4. Diagrama de esfuerzos viga secundaria en borde



## 7. Cercha

En el edificio se disponen dos tipos principales de cerchas metálicas, según su función estructural:

- Cerchas de huerto, destinadas a soportar las altas cargas de los cultivos.
- Cerchas de soporte de pilares nacientes, ubicadas en plantas donde desaparecen pilares y que deben recoger los axiles de los pilares superiores.

Ambas tipologías se resolverán mediante perfiles laminados HEM de acero S355.

Las cerchas principales se sitúan a lo largo del eje corto del edificio, que es el eje principal. Además, se disponen dos cerchas adicionales en el perímetro del eje largo, que actúan como elementos de arriostramiento.

El cálculo las cerchas se realiza mediante el programa de análisis estructural DEFLECTION, que al modelar su geometría y condiciones de apoyo, da las cargas correspondientes y obtiene las reacciones en los apoyos, los esfuerzos axiales de tracción y compresión en cada barra, así como las tensiones totales y deformaciones.

Una vez obtenidos los resultados, se verifica que cada barra resista adecuadamente las deformaciones y sollicitaciones a tracción y compresión, según su perfil y longitud. De no cumplirse, se aumentan los perfiles, se sube el canto de la cercha, o ambas.

De cada tipología se estudia el caso más desfavorable, y su dimensionado se aplica al resto de cerchas del mismo tipo, asegurando un comportamiento homogéneo en toda la estructura.

### Comprobación a tracción

El esfuerzo máximo admisible a tracción se calcula con el área del perfil (A), la tensión de cálculo del acero (fy) y el coeficiente de seguridad para el límite elástico ( $\gamma_{M0}$ ), mediante la expresión:

$$N_{min} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

El resultado del programa debe cumplir la condición de  $N < N_{min}$ .

### Comprobación a compresión

Para la compresión se consideran los efectos de pandeo, determinando la esbeltez y el coeficiente de reducción  $\chi$ , de acuerdo con el Eurocódigo.

$$\lambda = \frac{L}{i} \sqrt{\frac{f_y}{\pi^2 E}}$$
$$\phi = \frac{1}{2} [1 + \alpha(\lambda - 0,2) + \lambda^2]$$
$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}}$$
$$N_{min} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

El resultado del programa debe cumplir la condición de  $N < N_{min}$ .

### Comprobación de la deformación

Dado que se trata de elementos estructurales principales, se impone que la flecha máxima admisible cumpla la limitación establecida de L/360.

## 7.1. Cerchas de huertos

Las plantas destinadas a huertos cuentan con macetas que albergan sustratos de tierra aligerada, con un peso específico de 8 kN/m<sup>3</sup> y un canto aproximado de 2 m. Estas macetas no se apoyan sobre el forjado, sino directamente sobre las cerchas. Por lo tanto, este tipo de cerchas deben resistir las siguientes cargas:

- Cultivos: 26 kN/m<sup>2</sup> (ELU) y 16 kN/m<sup>2</sup> (ELS)
- Cargas de la planta: 15,825 kN/m<sup>2</sup> (ELU) y 11,5 kN/m<sup>2</sup> (ELS)

Dado que estas cerchas se disponen en niveles técnicos, se proyecta para ellas un canto igual a la altura entre plantas, de 3,6 m, garantizando así una adecuada rigidez frente a deformaciones. Con este canto y tras un primer tanteo de perfiles, se verifica que la cercha cumple tanto por esfuerzos como por deformación. Su geometría y dimensionado se muestran en la Tabla 4.1. y las Figuras 5 y 6

Estas cerchas se ubican en los niveles 0, 6 y 12. Su luz varía en función del vano del lado en el que se encuentren: 7,57 m en el lado corto y 9,50 m en el lado largo.

### 7.2. Cerchas que soportan pilares nacientes

En todas las plantas de huerto desaparecen algunos pilares, por lo que los pilares de los niveles superiores deben ser transmitidos mediante cerchas situadas en los techos de las plantas inferiores.

En estos casos, el pilar apoya directamente sobre el cordón inferior de la cercha, por lo que el montante sobre el que descarga el pilar actúa como prolongación del mismo, absorbiendo tanto los esfuerzos de compresión como los de flexión local.

Por lo tanto, este tipo de cerchas deben resistir las siguientes cargas, que serán diferente en función del nivel en el que se encuentren:

- Axil del pilar naciente (kN)
- Cargas de la planta (kN/m<sup>2</sup>)

En una primera hipótesis de cálculo se adopta un canto de 2,0 m, verificándose que la cercha no cumple ni por axiles ni por flecha. El análisis del caso inicial y la comprobación del cumplimiento final se muestran en la Tabla 4.2. y las Figuras 7 y 8. Tras aumentar el canto a 2,5 m y reforzar los cordones superior e inferior, el modelo cumple todas las comprobaciones resistentes y de deformación. Su geometría y dimensionado se muestran en la Tabla 4.3. y las Figuras 9 y 10.

Estas cerchas se ubican en los niveles 3, 9 y 14. Su luz varía en función del nivel en el que se encuentre. En este caso, se dimensiona la cercha más desfavorable con una luz de 22,71 m.

Tabla 4.1. Cercha que soporta huertos. Canto 3,6 m (CUMPLE)

CERCHA TIPO QUE SOPORTA HUERTO	ELU	Carga de forjado 15.825	ELS	Carga de forjado 11,5
		Cargas de huerto 21,6		Cargas de huerto 16
		9,65 361,15125		9,65 265,375

TIPO DE ACERO	TENSIÓN NORMAL (kN/m <sup>2</sup> )	CORDÓN SUPERIOR		CORDÓN INFERIOR		MONTANTE		DIAGONALES		E - MÓDULO ELÁSTICO (kN/m <sup>2</sup> )	γM0 - COEFICIENTE DE SEGURIDAD PARA EL LÍMITE ELÁSTICO	γM1 - COEFICIENTE DE SEGURIDAD PARA PANDEO	HOT - curva b	HOT - curva b
		PERFIL	ÁREA (m <sup>2</sup> )	PERFIL	ÁREA (m <sup>2</sup> )	PERFIL	ÁREA (m <sup>2</sup> )	PERFIL	ÁREA (m <sup>2</sup> )					
S355	355000	HEM 320	0,0312 I - GIRO (m) 0,148	HEM 320	0,0312 I - GIRO (m) 0,148	HEM 200	0,0131 I - GIRO (m) 0,09	HEM 200	0,0131 I - GIRO (m) 0,09	210000000	1	1	0,34	0,34

BARRAS	TIPO	PERFIL	LONGITUD DE BARRA (m)	FUNCIONAMIENTO	N - AXIL (kN)	COMPROBAR TRACCIÓN		λ - ESBELTEZ λ = L / i * RAIZ(fy / π^2 * E)	COMPROBAR COMPRESIÓN		COMPROBAR FLECHA				
						MÍNIMO AXIL TRACCIÓN (kN)	COMPROBACIÓN		χ - COEFICIENTE REDUCCIÓN POR PANDEO	MÍNIMO AXIL COMPRESIÓN (kN)	COMPROBACIÓN	δ - FLECHA (mm)	δmin - MÍNIMA FLECHA (mm)	COMPROBACIÓN	
						Nmin = A * fy / γM0	N < Nmin		χ = 1 / (φ + RAIZ(φ^2 - λ^2))	Nmin = χ * A * fy / M1	N < Nmin	δ - FLECHA (mm)	L/300	δ < δmin	
A-A'	MONTANTE	HEM 200	3,6	COMPRESIÓN	1,19E+03	-	-	-	0,692019421	0,87365752	4062,944297	VERDADERO	7,90E-04	0,025	VERDADERO
B-B'	MONTANTE	HEM 200	3,6	COMPRESIÓN	5,89E+02	-	-	-	0,692019421	0,87365752	4062,944297	VERDADERO	6,29E-04	0,025	VERDADERO
C-C'	MONTANTE	HEM 200	3,6	COMPRESIÓN	5,95E+02	-	-	-	0,692019421	0,87365752	4062,944297	VERDADERO	6,38E-04	0,025	VERDADERO
D-D'	MONTANTE	HEM 200	3,6	COMPRESIÓN	2,29E+03	-	-	-	0,692019421	0,87365752	4062,944297	VERDADERO	4,12E-04	0,025	VERDADERO
E-E'	MONTANTE	HEM 200	3,6	COMPRESIÓN	552	-	-	-	0,692019421	0,87365752	4062,944297	VERDADERO	6,70E-04	0,025	VERDADERO
F-F'	MONTANTE	HEM 200	3,6	COMPRESIÓN	549	-	-	-	0,692019421	0,87365752	4062,944297	VERDADERO	4,28E-04	0,025	VERDADERO
G-G'	MONTANTE	HEM 200	3,6	COMPRESIÓN	2,29E+03	-	-	-	0,692019421	0,87365752	4062,944297	VERDADERO	3,51E-04	0,025	VERDADERO
H-H'	MONTANTE	HEM 200	3,6	COMPRESIÓN	5,95E+02	-	-	-	0,692019421	0,87365752	4062,944297	VERDADERO	6,82E-04	0,025	VERDADERO
I-I'	MONTANTE	HEM 200	3,6	COMPRESIÓN	5,93E+02	-	-	-	0,692019421	0,87365752	4062,944297	VERDADERO	6,29E-04	0,025	VERDADERO
J-J'	MONTANTE	HEM 200	3,6	COMPRESIÓN	1,19E+03	-	-	-	0,692019421	0,87365752	4062,944297	VERDADERO	5,56E-04	0,025	VERDADERO
A'-B'	CORDÓN SUPERIOR	HEM 320	2,45	COMPRESIÓN	5,65E+02	-	-	-	0,216650166	0,994096922	11010,61751	VERDADERO	0,00356	0,025	VERDADERO
B'-C'	CORDÓN SUPERIOR	HEM 320	2,67	COMPRESIÓN	3,00E+02	-	-	-	0,236104466	0,987176201	10933,9636	VERDADERO	0,0043	0,025	VERDADERO
C'-D'	CORDÓN SUPERIOR	HEM 320	2,45	COMPRESIÓN	4,17E+02	-	-	-	0,216650166	0,994096922	11010,61751	VERDADERO	0,00375	0,025	VERDADERO
D'-E'	CORDÓN SUPERIOR	HEM 320	2,45	COMPRESIÓN	3,54E+02	-	-	-	0,216650166	0,994096922	11010,61751	VERDADERO	0,00384	0,025	VERDADERO
E'-F'	CORDÓN SUPERIOR	HEM 320	2,67	COMPRESIÓN	1,82E+02	-	-	-	0,236104466	0,987176201	10933,9636	VERDADERO	0,00451	0,025	VERDADERO
F'-G'	CORDÓN SUPERIOR	HEM 320	2,45	COMPRESIÓN	3,55E+02	-	-	-	0,216650166	0,994096922	11010,61751	VERDADERO	0,00383	0,025	VERDADERO
G'-H'	CORDÓN SUPERIOR	HEM 320	2,45	COMPRESIÓN	4,19E+02	-	-	-	0,216650166	0,994096922	11010,61751	VERDADERO	0,00374	0,025	VERDADERO
H'-I'	CORDÓN SUPERIOR	HEM 320	2,67	COMPRESIÓN	3,02E+02	-	-	-	0,236104466	0,987176201	10933,9636	VERDADERO	0,0043	0,025	VERDADERO
I'-J'	CORDÓN SUPERIOR	HEM 320	2,45	COMPRESIÓN	5,68E+02	-	-	-	0,216650166	0,994096922	11010,61751	VERDADERO	0,00356	0,025	VERDADERO
A-B	CORDÓN INFERIOR	HEM 320	2,45	TRACCIÓN	15,6	11076	VERDADERO	-	-	-	-	-	0,00299	0,025	VERDADERO
B-C	CORDÓN INFERIOR	HEM 320	2,67	TRACCIÓN	7,05E+02	11076	VERDADERO	-	-	-	-	-	0,0037	0,025	VERDADERO
C-D	CORDÓN INFERIOR	HEM 320	2,45	COMPRESIÓN	2,61E+01	11076	VERDADERO	-	-	-	-	-	0,00318	0,025	VERDADERO
D-E	CORDÓN INFERIOR	HEM 320	2,45	COMPRESIÓN	2,76E+01	11076	VERDADERO	-	-	-	-	-	0,00331	0,025	VERDADERO
E-F	CORDÓN INFERIOR	HEM 320	2,67	TRACCIÓN	5,60E+02	11076	VERDADERO	-	-	-	-	-	0,00405	0,025	VERDADERO
F-G	CORDÓN INFERIOR	HEM 320	2,45	COMPRESIÓN	2,51E+01	11076	VERDADERO	-	-	-	-	-	0,0033	0,025	VERDADERO
G-H	CORDÓN INFERIOR	HEM 320	2,45	COMPRESIÓN	6,24E+00	11076	VERDADERO	-	-	-	-	-	0,00317	0,025	VERDADERO
H-I	CORDÓN INFERIOR	HEM 320	2,67	TRACCIÓN	7,23E+02	11076	VERDADERO	-	-	-	-	-	0,00369	0,025	VERDADERO
I-J	CORDÓN INFERIOR	HEM 320	2,45	TRACCIÓN	3,19E+01	11076	VERDADERO	-	-	-	-	-	0,00299	0,025	VERDADERO
A'-B'	DIAGONAL	HEM 200	4,35	TRACCIÓN	9,27E+02	4650,5	VERDADERO	-	-	-	-	-	0,00168	0,025	VERDADERO
B'-C'	DIAGONAL	HEM 200	4,48	COMPRESIÓN	4,65E+02	4650,5	VERDADERO	-	-	-	-	-	0,00257	0,025	VERDADERO
C'-D'	DIAGONAL	HEM 200	4,48	COMPRESIÓN	2,38E+02	4650,5	VERDADERO	-	-	-	-	-	0,00305	0,025	VERDADERO
D'-E'	DIAGONAL	HEM 200	4,35	TRACCIÓN	7,47E+02	4650,5	VERDADERO	-	-	-	-	-	0,00197	0,025	VERDADERO
E'-F'	DIAGONAL	HEM 200	4,35	TRACCIÓN	638	-	-	0,632559531	0,773600901	0,820385016	3815,200516	VERDADERO	0,00169	0,025	VERDADERO
F'-G'	DIAGONAL	HEM 200	4,35	COMPRESIÓN	325	-	-	0,632559531	0,773600901	0,820385016	3815,200516	VERDADERO	0,00283	0,025	VERDADERO
G'-H'	DIAGONAL	HEM 200	4,48	TRACCIÓN	5,60E+02	4650,5	VERDADERO	-	-	-	-	-	0,00328	0,025	VERDADERO
H'-I'	DIAGONAL	HEM 200	4,35	TRACCIÓN	6,37E+02	4650,5	VERDADERO	-	-	-	-	-	0,00217	0,025	VERDADERO
I'-J'	DIAGONAL	HEM 200	4,35	TRACCIÓN	7,48E+02	4650,5	VERDADERO	-	-	-	-	-	0,00152	0,025	VERDADERO
A-B	DIAGONAL	HEM 200	4,48	COMPRESIÓN	2,38E+02	4650,5	VERDADERO	-	-	-	-	-	0,0026	0,025	VERDADERO
B-C	DIAGONAL	HEM 200	4,35	COMPRESIÓN	4,66E+02	4650,5	VERDADERO	-	-	-	-	-	0,003	0,025	VERDADERO
C-D	DIAGONAL	HEM 200	4,48	TRACCIÓN	9,31E+02	4650,5	VERDADERO	-	-	-	-	-	0,00213	0,025	VERDADERO

Figura 5. Geometría y deformación de la cercha de huertos

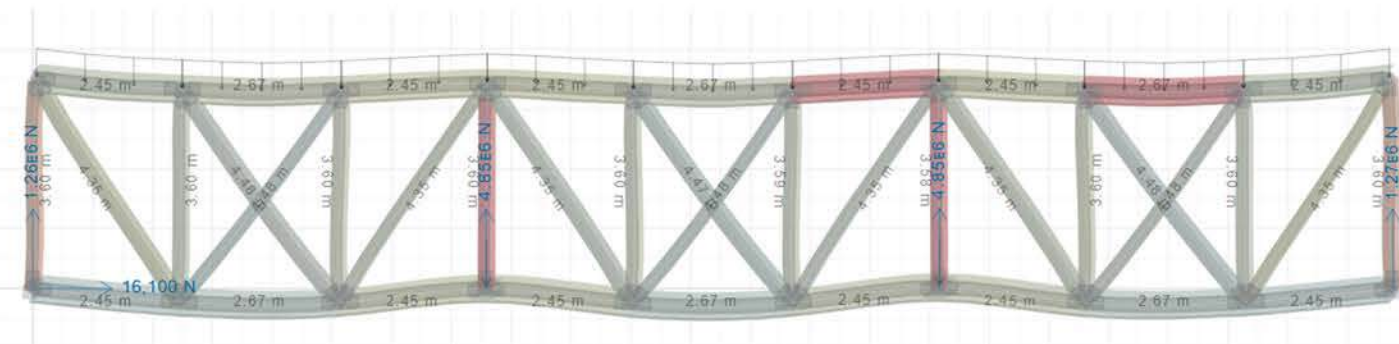


Figura 6. Axiles de la cercha de huertos

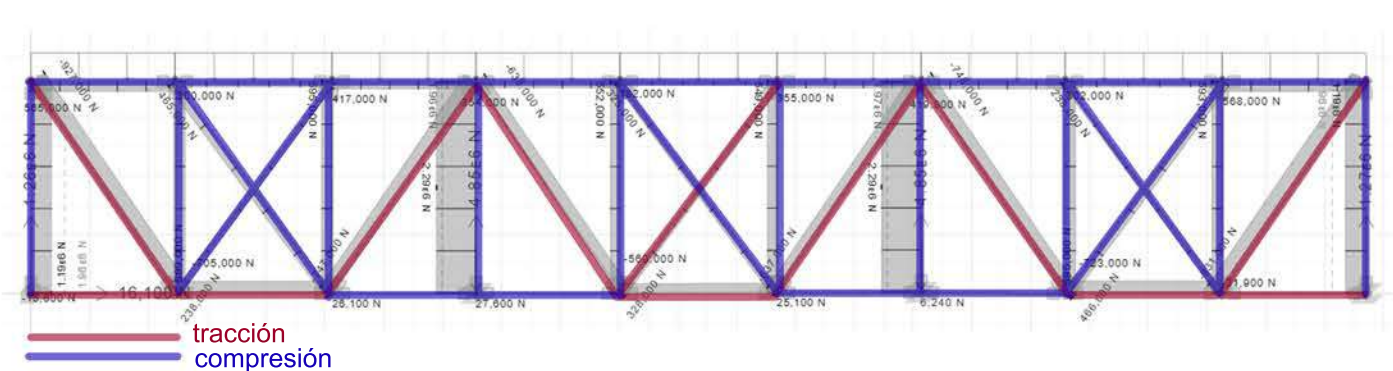


Tabla 4.2. Cercha que soporta pilares nacientes. Canto 2 m (NO CUMPLE)

CERCHA TIPO QUE SOPORTA PILARES (NIVEL 14)	ELU	9,65 100,60125	ELS	9,65 72,375
		Carga de forjado 10,425		Carga de forjado 7,5
		Axil del pilar 3181,061814		Axil del pilar 2372,388564

TIPO DE ACERO	TENSIÓN NORMAL (kN/m2)	CORDÓN SUPERIOR		CORDÓN INFERIOR		MONTANTE		DIAGONALES		E - MÓDULO ELÁSTICO (kN/m2)	γM0 - COEFICIENTE DE SEGURIDAD PARA EL LÍMITE ELÁSTICO	γM1 - COEFICIENTE DE SEGURIDAD PARA PANDEO	HOT - curva b	HOT - curva b
		PERFIL	ÁREA (m2)	PERFIL	ÁREA (m2)	PERFIL	ÁREA (m2)	PERFIL	ÁREA (m2)					
S355	355000	HEM 400	0,0326 i - GIRO (m) 0,179	HEM 360	0,0319 i - GIRO (m) 0,163	HEM 260	0,022 i - GIRO (m) 0,119	HEM 260	0,022 i - GIRO (m) 0,119	210000000	1	1	0,34	0,34

BARRAS	TIPO	PERFIL	LONGITUD DE BARRA (m)	FUNCIONAMIENTO	N - AXIL (kN)	COMPROBAR TRACCIÓN		λ - ESBELTEZ $\lambda = L / i \cdot \text{RAIZ}(fy / \pi^2 \cdot E)$	$\varphi = 1/2 \cdot (1 + \alpha (\lambda - 0,2) + \lambda^2)$	COMPROBAR COMPRESIÓN		δ - FLECHA (mm)	COMPROBAR FLECHA		
						MÍNIMO AXIL TRACCIÓN (kN)	COMPROBACIÓN			χ - COEFICIENTE REDUCCIÓN POR PANDEO $\chi = 1 / (\varphi + \text{RAIZ}(\varphi^2 - \lambda^2))$	MÍNIMO AXIL COMPRESIÓN (kN)		COMPROBACIÓN	δmin - MÍNIMA FLECHA (mm)	COMPROBACIÓN
						$N_{min} = A \cdot fy / \gamma M0$	$N < N_{min}$			$N_{min} = \chi \cdot A \cdot fy / M1$	$N < N_{min}$		L/300	δ < δmin	
A-A'	MONTANTE	HEM 260	2	COMPRESIÓN	3,84E+03	-	-	0,219956951	0,527583212	0,992922674	7754,726082	0,0275	0,0757	VERDADERO	
B-B'	MONTANTE	HEM 260	2	COMPRESIÓN	3,38E+03	-	-	0,219956951	0,527583212	0,992922674	7754,726082	0,0262	0,0757	VERDADERO	
C-C'	MONTANTE	HEM 260	2	COMPRESIÓN	3,07E+03	-	-	0,219956951	0,527583212	0,992922674	7754,726082	0,0233	0,0757	VERDADERO	
D-D'	MONTANTE	HEB 260 REFORZADO	2	TRACCIÓN	2,59E+02	11899,6	VERDADERO	-	-	-	-	0,0194	0,0757	VERDADERO	
E-E'	MONTANTE	HEM 260	2	TRACCIÓN	43,1	7810	VERDADERO	-	-	-	-	0,0155	0,0757	VERDADERO	
F-F'	MONTANTE	HEM 260	2	TRACCIÓN	51,5	7810	VERDADERO	-	-	-	-	0,0141	0,0757	VERDADERO	
G-G'	MONTANTE	HEB 260 REFORZADO	2	TRACCIÓN	2,89E+02	11899,6	VERDADERO	-	-	-	-	0,019	0,0757	VERDADERO	
H-H'	MONTANTE	HEM 260	2	COMPRESIÓN	3,13E+03	-	-	0,219956951	0,527583212	0,992922674	7754,726082	0,0228	0,0757	VERDADERO	
I-I'	MONTANTE	HEM 260	2	COMPRESIÓN	3,38E+03	-	-	0,219956951	0,527583212	0,992922674	7754,726082	0,0248	0,0757	VERDADERO	
J-J'	MONTANTE	HEM 260	2	COMPRESIÓN	3,84E+03	-	-	0,219956951	0,527583212	0,992922674	7754,726082	0,025	0,0757	VERDADERO	
A'-B'	CORDÓN SUPERIOR	HEM 400	2,45	COMPRESIÓN	4,60E+03	-	-	0,179129746	0,51249579	1,007387088	11658,49077	0,0331	0,0757	VERDADERO	
B'-C'	CORDÓN SUPERIOR	HEM 400	2,67	COMPRESIÓN	9,70E+03	-	-	0,195214866	0,518240949	1,007387088	11592,60909	0,0646	0,0757	VERDADERO	
C'-D'	CORDÓN SUPERIOR	HEM 400	2,45	COMPRESIÓN	1,39E+04	-	-	0,179129746	0,51249579	1,007387088	11658,49077	0,0863	0,0757	FALSO	
D'-E'	CORDÓN SUPERIOR	HEM 400	2,45	COMPRESIÓN	1,42E+04	-	-	0,179129746	0,51249579	1,007387088	11658,49077	0,0983	0,0757	FALSO	
E'-F'	CORDÓN SUPERIOR	HEM 400	2,67	COMPRESIÓN	1,49E+04	-	-	0,195214866	0,518240949	1,007387088	11592,60909	0,101	0,0757	FALSO	
F'-G'	CORDÓN SUPERIOR	HEM 400	2,45	COMPRESIÓN	1,44E+04	-	-	0,179129746	0,51249579	1,007387088	11658,49077	0,101	0,0757	FALSO	
G'-H'	CORDÓN SUPERIOR	HEM 400	2,45	COMPRESIÓN	1,40E+04	-	-	0,179129746	0,51249579	1,007387088	11658,49077	0,0786	0,0757	FALSO	
H'-I'	CORDÓN SUPERIOR	HEM 400	2,67	COMPRESIÓN	9,71E+03	-	-	0,195214866	0,518240949	1,007387088	11592,60909	0,0661	0,0757	VERDADERO	
I'-J'	CORDÓN SUPERIOR	HEM 400	2,45	COMPRESIÓN	4,60E+03	-	-	0,179129746	0,51249579	1,007387088	11658,49077	0,0365	0,0757	VERDADERO	
A-B	CORDÓN INFERIOR	HEM 360	2,45	TRACCIÓN	580	11324,5	VERDADERO	-	-	-	-	0,0818	0,0757	FALSO	
B-C	CORDÓN INFERIOR	HEM 360	2,67	TRACCIÓN	5,37E+03	11324,5	VERDADERO	-	-	-	-	0,0633	0,0757	VERDADERO	
C-D	CORDÓN INFERIOR	HEM 360	2,45	TRACCIÓN	1,04E+04	11324,5	VERDADERO	-	-	-	-	0,0863	0,0757	FALSO	
D-E	CORDÓN INFERIOR	HEM 360	2,45	TRACCIÓN	1,48E+04	11324,5	FALSO	-	-	-	-	0,0985	0,0757	FALSO	
E-F	CORDÓN INFERIOR	HEM 360	2,67	TRACCIÓN	1,48E+04	11324,5	FALSO	-	-	-	-	0,101	0,0757	FALSO	
F-G	CORDÓN INFERIOR	HEM 360	2,45	TRACCIÓN	1,49E+04	11324,5	FALSO	-	-	-	-	0,101	0,0757	FALSO	
G-H	CORDÓN INFERIOR	HEM 360	2,45	TRACCIÓN	1,04E+04	11324,5	VERDADERO	-	-	-	-	0,0925	0,0757	FALSO	
H-I	CORDÓN INFERIOR	HEM 360	2,67	TRACCIÓN	5,40E+03	11324,5	VERDADERO	-	-	-	-	0,0691	0,0757	VERDADERO	
I-J	CORDÓN INFERIOR	HEM 360	2,45	TRACCIÓN	6,05E+02	11324,5	VERDADERO	-	-	-	-	0,0349	0,0757	VERDADERO	
A'-B'	DIAGONAL	HEM 260	3,3604	TRACCIÓN	5,40E+03	7810	VERDADERO	-	-	-	-	0,0222	0,0757	VERDADERO	
B'-C'	DIAGONAL	HEM 260	3,524	TRACCIÓN	5,36E+03	7810	VERDADERO	-	-	-	-	0,0451	0,0757	VERDADERO	
C'-D'	DIAGONAL	HEM 260	3,524	TRACCIÓN	4,46E+03	7810	VERDADERO	-	-	-	-	0,0571	0,0757	VERDADERO	
D'-E'	DIAGONAL	HEM 260	3,3604	COMPRESIÓN	7,20E+02	-	-	0,369571669	0,597118793	0,937975554	7325,58908	0,0799	0,0757	FALSO	
E'-F'	DIAGONAL	HEM 260	3,3604	TRACCIÓN	79,3	7810	VERDADERO	-	-	-	-	0,0645	0,0757	VERDADERO	
F'-G'	DIAGONAL	HEM 260	3,524	TRACCIÓN	1,1	7810	VERDADERO	-	-	-	-	0,0812	0,0757	FALSO	
G'-H'	DIAGONAL	HEM 260	3,524	COMPRESIÓN	6,70E+02	-	-	0,387564147	0,606988889	0,930977912	7270,937496	0,0633	0,0757	VERDADERO	
H'-I'	DIAGONAL	HEM 260	3,3604	TRACCIÓN	6,70E+02	7810	VERDADERO	-	-	-	-	0,17	0,0757	FALSO	
I'-J'	DIAGONAL	HEM 260	3,3604	TRACCIÓN	5,37E+03	7810	VERDADERO	-	-	-	-	0,136	0,0757	FALSO	
J'-K'	DIAGONAL	HEM 260	3,524	TRACCIÓN	5,13E+03	7810	VERDADERO	-	-	-	-	0,0421	0,0757	VERDADERO	

Figura 7. Geometría y deformación de la cercha que soporta pilares nacientes (canto 2 m)

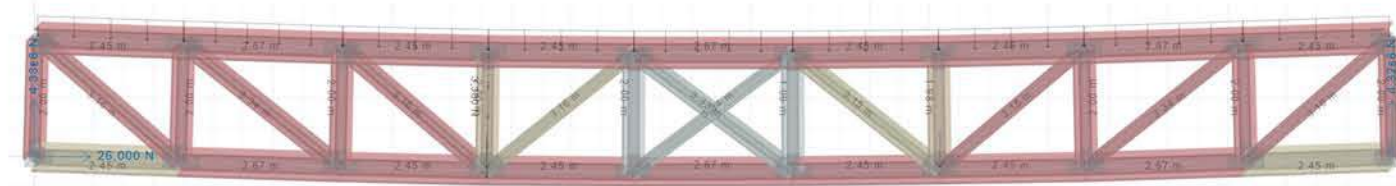


Figura 8. Axiles de la cercha que soporta pilares nacientes (canto 2 m)

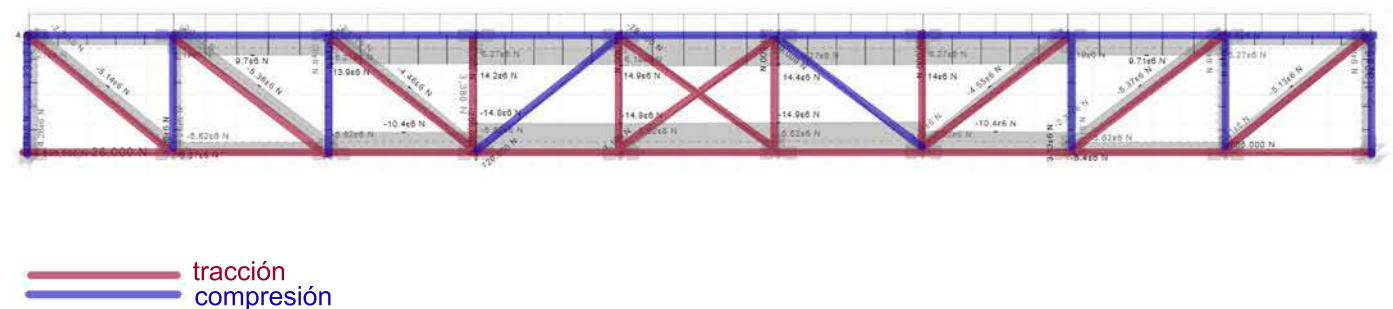


Tabla 4.2. Cercha que soporta pilares nacientes. Canto 2,5 m (VERDADERO)

CERCHA TIPO QUE SOPORTA PILARES (NIVEL 14)	ELU	9,65 100,60125	ELS	9,65 72,375
		Carga de forjado 10,425		Carga de forjado 7,5
		Axil del pilar 3181,061814		Axil del pilar 2372,388564

TIPO DE ACERO	TENSIÓN NORMAL (kN/m2)	CORDÓN SUPERIOR		CORDÓN INFERIOR		MONTANTE		DIAGONALES		E - MÓDULO ELÁSTICO (kN/m2)	γM0 - COEFICIENTE DE SEGURIDAD PARA EL LÍMITE ELÁSTICO	γM1 - COEFICIENTE DE SEGURIDAD PARA PANDEO	HOT - curva b	HOT - curva b
		PERFIL	ÁREA (m2)	PERFIL	ÁREA (m2)	PERFIL	ÁREA (m2)	PERFIL	ÁREA (m2)					
S355	355000	HEM 500	0,03443 i - GIRO (m) 0,2169	HEM 450	0,03354 i - GIRO (m) 0,198	HEM 320	0,0312 i - GIRO (m) 0,148	HEM 320	0,0312 i - GIRO (m) 0,148	210000000	1	1	0,34	0,34

BARRAS	TIPO	PERFIL	LONGITUD DE BARRA (m)	FUNCIONAMIENTO	N - AXIL (kN)	COMPROBAR TRACCIÓN		λ - ESBELTEZ $\lambda = L / i * \text{RAIZ}(\varphi / \pi^2 * E)$	$\varphi = 1/2 * (1 + \alpha (\lambda - 0,2) + \lambda^2)$	COMPROBAR COMPRESIÓN		δ - FLECHA (mm)	COMPROBAR FLECHA		
						MÍNIMO AXIL TRACCIÓN (kN)	COMPROBACIÓN			χ - COEFICIENTE REDUCCIÓN POR PANDEO	MÍNIMO AXIL COMPRESIÓN (kN)		COMPROBACIÓN	δmin - MÍNIMA FLECHA (mm)	COMPROBACIÓN
						$N_{min} = A * f_y / \gamma M0$	$N < N_{min}$			$\chi = 1 / (\varphi + \text{RAIZ}(\varphi^2 - \lambda^2))$	$N_{min} = \chi * A * f_y / M1$		$N < N_{min}$	L/500	δ < δmin
A-A'	MONTANTE	HEM 320	2,5	COMPRESIÓN	3,87E+03	-	-	0,221071598	0,528018497	0,992526687	10993,22559	VERDADERO	0,0245	0,0757	VERDADERO
B-B'	MONTANTE	HEM 320	2,5	COMPRESIÓN	3,34E+03	-	-	0,221071598	0,528018497	0,992526687	10993,22559	VERDADERO	0,0232	0,0757	VERDADERO
C-C'	MONTANTE	HEM 320	2,5	COMPRESIÓN	3,04E+03	-	-	0,221071598	0,528018497	0,992526687	10993,22559	VERDADERO	0,0204	0,0757	VERDADERO
D-D'	MONTANTE	HEB 260 REFORZADO	2,5	TRACCIÓN	8,45E+01	11899,6	VERDADERO	-	-	-	-	-	0,0168	0,0757	VERDADERO
E-E'	MONTANTE	HEM 320	2,5	TRACCIÓN	419	11899,6	VERDADERO	-	-	-	-	-	0,013	0,0757	VERDADERO
F-F'	MONTANTE	HEM 320	2,5	TRACCIÓN	92	11899,6	VERDADERO	-	-	-	-	-	0,0129	0,0757	VERDADERO
G-G'	MONTANTE	HEB 260 REFORZADO	2,5	TRACCIÓN	2,22E+03	11899,6	VERDADERO	-	-	-	-	-	0,0169	0,0757	VERDADERO
H-H'	MONTANTE	HEM 320	2,5	COMPRESIÓN	3,98E+03	-	-	0,221071598	0,528018497	0,992526687	10993,22559	VERDADERO	0,0199	0,0757	VERDADERO
I-I'	MONTANTE	HEM 320	2,5	COMPRESIÓN	4,20E+03	-	-	0,221071598	0,528018497	0,992526687	10993,22559	VERDADERO	0,0215	0,0757	VERDADERO
J-J'	MONTANTE	HEM 320	2,5	COMPRESIÓN	4,83E+03	-	-	0,221071598	0,528018497	0,992526687	10993,22559	VERDADERO	0,0217	0,0757	VERDADERO
A'-B'	CORDÓN SUPERIOR	HEM 500	2,45	COMPRESIÓN	3,68E+03	-	-	0,147829527	0,502057804	1,018476952	12448,48732	VERDADERO	0,019	0,0757	VERDADERO
B'-C'	CORDÓN SUPERIOR	HEM 500	2,67	COMPRESIÓN	4,93E+03	-	-	0,161104016	0,506364935	1,013769013	12390,94383	VERDADERO	0,0377	0,0757	VERDADERO
C'-D'	CORDÓN SUPERIOR	HEM 500	2,45	COMPRESIÓN	9,45E+03	-	-	0,147829527	0,502057804	1,018476952	12448,48732	VERDADERO	0,063	0,0757	VERDADERO
D'-E'	CORDÓN SUPERIOR	HEM 500	2,45	COMPRESIÓN	9,55E+03	-	-	0,147829527	0,502057804	1,018476952	12448,48732	VERDADERO	0,074	0,0757	VERDADERO
E'-F'	CORDÓN SUPERIOR	HEM 500	2,67	COMPRESIÓN	1,16E+04	-	-	0,161104016	0,506364935	1,013769013	12390,94383	VERDADERO	0,075	0,0757	VERDADERO
F'-G'	CORDÓN SUPERIOR	HEM 500	2,45	COMPRESIÓN	1,24E+04	-	-	0,147829527	0,502057804	1,018476952	12448,48732	VERDADERO	0,075	0,0757	VERDADERO
G'-H'	CORDÓN SUPERIOR	HEM 500	2,45	COMPRESIÓN	1,22E+04	-	-	0,147829527	0,502057804	1,018476952	12448,48732	VERDADERO	0,063	0,0757	VERDADERO
H'-I'	CORDÓN SUPERIOR	HEM 500	2,67	COMPRESIÓN	7,05E+03	-	-	0,161104016	0,506364935	1,013769013	12390,94383	VERDADERO	0,0379	0,0757	VERDADERO
I'-J'	CORDÓN SUPERIOR	HEM 500	2,45	COMPRESIÓN	4,62E+03	-	-	0,147829527	0,502057804	1,018476952	12448,48732	VERDADERO	0,0191	0,0757	VERDADERO
A-B	CORDÓN INFERIOR	HEM 450	2,45	TRACCIÓN	438	12222,65	VERDADERO	-	-	-	-	-	0,0179	0,0757	VERDADERO
B-C	CORDÓN INFERIOR	HEM 450	2,67	TRACCIÓN	4,25E+03	12222,65	VERDADERO	-	-	-	-	-	0,0367	0,0757	VERDADERO
C-D	CORDÓN INFERIOR	HEM 450	2,45	TRACCIÓN	5,32E+03	12222,65	VERDADERO	-	-	-	-	-	0,063	0,0757	VERDADERO
D-E	CORDÓN INFERIOR	HEM 450	2,45	TRACCIÓN	1,07E+04	12222,65	VERDADERO	-	-	-	-	-	0,074	0,0757	VERDADERO
E-F	CORDÓN INFERIOR	HEM 450	2,67	TRACCIÓN	1,13E+04	12222,65	VERDADERO	-	-	-	-	-	0,075	0,0757	VERDADERO
F-G	CORDÓN INFERIOR	HEM 450	2,45	TRACCIÓN	1,22E+04	12222,65	VERDADERO	-	-	-	-	-	0,075	0,0757	VERDADERO
G-H	CORDÓN INFERIOR	HEM 450	2,45	TRACCIÓN	7,62E+03	12222,65	VERDADERO	-	-	-	-	-	0,063	0,0757	VERDADERO
H-I	CORDÓN INFERIOR	HEM 450	2,67	TRACCIÓN	4,33E+03	12222,65	VERDADERO	-	-	-	-	-	0,0369	0,0757	VERDADERO
I-J	CORDÓN INFERIOR	HEM 450	2,45	TRACCIÓN	5,54E+02	12222,65	VERDADERO	-	-	-	-	-	0,018	0,0757	VERDADERO
A'-B'	DIAGONAL	HEM 320	3,572	TRACCIÓN	4,93E+03	12222,65	VERDADERO	-	-	-	-	-	0,0192	0,0757	VERDADERO
B'-C'	DIAGONAL	HEM 320	3,726	TRACCIÓN	5,21E+03	12222,65	VERDADERO	-	-	-	-	-	0,0295	0,0757	VERDADERO
C'-D'	DIAGONAL	HEM 320	3,572	TRACCIÓN	4,59E+03	12222,65	VERDADERO	-	-	-	-	-	0,0372	0,0757	VERDADERO
D'-E'	DIAGONAL	HEM 320	3,572	COMPRESIÓN	9,41E+02	-	-	0,315867099	0,569583419	0,958258805	10613,67453	VERDADERO	0,057	0,0757	VERDADERO
E'-F'	DIAGONAL	HEM 320	3,726	TRACCIÓN	941	12222,65	VERDADERO	-	-	-	-	-	0,046	0,0757	VERDADERO
F'-G'	DIAGONAL	HEM 320	3,726	TRACCIÓN	84	12222,65	VERDADERO	-	-	-	-	-	0,0587	0,0757	VERDADERO
G'-H'	DIAGONAL	HEM 320	3,572	COMPRESIÓN	1,62E+02	-	-	0,315867099	0,569583419	0,958258805	10613,67453	VERDADERO	0,0439	0,0757	VERDADERO
H'-I'	DIAGONAL	HEM 320	3,572	TRACCIÓN	5,46E+03	12222,65	VERDADERO	-	-	-	-	-	0,0514	0,0757	VERDADERO
I'-J'	DIAGONAL	HEM 320	3,726	TRACCIÓN	6,61E+03	12222,65	VERDADERO	-	-	-	-	-	0,0427	0,0757	VERDADERO
I'-J'	DIAGONAL	HEM 320	3,572	TRACCIÓN	6,12E+03	12222,65	VERDADERO	-	-	-	-	-	0,023	0,0757	VERDADERO

Figura 9. Geometría y deformación de la cercha que soporta pilares nacientes (canto 2'5 m)

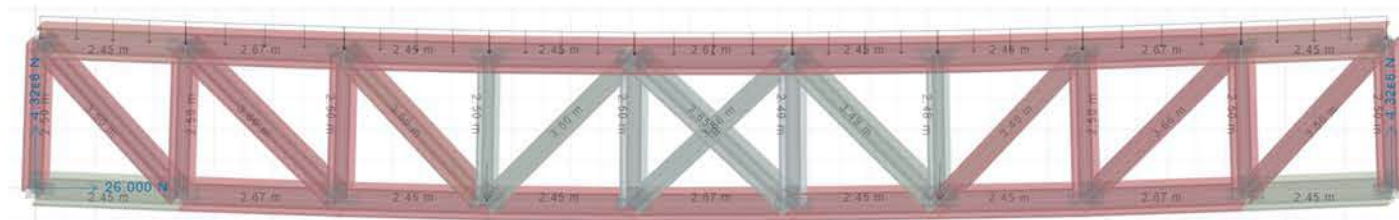
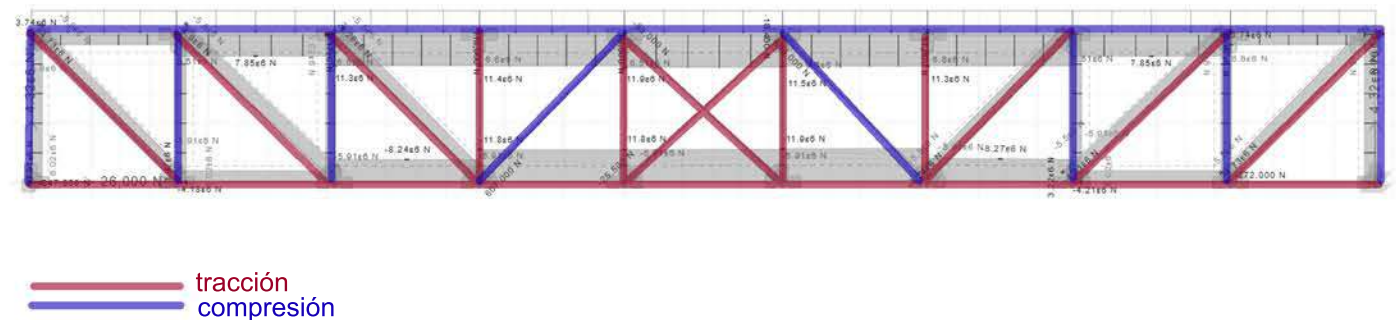


Figura 10. Axiles de la cercha que soporta pilares nacientes (canto 2'5 m)



## 8. Pilares

Los pilares se resuelven mediante perfiles metálicos laminados tipo HEM de acero S355 reforzados con platabandas en sus 4 lados. Se ha considerado pandeo en ambos ejes y longitud de pandeo igual a la altura entre nudos, puesto que son apoyos articulado-articulado. En todos los casos se adopta  $L_p = H = 7,50$  m.

### 8.1. Axiles

Los axiles de cálculo (N) se calculan planta a planta a partir de las acciones en ELU y en ELS y los anchos tributarios de cada pilar. El cálculo desarrollado de todos los axiles del edificio se muestra en la Tabla 5.1.

Para racionalizar el proyecto, los pilares se dimensionan agrupándolos por plantas y a cada grupo se le asigna el axil máximo transmitido a la última planta. De este modo, el edificio se divide en cuatro grupos de pilares:

- Plantas 16, 15, 14, 13 y 12: máximo axil transmitido 4228,825975 kN
- Plantas 11, 10, 9, 8, 7 y 6: máximo axil transmitido 9389,101975 kN
- Plantas 5, 4, 3, 2, 1, 0: máximo axil transmitido 13267,52598 kN
- Plantas -1, -2, -3: máximo axil transmitido 15946,26798 kN

### 8.2. Selección del perfil

Tomando el axil máximo de cada grupo, se obtiene un tanteo de área mínima mediante la siguiente expresión:

$$S_0 = \frac{(N + 1,4 \alpha L_p^2)}{f}$$

En dicha expresión, se toma la tensión normal segura del acero S355 (f), la cual se obtiene a partir de su resistencia característica aplicando un coeficiente de seguridad de 1,14, lo que da un valor de 311.403,50 kN/m<sup>2</sup>.

A partir del valor obtenido se selecciona un perfil HEB inicial y se plantean platabandas de refuerzo que aumentan el área, la inercia y el radio de giro, y reducen la esbeltez de la sección.

### 8.3. Comprobaciones

Para la estabilidad frente a pandeo se adoptan las curvas correspondientes a los perfiles HEM: curva b en eje fuerte (y-y) y curva c en eje débil (z-z). Las verificaciones se realizan sobre la sección compuesta (perfil + platabandas) y en ambos ejes y en tres secciones de control: central, extrema e intermedia.

#### Compresión centrada: sección central

La sección central es el punto de máxima inestabilidad en pandeo (momento nulo y mayor deformada).

La esbeltez característica ( $\lambda$ ) de un acero S355 es de 76,4. La esbeltez mecánica de cada eje es el resultado de  $\lambda' = (L_p / i) * (1 / \lambda)$ . Con  $\lambda'$  y la curva de pandeo de cada eje se obtiene el coeficiente de reducción de pandeo  $\chi$ . De esta manera, se hace la comprobación a pandeo, la tensión de la pieza no puede ser mayor que la tensión del material.

$$\sigma = \frac{N}{S} \cdot \frac{1}{\chi} < f$$

Tras esto, se obtiene la excentricidad final debido a pandeo de la sección escogida a partir del axil crítico (r) y suponiendo una excentricidad inicial  $e_0 = H / 200$ .

$$e_1 = \frac{e_0}{1 - r}$$

Se comprueba de nuevo la tensión por flexocompresión.

$$\sigma_e = \frac{N}{S} \left( 1 + \frac{e_1 S}{W} \right) \leq f$$

#### Compresión excéntrica: sección en extremo

En el extremo el momento lo define cómo llega la viga al soporte. En el proyecto, todas las vigas caen centradas en el pilar, por lo que el momento  $M = 0$ , y por lo tanto la excentricidad en el extremo será  $e_2 = M/N = 0$ .

Se comprueba de nuevo la tensión por flexocompresión.

$$\sigma_{ext} = \frac{N}{S} \left( 1 + \frac{e_2 S}{W} \right) \leq f$$

#### Compresión excéntrica: sección intermedia

Entre centro y extremo coexisten la imperfección de pandeo y el efecto del momento de cabeza. Se parte de la excentricidad centrada ( $e_1$ ) y de la excentricidad de apoyo ( $e_2$ ) para evaluar la excentricidad intermedia.

$$e_3 = 0,75 e_1 + \left( 0,5 + \frac{0,14}{1/r - 0,25} \right) e_2$$

Se comprueba de nuevo la tensión por flexocompresión.

$$\sigma_{int} = \frac{N}{S} \left( 1 + \frac{e_3 S}{W} \right) \leq f$$

### 8.4. Tabla de perfiles

Tras los cálculos y comprobaciones, se toman los siguientes perfiles:

- Plantas 16, 15, 14, 13 y 12: **HEM 260**
- Plantas 11, 10, 9, 8, 7 y 6: **HEM 300**
- Plantas 5, 4, 3, 2, 1, 0: **HEM 450**
- Plantas -1, -2, -3: **HEM 500**

Tabla de pilares				EU S355 Acero
16, 15, 14, 13, 12, 11	HEM 260 + REFUERZO DE PLACAS 1 cm	5, 4, 3, 2, 1, 0	HEM 450 + REFUERZO DE PLACAS 2 cm	E 210e6 KPa Módulo de elasticidad F <sub>y</sub> 345.000 KPa Límite de fluencia
10, 9, 8, 7, 6	HEM 300 + REFUERZO DE PLACAS 1,5 cm	-1, -2, -3	HEM 500 + REFUERZO DE PLACAS 2 cm	G 77.2e6 KPa Módulo de cizalladura F <sub>u</sub> 470.000 KPa Resistencia última a la tracción
				P 77.000 N/m <sup>3</sup> Densidad

Los cálculos desarrollados para la selección y comprobación de cada pilar se muestran en las Tablas 5.2., 5.3., 5.4. y 5.5.

Tabla 5.1, Todos los axiles por plantas

AXILES PILARES																									
PILAR	SITUACIÓN	CUBIERTA						16						15						14					
		ÁREA TRIBUTARIA (m <sup>2</sup> )	CARGA TOTAL ELU (kN/m <sup>2</sup> )	AXIL ELU (kN)	CARGA TOTAL ELS (kN/m <sup>2</sup> )	AXIL ELS (kN)	ÁREA TRIBUTARIA (m <sup>2</sup> )	CARGA TOTAL ELU (kN/m <sup>2</sup> )	AXIL ELU (kN)	CARGA TOTAL ELS (kN/m <sup>2</sup> )	AXIL ELS (kN)	ÁREA TRIBUTARIA (m <sup>2</sup> )	CARGA TOTAL ELU (kN/m <sup>2</sup> )	AXIL ELU (kN)	CARGA TOTAL ELS (kN/m <sup>2</sup> )	AXIL ELS (kN)	ÁREA TRIBUTARIA (m <sup>2</sup> )	CARGA TOTAL ELU (kN/m <sup>2</sup> )	AXIL ELU (kN)	CARGA TOTAL ELS (kN/m <sup>2</sup> )	AXIL ELS (kN)				
		18.26	14.84739835	271.1134939	11.89739835	217.2464939	18.26	10.425	461.4739939	7.5	354.1564939	18.26	10.425	461.4564939	7.5	354.1564939	18.26	10.425	461.4564939	7.5	354.1564939				
1-A	PERIMETRO	18.26	14.84739835	271.1134939	11.89739835	217.2464939	18.26	10.425	461.4739939	7.5	354.1564939	18.26	10.425	461.4564939	7.5	354.1564939	18.26	10.425	461.4564939	7.5	354.1564939				
1-D	PERIMETRO	22.15	14.84739835	328.8698735	11.89739835	263.5273735	22.15	10.425	559.7862335	7.5	429.6523735	22.15	10.425	559.7862335	7.5	429.6523735	22.15	10.425	559.7862335	7.5	429.6523735				
1-Q	PERIMETRO	32.45	14.84739835	481.7980765	11.89739835	386.0705765	32.45	10.425	829.4455765	7.5	629.4455765	32.45	10.425	829.4455765	7.5	629.4455765	32.45	10.425	829.4455765	7.5	629.4455765				
1-J	PERIMETRO	14.21	14.84739835	210.9812036	11.89739835	169.0620306	14.21	10.425	399.1207036	7.5	278.6370306	14.21	10.425	399.1207036	7.5	278.6370306	14.21	10.425	399.1207036	7.5	278.6370306				
2-D	INTERIOR	58.7	14.84739835	871.5422831	11.89739835	698.3772831	58.7	10.425	1578.627283	7.5	1178.627283	58.7	10.425	1578.627283	7.5	1178.627283	58.7	10.425	1578.627283	7.5	1178.627283				
2-J	INTERIOR	68.97	14.84739835	1024.025064	11.89739835	820.5635642	68.97	10.425	1743.037314	7.5	1337.838564	68.97	10.425	1743.037314	7.5	1337.838564	68.97	10.425	1743.037314	7.5	1337.838564				
2-Q	PERIMETRO	32.47	14.84739835	482.025064	11.89739835	386.3085244	32.47	10.425	820.599744	7.5	629.6385244	32.47	10.425	820.599744	7.5	629.6385244	32.47	10.425	820.599744	7.5	629.6385244				
3-A	PERIMETRO	36.52	14.84739835	542.2209877	11.89739835	434.4829877	36.52	10.425	922.3629877	7.5	708.3629877	36.52	10.425	922.3629877	7.5	708.3629877	36.52	10.425	922.3629877	7.5	708.3629877				
3-D	INTERIOR	73.04	14.84739835	1084.453975	11.89739835	868.9859755	73.04	10.425	1845.859975	7.5	1416.859975	73.04	10.425	1845.859975	7.5	1416.859975	73.04	10.425	1845.859975	7.5	1416.859975				
3-Q	INTERIOR	73.04	14.84739835	1084.453975	11.89739835	868.9859755	73.04	10.425	1845.859975	7.5	1416.859975	73.04	10.425	1845.859975	7.5	1416.859975	73.04	10.425	1845.859975	7.5	1416.859975				
3-J	PERIMETRO	36.52	14.84739835	542.2209877	11.89739835	434.4829877	36.52	10.425	922.3629877	7.5	708.3629877	36.52	10.425	922.3629877	7.5	708.3629877	36.52	10.425	922.3629877	7.5	708.3629877				
4-A	PERIMETRO	36.52	14.84739835	542.2209877	11.89739835	434.4829877	36.52	10.425	922.3629877	7.5	708.3629877	36.52	10.425	922.3629877	7.5	708.3629877	36.52	10.425	922.3629877	7.5	708.3629877				
4-D	INTERIOR	68.7	14.84739835	871.5422831	11.89739835	698.3772831	68.7	10.425	1578.627283	7.5	1178.627283	68.7	10.425	1578.627283	7.5	1178.627283	68.7	10.425	1578.627283	7.5	1178.627283				
4-Q	INTERIOR	68.97	14.84739835	1024.025064	11.89739835	820.5635642	68.97	10.425	1743.037314	7.5	1337.838564	68.97	10.425	1743.037314	7.5	1337.838564	68.97	10.425	1743.037314	7.5	1337.838564				
4-J	PERIMETRO	32.47	14.84739835	482.025064	11.89739835	386.3085244	32.47	10.425	820.599744	7.5	629.6385244	32.47	10.425	820.599744	7.5	629.6385244	32.47	10.425	820.599744	7.5	629.6385244				
5-A	PERIMETRO	18.26	14.84739835	271.1134939	11.89739835	217.2464939	18.26	10.425	461.4739939	7.5	354.1564939	18.26	10.425	461.4564939	7.5	354.1564939	18.26	10.425	461.4564939	7.5	354.1564939				
5-D	PERIMETRO	22.15	14.84739835	328.8698735	11.89739835	263.5273735	22.15	10.425	559.7862335	7.5	429.6523735	22.15	10.425	559.7862335	7.5	429.6523735	22.15	10.425	559.7862335	7.5	429.6523735				
5-Q	PERIMETRO	32.45	14.84739835	481.7980765	11.89739835	386.0705765	32.45	10.425	829.4455765	7.5	629.4455765	32.45	10.425	829.4455765	7.5	629.4455765	32.45	10.425	829.4455765	7.5	629.4455765				
5-J	PERIMETRO	14.21	14.84739835	210.9812036	11.89739835	169.0620306	14.21	10.425	399.1207036	7.5	278.6370306	14.21	10.425	399.1207036	7.5	278.6370306	14.21	10.425	399.1207036	7.5	278.6370306				

AXILES PILARES																									
PILAR	SITUACIÓN	13						12						11						10					
		ÁREA TRIBUTARIA (m <sup>2</sup> )	CARGA TOTAL ELU (kN/m <sup>2</sup> )	AXIL ELU (kN)	CARGA TOTAL ELS (kN/m <sup>2</sup> )	AXIL ELS (kN)	ÁREA TRIBUTARIA (m <sup>2</sup> )	CARGA TOTAL ELU (kN/m <sup>2</sup> )	AXIL ELU (kN)	CARGA TOTAL ELS (kN/m <sup>2</sup> )	AXIL ELS (kN)	ÁREA TRIBUTARIA (m <sup>2</sup> )	CARGA TOTAL ELU (kN/m <sup>2</sup> )	AXIL ELU (kN)	CARGA TOTAL ELS (kN/m <sup>2</sup> )	AXIL ELS (kN)	ÁREA TRIBUTARIA (m <sup>2</sup> )	CARGA TOTAL ELU (kN/m <sup>2</sup> )	AXIL ELU (kN)	CARGA TOTAL ELS (kN/m <sup>2</sup> )	AXIL ELS (kN)				
		18.26	11.775	1057.206494	8.5	783.3064939	18.26	15.825	1346.170994	11.5	993.2964939	18.26	10.425	459.531494	7.5	343.246494	18.26	10.425	459.531494	7.5	343.246494				
1-A	PERIMETRO	18.26	11.775	1057.206494	8.5	783.3064939	18.26	15.825	1346.170994	11.5	993.2964939	18.26	10.425	459.531494	7.5	343.246494	18.26	10.425	459.531494	7.5	343.246494				
1-D	PERIMETRO	22.15	11.775	1282.427373	8.5	950.1773735	22.15	15.825	1632.902373	11.5	1204.902373	22.15	10.425	486.84873	7.5	371.027373	22.15	10.425	486.84873	7.5	371.027373				
1-Q	PERIMETRO	32.45	11.775	1878.770576	8.5	1392.020576	32.45	15.825	2392.291826	11.5	1769.950576	32.45	10.425	508.874526	7.5	384.874526	32.45	10.425	508.874526	7.5	384.874526				
1-J	PERIMETRO	14.21	11.775	609.5720306	8.5	459.531494	14.21	15.825	679.5720306	11.5	514.531494	14.21	10.425	184.734531	7.5	141.734531	14.21	10.425	184.734531	7.5	141.734531				
2-A	PERIMETRO	36.52	11.775	2114.412988	8.5	1566.612988	36.52	15.825	2692.341988	11.5	1988.592988	36.52	10.425	3073.062988	7.5	2260.492988	36.52	10.425	3073.062988	7.5	2260.492988				
2-D	INTERIOR	58.7	11.775	3398.577283	8.5	2518.077283	58.7	15.825	4327.047283	11.5	3193.127283	58.7	10.425	4939.40283	7.5	3673.377283	58.7	10.425	4939.40283	7.5	3673.377283				
2-Q	INTERIOR	68.97	11.775	3993.183564	8.5	2958.533564	68.97	15.825	4958.533564	11.5	3751.783564	68.97	10.425	5693.063564	7.5	4259.063564	68.97	10.425	5693.063564	7.5	4259.063564				
2-J	PERIMETRO	32.47	11.775	1879.928524	8.5	1392.878524	32.47	15.825	2393.766524	11.5	1768.283524	32.47	10.425	2732.266524	7.5	2009.808524	32.47	10.425	2732.266524	7.5	2009.808524				
3-A	PERIMETRO	36.52	11.775	2114.412988	8.5	1566.612988	36.52	15.825	2692.341988	11.5	1988.592988	36.52	10.425	3073.062988	7.5	2260.492988	36.52	10.425	3073.062988	7.5	2260.492988				
3-D	INTERIOR	73.04	11.775	4028.829975	8.5	3133.229975	73.04	15.825	5384.689975	11.5	3973.189975	73.04	10.425	6146.129975	7.5	4520.859975	73.04	10.425	6146.129975	7.5	4520.859975				
3-Q	INTERIOR	73.04	11.775	4028.829975	8.5	3133.229975	73.04	15.825	5384.689975	11.5	3973.189975	73.04	10.425	6146.129975	7.5	4520.859975	73.04	10.425	6146.129975	7.5	4520.859975				
3-J	PERIMETRO	36.52	11.775	2114.412988	8.5	1566.612988	36.52	15.825	2692.341988	11.5	1988.592988	36.52	10.425	3073.062988	7.5	2260.492988	36.52	10.425	3073.062988	7.5	2260.492988				
4-A	PERIMETRO	36.52	11.775	2114.412988	8.5	1566.612988	36.52	15.825	2692.341988	11.5	1988.592988	36.52	10.425	3073.062988	7.5	2260.492988	36.52	10.425	3073.062988	7.5	2260.492988				
4-D	INTERIOR	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0				
4-Q	INTERIOR	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0				
4-J	PERIMETRO	32.47	11.775	1879.928524	8.5	1392.878524	32.47	15.825	2393.766524	11.5	1768.283524	32.47	10.425	2732.266524	7.5	2009.808524	32.47	10.425	2732.266524	7.5	2009.808524				
5-A	PERIMETRO	18.26	11.775	1057.206494	8.5	783.3064939	18.26	15.825	1346.170994	11.5	993.2964939	18.26	10.425	459.531494	7.5	343.246494	18.26	10.425	459.531494	7.5	343.246494				
5-D	PERIMETRO	22.15	11.775	1282.427373	8.5	950.1773735	22.15	15.825	1632.902373	11.5	1204.902373	22.15	10.425	486.84873	7.5	371.027373	22.15	10.425	486.84873	7.5	371.027373				
5-Q	PERIMETRO	32.45	11.775	1878.770576	8.5	1392.020576	32.45	15.825	2392.291826	11.5	1769.950576														

Tabla 5.2. Pilares plantas 16, 15, 14, 13, 12

HEB 260 + CHAPAS CAJA DE 1 CM (VERDADERO)

N - AXIL (kN)	EJE	LONGITUD DE PANDEO (m) Apoyos articulado-articulado: Lp = H	ÁREA PERFIL INICIAL DE TANTEO (cm <sup>2</sup> ) So = (N + 1,4 a * Lp <sup>2</sup> ) / f	CARACTERÍSTICAS DEL PERFIL									
				PERFIL	ÁREA (cm <sup>2</sup> )	α - COEFICIENTE DE PANDEO (kN/m <sup>2</sup> )		MOMENTO DE INERCIA (cm <sup>4</sup> )		RADIO DE GIRO (cm)		W - MÓDULO DE RESISTENCIA PLÁSTICO (cm <sup>3</sup> )	
						EJE FUERTE	EJE DÉBIL	EJE FUERTE	EJE DÉBIL	EJE FUERTE	EJE DÉBIL	EJE FUERTE	EJE DÉBIL
4228,825975	EJE FUERTE	7,6	706,0472909	HEB 260	219,6	10	40	31310	10450	11,94	6,9	224	1192
	EJE DÉBIL	7,6	161,766513										

CARACTERÍSTICAS CHAPAS DE REFUERZO					CONJUNTO: PERFIL + CHAPAS					
POSICIÓN	ANCHO (cm)	ESPESOR (cm)	SEPARACIÓN AL EJE (cm)	INERCIA CHAPA RESPECTO A SU CENTRO (cm <sup>4</sup> )		ÁREA TOTAL DEL CONJUNTO (cm <sup>2</sup> )	I - INERCIA DEL CONJUNTO (cm <sup>4</sup> ): MÉTODO DE STEINER		i - RADIOS DE GIRO (cm)	
				EJE FUERTE	EJE DÉBIL		EJE FUERTE	EJE DÉBIL	EJE FUERTE	EJE DÉBIL
LATERALES	29	1	15	2,416666667	2032,416667	335,2	44369,63333	32334,54533	11,5051137	9,821580358
TAPA	28,8	1	15,5	2,4	1990,656					

EJE	COMPRESIÓN CENTRADA: PANDEO										
	ESBELTEZ CARÁCTERÍSTICA	ESBELTEZ MECÁNICA REDUCIDA	CURVA DE PANDEO	χ - COEFICIENTE DE REDUCCIÓN DE PANDEO	TENSIÓN (kN/cm <sup>2</sup> )	COMPROBACIÓN	R = N / Ncrítico	EXCENTRICIDAD INICIAL (e0) (m)	EXCENTRICIDAD CENTRADA (e1) (m)	TENSIÓN (kN/cm <sup>2</sup> )	COMPROBACIÓN
	λ - 93,5 * RAIZ(235/fy)	λ' = (Lp/l) * (1/λ)			σ = (N/S) * (1/χ)	σ < f		H / 200	e1 = e0 * (1/(1-r))	σ = (N/S) * (1+(e1*S/W))	σ < f
EJE FUERTE	76,39859061	0,864643997	b	0,66	19,11489285	VERDADERO	2,62145E-05	0,038	0,038000996	13,33323821	VERDADERO
EJE DÉBIL		1,012854055	c	0,54	23,36264682	VERDADERO	0,1184258	0,038	0,04310471	12,76875069	VERDADERO

EJE	COMPRESIÓN EXCÉNTRICA: SECCIÓN EXTREMA						COMPRESIÓN EXCÉNTRICA: SECCIÓN INTERMEDIA			
	TIPO DE APOYO DE LA VIGA	V viga	e'	M	EXCENTRICIDAD EN EXTREMO (e2) (m)	TENSIÓN (kN/cm <sup>2</sup> )	COMPROBACIÓN	EXCENTRICIDAD INTERMEDIA (e3) (m)	TENSIÓN (kN/cm <sup>2</sup> )	COMPROBACIÓN
					e2 = M / N	σ = (N/S) * (1+(e2*S/W))	σ < f		e3 = 0,75*e1 + (0,5 + (0,14 / (1/r - 0,25))) * e2	σ = (N/S) * (1+(e3*S/W))
EJE FUERTE	EJE ALINEADO	4228,825975	0	0	0	12,61582928	VERDADERO	0,028500747	13,15388598	VERDADERO
EJE DÉBIL						12,61582928	VERDADERO			

Tabla 5.3. Pilares plantas 11, 10, 9, 8, 7, 6

HEB 300 + CHAPAS CAJA DE 1,5 CM (VERDADERO)

N - AXIL (kN)	EJE	LONGITUD DE PANDEO (m) Apoyos articulado-articulado: Lp = H	ÁREA PERFIL INICIAL DE TANTEO (cm <sup>2</sup> ) So = (N + 1,4 a * Lp <sup>2</sup> ) / f	CARACTERÍSTICAS DEL PERFIL									
				PERFIL	ÁREA (cm <sup>2</sup> )	α - COEFICIENTE DE PANDEO (kN/m <sup>2</sup> )		MOMENTO DE INERCIA (cm <sup>4</sup> )		RADIO DE GIRO (cm)		W - MÓDULO DE RESISTENCIA PLÁSTICO (cm <sup>3</sup> )	
						EJE FUERTE	EJE DÉBIL	EJE FUERTE	EJE DÉBIL	EJE FUERTE	EJE DÉBIL	EJE FUERTE	EJE DÉBIL
9389,101975	EJE FUERTE	7,6	1088,586975	HEB 300	303,1	10	40	59200	19400	13,98	8	4078	1913
	EJE DÉBIL	7,6	327,4767846										

CARACTERÍSTICAS CHAPAS DE REFUERZO					CONJUNTO: PERFIL + CHAPAS					
POSICIÓN	ANCHO (cm)	ESPESOR (cm)	SEPARACIÓN AL EJE (cm)	INERCIA CHAPA RESPECTO A SU CENTRO (cm <sup>4</sup> )		ÁREA TOTAL DEL CONJUNTO (cm <sup>2</sup> )	I - INERCIA DEL CONJUNTO (cm <sup>4</sup> ): MÉTODO DE STEINER		i - RADIOS DE GIRO (cm)	
				EJE FUERTE	EJE DÉBIL		EJE FUERTE	EJE DÉBIL	EJE FUERTE	EJE DÉBIL
LATERALES	34	1,5	17,75	9,5625	4913	507,1	91374,625	64354,375	13,42350715	11,26528629
TAPA	34	1,5	15,75	9,5625	4913					

EJE	COMPRESIÓN CENTRADA: PANDEO										
	ESBELTEZ CARÁCTERÍSTICA	ESBELTEZ MECÁNICA REDUCIDA	CURVA DE PANDEO	χ - COEFICIENTE DE REDUCCIÓN DE PANDEO	TENSIÓN (kN/cm <sup>2</sup> )	COMPROBACIÓN	R = N / Ncrítico	EXCENTRICIDAD INICIAL (e0) (m)	EXCENTRICIDAD CENTRADA (e1) (m)	TENSIÓN (kN/cm <sup>2</sup> )	COMPROBACIÓN
	λ - 93,5 * RAIZ(235/fy)	λ' = (Lp/l) * (1/λ)			σ = (N/S) * (1/χ)	σ < f		H / 200	e1 = e0 * (1/(1-r))	σ = (N/S) * (1+(e1*S/W))	σ < f
EJE FUERTE	76,39859061	0,741075144	b	0,78	23,73754728	VERDADERO	2,82622E-05	0,038	0,038001074	18,60277976	VERDADERO
EJE DÉBIL		0,883051459	c	0,61	30,35292931	VERDADERO	0,229239637	0,038	0,049301964	18,75726344	VERDADERO

EJE	COMPRESIÓN EXCÉNTRICA: SECCIÓN EXTREMA						COMPRESIÓN EXCÉNTRICA: SECCIÓN INTERMEDIA			
	TIPO DE APOYO DE LA VIGA	V viga	e'	M	EXCENTRICIDAD EN EXTREMO (e2) (m)	TENSIÓN (kN/cm <sup>2</sup> )	COMPROBACIÓN	EXCENTRICIDAD INTERMEDIA (e3) (m)	TENSIÓN (kN/cm <sup>2</sup> )	COMPROBACIÓN
					e2 = M / N	σ = (N/S) * (1+(e2*S/W))	σ < f		e3 = 0,75*e1 + (0,5 + (0,14 / (1/r - 0,25))) * e2	σ = (N/S) * (1+(e3*S/W))
EJE FUERTE	EJE ALINEADO	9389,101975	0	0	0	18,51528688	VERDADERO	0,028500805	18,58090654	VERDADERO
EJE DÉBIL						18,51528688	VERDADERO			

TIPO DE ACERO	E - MÓDULO ELÁSTICO (kN/m <sup>2</sup> )	fy - TENSIÓN NORMAL (kN/m <sup>2</sup> )	f - TENSIÓN NORMAL SEGURA (kN/m <sup>2</sup> )
S355	210000000	355000	311403,5088

Tabla 5.4. Pilares plantas 5, 4, 3, 2, 1, 0

HEB 400 + CHAPAS CAJA DE 1,5 CM (FALSO)

N - AXIL (kN)	EJE	LONGITUD DE PANDEO (m) Apoyos articulado-articulado: Lp = H	ÁREA PERFIL INICIAL DE TANQUEO (cm <sup>2</sup> ) So = (N + 1,4 α * Lp <sup>2</sup> ) / f	CARACTERÍSTICAS DEL PERFIL									
				PERFIL	ÁREA (cm <sup>2</sup> )	α - COEFICIENTE DE PANDEO (kN/m <sup>2</sup> )		MOMENTO DE INERCIA (cm <sup>4</sup> )		RADIO DE GIRO (cm)		W - MÓDULO DE RESISTENCIA PLÁSTICO (cm <sup>3</sup> )	
						EJE FUERTE	EJE DÉBIL	EJE FUERTE	EJE DÉBIL	EJE FUERTE	EJE DÉBIL	EJE FUERTE	EJE DÉBIL
13267,52598	EJE FUERTE	7,6	1272,079988	HEM 400	325,8	10	40	104100	19340	17,88	7,7	5571	1934
	EJE DÉBIL	7,6	452,0233581										

CARACTERÍSTICAS CHAPAS DE REFUERZO					CONJUNTO: PERFIL + CHAPAS					
POSICIÓN	ANCHO (cm)	ESPESOR (cm)	SEPARACIÓN AL EJE (cm)	INERCIA CHAPA RESPECTO A SU CENTRO (cm <sup>4</sup> )		ÁREA TOTAL DEL CONJUNTO (cm <sup>2</sup> )	I - INERCIA DEL CONJUNTO (cm <sup>4</sup> ): MÉTODO DE STEINER		i - RADIOS DE GIRO (cm)	
				EJE FUERTE	EJE DÉBIL		EJE FUERTE	EJE DÉBIL	EJE FUERTE	EJE DÉBIL
LATERALES	43,2	1,5	22,35	12,15	10077,696	557,4	168881,541	74623,767	17,40634589	11,57057927
TAPA	34	1,5	15,75	9,5625	4913					

EJE	COMPRESIÓN CENTRADA: PANDEO										
	ESBELTEZ CARÁCTERÍSTICA	ESBELTEZ MECÁNICA REDUCIDA	CURVA DE PANDEO	x - COEFICIENTE DE REDUCCIÓN DE PANDEO	TENSIÓN (kN/cm <sup>2</sup> )	COMPROBACIÓN	R = N / Ncrítico	EXCENTRICIDAD INICIAL (e0) (m)	EXCENTRICIDAD CENTRADA (e1) (m)	TENSIÓN (kN/cm <sup>2</sup> )	COMPROBACIÓN
	$\lambda = 93,5 * \text{RAIZ}(235/f_y)$	$\lambda' = (L_p/l) * (1/\lambda)$			$\sigma = (N/S) * (1/\chi)$	$\sigma < f$		H / 200	$e1 = e0 * (1/(1-r))$	$\sigma = (N/S) * (1+(e1*S/W))$	$\sigma < f$
EJE FUERTE	76,39859061	0,571505792	a	0,89	26,74440717	VERDADERO	2,16081E-05	0,038	0,038000821	23,89302263	VERDADERO
EJE DÉBIL		0,859751898	b	0,66	36,06442785	FALSO	0,315386235	0,038	0,055505749	24,18330003	VERDADERO

EJE	COMPRESIÓN EXCÉNTRICA: SECCIÓN EXTREMA					COMPRESIÓN EXCÉNTRICA: SECCIÓN INTERMEDIA				
	TIPO DE APOYO DE LA VIGA	V viga	e'	M	EXCENTRICIDAD EN EXTREMO (e2) (m)	TENSIÓN (kN/cm <sup>2</sup> )	COMPROBACIÓN	EXCENTRICIDAD INTERMEDIA (e3) (m)	TENSIÓN (kN/cm <sup>2</sup> )	COMPROBACIÓN
					$e2 = M / N$	$\sigma = (N/S) * (1+(e2*S/W))$	$\sigma < f$	$e3 = 0,75*e1 + (0,5 + (0,14 / (1/r - 0,25))) * e2$	$\sigma = (N/S) * (1+(e3*S/W))$	$\sigma < f$
EJE FUERTE	EJE ALINEADO	13267,52598	0	0	0	23,80252238	VERDADERO	0,028500616	23,87039757	VERDADERO
EJE DÉBIL					0	23,80252238	VERDADERO	0,041629312	24,08810562	VERDADERO

HEB 450 + CHAPAS CAJA DE 2 CM (VERDADERO)

N - AXIL (kN)	EJE	LONGITUD DE PANDEO (m) Apoyos articulado-articulado: Lp = H	ÁREA PERFIL INICIAL DE TANQUEO (cm <sup>2</sup> ) So = (N + 1,4 α * Lp <sup>2</sup> ) / f	CARACTERÍSTICAS DEL PERFIL									
				PERFIL	ÁREA (cm <sup>2</sup> )	COEFICIENTE DE PANDEO (kN/m <sup>2</sup> )		MOMENTO DE INERCIA (cm <sup>4</sup> )		RADIO DE GIRO (cm)		MÓDULO DE RESISTENCIA PLÁSTICO (cm <sup>3</sup> )	
						EJE FUERTE	EJE DÉBIL	EJE FUERTE	EJE DÉBIL	EJE FUERTE	EJE DÉBIL	EJE FUERTE	EJE DÉBIL
13267,52598	EJE FUERTE	7,6	1297,008879	HEM 450	335,4	10	40	131500	19340	19,8	7,59	6331	1939
	EJE DÉBIL	7,6	452,0233581										

CARACTERÍSTICAS CHAPAS DE REFUERZO					CONJUNTO: PERFIL + CHAPAS					
POSICIÓN	ANCHO (cm)	ESPESOR (cm)	SEPARACIÓN AL EJE (cm)	INERCIA CHAPA RESPECTO A SU CENTRO (cm <sup>4</sup> )		ÁREA TOTAL DEL CONJUNTO (cm <sup>2</sup> )	I - INERCIA DEL CONJUNTO (cm <sup>4</sup> ): MÉTODO DE STEINER		i - RADIOS DE GIRO (cm)	
				EJE FUERTE	EJE DÉBIL		EJE FUERTE	EJE DÉBIL	EJE FUERTE	EJE DÉBIL
LATERALES	47,8	2	24,9	31,86666667	18202,55867	666,6	250156,312	105876,784	19,37193834	12,60281949
TAPA	35	2	16	23,33333333	7145,833333					

EJE	COMPRESIÓN CENTRADA: PANDEO										
	ESBELTEZ CARÁCTERÍSTICA	ESBELTEZ MECÁNICA REDUCIDA	CURVA DE PANDEO	x - COEFICIENTE DE REDUCCIÓN DE PANDEO	TENSIÓN (kN/cm <sup>2</sup> )	COMPROBACIÓN	R = N / Ncrítico	EXCENTRICIDAD INICIAL (e0) (m)	EXCENTRICIDAD CENTRADA (e1) (m)	TENSIÓN (kN/cm <sup>2</sup> )	COMPROBACIÓN
	$\lambda = 93,5 * \text{RAIZ}(235/f_y)$	$\lambda' = (L_p/l) * (1/\lambda)$			$\sigma = (N/S) * (1/\chi)$	$\sigma < f$		H / 200	$e1 = e0 * (1/(1-r))$	$\sigma = (N/S) * (1+(e1*S/W))$	$\sigma < f$
EJE FUERTE	76,39859061	0,513517404	a	0,92	21,63399923	VERDADERO	1,45877E-05	0,038	0,038000554	19,98291495	VERDADERO
EJE DÉBIL		0,78933349	b	0,73	27,26476615	VERDADERO	0,289554368	0,038	0,053487555	20,26926564	VERDADERO

EJE	COMPRESIÓN EXCÉNTRICA: SECCIÓN EXTREMA					COMPRESIÓN EXCÉNTRICA: SECCIÓN INTERMEDIA				
	TIPO DE APOYO DE LA VIGA	V viga	e'	M	EXCENTRICIDAD EN EXTREMO (e2) (m)	TENSIÓN (kN/cm <sup>2</sup> )	COMPROBACIÓN	EXCENTRICIDAD INTERMEDIA (e3) (m)	TENSIÓN (kN/cm <sup>2</sup> )	COMPROBACIÓN
					$e2 = M / N$	$\sigma = (N/S) * (1+(e2*S/W))$	$\sigma < f$	$e3 = 0,75*e1 + (0,5 + (0,14 / (1/r - 0,25))) * e2$	$\sigma = (N/S) * (1+(e3*S/W))$	$\sigma < f$
EJE FUERTE	EJE ALINEADO	13267,52598	0	0	0	19,90327929	VERDADERO	0,028500416	19,96300603	VERDADERO
EJE DÉBIL					0	19,90327929	VERDADERO	0,040115666	20,17776905	VERDADERO

TIPO DE ACERO	E - MÓDULO ELÁSTICO (kN/m <sup>2</sup> )	f <sub>y</sub> - TENSIÓN NORMAL (kN/m <sup>2</sup> )	f - TENSIÓN NORMAL SEGURA (kN/m <sup>2</sup> )
S355	210000000	355000	311403,5088

Tabla 5.5. Pilares plantas -1, -2, -3

HEB 500 + CHAPAS CAJA DE 2 CM (VERDADERO)

N - AXIL (kN)	EJE	LONGITUD DE PANDEO (m) Apoyos articulado-articulado: Lp = H	ÁREA PERFIL INICIAL DE TANQUEO (cm <sup>2</sup> ) So = (N + 1,4 a * Lp <sup>2</sup> ) / f	CARACTERÍSTICAS DEL PERFIL									
				PERFIL	ÁREA (cm <sup>2</sup> )	COEFICIENTE DE PANDEO (kN/m <sup>2</sup> )		MOMENTO DE INERCIA (cm <sup>4</sup> )		RADIO DE GIRO (cm)		MÓDULO DE RESISTENCIA PLÁSTICO (cm <sup>3</sup> )	
						EJE FUERTE	EJE DÉBIL	EJE FUERTE	EJE DÉBIL	EJE FUERTE	EJE DÉBIL	EJE FUERTE	EJE DÉBIL
15946,26798	EJE FUERTE	7,6	1406,141612	HEB 500	344,3	10	40	161900	19150	21,69	7,46	7094	1932
	EJE DÉBIL	7,6	538,0449322										

CARACTERÍSTICAS CHAPAS DE REFUERZO					CONJUNTO: PERFIL + CHAPAS					
POSICIÓN	ANCHO (cm)	ESPESOR (cm)	SEPARACIÓN AL EJE (cm)	INERCIA CHAPA RESPECTO A SU CENTRO (cm <sup>4</sup> )		ÁREA TOTAL DEL CONJUNTO (cm <sup>2</sup> )	I - INERCIA DEL CONJUNTO (cm <sup>4</sup> ): MÉTODO DE STEINER		i - RADIOS DE GIRO (cm)	
				EJE FUERTE	EJE DÉBIL		EJE FUERTE	EJE DÉBIL	EJE FUERTE	EJE DÉBIL
LATERALES	52,4	2	27,2	34,93333333	23979,63733	693,9	317086,9973	117240,9413	21,37670544	12,99843913
TAPA	35	2	16	23,33333333	7145,833333					

EJE	COMPRESIÓN CENTRADA: PANDEO										
	ESBELTEZ CARÁCTERÍSTICA	ESBELTEZ MECÁNICA REDUCIDA	CURVA DE PANDEO	χ - COEFICIENTE DE REDUCCIÓN DE PANDEO	TENSIÓN (kN/cm <sup>2</sup> )	COMPROBACIÓN	R = N / Ncrítico	EXCENRICIDAD INICIAL (e0) (m)	EXCENRICIDAD CENTRADA (e1) (m)	TENSIÓN (kN/cm <sup>2</sup> )	COMPROBACIÓN
	$\lambda = 93,5 * \text{RAIZ}(235/f_y)$	$\lambda' = (L_p/l) * (1/\lambda)$			$\sigma = (N/S) * (1/\chi)$	$\sigma < f$		H / 200	$e_1 = e_0 * (1/(1-\tau))$	$\sigma = (N/S) * (1+(e_1*S/W))$	$\sigma < f$
EJE FUERTE	76,39859061	0,465358309	a	0,95	24,19015022	VERDADERO	1,38321E-05	0,038	0,038000526	23,0660623	VERDADERO
EJE DÉBIL		0,765309388	b	0,84	27,35790799	VERDADERO	0,337423824	0,038	0,057351896	23,4540116	VERDADERO

EJE	COMPRESIÓN EXCÉNTRICA: SECCIÓN EXTREMA							COMPRESIÓN EXCÉNTRICA: SECCIÓN INTERMEDIA			
	TIPO DE APOYO DE LA VIGA	V viga	e'	M	EXCENRICIDAD EN EXTREMO (e2) (m)	TENSIÓN (kN/cm <sup>2</sup> )	COMPROBACIÓN	EXCENRICIDAD INTERMEDIA (e3) (m)	TENSIÓN (kN/cm <sup>2</sup> )	COMPROBACIÓN	
					$e_2 = M / N$	$\sigma = (N/S) * (1+(e_2*S/W))$	$\sigma < f$	$e_3 = 0,75*e_1 + (0,5 + (0,14 / (1/r - 0,25))) * e_2$	$\sigma = (N/S) * (1+(e_3*S/W))$	$\sigma < f$	
EJE FUERTE	EJE ALINEADO	15946,26798	0	0	0	22,98064271	VERDADERO	0,028500394	23,0447074	VERDADERO	
EJE DÉBIL						22,98064271	VERDADERO	0,043013922	23,33566938	VERDADERO	

TIPO DE ACERO	E - MÓDULO ELÁSTICO (kN/m <sup>2</sup> )	f <sub>y</sub> - TENSIÓN NORMAL (kN/m <sup>2</sup> )	f - TENSIÓN NORMAL SEGURA (kN/m <sup>2</sup> )
S355	210000000	355000	311403,5088

## 9. Arriostramiento

Con el fin de garantizar la estabilidad global del edificio frente a las acciones horizontales del viento y los posibles desplomes iniciales de los soportes, se dispone un sistema de arriostramientos metálicos dispuestos en forma de cruz de San Andrés, trabajando exclusivamente a tracción. Los elementos en compresión no se consideran activos, por lo que cada par de diagonales se dispone de manera que una de ellas trabaje cuando el viento actúa en una dirección y la opuesta cuando lo hace en sentido contrario. De este modo, los arriostramientos actúan transmitiendo los esfuerzos horizontales a los pilares y vigas principales.

Los arriostramientos se han dimensionado para el lado corto y el lado largo teniendo en cuenta los paños más desfavorables, que debido a su altura y condición corresponden a los paños interiores de la planta baja.

A continuación, se detallan los cálculos y resultados obtenidos para cada una de las direcciones principales del edificio.

### 9.1. Lado largo

El cálculo y dimensionado del arriostramiento del paño interior correspondiente al lado largo se muestran en la Tabla 6.1.

Tabla 6.1. Paño interior del lado largo

DATOS LADO LARGO					
H - ALTURA SOPORTE (m)	L - LUZ DEL ARRIOSTRAMIENTO (m)	$\alpha$ - Ángulo de la diagonal con la horizontal(rad)	N - AXIL DEL SOPORTE(kN)	$\beta$ - DESPLOME INICIAL (rad)	W - VIENTO EN EL SENTIDO DEL PAÑO (kN)
		$\text{tg}(\alpha) = H/L$		$\beta = 1/200$	
20.12	22.19	1.134464014	8071.737988	0.005	138.8723029

AXIL TOTAL DE CÁLCULO					
N' - FUERZA HORIZONTAL TOTAL QUE DEBE ABSORBER EL ARRIOSTRAMIENTO (kN)	T - TRACCIÓN DE LA DIAGONAL (kN)	S - SECCIÓN RESISTENTE DEL ELEMENTO A TRACCIÓN (m <sup>2</sup> )	S PERFIL SELECCIONADO (m <sup>2</sup> )	$\Delta N$ - INCREMENTO DEL AXIL (kN)	Nt - AXIL TOTAL DE CÁLCULO (kN)
$N' = \beta \cdot N + W$	$T = N' / \cos(\alpha)$	$S = T / f_d$	HEM 100	$\Delta N = T \cdot \text{sen}(\alpha) = N' \cdot \text{tan}(\alpha)$	$N_t = N + \Delta N$
179.2309929	424.096659	0.001361888	0.00532	384.3621045	8456.100092

TENSIÓN DEL ARRIOSTRAMIENTO	
$\sigma$ - TENSIÓN DEL ARRIOSTRAMIENTO (kN/m <sup>2</sup> )	COMPROBACIÓN
$\sigma = T/S$	$\sigma < f_d$
79717.41711	VERDADERO

DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL			
$\epsilon$ - DEFORMACIÓN UNITARIA	$\Delta L$ - ALARGAMIENTO DE LA DIAGONAL (m)	$\delta_{\text{elast}}$ - DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL (m)	COMPROBACIÓN
$\epsilon = \sigma / E$	$\Delta L = \epsilon \cdot L$	$\delta_{\text{elast}} = \Delta L / \cos(\alpha)$	$\delta_{\text{elast}} < H/250$
0.000379607	0.008423474	0.019931637	VERDADERO

El arriostramiento correspondiente al lado largo cumple todas las comprobaciones de resistencia y servicio.

### 9.2. Lado corto

El cálculo y dimensionado del arriostramiento del paño interior correspondiente al lado corto se muestran en la Tabla 6.2.

Tabla 6.2. Paño interior del lado corto

DATOS LADO CORTO					
H - ALTURA SOPORTE (m)	L - LUZ DEL ARRIOSTRAMIENTO (m)	$\alpha$ - Ángulo de la diagonal con la horizontal(rad)	N - AXIL DEL SOPORTE(kN)	$\beta$ - DESPLOME INICIAL (rad)	W - VIENTO EN EL SENTIDO DEL PAÑO (kN)
		$\text{tg}(\alpha) = H/L$		$\beta = 1/200$	
20.12	21.52	1.204277184	7172.176826	0.005	176.7200518

AXIL TOTAL DE CÁLCULO					
N' - FUERZA HORIZONTAL TOTAL QUE DEBE ABSORBER EL ARRIOSTRAMIENTO (kN)	T - TRACCIÓN DE LA DIAGONAL (kN)	S - SECCIÓN RESISTENTE DEL ELEMENTO A TRACCIÓN (m <sup>2</sup> )	S PERFIL SELECCIONADO (m <sup>2</sup> )	$\Delta N$ - INCREMENTO DEL AXIL (kN)	Nt - AXIL TOTAL DE CÁLCULO (kN)
$N' = \beta \cdot N + W$	$T = N' / \cos(\alpha)$	$S = T / f_d$	HEM 100	$\Delta N = T \cdot \text{sen}(\alpha) = N' \cdot \text{tan}(\alpha)$	$N_t = N + \Delta N$
212.5809359	593.1918191	0.001904898	0.00532	553.7922715	7725.969098

TENSIÓN DEL ARRIOSTRAMIENTO	
$\sigma$ - TENSIÓN DEL ARRIOSTRAMIENTO (kN/m <sup>2</sup> )	COMPROBACIÓN
$\sigma = T/S$	$\sigma < f_d$
111502.2216	VERDADERO

DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL			
$\epsilon$ - DEFORMACIÓN UNITARIA	$\Delta L$ - ALARGAMIENTO DE LA DIAGONAL (m)	$\delta_{\text{elast}}$ - DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL (m)	COMPROBACIÓN
$\epsilon = \sigma / E$	$\Delta L = \epsilon \cdot L$	$\delta_{\text{elast}} = \Delta L / \cos(\alpha)$	$\delta_{\text{elast}} < H/250$
0.000530963	0.011426323	0.031884333	VERDADERO

El arriostramiento correspondiente al lado corto cumple todas las comprobaciones de resistencia y servicio.

El resultado final de los diagramas de esfuerzos de los pórticos tanto del lado largo como del lado corto se muestran en la Figura 11 y 12.

Figura 11. Pórtico largo

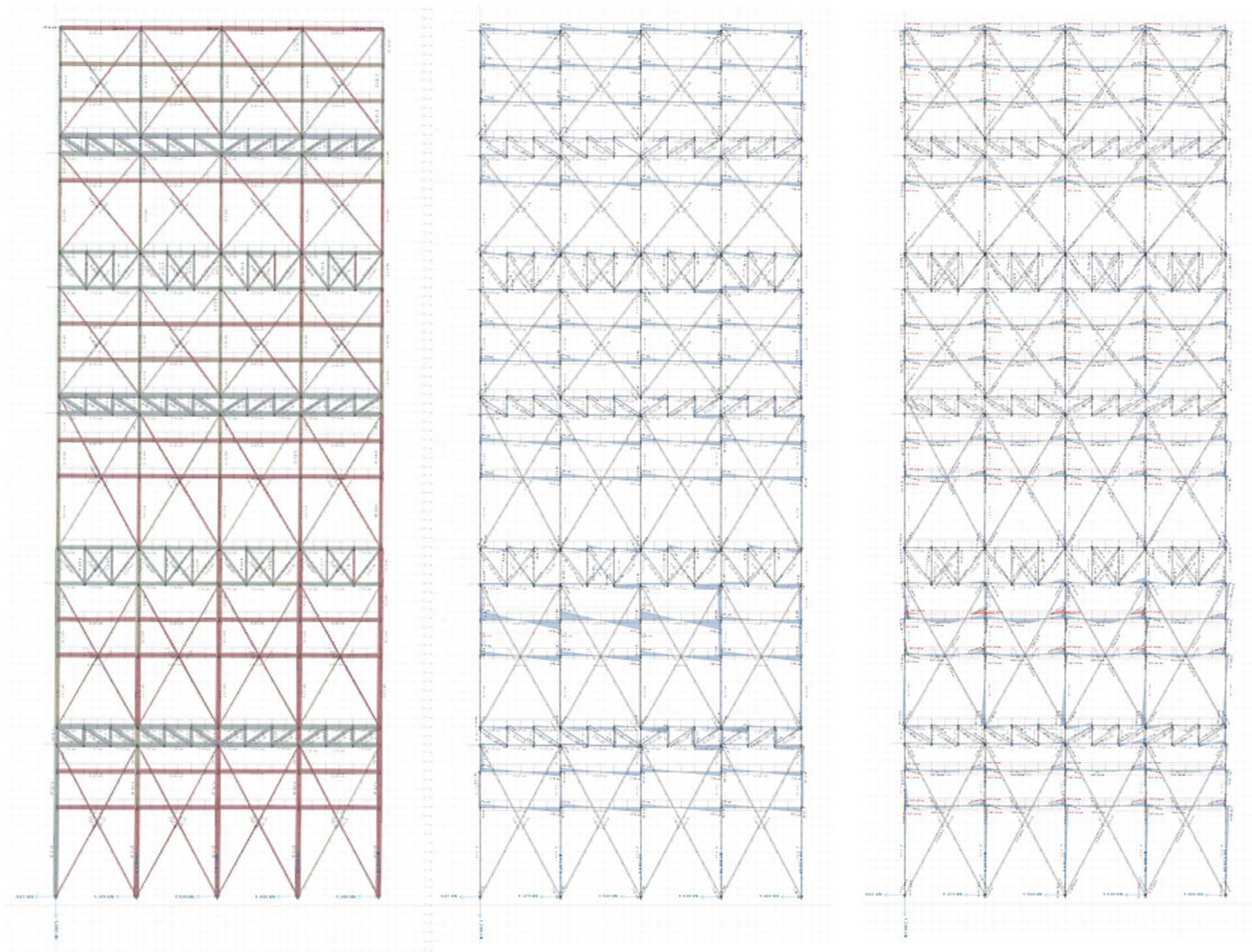
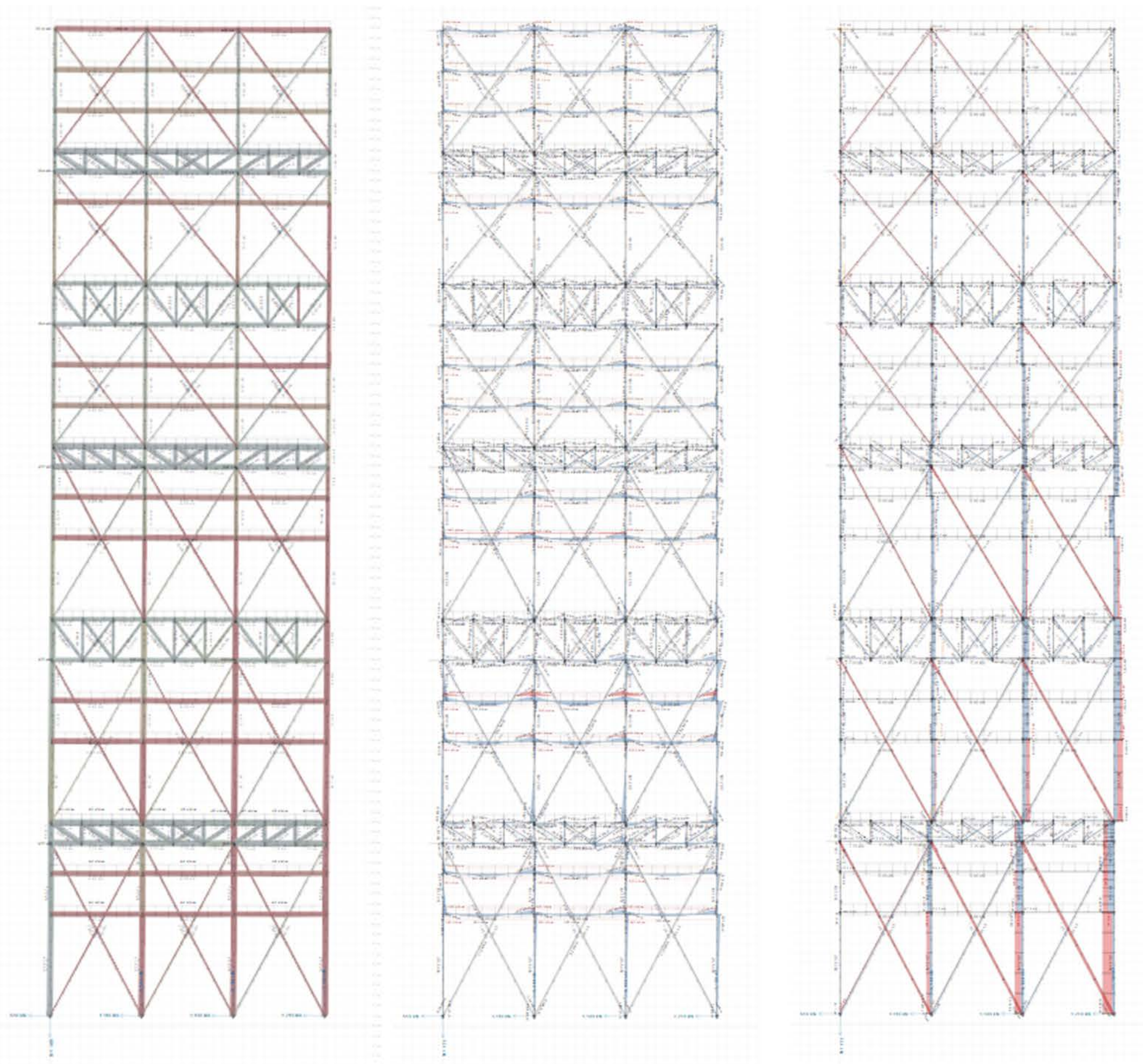


Figura 12. Pórtico corto



## 10. Cimentación

Para la obtención de los datos geotécnicos necesarios para el dimensionamiento de la cimentación del edificio, se ha recurrido al Geoportal del Ayuntamiento de Madrid, donde se dispone de información detallada sobre la naturaleza y características del terreno en la zona de emplazamiento.

Prof. (m)	Niv. Agua. (m)	Diam. (mm)	GR	Observaciones
			Naturaleza	Tamaño
			Color	Compacidad
1.00000000		122	23.00000000 Arenas finas con/sin niveles de Arcillas (Tosco).	
			AR Sin datos	- Sin datos Material suelto, débil o flojo
8.00000000		122	23.00000000 Arenas finas con/sin niveles de Arcillas (Tosco).	
			AR(LI) PI	- Sin datos Sin datos
8.50000000		86	24.00000000 Arcillas con niveles de Arenas finas (Tosco).	
			AC(LI) -	- Sin datos Sin datos
9.00000000		86	23.00000000 Arenas finas con/sin niveles de Arcillas (Tosco).	
			AR -	M De grano medio Sin datos con intercalaciones de grano fino con mezcla de Sin datos
14.10000038 9.5		86	24.00000000 Arcillas con niveles de Arenas finas (Tosco).	
			AC(LI)(AR) PI	- Sin datos Sin datos

A partir de dichos datos se obtienen las características de cada tipo de terreno expresadas en Tabla 7.1.

Tabla 7.1. Datos del terreno

ESTRATO	RANGO DE PROFUNDIDAD (m)	NIVEL FREÁTICO	LITOLÓGIA	$\gamma$ SBCO (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma$ SAT (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma$ SUB (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma$ AGUA (kN/m <sup>3</sup> )	$\psi$ (°)	$c'$ (kPa)
S1	0,00 0,50	-	Arenas finas con/sin niveles de arcillas (tosco)	18	18,8	20	-	-	30	0
S2	0,50 0,00	-	Arcillas con niveles de arenas finas (tosco)	14,5	17,5	19	-	-	22	20
S3	0,00 0,50 14,10	NF	Arenas finas con/sin niveles de arcillas	18	18,8	20	10	10	30	0
S4	14,1 Nivel freático		Arcillas con niveles de arenas finas (tosco)	14,5	17,5	19	9	10	22	20

### 10.1. Zapatas (no cumple)

En una primera fase, se plantea una cimentación mediante zapatas rígidas aisladas para los pilares interiores, considerando el pilar más desfavorable, es decir, aquel que transmite el axil máximo, y extrapolando los resultados al resto de pilares. Para el cálculo se adoptan las propiedades del terreno y de los materiales de la cimentación.

DATOS SOPORTE			DATOS MATERIAL				
TAMAÑO DEL SOPORTE		AXIL (kN)	qadm - PRESIÓN ADMISIBLE DEL TERRENO (kN/m <sup>2</sup> )	$\rho$ - PESO ESPECÍFICO HORMIGÓN (kN/m <sup>3</sup> )	f <sub>c</sub> - TENSIÓN DE CÁLCULO DEL HORMIGÓN (kN/m <sup>2</sup> )	f <sub>v</sub> - TENSIÓN TANGENCIAL DE CÁLCULO DEL HORMIGÓN (kN/m <sup>2</sup> )	f <sub>y</sub> - TENSIÓN DE CÁLCULO DEL ACERO DE ARMAR (kN/m <sup>2</sup> )
a	b		250	25	15000	750	434000
0,56	0,35	16707,70986					

El predimensionado se realiza suponiendo una zapata cuadrada, considerando un peso propio equivalente al 10% del axil del pilar, es decir:  $N' = N * 1,1$ . El área necesaria se calcula a partir de la tensión admisible del terreno:  $S' = N' / q_{adm}$ , y se obtiene:

- $S' = 73,51 \text{ m}^2$
- $L' = 8,57 \text{ m}$
- Vuelo max = 4,11 m
- Canto =  $v/2 = 2,05 \text{ m}$

Con estos valores se obtiene la carga máxima que resiste la zapata  $N_{max} = a * b * f_c = 2940 \text{ kN}$ . Este valor resulta considerablemente inferior al axil transmitido por el pilar ( $N = 16.707,70 \text{ kN}$ ), por lo que se concluye que la cimentación mediante zapatas no resulta viable. En consecuencia, se adopta una solución de cimentación profunda mediante pilotes, que garantice una adecuada capacidad portante y control de asentamientos.

## 10.2. Pilotes

La cimentación de los pilares interiores se resuelve mediante pilotes perforados in situ de hormigón tipo HA-25. Los pilares del eje 3 son los más solicitados, con un axil máximo de 16707,7 kN, mientras que los correspondientes a los ejes 2 y 4 reciben un axil máximo de 9099,96 kN. Debido a la diferencia de cargas entre ambos grupos, se han diseñado dos tipologías de encepado: uno con cuatro pilotes para los pilares más cargados, y otro con dos pilotes para los restantes.

En ambos casos se parte de una longitud de pilote de 10 m y un diámetro de 1 m, obteniéndose resultado un área de punta  $A_p = 1,33 \text{ m}^2$  y una superficie de fuste  $A_f = 40,95 \text{ m}^2$ .

El tope estructural se halla mediante  $Q = n * f_{tope} * A_p$ , siendo n el número de pilotes del encepado. La resistencia del pilote ( $R_{ck}$ ) es el resultado de la suma entre la resistencia en la punta ( $R_p$ ) y la resistencia en el fuste ( $R_f$ ). La carga admisible del pilote ( $R_{cd}$ ) se calcula aplicando a la resistencia del pilote un coeficiente de seguridad de 3.

Para que la cimentación cumpla la condición resistente, el axil que recibe el encepado debe ser menor que el valor más bajo entre la carga admisible y el tope estructural.

### 10.2.1. Encepado de 4 pilotes: pilares D-3, G-3

Como ya se ha explicado anteriormente, este encepado se va a dimensionar con un axil de 16707,70 kN. Para dicho axil, la cimentación cumple con un grupo de 4 pilotes de 1 m de diámetro y 10 m de longitud. Los datos de dicho encepado son:

- $Q = 19465,8 \text{ kN}$
- $R_p = 11317,9 \text{ kN}$
- $R_f = 5401,6 \text{ kN}$
- $R_{cd \text{ total}} = 22292,63 \text{ kN}$

En el diseño del encepado, con una separación entre ejes de 3 m y un canto de 1,50 m, se obtiene una tracción de 5 221 kN en la armadura inferior, que requiere un área de acero de  $A = 0,0120 \text{ m}^2$ . Se dispone una armadura inferior de 16Ø32 y una armadura superior de 12Ø25 como refuerzo de reparto.

El cálculo y dimensionado del encepado de 4 pilotes se encuentra en la Tabla 7.2. y la Figura 12.

### 10.2.2. Encepado de 2 pilotes: pilares D-2, G-2, D-4, G-4

Este encepado se va a dimensionar con un axil de 9099,96 kN. Para dicho axil, la cimentación cumple con un grupo de 2 pilotes de 1 m de diámetro y 10 m de longitud. Los datos de dicho encepado son:

- $Q = 9732,9 \text{ kN}$
- $R_p = 11317,9 \text{ kN}$
- $R_f = 5401,6 \text{ kN}$
- $R_{cd \text{ total}} = 11317,91 \text{ kN}$

En el diseño del encepado, con una separación entre ejes de 3 m y un canto de 1,50 m, se obtiene una tracción de 3276 kN en la armadura inferior, que requiere un área de acero de  $A = 0,0075 \text{ m}^2$ . Se dispone una armadura inferior de 10Ø32 y una armadura superior de 10Ø25 como refuerzo de reparto.

El cálculo y dimensionado del encepado de 4 pilotes se encuentra en la Tabla 7.3. y la Figura 13.

Tabla 7.2. Encepado de 4 pilotes

ftope (kN/m2)	Nivel encepado (m)	AXIL (kN)	NIVEL FREÁTICO	LITOLOGÍA	y sat (kN/m³)	y agua (kN/m³)	y sum (kN/m³)	φ' (°)	c' (kPa)
3500	-26,6	16707,7	Si	Arcillas con niveles de arenas finas (tosco)	19	10	9	22	20

PILOTE DE TANTEO				1 PILOTE		2 PILOTES		3 PILOTES		4 PILOTES	
L (m)	D (m)	Ap - ÁREA DE PUNTA (m2)	Af - SUPERFICIE DE FUESTE (m2)	Q - TOPE ESTRUCTURAL (kN)	N < Q	Q - TOPE ESTRUCTURAL (kN)	N < Q	Q - TOPE ESTRUCTURAL (kN)	N < Q	Q - TOPE ESTRUCTURAL (kN)	N < Q
10	1	Ap = (π * D²)/4 1.330875	S = π * L * D 40.95	Q = ftope * Ap 4866,44966	FALSO	Q = 2 * ftope * Ap 9732,89932	FALSO	Q = 3 * ftope * Ap 14599,34898	FALSO	Q = 4 * ftope * Ap 19465,79864	VERDADERO

σ'v BAJO EL ENCEPADO (kPa)	σ'v PUNTA (kPa)	σ'v FUESTE (kPa)
345,55	435,55	390,55

PUNTA				
σ'v PUNTA (kPa)	fp (para pilote perforado)	Nq	qp - CARGA DE PUNTA	Rp - RESISTENCIA EN PUNTA
435,55	2,5	7,81	qp = fp * Nq * σ'v PUNTA 8504,11375	Rp = qp * Ap 11317,91239

FUSTE					
σ'v FUESTE (kPa)	f (para hormigón "in situ")	kf (para pilote perforado)	tanφ	tf - TENSIÓN DE ROZAMIENTO	Rf - RESISTENCIA EN FUSTE
435,55	1	0,75	0,403799811	tf = kf * f * tanφ * σ'v FUSTE 131,9062556	Rf = tf * Af 5401,561168

ARMADO POR BIELAS Y TIRANTES							
s - SEPARACIÓN ENTRE EJES (m)	h - CANTO ENCEPADO RÍGIDO (m)	z - BRAZO DE PALANCA (m)	t - distancia pilar-pilotes (m)	tanβ	TRACCIÓN EN EL ARMADO (kN)	ARMADURA INFERIOR (m2)	ARMADURA SUPERIOR (m2)
s > 3*D 3	h > max (40 cm, D) 1,5	z = 0,8 * h 1,2	t = s/2 1,5	tanβ = z / t 0,8	T = (t*N)/(4*z) 5221,15625	As = T / fy 0,012030314	16Ø32 0,01286 VERDADERO

F - COEFICIENTE DE SEGURIDAD	
3	

Rck - CARGA DE HUNDIMIENTO	Rcd - CARGA ADMISIBLE PILOTE	Rcd - CARGA ADMISIBLE TOTAL	N < min (Rcd, Q)
Rck = Rp + Rf 16719,47356	Rcd = Rck / F 5573,157852	22292,63141	VERDADERO

SOLICITACIONES PILOTES	
P = N/4 4176,925	

Figura 12. Armadura encepado de 4 pilotes

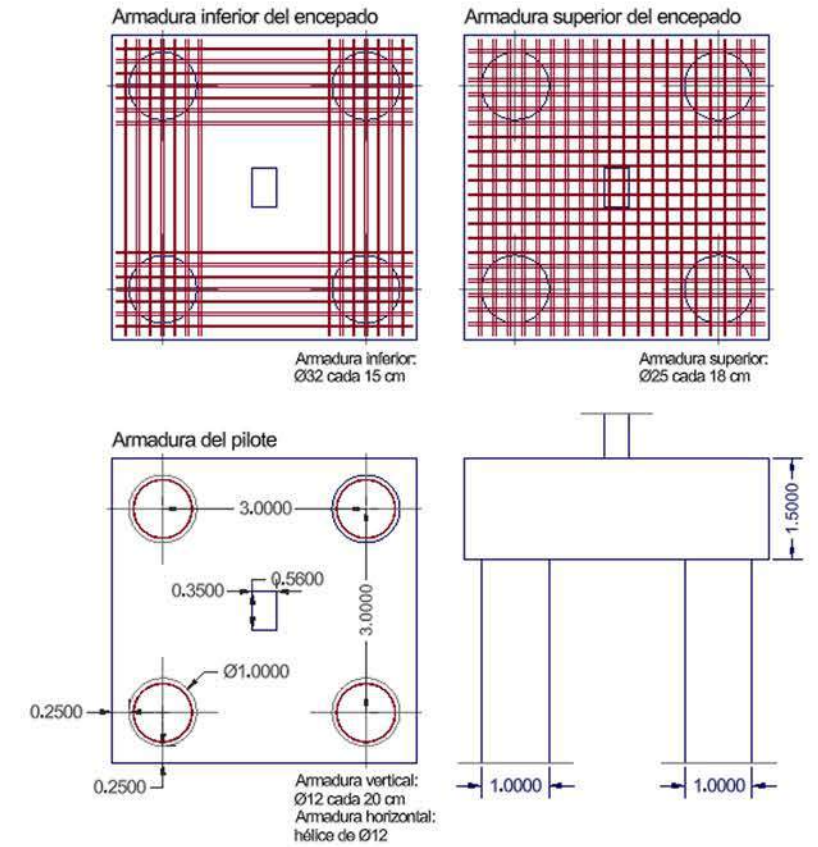


Tabla 7.3. Encepado de 2 pilotes

ftope (kN/m2)	Nivel encepado (m)	AXIL (kN)	NIVEL FREÁTICO	LITOLOGÍA	y sat (kN/m³)	y agua (kN/m³)	y sum (kN/m³)	φ' (°)	c' (kPa)
3500	-26,6	10482,3525	Si	Arcillas con niveles de arenas finas (tosco)	19	10	9	22	20

PILOTE DE TANTEO				1 PILOTE		2 PILOTES	
L (m)	D (m)	Ap - ÁREA DE PUNTA (m2)	Af - SUPERFICIE DE FUESTE (m2)	Q - TOPE ESTRUCTURAL (kN)	N < Q	Q - TOPE ESTRUCTURAL (kN)	N < Q
10	1	Ap = (π * D²)/4 1.330875	S = π * L * D 40.95	Q = ftope * Ap 4866,44966	FALSO	Q = 2 * ftope * Ap 9732,89932	FALSO

σ'v BAJO EL ENCEPADO (kPa)	σ'v PUNTA (kPa)	σ'v FUESTE (kPa)
345,55	435,55	390,55

PUNTA				
σ'v PUNTA (kPa)	fp (para pilote perforado)	Nq	qp - CARGA DE PUNTA	Rp - RESISTENCIA EN PUNTA
435,55	2,5	7,81	qp = fp * Nq * σ'v PUNTA 8504,11375	Rp = qp * Ap 11317,91239

FUSTE					
σ'v FUESTE (kPa)	f (para hormigón "in situ")	kf (para pilote perforado)	tanφ	tf - TENSIÓN DE ROZAMIENTO	Rf - RESISTENCIA EN FUSTE
435,55	1	0,75	0,403799811	tf = kf * f * tanφ * σ'v FUSTE 131,9062556	Rf = tf * Af 5401,561168

ARMADO POR BIELAS Y TIRANTES							
s - SEPARACIÓN ENTRE EJES (m)	h - CANTO ENCEPADO RÍGIDO (m)	z - BRAZO DE PALANCA (m)	t - distancia pilar-pilotes (m)	tanβ	TRACCIÓN EN EL ARMADO (kN)	ARMADURA INFERIOR (m2)	ARMADURA SUPERIOR (m2)
s > 3*D 3	h > D 1,5	z = 0,8 * h 1,2	t = s/2 1,5	tanβ = z / t 0,8	T = (t*N)/(2*z) 3275,735156	As = T / fy 0,007547777	9Ø32 0,00724 FALSO

F - COEFICIENTE DE SEGURIDAD	
3	

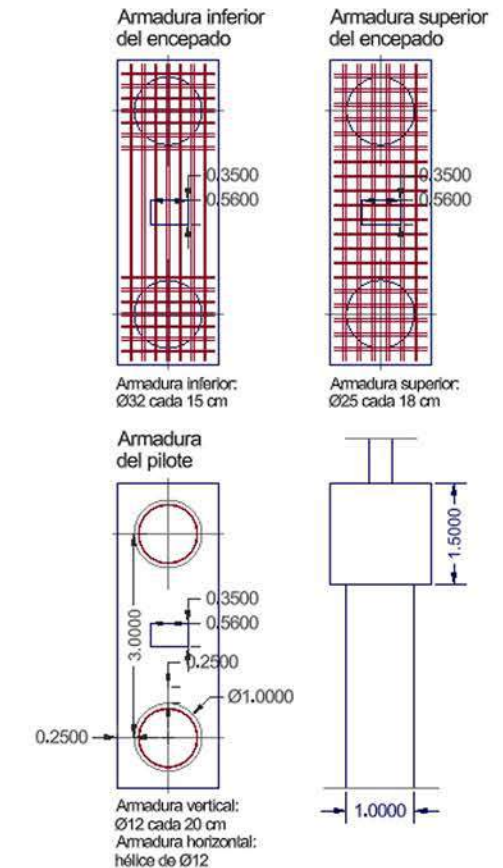
  

Rck - CARGA DE HUNDIMIENTO	Rcd - CARGA ADMISIBLE PILOTE	Rcd - CARGA ADMISIBLE TOTAL	N < min (Rcd, Q)
Rck = Rp + Rf 16719,47356	Rcd = Rck / F 5573,157852	16719,47356	VERDADERO

SOLICITACIONES PILOTES	
P = N/2 5241,17625	

Figura 13. Armadura encepado de 2 pilotes



### 10.3. Muro pantalla

Dado que el edificio cuenta con tres plantas bajo rasante, se ha optado por una cimentación mediante muro pantalla, al ser la solución más adecuada desde el punto de vista estructural y constructivo. Este sistema permite contener el terreno y resistir las presiones horizontales del mismo durante y después de la excavación.

El muro pantalla se diseña con tres niveles de codales, situados en los forjados de los sótanos, encargados de equilibrar las presiones laterales del terreno. Cada codal transmitirá una fuerza F, que se determinará junto con la profundidad de empotramiento (d) mediante las ecuaciones de equilibrio del sistema.

En primer lugar, se define el diagrama de tensiones horizontales considerando los pesos específicos de los distintos estratos y la influencia del nivel freático, según los datos obtenidos del estudio geotécnico.

Las presiones activas en el trasdós del muro se calculan mediante la teoría de Rankine, aplicando el coeficiente de empuje activo con el ángulo de rozamiento interno. En el intradós, se aplica el coeficiente de empuje pasivo reduciendo su valor en un 40% para introducir un margen de seguridad.

$$K_a = \tan^2(45^\circ - \frac{\phi}{2}) \quad K_p = \tan^2(45^\circ + \frac{\phi}{2})$$

El diagrama resultante de presiones totales se representa en la Figura 14.

A partir del diagrama de tensiones, se determinan las fuerzas resultantes de cada una de las áreas que lo componen, así como su centro de gravedad y su distancia hasta la punta del muro pantalla, donde se adopta el momento nulo.

Las magnitudes de las fuerzas y sus momentos asociados se resumen en la Tabla 7.4.

Tabla 7.4. Fuerzas y momentos con d y F como incógnitas

FIGURA	E - FUERZA (kN)	z - DISTANCIA CG A FINAL MURO (m)	M - Momento a final del muro
E1	89,133	13,4 + d	1194,38 + 89,13 * d
E2	207,7	21,12 + d	4386,62 + 207,7 * d
E3	897,11	9,15 + d	8214,59 + 897,11 * d
E4	3,695	17,63 + d	65,14 + 3,695 * d
E5	127,851	8,6 + d	1099,51 + 127,851 * d
E6	54,702	14,23 + d	778,40 + 54,702 * d
E7	302,012	6,35 + d	1917,77 + 302,012 * d
E8	496,885	4,22 + d	2096,85 + 496,885 * d
E9	161,77 * d	d / 2	80,88 d^2
E10	20,45 * d^2	d / 3	6,816 * d^3
E11	-6,215 * d^2	d / 3	-2,07 * d^3
F1	- F	26,60 + d	-26,60 * F + F * d
F2	- F	15,4 + d	-15,40 * F + F * d
F3	- F	7,6 + d	-7,60 * F + F * d

El equilibrio del sistema se plantea mediante las ecuaciones de fuerzas y momentos

- Ecuación de fuerzas:  $14.235d^2 + 161.77d + 2179.088 = 3F$
- Ecuación de momentos:  $4.746d^3 + 80.88d^2 + (2179.088 + 3F)d + (19753.26 - 49.60F) = 0$

Con la ecuación de fuerzas se despeja F y se aplica a la ecuación de momentos, para así obtener una ecuación de tercer grado en la que se puede hallar el valor de d.

$$18.981d^3 + 7.57d^2 + 1681.99d - 16281.43 = 0$$

El resultado obtenido del equilibrio es una profundidad teórica de empotramiento de d = 6,45 m, a la cual se le incrementará un 20% para tener en cuenta los efectos no lineales del terreno y las posibles variaciones de rigidez, obteniendo  $d_{real} = 1,2 * d = 7,74$  m.

Sustituyendo el valor de t en la ecuación de equilibrio de fuerzas, se obtiene una fuerza de codal F = 1270 kN.

Los valores reales de fuerzas y momentos con F y d hallados se muestran en la Tabla 7.5.

Tabla 7.5. Fuerzas y momentos

FIGURA	E - FUERZA (kN)	z - DISTANCIA CG A FINAL MURO (m)	M - Momento a final del muro
E1	89,133	19,85	1769,2685
E2	207,7	27,57	5726,285
E3	897,11	15,6	14000,9495
E4	3,695	24,08	88,97275
E5	127,851	15,05	1924,14895
E6	54,702	20,68	1131,2279
E7	302,012	12,8	3865,7474
E8	496,885	10,67	5301,75825
E9	1043,4165	3,225	3364,8102
E10	850,771125	2,15	1828,979028
E11	-258,5595375	2,15	-555,4557788
F1	-1270	33,05	-25590,5
F2	-1270	21,85	-11366,5
F3	-1270	14,05	-1460,5

#### 10.3.1. Estabilidad

La estabilidad del muro pantalla frente a empujes se da cuando las fuerzas activas son mayores que las pasivas.

Por otro lado, la estabilidad frente a momentos se da cuando el momento activo es mayor que el momento pasivo. La comprobación de la estabilidad del muro se muestra en la Tabla 7.6.

Tabla 7.6. Estabilidad del muro pantalla

FUERZAS ACTIVAS	FUERZAS PASIVAS	COMPROBACIÓN
4073,275625	4068,559538	Factivas > F pasivas
		VERDADERO
MOMENTOS ACTIVOS	MOMENTOS PASIVOS	COMPROBACIÓN
39002,14748	38972,95578	Mactivos > Mpasivos
		VERDADERO

#### 10.3.2. Problemas hidráulicos

Con objeto de garantizar la seguridad frente a fenómenos hidráulicos en el muro pantalla proyectado, se realizan las comprobaciones establecidas en la normativa y la práctica geotécnica habitual: erosión interna (sifonamiento), levantamiento de fondo, subpresión y tapón cohesivo.

##### Erosión interna

Esta verificación analiza el riesgo de erosión del terreno bajo el muro debido al flujo ascendente del agua subterránea.

El estudio geotécnico disponible no alcanza la totalidad de la profundidad de empotramiento del muro pantalla (cota -26,6 m). Por lo tanto, se adopta la hipótesis de la existencia de un estrato impermeable a una profundidad de 40 m bajo la base del muro, en correspondencia con la litología observada en los niveles superiores.

El cálculo se realiza mediante la relación entre el gradiente hidráulico crítico y el gradiente de salida:

$$i_{\text{crítico}} = \frac{\gamma_{\text{SUM}}}{\gamma_{\text{agua}}} = 0,9$$

$$i_{\text{salida}} = 1,7 \cdot \frac{h}{d_2} \cdot \frac{\varphi_2}{\varphi_1 + \varphi_2} = 2,25$$

$$F_m = \frac{i_{\text{crítico}}}{i_{\text{salida}}} = 0,40$$

Los datos y cálculos para la comprobación de sifonamiento aparecen en la Tabla 7.7.

Tabla 7.7. Sifonamiento

EROSIÓN (SIFONAMIENTO)			
i crítico	i salida	F	Comprobación
$i_c = \gamma_{\text{SUM}} / \gamma_{\text{agua}}$	$i_s = 1,7 \cdot (h/d_2) \cdot (\varphi_2 / (\varphi_1 + \varphi_2))$	$F = i_{\text{crítico}} / i_{\text{salida}}$	$F_m > 2$
0,9	2,253488372	0,399380805	<b>FALSO</b>

T1 (m)	30,5
T2 (m)	13,4
d1 (m)	24,84
d2 (m)	7,74
h (m)	17,1
b (m)	18,9

T2/b	0,708994709
d1/T1	0,81442623
d2/T2	0,57761194
φ1	1,8
φ2	1,2

Dado que el coeficiente de seguridad resultante  $F_m = 0,40 < 2$  la excavación no cumple frente al sifonamiento, existiendo riesgo de arrastre del terreno en el fondo de la pantalla.

#### Levantamiento de fondo

Esta comprobación evalúa la estabilidad del fondo de la excavación frente al levantamiento causado por la presión del agua intersticial.

$$h_m = \frac{h}{1 + \sqrt[3]{h/t + 1}} = 10,59 \text{ m}$$

$$F = \frac{\gamma_{\text{SUM}} \cdot d_f}{\gamma_{\text{agua}} \cdot h_m} = 0,66$$

Los datos y cálculos para la comprobación de levantamiento de fondo aparecen en la Tabla 7.8.

Tabla 7.8. Levantamiento de fondo

LEVANTAMIENTO DE FONDO		
hm (m)	F	Comprobación
$h_m = h / (1 + \sqrt[3]{h/t + 1})$	$F = (\gamma_{\text{SUM}} \cdot d_f) / (\gamma_{\text{agua}} \cdot h_m)$	$F_m > 2$
10,59073425	0,657744764	<b>FALSO</b>

El valor obtenido  $F = 0,66 < 2,0$  indica que el fondo de excavación no es estable frente al levantamiento hidráulico.

#### Subpresión (flotación de la losa)

Se comprueba que la losa de fondo no se vea sometida a flotación por efecto del empuje del agua.

$$F = \frac{\gamma_{\text{hormigón}} \cdot a}{\gamma_{\text{agua}} \cdot h} = 1,50$$

Los datos y cálculos para la comprobación de la subpresión aparecen en la Tabla 7.9.

Tabla 7.9. Subpresión

SUBPRESIÓN		
a - ancho de losa	F	Comprobación
	$F = (\gamma_{\text{hormigón}} \cdot a) / (\gamma_{\text{agua}} \cdot h)$	$F = 1,5$
10,26	1,5	<b>VERDADERO</b>

canto de losa irreal

El cálculo se cumple solo considerando una losa de 10,26 m de canto, lo cual no es una situación realista ni constructivamente viable. Por tanto, aunque numéricamente el valor cumple ( $F = 1,5 \geq 1,5$ ), en la práctica la comprobación debe considerarse no satisfecha.

#### Tapón cohesivo

Se comprueba la resistencia a la rotura del tapón de arcilla existente bajo el muro, para evitar el levantamiento del terreno cohesivo por empuje del agua.

$$F = \frac{q_{\text{losa}} + q_b + q_c}{u} = 0,77$$

Los datos y cálculos para la comprobación de levantamiento de fondo aparecen en la Tabla X.

Tabla 7.10. Levantamiento de fondo

TAPÓN COHESIVO				
q LOSA	q b	q c	F	Comprobación
$\gamma_{\text{hormigón}} \cdot a$	$\gamma_{\text{agua}} \cdot h$	$q_c = 2 \cdot c_u$	$F = (q_{\text{losa}} + q_b + q_c) / u$	$F > 1,05$
15	77,4	40	0,774269006	<b>FALSO</b>

El resultado obtenido  $F = 0,77 < 1,05$  indica que el estrato cohesivo no ofrece la resistencia suficiente frente al empuje ascensional.

#### Soluciones

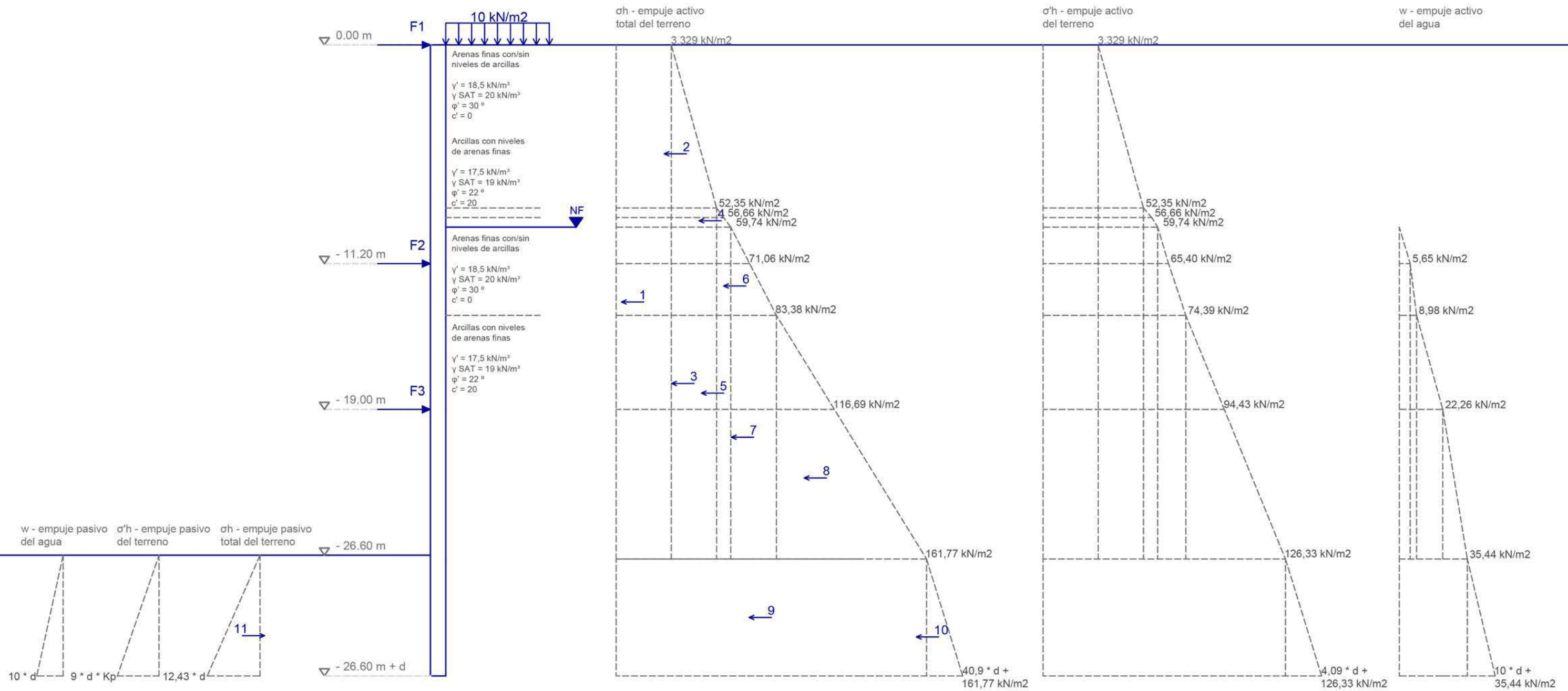
De acuerdo con los resultados obtenidos, el muro pantalla no presenta estabilidad hidráulica adecuada en su configuración actual. Para garantizar la seguridad durante la excavación y en servicio, se llevará a cabo:

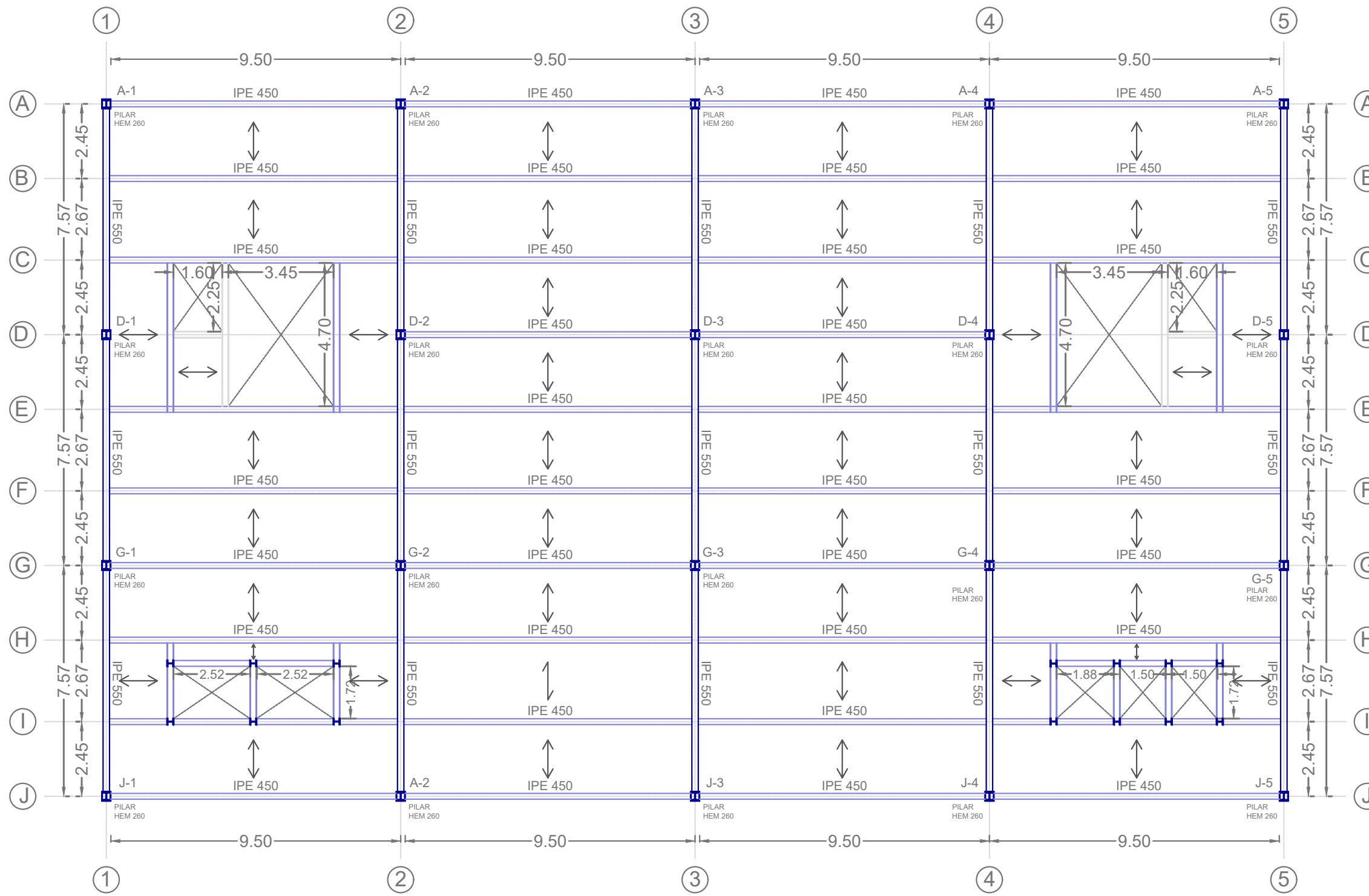
- Aumento del empotramiento del muro hasta alcanzar 10 m bajo la cota de fondo.
- Disponer anclajes pasivos en la losa para resistir la subpresión.
- Reducir el nivel freático durante la fase de excavación mediante un sistema de bombeo o drenes profundos.

Con la aplicación conjunta de estas medidas, el sistema de contención alcanzará la estabilidad hidráulica requerida frente a todos los mecanismos de fallo considerados.

Figura 14. Muro pantalla

h - ALTURA EXCAVACIÓN	SOLERA	NF	q - Sobrecarga terreno (kN/m <sup>2</sup> )	t - ESPESOR PANTALLA (m)										
26,60 m	-26,6	-9,5	10	0,8										
TRAMO	ALTURA (m)	SUSTRATOS DEL TRAMO	LONGITUD SUSTRATO (m)	ESTADO	γ usada (kN/m <sup>3</sup> )		Ka - empuje activo	Kp - empuje pasivo	EMPUJE ACTIVO			EMPUJE PASIVO		
							$Ka = tg^2(45 - \varphi/2)$	$Kp = Kp' \cdot 0,6$	γ agua (kN/m <sup>3</sup> )	σ'h (kPa)	σ'h total (kPa)	γ agua (kN/m <sup>3</sup> )	σ'h (kPa)	σ'h total (kPa)
SÓTANO 1	11,2	-	0	-	-	-	0,332924846	0,199754908	0	3,329248461	3,329248461	-	-	-
		S1	8,50	Natural	γ	18,5	0,332924846	0,199754908	0	52,35243204	52,35243204	-	-	-
		S2	0,50	Natural	γ	19	0,454371582	0,272622949	0	56,66896207	56,66896207	-	-	-
		S3	0,50	Natural	γ	18,5	0,332924846	0,199754908	0	59,7485169	59,7485169	-	-	-
SÓTANO 2	7,6	S3	1,7	Sumergido	γ SUM	10	0,332924846	0,199754908	5,659722383	65,40823928	71,06796167	-	-	-
		S3	2,7	Sumergido	γ SUM	10	0,332924846	0,199754908	8,988970844	74,39721013	83,38618097	-	-	-
		S4	4,9	Sumergido	γ SUM	9	0,454371582	0,272622949	22,26420752	94,4349969	116,6992044	-	-	-
SÓTANO 3	7,6	S4	7,8	Sumergido	γ SUM	9	0,454371582	0,272622949	35,4409834	126,331882	161,7728654	-	-	-
EMPOTRAMIENTO	t	S4	t	Sumergido	γ SUM	9	0,454371582	0,272622949	10 * t * 35,44	4,09 * t + 126,33	40,9 * t + 126,33	10 * t	2,43 * t	12,43 * t





CUADRO DE CARACTERÍSTICAS SEGUN EL CÓDIGO ESTRUCTURAL					
<b>HORMIGON</b>					
ELEMENTO ESTRUCTURAL	Tipo de hormigón	Nivel de control	Coefficiente parcial de seguridad	Resistencia de cálculo (N/mm <sup>2</sup> )	Recubrimiento mínimo (mm)
Cimentación	HA-25/P/40/III	ESTADISTICO	1,50	16,6	45
Estructura	HA-25/P/20/III	ESTADISTICO	1,50	16,6	45
<b>ACERO ESTRUCTURAL</b>					
ELEMENTO ESTRUCTURAL	Tipo de acero	Nivel de control	Coefficiente parcial de seguridad	Resistencia de cálculo (N/mm <sup>2</sup> )	
Pilares, vigas y cerchas	S 355	NORMAL	1,15	355	
Forjado	S 350GD + Z	NORMAL	1,15	350	
<b>ACERO DE ARMAR</b>					
ELEMENTO ESTRUCTURAL	Tipo de acero	Nivel de control	Coefficiente parcial de seguridad	Resistencia de cálculo (N/mm <sup>2</sup> )	
Cimentación, muros, pilares, vigas y forjados	B 500 S	NORMAL	1,15	500	
<b>EJECUCION</b>					
TIPO DE ACCION	Coefficientes parciales de seguridad (para E.L.U.)				
	Efecto favorable	Efecto desfavorable			
Permanente	$\gamma_s = 1,00$	$\gamma_s = 1,35$			
Variable	$\gamma_s = 0,00$	$\gamma_s = 1,50$			

CARACTERÍSTICAS DEL TERRENO				
SUSTRATO TERRENO	S1	S2	S3	S4
RANGO DE PROFUNDIDAD (m)	0,00 - 8,50	8,50 - 9,00	9,00 - 14,10	14,10 - final de sondaje
NIVEL FREÁTICO	-	-	NF	NF
LITOLÓGIA	Arenas finas con/sin niveles de arcillas	Arcillas con niveles de arenas finas	Arenas finas con/sin niveles de arcillas	Arcillas con niveles de arenas finas
V SECO (tM/m <sup>3</sup> )	16,00	14,50	16,00	14,50
V * (tM/m <sup>3</sup> )	18,50	17,50	18,50	17,50
V SAT (tM/m <sup>3</sup> )	20,00	18,00	20,00	18,00
V SUM (tM/m <sup>3</sup> )	-	-	10,00	10,00
V AGUA (tM/m <sup>3</sup> )	-	-	10,00	9,00
φ' (°)	30	22	30	22
c' (kPa)	0	20	0	20

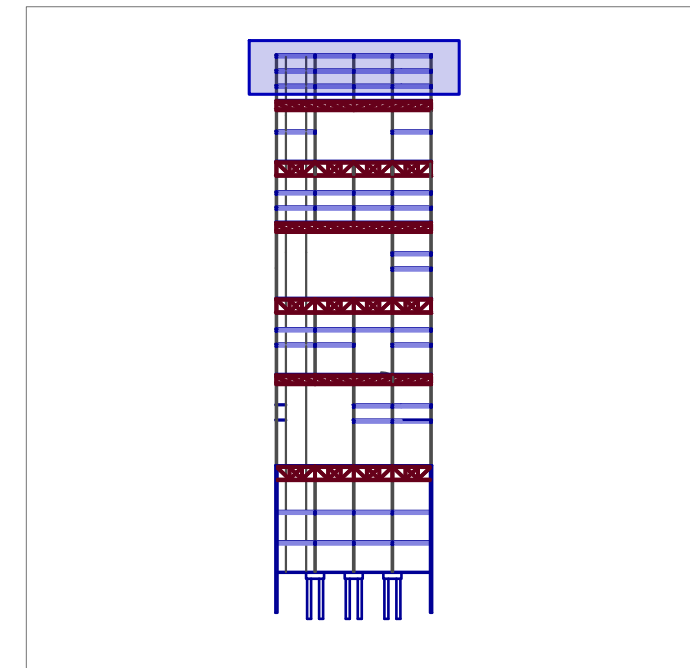
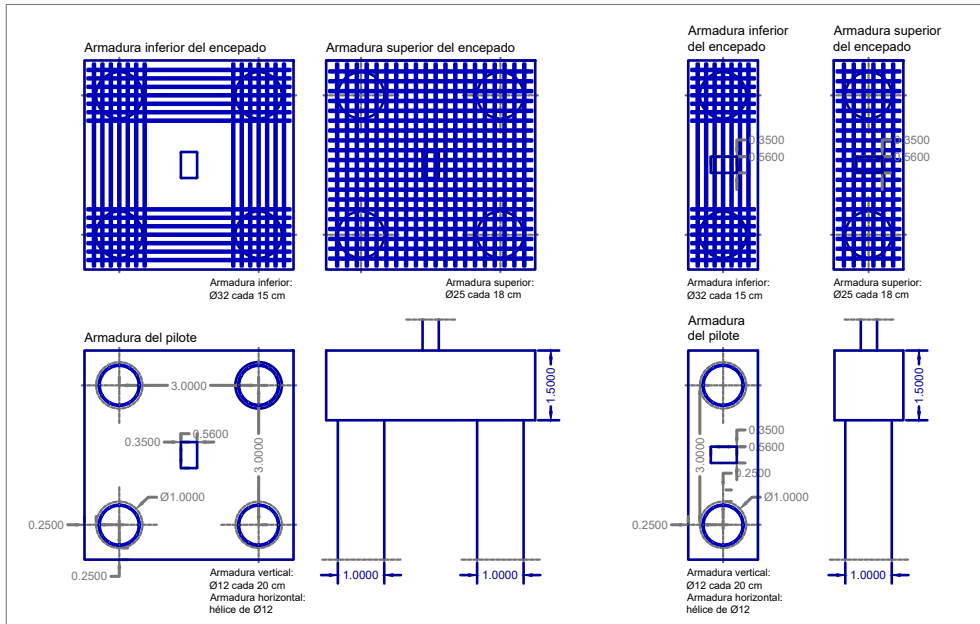
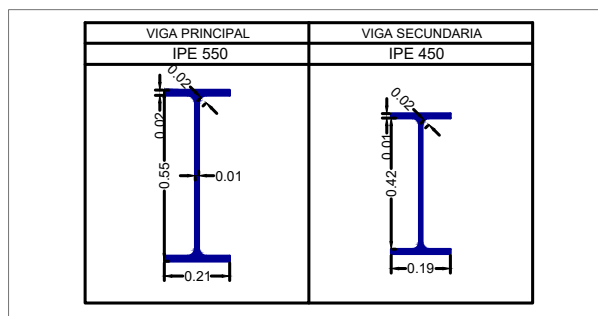
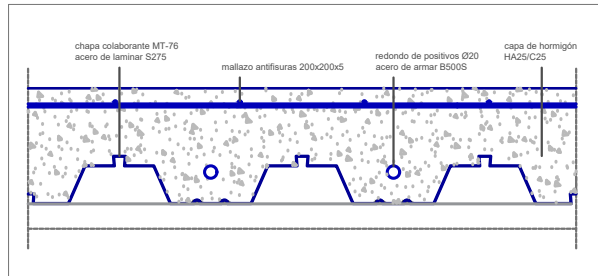


Tabla de pilares			
16, 15, 14, 13, 12, 11	<b>HEM 260</b> + REFUERZO DE PLACAS 1 cm	5, 4, 3, 2, 1, 0	<b>HEM 450</b> + REFUERZO DE PLACAS 2 cm
10, 9, 8, 7, 6	<b>HEM 300</b> + REFUERZO DE PLACAS 1.5 cm	-1, -2, -3	<b>HEM 500</b> + REFUERZO DE PLACAS 2 cm



0 m 1 m 2 m 5 m 10 m E 1:150

# 01. PLANO PLANTAS 16, 15, 14

UN MADROÑO A LOS POSTRES | CENTRO DE INVESTIGACIÓN CULINARIA

---

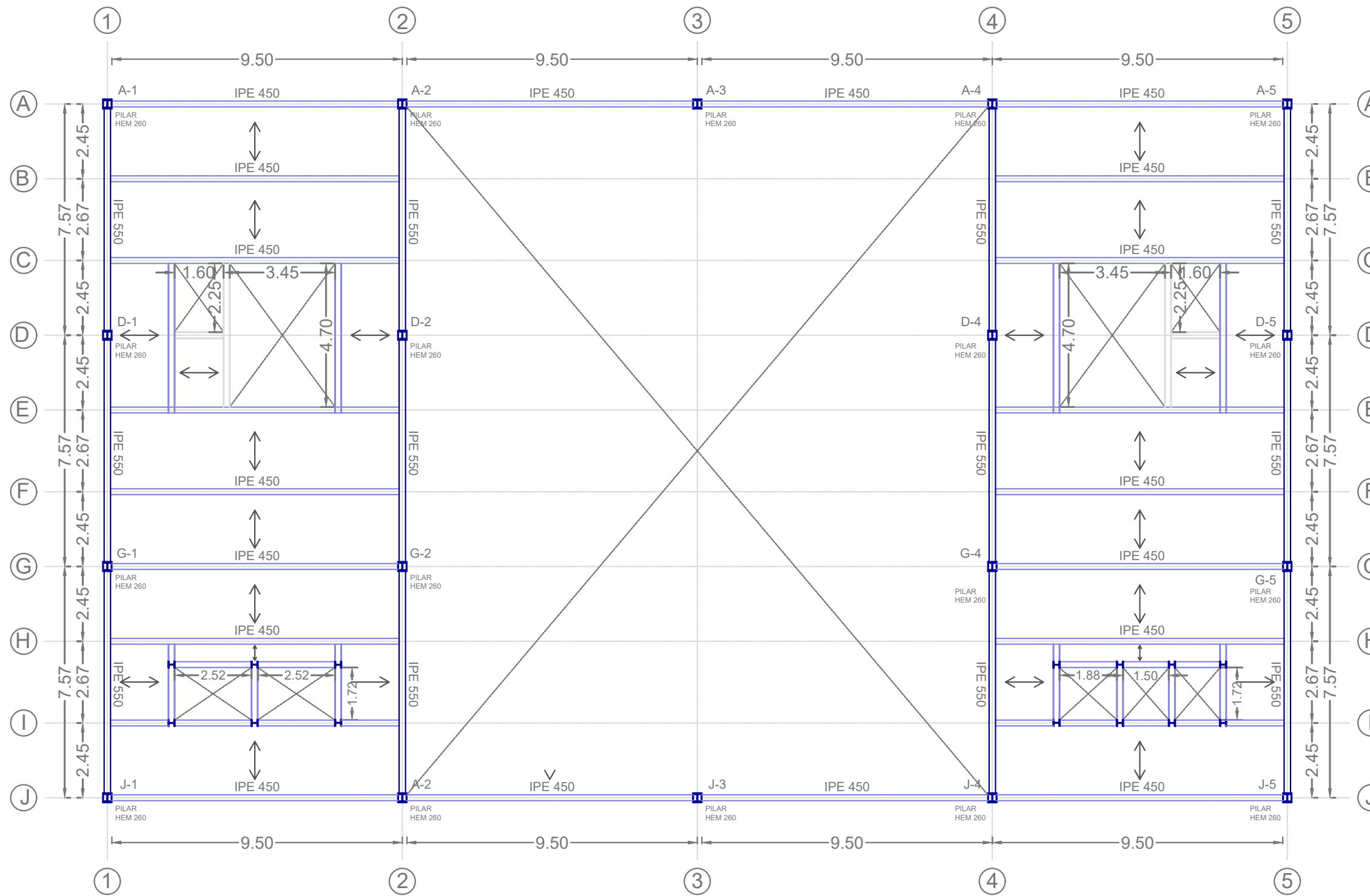
Carmen Benito Cabañas Expediente: 18042

---

Máster Habilitante de Arquitectura | ETSAM  
Universidad Politécnica de Madrid

Taller de Estructuras | Curso 2025

Profesores: Antonio Aznar López y  
Pilar Rodríguez Monteverde



CUADRO DE CARACTERÍSTICAS SEGUN EL CÓDIGO ESTRUCTURAL					
<b>HORMIGON</b>					
ELEMENTO ESTRUCTURAL	Tipo de hormigón	Nivel de control	Coefficiente parcial de seguridad	Resistencia de cálculo (N/mm <sup>2</sup> )	Recubrimiento mínimo (mm)
Cimentación	HA-25/P/40/III	ESTADISTICO	1,50	16,6	45
Estructura	HA-25/P/20/III	ESTADISTICO	1,50	16,6	45
<b>ACERO ESTRUCTURAL</b>					
ELEMENTO ESTRUCTURAL	Tipo de acero	Nivel de control	Coefficiente parcial de seguridad	Resistencia de cálculo (N/mm <sup>2</sup> )	
Pilares, vigas y cerchas	S 355	NORMAL	1,15	355	
Forjado	S 350GD + Z	NORMAL	1,15	350	
<b>ACERO DE ARMAR</b>					
ELEMENTO ESTRUCTURAL	Tipo de acero	Nivel de control	Coefficiente parcial de seguridad	Resistencia de cálculo (N/mm <sup>2</sup> )	
Cimentación, muros, pilares, vigas y forjados	B 500 S	NORMAL	1,15	500	
<b>EJECUCION</b>					
TIPO DE ACCION	Coefficientes parciales de seguridad (para E.L.U.)				
	Efecto favorable	Efecto desfavorable			
Permanente	$\gamma_s = 1,00$	$\gamma_s = 1,35$			
Variable	$\gamma_s = 0,00$	$\gamma_s = 1,50$			

CARACTERÍSTICAS DEL TERRENO				
SUSTRATO TERRENO	S1	S2	S3	S4
RANGO DE PROFUNDIDAD (m)	0,00 - 8,50	8,50 - 9,00	9,00 - 14,10	14,10 - final de sondaje
NIVEL FREÁTICO	-	-	NF	NF
LITOLÓGIA	Arenas finas con/sin niveles de arcillas	Arcillas con niveles de arenas finas	Arenas finas con/sin niveles de arcillas	Arcillas con niveles de arenas finas
V SECO (tM/m <sup>3</sup> )	16,00	14,50	16,00	14,50
V * (tM/m <sup>3</sup> )	18,50	17,50	18,50	17,50
V SAT (tM/m <sup>3</sup> )	20,00	18,00	20,00	18,00
V SUM (tM/m <sup>3</sup> )	-	-	10,00	10,00
V AGUA (tM/m <sup>3</sup> )	-	-	10,00	9,00
$\phi$ (°)	30	22	30	22
$c'$ (kPa)	0	20	0	20

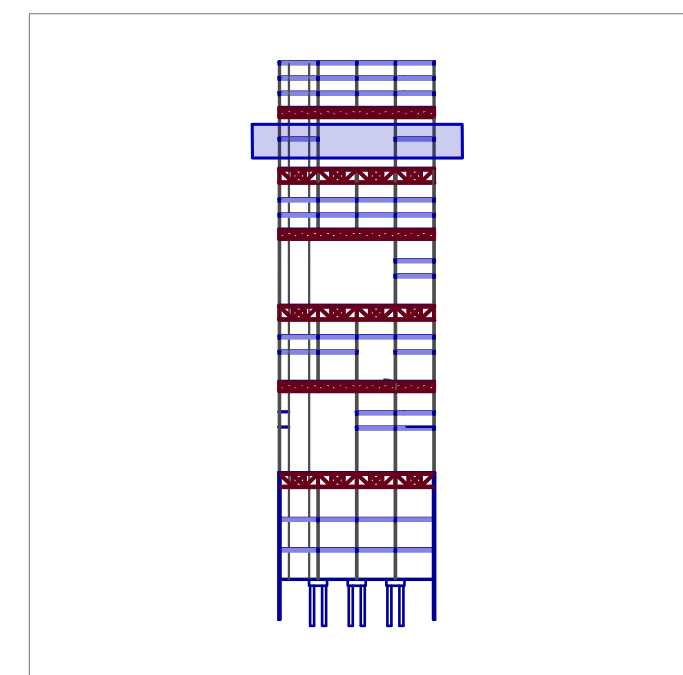
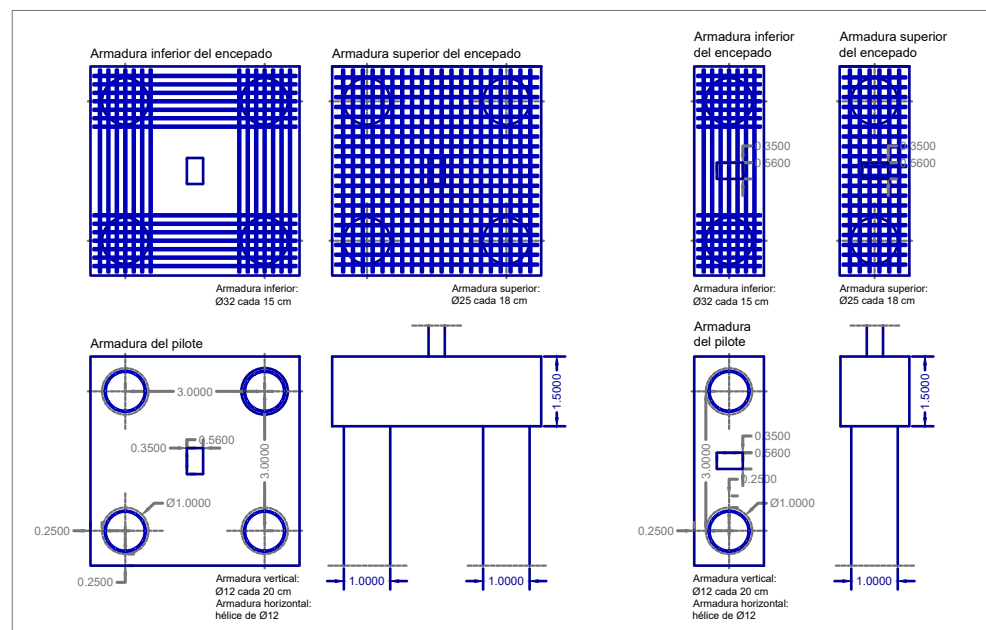
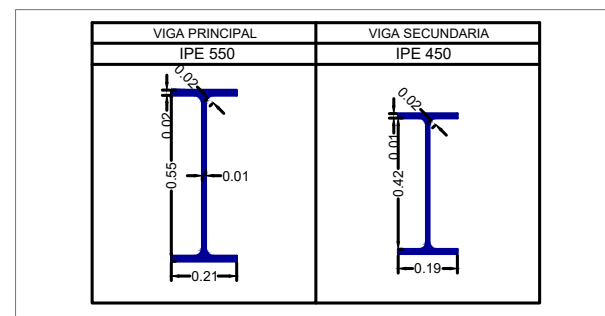
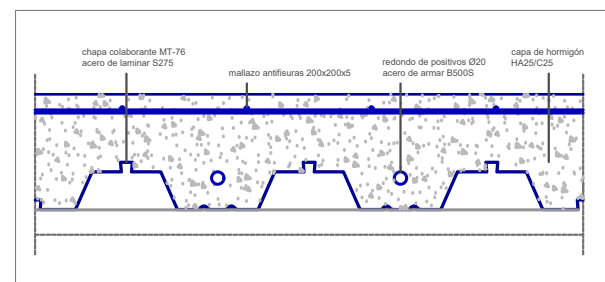


Tabla de pilares			
16, 15, 14, 13, 12, 11	HEM 260 + REFUERZO DE PLACAS 1 cm	5, 4, 3, 2, 1, 0	HEM 450 + REFUERZO DE PLACAS 2 cm
10, 9, 8, 7, 6	HEM 300 + REFUERZO DE PLACAS 1.5 cm	-1, -2, -3	HEM 500 + REFUERZO DE PLACAS 2 cm



## 02. PLANO PLANTA HUERTO 3

UN MADROÑO A LOS POSTRES | CENTRO DE INVESTIGACIÓN CULINARIA

---

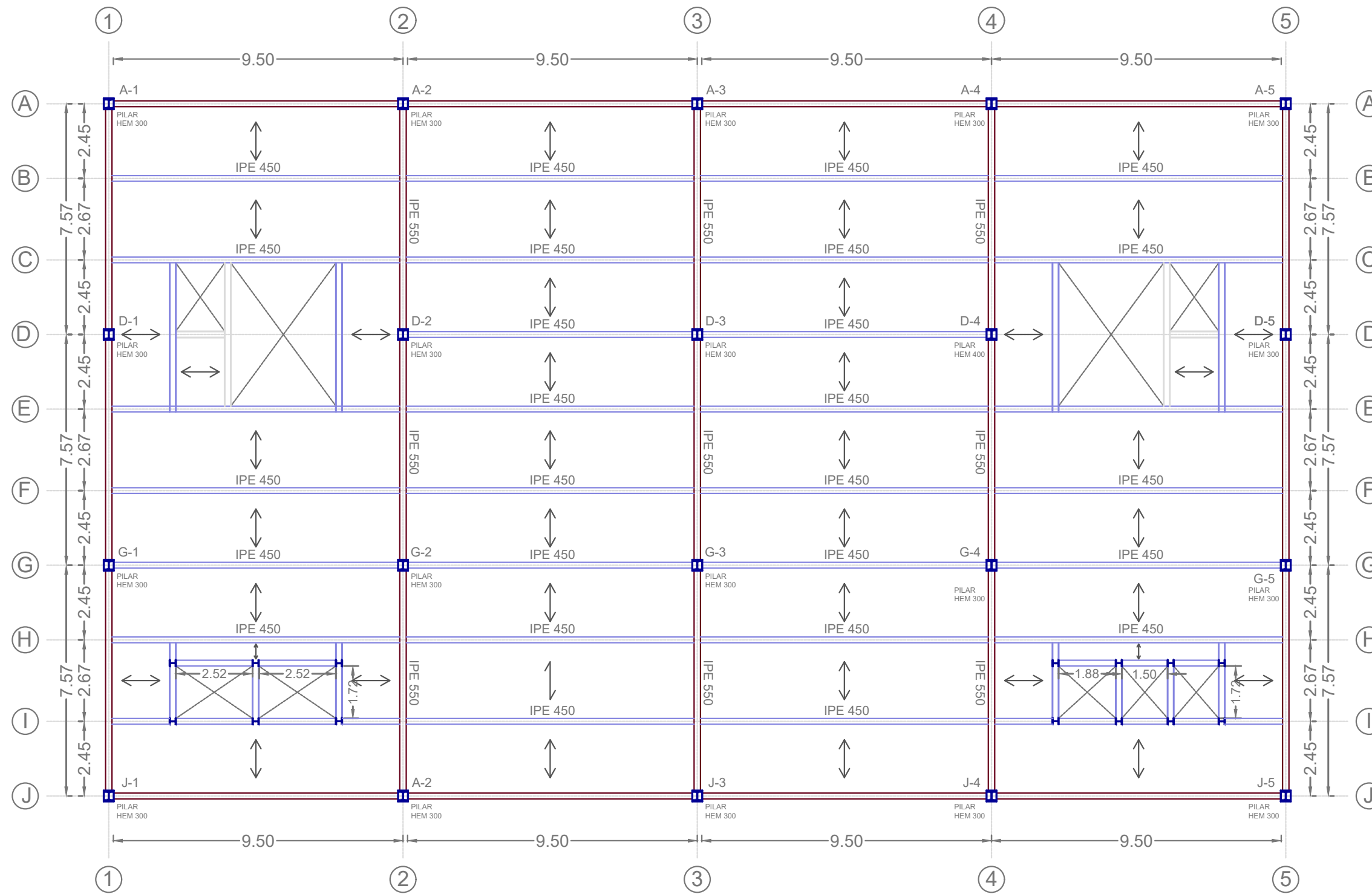
Carmen Benito Cabañas Expediente: 18042

---

Máster Habilitante de Arquitectura | ETSAM  
Universidad Politécnica de Madrid

Taller de Estructuras | Curso 2025

Profesores: Antonio Aznar López y  
Pilar Rodríguez Monteverde



CUADRO DE CARACTERÍSTICAS SEGUN EL CÓDIGO ESTRUCTURAL					
<b>HORMIGON</b>					
ELEMENTO ESTRUCTURAL	Tipo de hormigón	Nivel de control	Coefficiente parcial de seguridad	Resistencia de cálculo (N/mm <sup>2</sup> )	Recubrimiento mínimo (mm)
Cimentación	HA-25/P/40/IIIa	ESTADISTICO	1,50	16,6	45
Estructura	HA-25/P/20/IIIa	ESTADISTICO	1,50	16,6	45
<b>ACERO ESTRUCTURAL</b>					
ELEMENTO ESTRUCTURAL	Tipo de acero	Nivel de control	Coefficiente parcial de seguridad	Resistencia de cálculo (N/mm <sup>2</sup> )	
Pilares, vigas y cerchas	S 355	NORMAL	1,15	355	
Forjado	S 350GD + Z	NORMAL	1,15	350	
<b>ACERO DE ARMAR</b>					
ELEMENTO ESTRUCTURAL	Tipo de acero	Nivel de control	Coefficiente parcial de seguridad	Resistencia de cálculo (N/mm <sup>2</sup> )	
Cimentación, muros, pilares, vigas y forjados	B 500 S	NORMAL	1,15	500	
<b>EJECUCION</b>					
TIPO DE ACCION	Coefficientes parciales de seguridad (para E.L.U.)				
	Efecto favorable	Efecto desfavorable			
Permanente	$\gamma_s = 1,00$	$\gamma_s = 1,35$			
Variable	$\gamma_s = 0,00$	$\gamma_s = 1,50$			

CARACTERÍSTICAS DEL TERRENO				
SUSTRATO TERRENO	S1	S2	S3	S4
RANGO DE PROFUNDIDAD (m)	0,00 - 8,50	8,50 - 9,00	9,00 - 14,10	14,10 - final de sondaje
NIVEL FREÁTICO	-	-	NF	NF
LITOLÓGIA	Arenas finas con/sin niveles de arcillas	Arcillas con niveles de arenas finas	Arenas finas con/sin niveles de arcillas	Arcillas con niveles de arenas finas
V SECO (tM/m <sup>3</sup> )	16,00	14,50	16,00	14,50
V * (tM/m <sup>3</sup> )	18,50	17,50	18,50	17,50
V SAT (tM/m <sup>3</sup> )	20,00	18,00	20,00	18,00
V SUM (tM/m <sup>3</sup> )	-	-	10,00	10,00
V AGUA (tM/m <sup>3</sup> )	-	-	10,00	9,00
φ' (°)	30	22	30	22
c' (kPa)	0	20	0	20

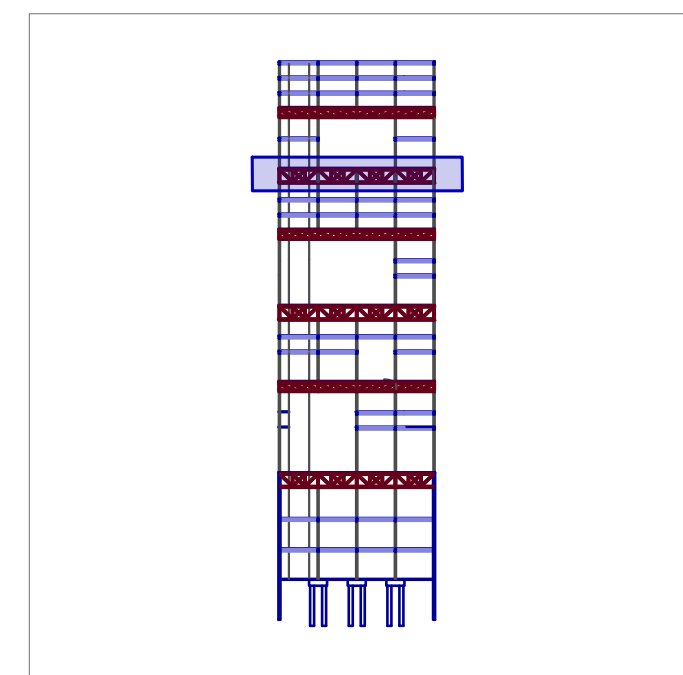
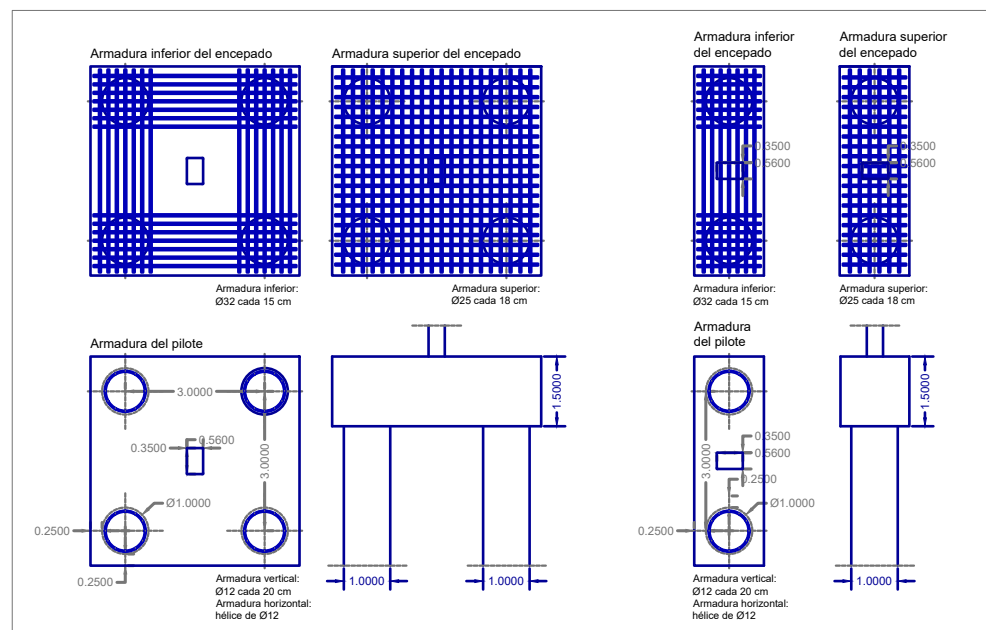
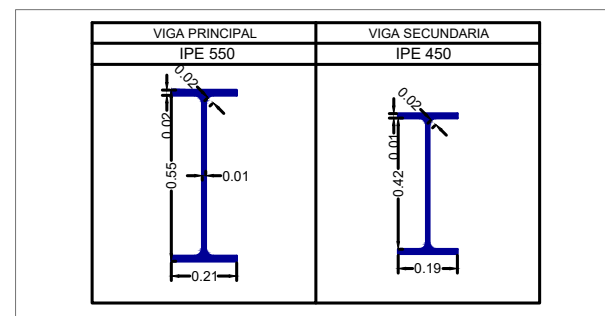
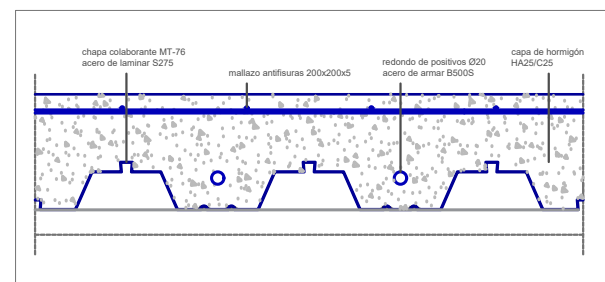


Tabla de pilares			
16, 15, 14, 13, 12, 11	HEM 260 + REFUERZO DE PLACAS 1 cm	5, 4, 3, 2, 1, 0	HEM 450 + REFUERZO DE PLACAS 2 cm
10, 9, 8, 7, 6	HEM 300 + REFUERZO DE PLACAS 1.5 cm	-1, -2, -3	HEM 500 + REFUERZO DE PLACAS 2 cm



0m 1m 2m 5m 10m E: 1:150

## 03. PLANO PLANTA CERCHA

UN MADROÑO A LOS POSTRES | CENTRO DE INVESTIGACIÓN CULINARIA

---

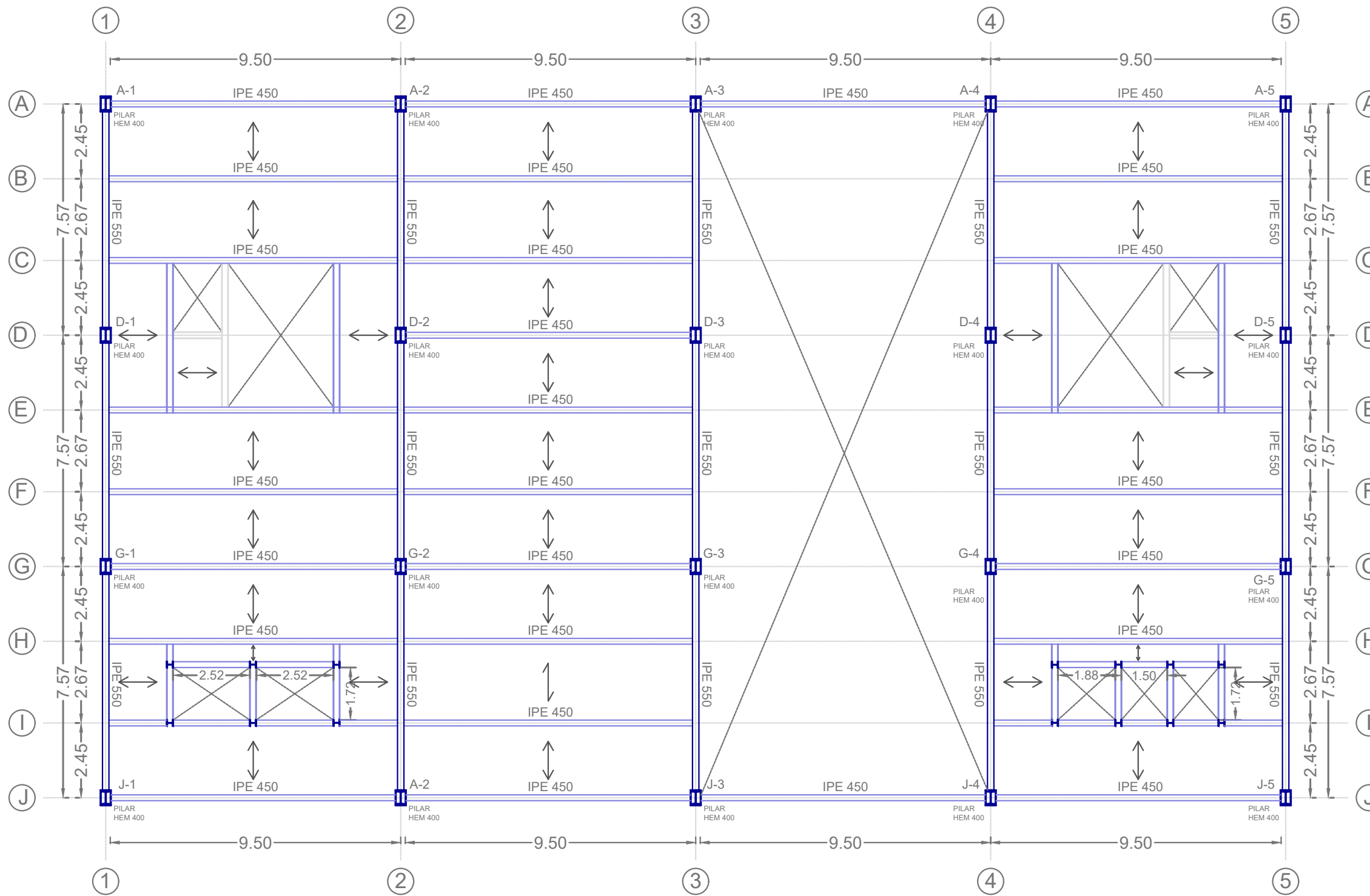
Carmen Benito Cabañas Expediente: 18042

---

Máster Habilitante de Arquitectura | ETSAM  
Universidad Politécnica de Madrid

Taller de Estructuras | Curso 2025

Profesores: Antonio Aznar López y  
Pilar Rodríguez Monteverde



CUADRO DE CARACTERÍSTICAS SEGUN EL CÓDIGO ESTRUCTURAL					
<b>HORMIGÓN</b>					
ELEMENTO ESTRUCTURAL	Tipo de hormigón	Nivel de control	Coefficiente parcial de seguridad	Resistencia de cálculo (N/mm <sup>2</sup> )	Recubrimiento mínimo (mm)
Cimentación	HA-25/P/40/IIIa	ESTADÍSTICO	1,50	16,6	45
Estructura	HA-25/P/20/IIIa	ESTADÍSTICO	1,50	16,6	45
<b>ACERO ESTRUCTURAL</b>					
ELEMENTO ESTRUCTURAL	Tipo de acero	Nivel de control	Coefficiente parcial de seguridad	Resistencia de cálculo (N/mm <sup>2</sup> )	
Pilares, vigas y cerchas	S 355	NORMAL	1,15	355	
Forjado	S 350GD + Z	NORMAL	1,15	350	
<b>ACERO DE ARMAR</b>					
ELEMENTO ESTRUCTURAL	Tipo de acero	Nivel de control	Coefficiente parcial de seguridad	Resistencia de cálculo (N/mm <sup>2</sup> )	
Cimentación, muros, pilares, vigas y forjados	B 500 S	NORMAL	1,15	500	
<b>EJECUCION</b>					
TIPO DE ACCION	Coefficientes parciales de seguridad (para E.L.U.)				
	Efecto favorable	Efecto desfavorable			
Permanente	γ <sub>s</sub> =1,00	γ <sub>s</sub> =1,35			
Variable	γ <sub>s</sub> =0,00	γ <sub>s</sub> =1,50			

CARACTERÍSTICAS DEL TERRENO				
SUSTRATO TERRENO	S1	S2	S3	S4
RANGO DE PROFUNDIDAD (m)	0,00 - 8,50	8,50 - 9,00	9,00 - 14,10	14,10 - final de sondaje
NIVEL FREÁTICO	-	-	NF	NF
LITOLÓGIA	Arenas finas con/sin niveles de arcillas	Arcillas con niveles de arenas finas	Arenas finas con/sin niveles de arcillas	Arcillas con niveles de arenas finas
V SECO (tN/m <sup>3</sup> )	16,00	14,50	16,00	14,50
V' (tN/m <sup>3</sup> )	18,50	17,50	18,50	17,50
V SAT (tN/m <sup>3</sup> )	20,00	18,00	20,00	18,00
V SUM (tN/m <sup>3</sup> )	-	-	10,00	10,00
V AGUA (tN/m <sup>3</sup> )	-	-	10,00	9,00
φ' (°)	30	22	30	22
c' (kPa)	0	20	0	20

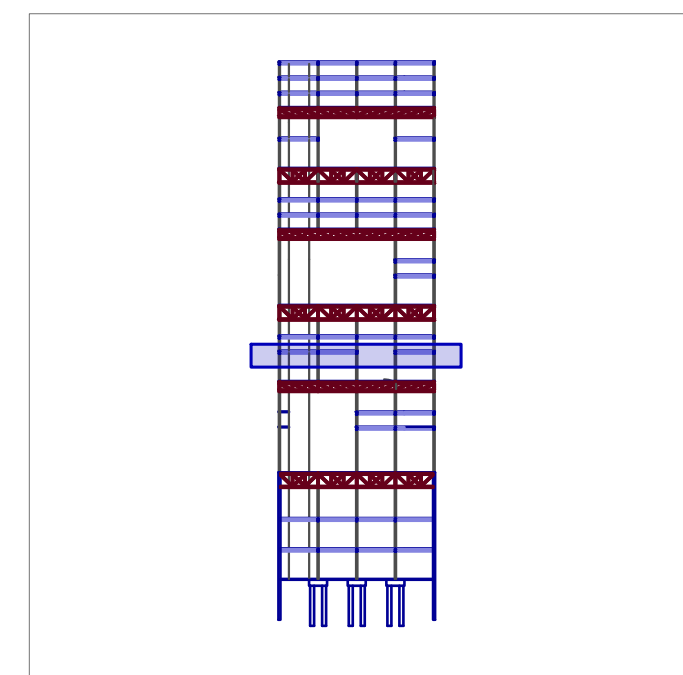
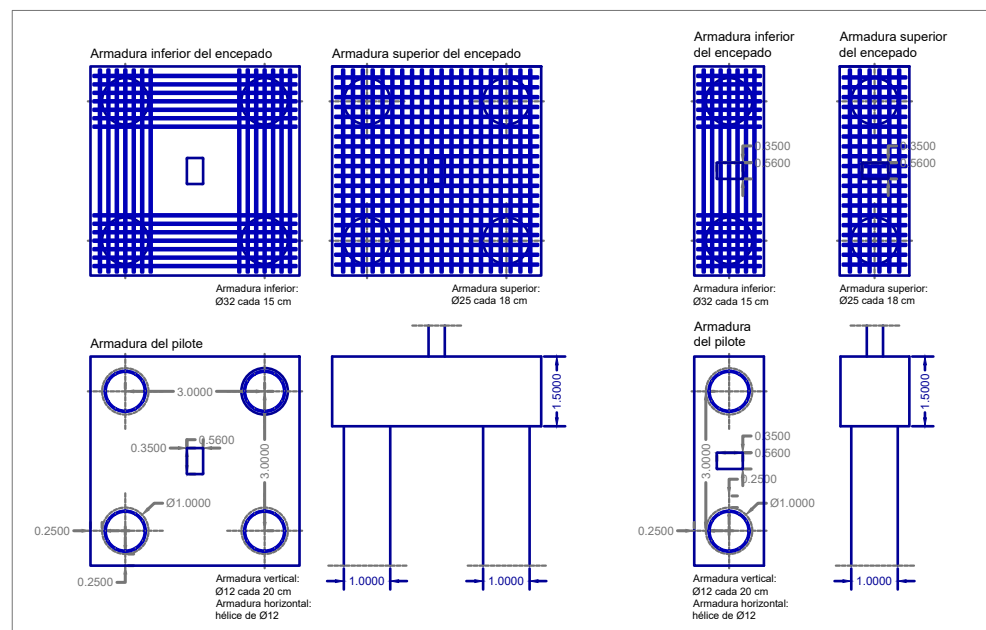
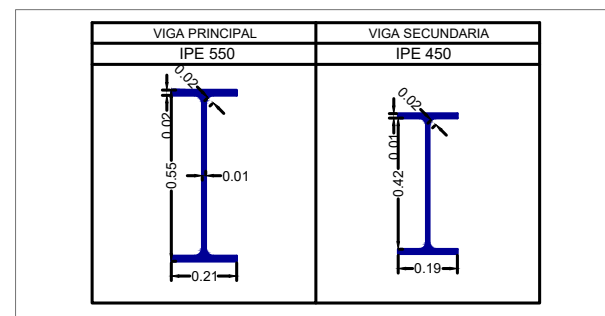
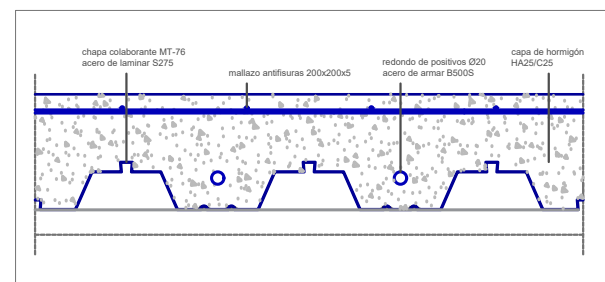


Tabla de pilares			
16, 15, 14, 13, 12, 11	HEM 260 + REFUERZO DE PLACAS 1 cm	5, 4, 3, 2, 1, 0	HEM 450 + REFUERZO DE PLACAS 2 cm
10, 9, 8, 7, 6	HEM 300 + REFUERZO DE PLACAS 1.5 cm	-1, -2, -3	HEM 500 + REFUERZO DE PLACAS 2 cm



0m 1m 2m 5m 10m E 1:150

## 04. PLANO PLANTA 6

UN MADROÑO A LOS POSTRES | CENTRO DE INVESTIGACIÓN CULINARIA

---

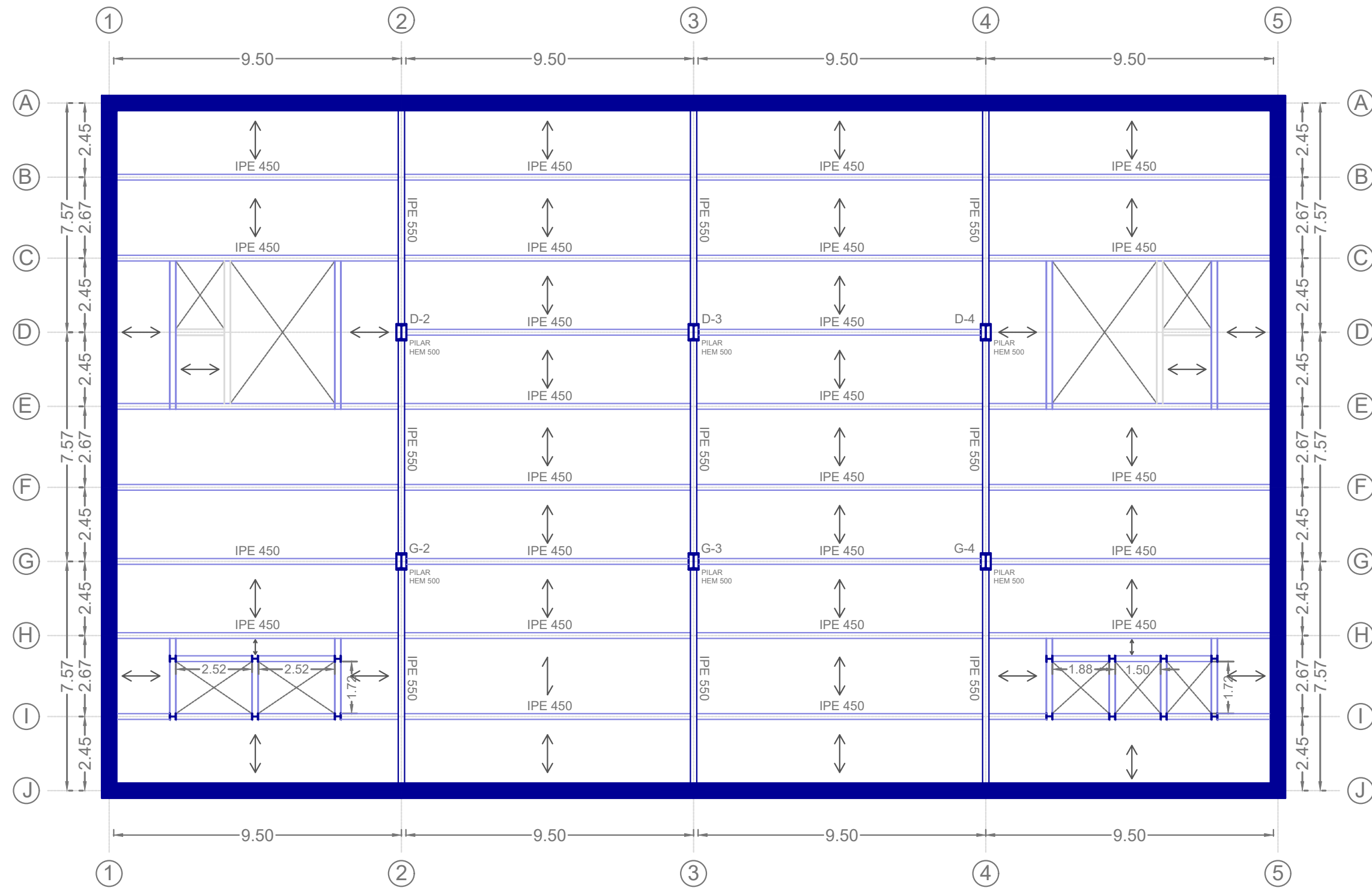
Carmen Benito Cabañas Expediente: 18042

---

Máster Habilitante de Arquitectura | ETSAM  
Universidad Politécnica de Madrid

Taller de Estructuras | Curso 2025

Profesores: Antonio Aznar López y  
Pilar Rodríguez Monteverde



CUADRO DE CARACTERÍSTICAS SEGUN EL CÓDIGO ESTRUCTURAL					
<b>HORMIGÓN</b>					
ELEMENTO ESTRUCTURAL	Tipo de hormigón	Nivel de control	Coefficiente parcial de seguridad	Resistencia de cálculo (N/mm <sup>2</sup> )	Recubrimiento mínimo (mm)
Cimentación	HA-25/P/40/IIIa	ESTADÍSTICO	1,50	16,6	45
Estructura	HA-25/P/20/IIIa	ESTADÍSTICO	1,50	16,6	45
<b>ACERO ESTRUCTURAL</b>					
ELEMENTO ESTRUCTURAL	Tipo de acero	Nivel de control	Coefficiente parcial de seguridad	Resistencia de cálculo (N/mm <sup>2</sup> )	
Pilares, vigas y cerchas	S 355	NORMAL	1,15	355	
Forjado	S 350GD + Z	NORMAL	1,15	350	
<b>ACERO DE ARMAR</b>					
ELEMENTO ESTRUCTURAL	Tipo de acero	Nivel de control	Coefficiente parcial de seguridad	Resistencia de cálculo (N/mm <sup>2</sup> )	
Cimentación, muros, pilares, vigas y forjados	B 500 S	NORMAL	1,15	500	
<b>EJECUCION</b>					
TIPO DE ACCION	Coefficiente parciales de seguridad (para E.L.U.)				
	Efecto favorable	Efecto desfavorable			
Permanente	γ <sub>s</sub> =1,00	γ <sub>s</sub> =1,35			
Variable	γ <sub>s</sub> =0,00	γ <sub>s</sub> =1,50			

CARACTERÍSTICAS DEL TERRENO				
SUSTRATO TERRENO	S1	S2	S3	S4
RANGO DE PROFUNDIDAD (m)	0,00 - 8,50	8,50 - 9,00	9,00 - 14,10	14,10 - final de sondaje
NIVEL FREÁTICO	-	-	NF	NF
LITOLÓGIA	Arenas finas con/sin niveles de arcillas	Arcillas con niveles de arenas finas	Arenas finas con/sin niveles de arcillas	Arcillas con niveles de arenas finas
V SECO (tM/m <sup>3</sup> )	16,00	14,50	16,00	14,50
V * (tM/m <sup>3</sup> )	18,50	17,50	18,50	17,50
V SAT (tM/m <sup>3</sup> )	20,00	18,00	20,00	18,00
V SUM (tM/m <sup>3</sup> )	-	-	10,00	10,00
V AGUA (tM/m <sup>3</sup> )	-	-	10,00	9,00
φ' (°)	30	22	30	22
c' (kPa)	0	20	0	20

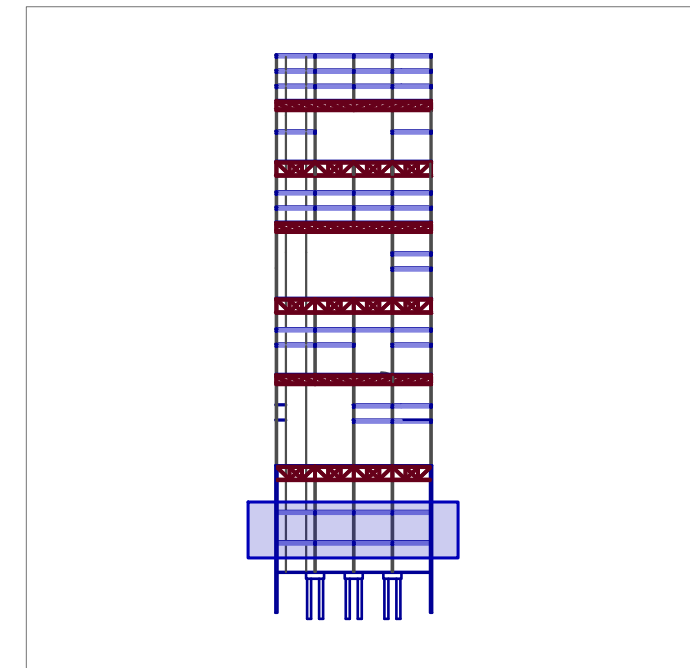
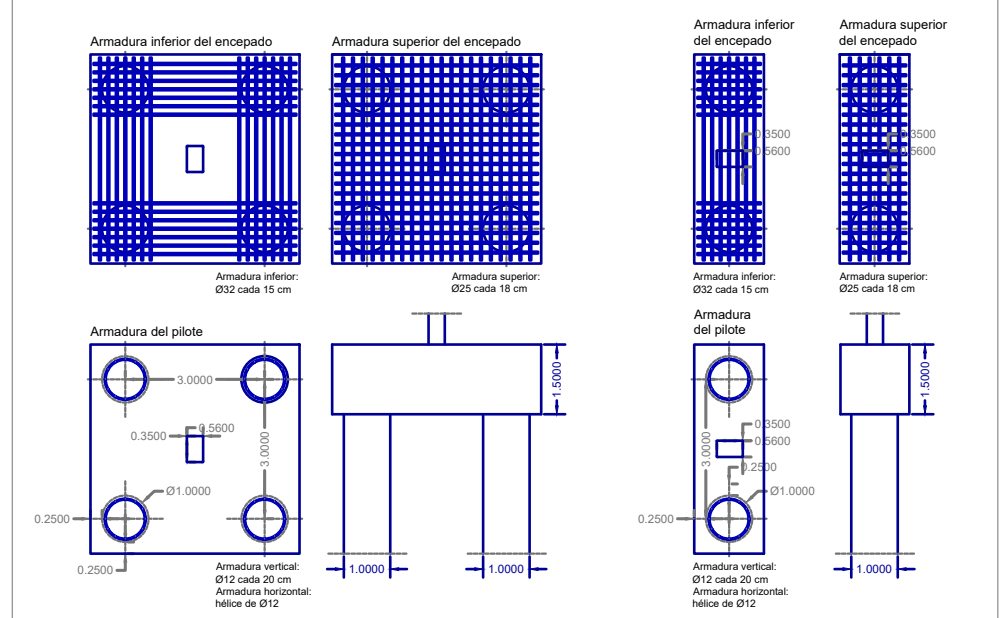
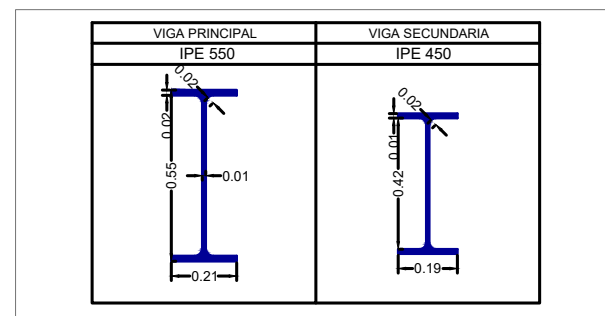
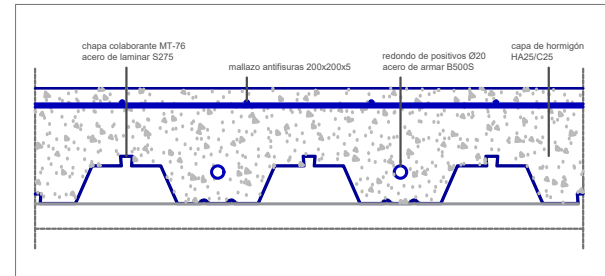
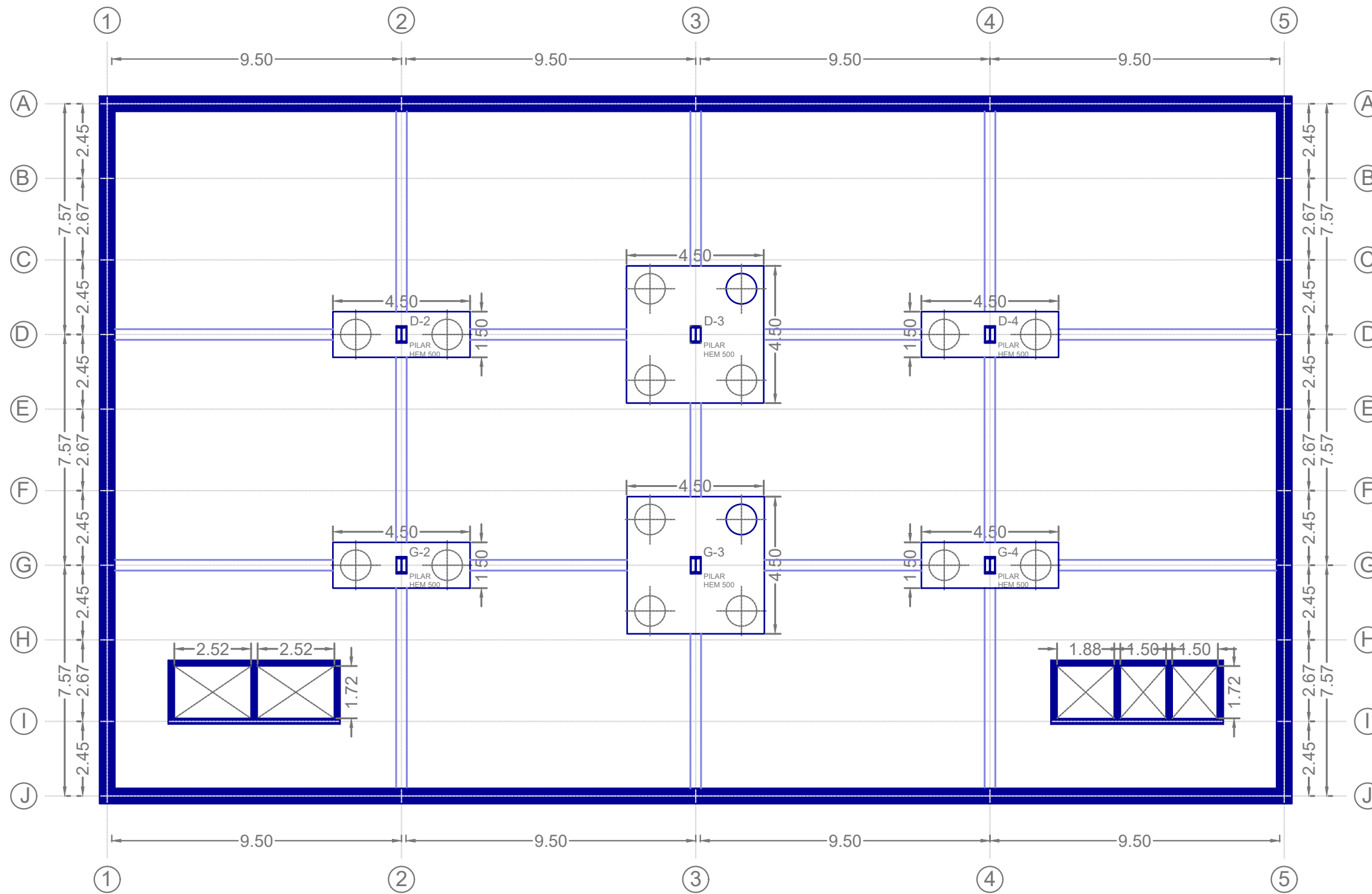


Tabla de pilares			
16, 15, 14, 13, 12, 11	HEM 260 + REFUERZO DE PLACAS 1 cm	5, 4, 3, 2, 1, 0	HEM 450 + REFUERZO DE PLACAS 2 cm
10, 9, 8, 7, 6	HEM 300 + REFUERZO DE PLACAS 1.5 cm	-1, -2, -3	HEM 500 + REFUERZO DE PLACAS 2 cm



0m 1m 2m 5m 10m E 1:150



CUADRO DE CARACTERÍSTICAS SEGUN EL CÓDIGO ESTRUCTURAL					
<b>HORMIGÓN</b>					
ELEMENTO ESTRUCTURAL	Tipo de hormigón	Nivel de control	Coefficiente parcial de seguridad	Resistencia de cálculo (N/mm <sup>2</sup> )	Recubrimiento mínimo (mm)
Cimentación	HA-25/P/40/III	ESTADÍSTICO	1,50	16,6	45
Estructura	HA-25/P/20/III	ESTADÍSTICO	1,50	16,6	45
<b>ACERO ESTRUCTURAL</b>					
ELEMENTO ESTRUCTURAL	Tipo de acero	Nivel de control	Coefficiente parcial de seguridad	Resistencia de cálculo (N/mm <sup>2</sup> )	
Pilares, vigas y cerchas	S 355	NORMAL	1,15	355	
Forjado	S 350GD + Z	NORMAL	1,15	350	
<b>ACERO DE ARMAR</b>					
ELEMENTO ESTRUCTURAL	Tipo de acero	Nivel de control	Coefficiente parcial de seguridad	Resistencia de cálculo (N/mm <sup>2</sup> )	
Cimentación, muros, pilares, vigas y forjados	B 500 S	NORMAL	1,15	500	
<b>EJECUCION</b>					
TIPO DE ACCION	Coefficientes parciales de seguridad (para E.L.U.)				
	Efecto favorable	Efecto desfavorable			
Permanente	γ <sub>f</sub> =1,00	γ <sub>f</sub> =1,35			
Variable	γ <sub>f</sub> =0,00	γ <sub>f</sub> =1,50			

CARACTERÍSTICAS DEL TERRENO				
SUSTRATO TERRENO	S1	S2	S3	S4
RANGO DE PROFUNDIDAD (m)	0,00 - 8,50	8,50 - 9,00	9,00 - 14,10	14,10 - final de sondeo
NIVEL FREÁTICO	-	-	NF	NF
LITOLÓGIA	Arenas finas con/sin niveles de arcillas	Arcillas con niveles de arenas finas	Arenas finas con/sin niveles de arcillas	Arcillas con niveles de arenas finas
V SECO (tN/m <sup>3</sup> )	16,00	14,50	16,00	14,50
V' (tN/m <sup>3</sup> )	18,50	17,50	18,50	17,50
V SAT (tN/m <sup>3</sup> )	20,00	18,00	20,00	18,00
V SUM (tN/m <sup>3</sup> )	-	-	10,00	10,00
V AGUA (tN/m <sup>3</sup> )	-	-	10,00	9,00
φ' (°)	30	22	30	22
c' (kPa)	0	20	0	20

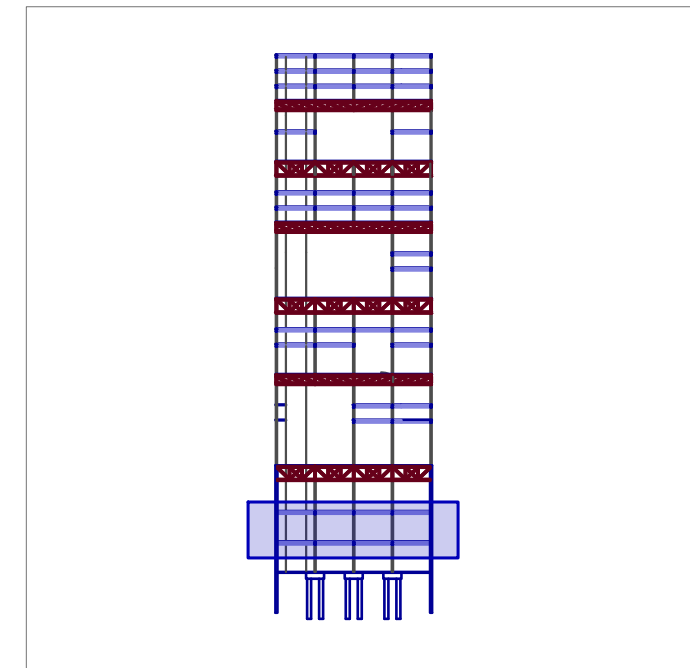
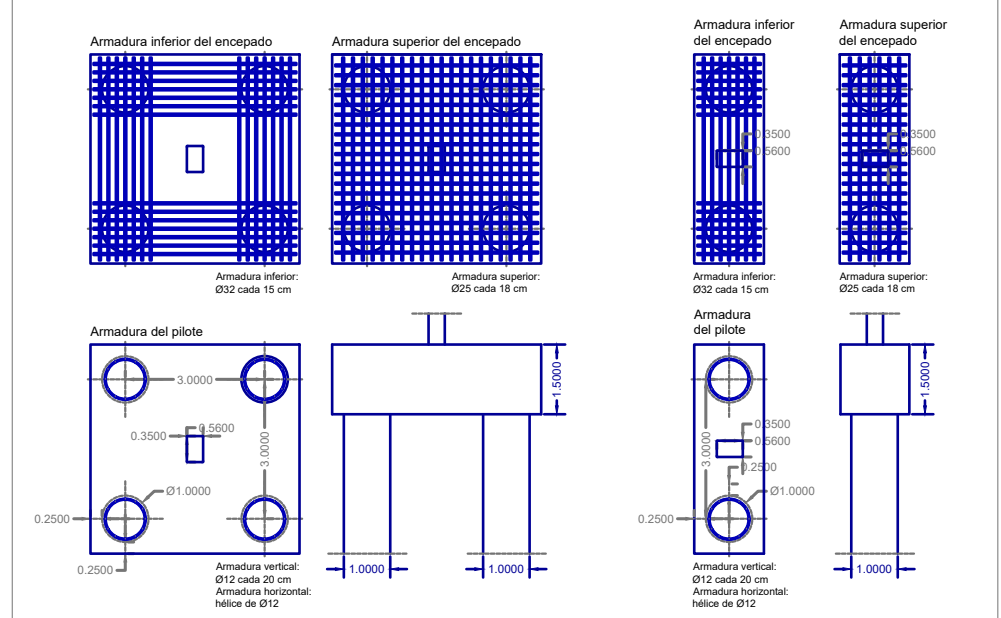
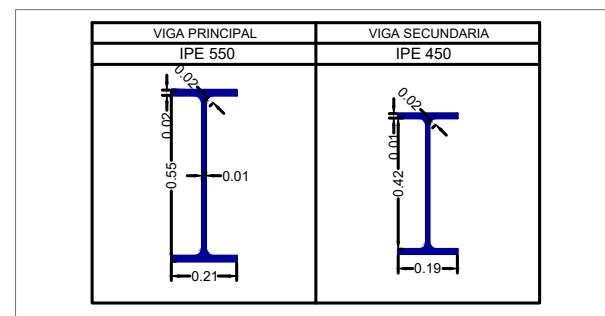
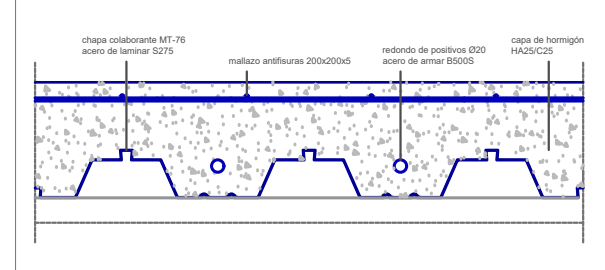


Tabla de pilares			
16, 15, 14, 13, 12, 11	HEM 260 + REFUERZO DE PLACAS 1 cm	5, 4, 3, 2, 1, 0	HEM 450 + REFUERZO DE PLACAS 2 cm
10, 9, 8, 7, 6	HEM 300 + REFUERZO DE PLACAS 1.5 cm	-1, -2, -3	HEM 500 + REFUERZO DE PLACAS 2 cm



## 06. PLANO CIMENTACIÓN

UN MADROÑO A LOS POSTRES | CENTRO DE INVESTIGACIÓN CULINARIA

---

Carmen Benito Cabañas Expediente: 18042

---

Máster Habilitante de Arquitectura | ETSAM  
Universidad Politécnica de Madrid

Taller de Estructuras | Curso 2025

Profesores: Antonio Aznar López y  
Pilar Rodríguez Monteverde

