

LA REALIDAD FÍSICA

ANALIZAMOS LOS FACTORES QUE DEFINEN EL LUGAR, ASÍ COMO LOS ELEMENTOS CON LOS QUE EL EDIFICIO VA A CONVIVIR.

ESTRUCTURA COMPACTA, DONDE LOS EDIFICIOS PÚBLICOS, ACTÚAN GENERALMENTE ARTICULANDO ESPACIOS.

FUERTES CONTRASTES ESPACIALES, ABIERTOS, CERRADOS, QUE ENRIQUECEN EL RECORRIDO.

CONFRONTACIÓN DE ESPACIO PÚBLICO Y PRIVADO.

IMPORTANCIA DE LA COTA CUBIERTA Y COTA DEL SUELO.

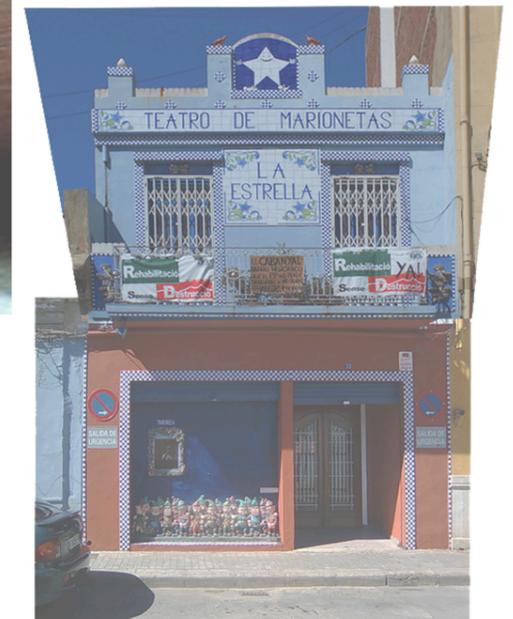
PARCELACIÓN TRANSVERSAL ESTRECHA Y PROFUNDA DERIVADA DE LOS ANTIGUOS SISTEMAS CONSTRUCTIVOS.

LA TRAMA

ENTENDIDA COMO RECORRIDO, RESPETAMOS LAS ANTIGUAS ALINEACIONES, SINTETIZANDO LA GEOMETRÍA DE LA PLAZA.

EL SOLAR SE UBICA EN UN ÁMBITO ACOTADO POR LA DIVERSIDAD CONCEPTUAL Y FUNCIONAL.

LA ANTIGUA FÁBRICA, LOS EDIFICIOS DE VIVIENDAS DE MAYOR ALTURA, LA PLAZA DEL MUSICAL Y LA PLAZA CENTRAL PROPIA DE LA ZONA DEL PROYECTO.



EL EDIFICIO

PARTIENDO DE UNA TRAMA MODULADA EXISTENTE, SE ESTABLECE UNA RETÍCULA DEFINIDA POR LA ESTRUCTURA Y ELEMENTOS PÚBLICOS.

SE PLANTEA UNA GRADUACIÓN DE USOS TOMANDO COMO ELEMENTO DEFINITORIO EL RUIDO, DANDO A LA PLAZA, LOS ESPACIOS MÁS RUIDOSOS, INTERACTUANDO CON ELLA E INTRODUCIÉNDOLA EN PARTE DEL EDIFICIO A TRAVÉS DE DOS VOLADIZOS QUE FUNCIONAN COMO TERRAZAS.

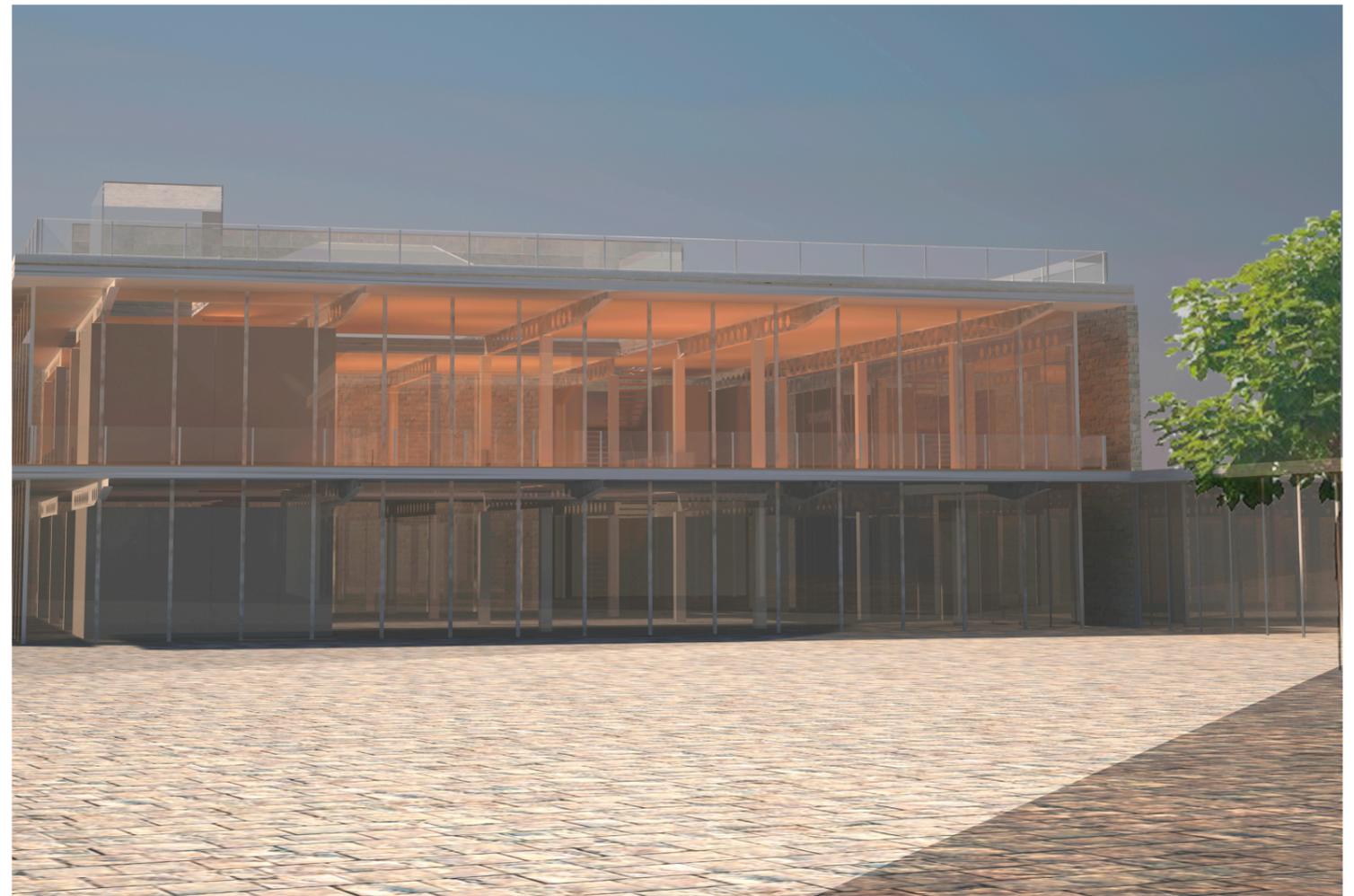
EL PROGRAMA

UN ESPACIO PARA COWORKING ARTICULADO POR DOS GRANDES PLATAFORMAS PERFORADAS EN SU PARTE CENTRAL, CREANDO TRES NIVELES; PLANTA BAJA, PLANTA PRIMERA Y CUBIERTA. SE PLANTEAN TRES USOS BÁSICOS; TRABAJO, DESCANSO Y DEPORTE, SUBDIVIDIÉNDOSE A SU VEZ, LA ZONA DE TRABAJO EN TRES, DEPENDIENDO DEL NIVEL DE RUIDO DE CADA ÁREA.

LA MATERIALIDAD

INTENTA SER COHERENTE CON LA COMPOSICIÓN DEL EDIFICIO.

LADRILLO CARA VISTA A MODO DE RECUBRIMIENTO EN FACHADAS SUR Y OESTE, RECUBRIMIENTO PERIMETRAL DE VIDRIO FACILITANDO LA INTERACCIÓN CON EL ESPACIO PÚBLICO, ESTRUCTURA METÁLICA VISTA A FIN DE REMEMORAR EN SENTIDO HISTÓRICO DE LA FÁBRICA, EL ANTEIOR USO DEL MISMO Y PAVIMENTO DE MADERA PARA LA AMORTIGUACIÓN DEL SONIDO Y SENSACIÓN DE CALIDEZ INTERIOR EN CONTRASTE CON EL ACERO DESNUDO.





EXISTEN 3 FRENTES QUE DELIMITAN EL BARRIO; LA ZONA MARINA, LA INTERIOR Y LA DEL ENSANCHE.



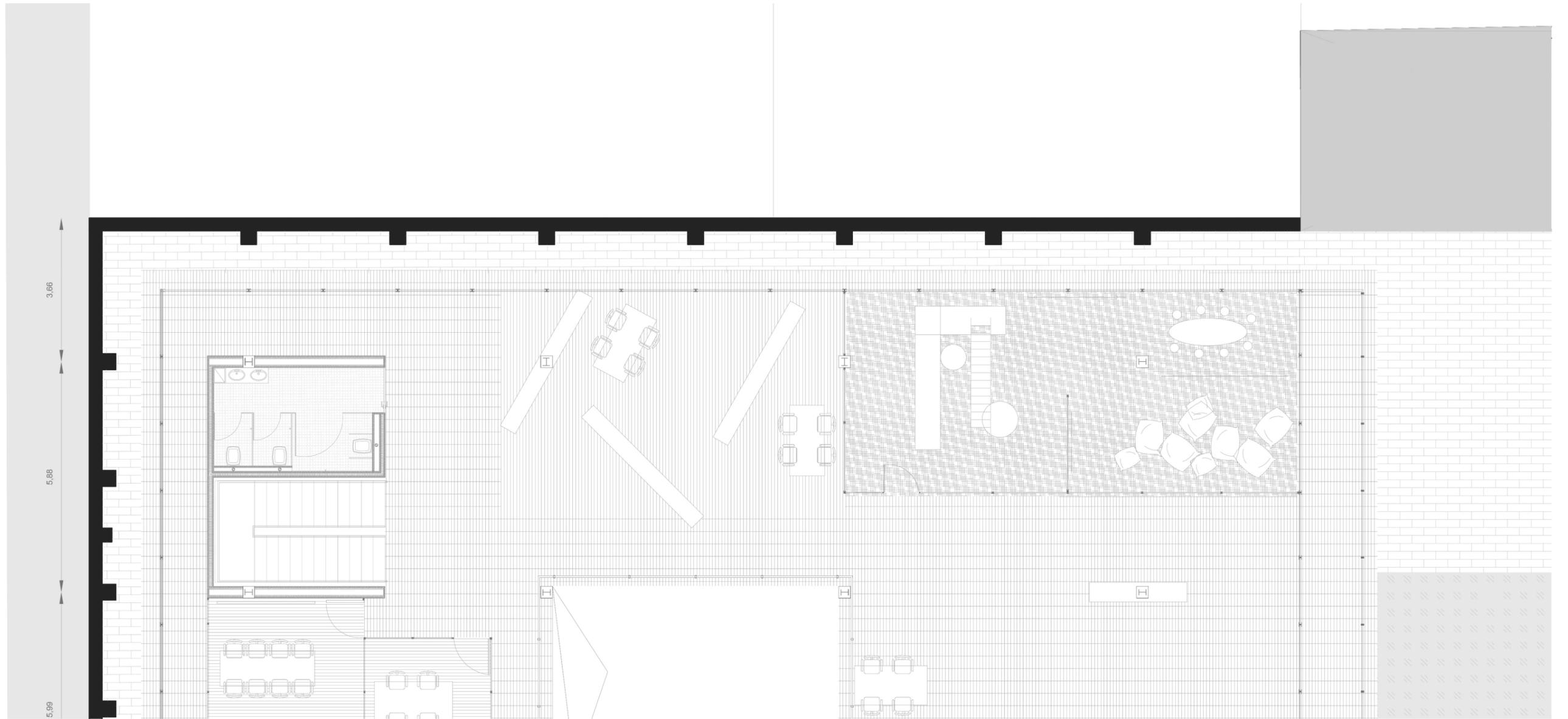
LA CIUDAD

EL PROYECTO SE IMPLANTA EN EL BARRIO DEL CABANYAL, EN VALENCIA.

EL CABANYAL ES UN BARRIO QUE NACIÓ DE LA PESCA Y CUYOS ORÍGENES SE REMONTAN AL SIGLO XIII, CUANDO UN GRUPO DE PESCADORES SE ASIENTAN EN LA ZONA. LA EVOLUCIÓN DE LA ACTIVIDAD PESQUERA, PROVOCA EL CRECIMIENTO DE LA ZONA, HASTA QUE EN EL SIGLO XVII RECIBE EL NOMBRE ACTUAL, UNA VEZ SE EMPIEZA A DEFINIR COMO BARRIO.

LA EDIFICACIÓN DE LA ÉPOCA ERA LA BARRACA, LA CUAL ERA MUY VULNERABLE AL FUEGO AL TRATARSE DE UNA EDIFICACIÓN DE PAJA Y MADERA. EN EL S. XVIII, UN INCENDIO DE MOTIVO DESCONOCIDO, DESTROZA EL BARRIO, ESTABLECIÉNDOSE ASÍ, LA TIPOLOGÍA DE EDIFICACIÓN ACTUAL.



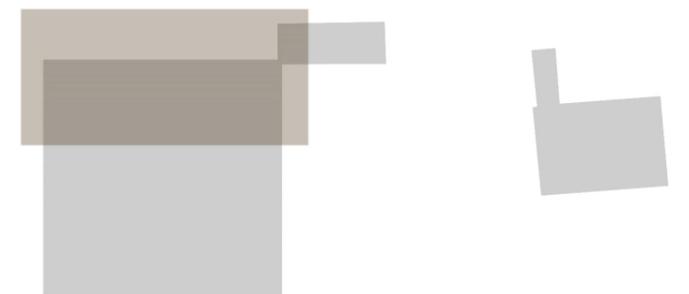


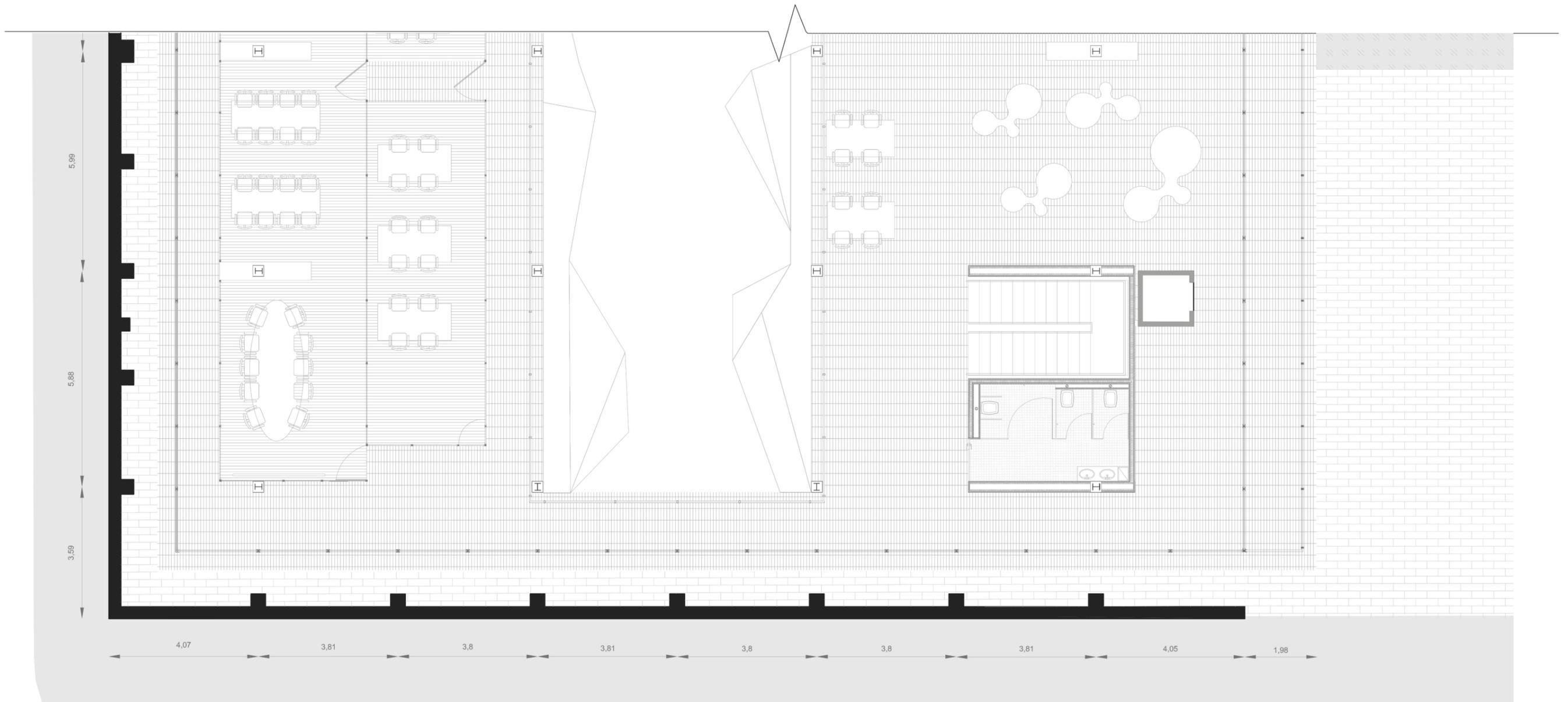
H

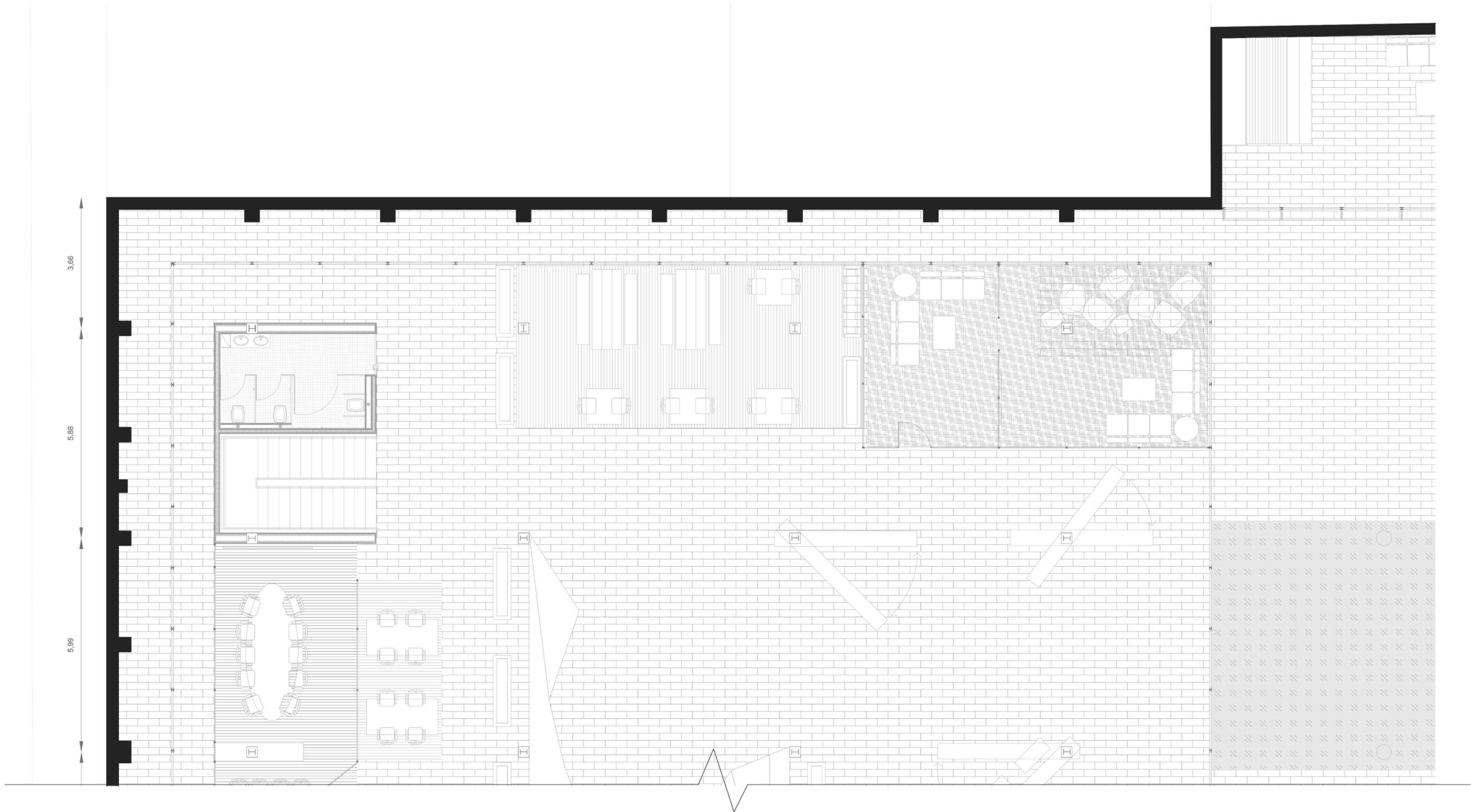
H

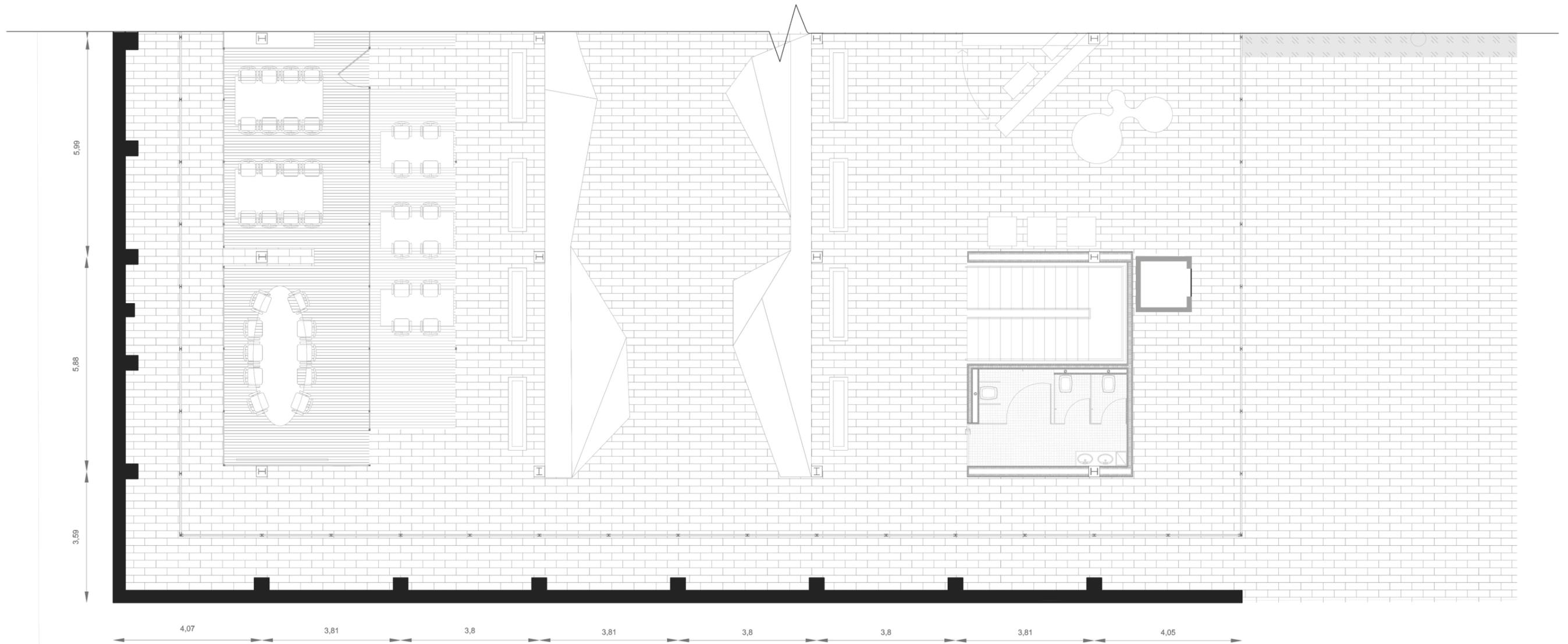
H

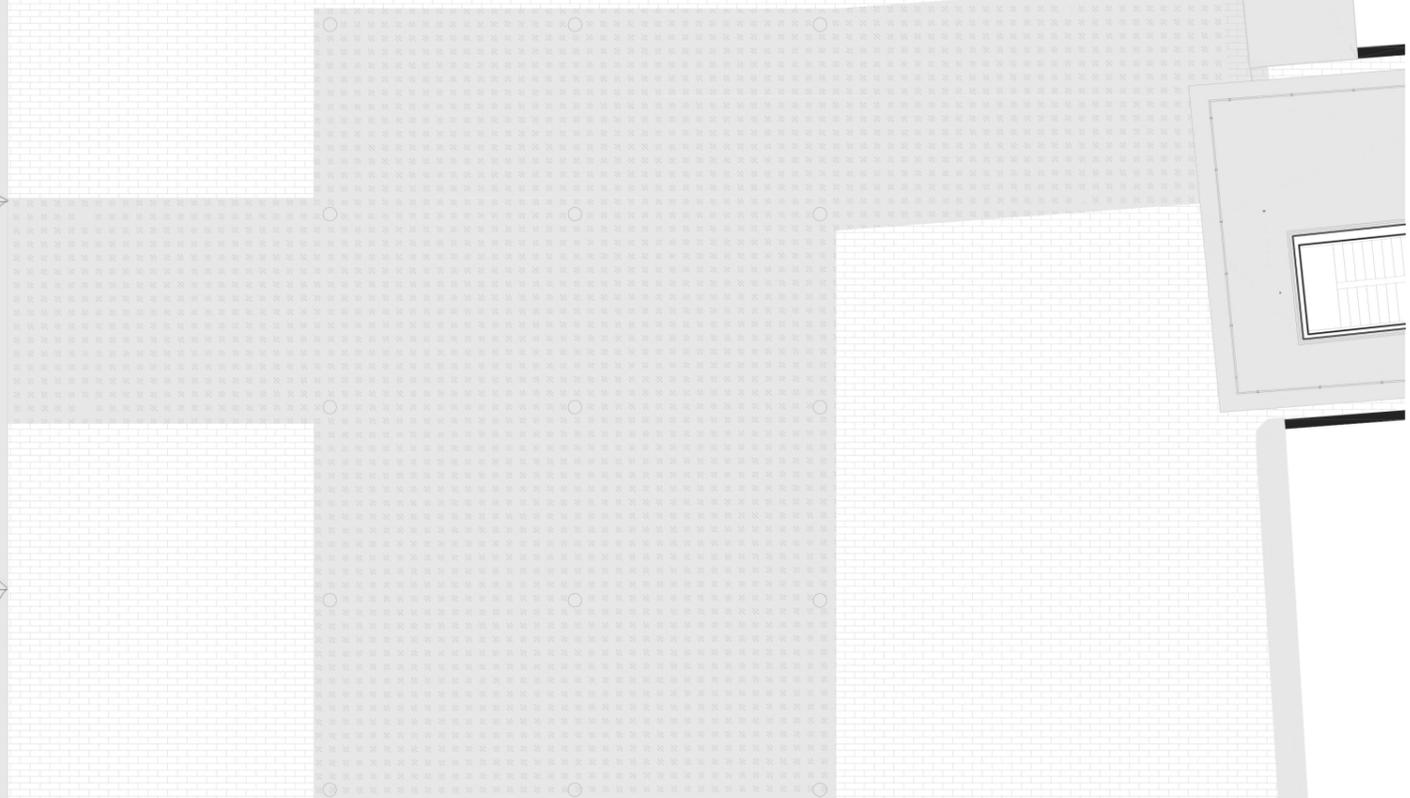
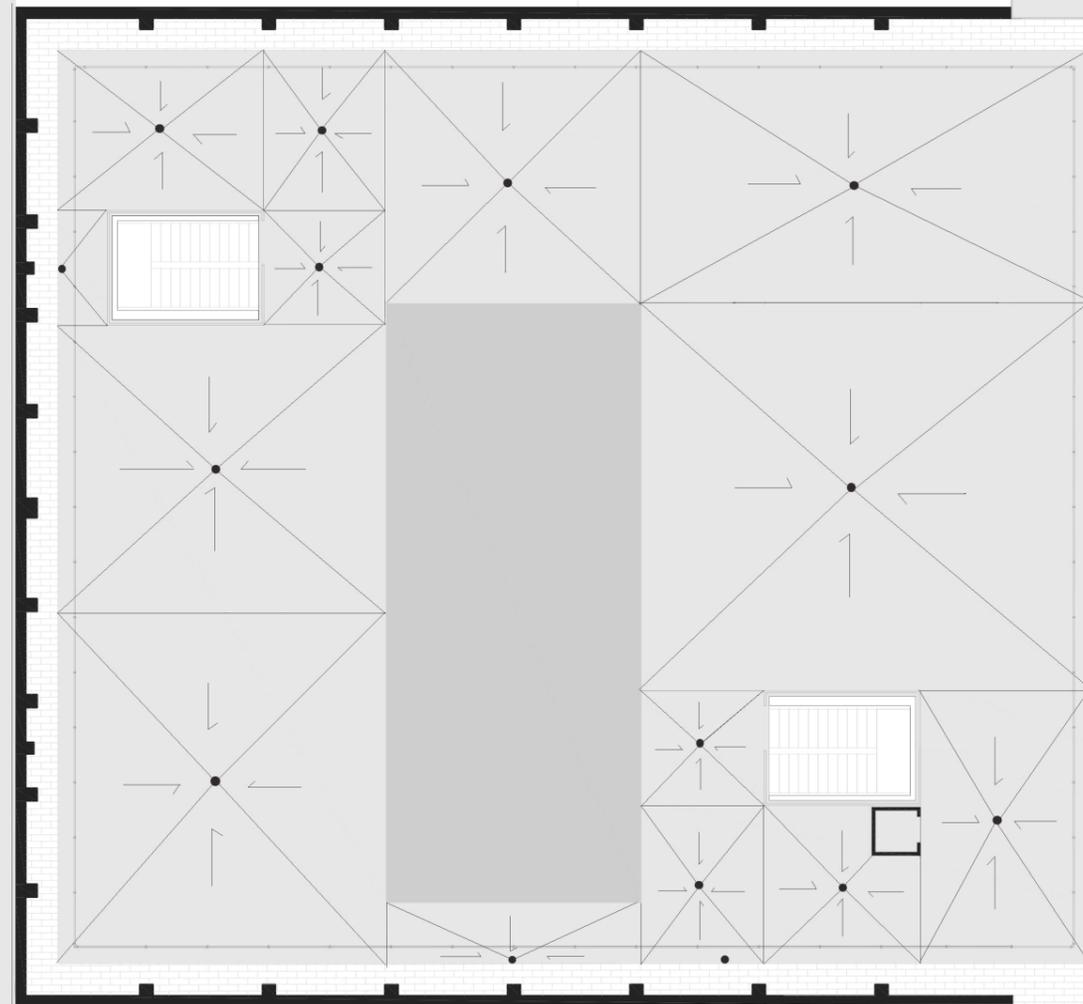
H





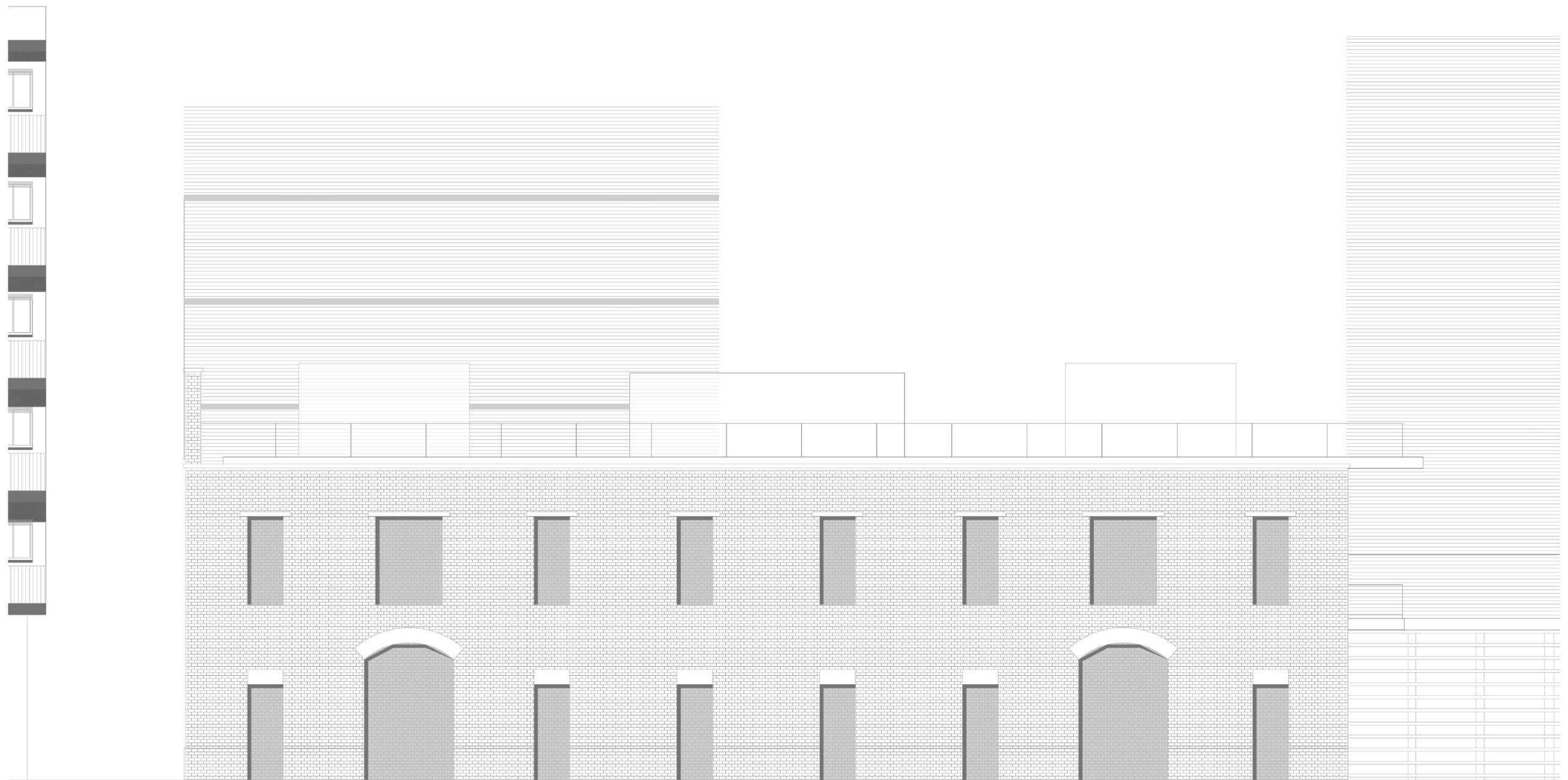


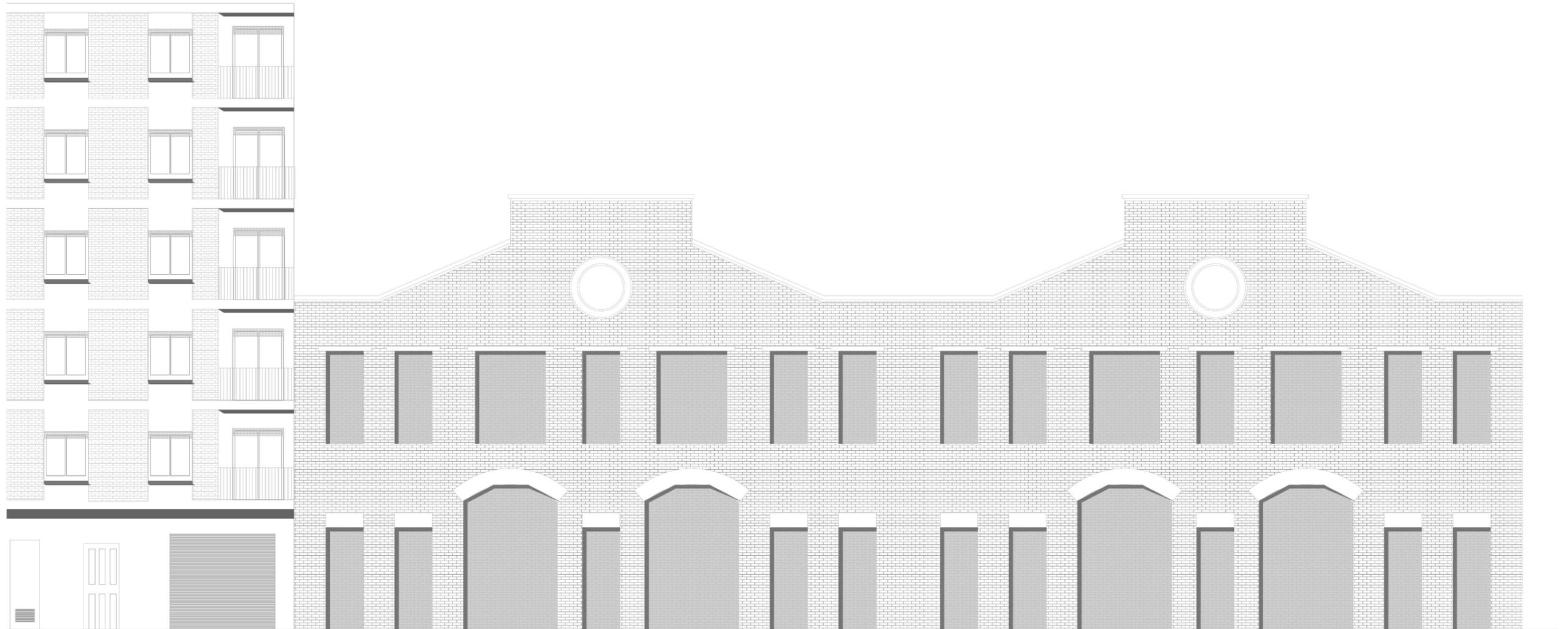


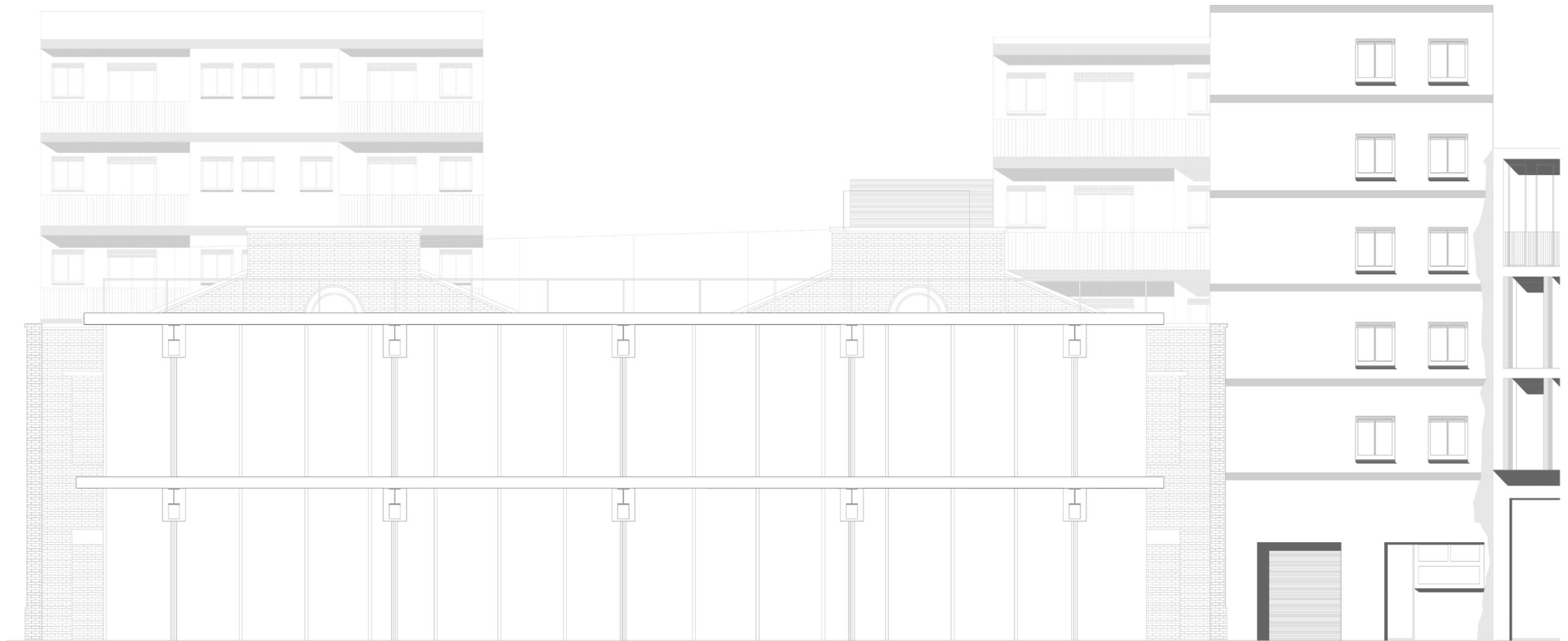


PLANTA CUBIERTA

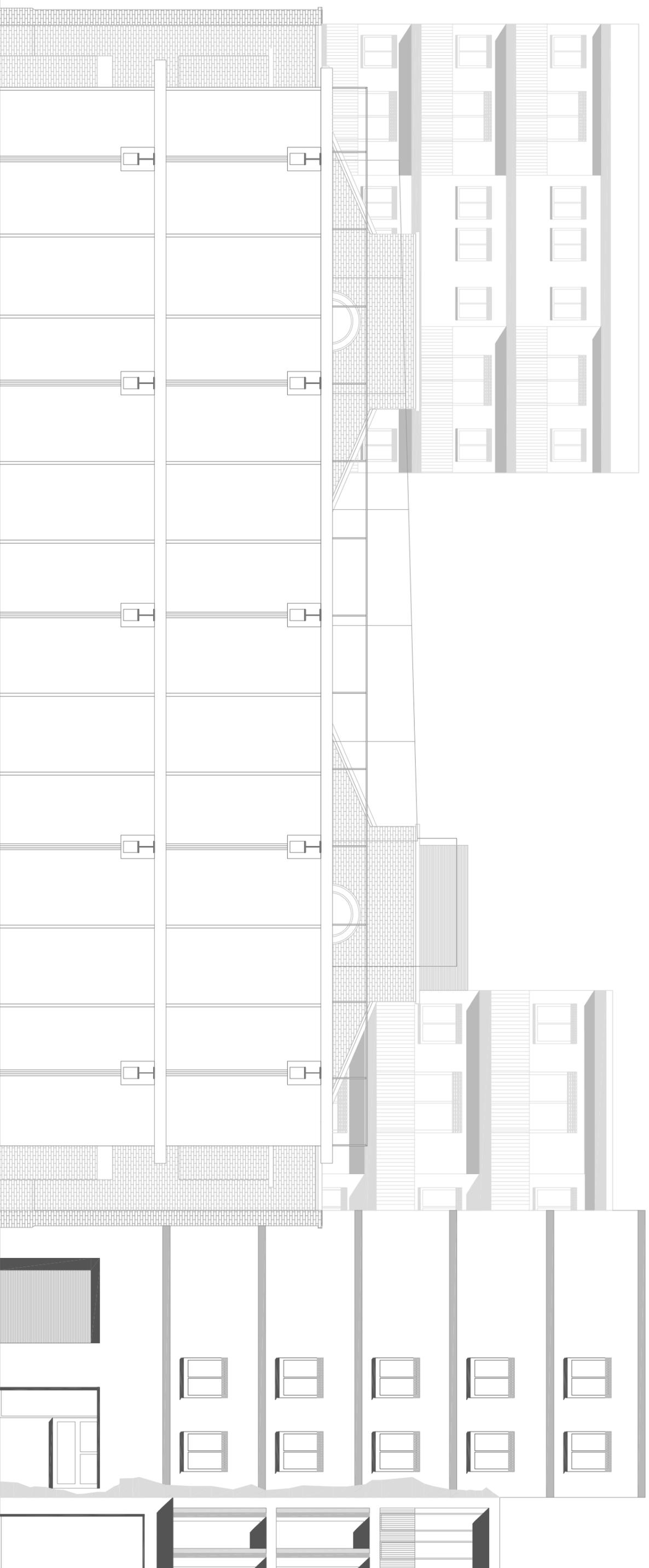
● MONTANTE DE PLUVIALES



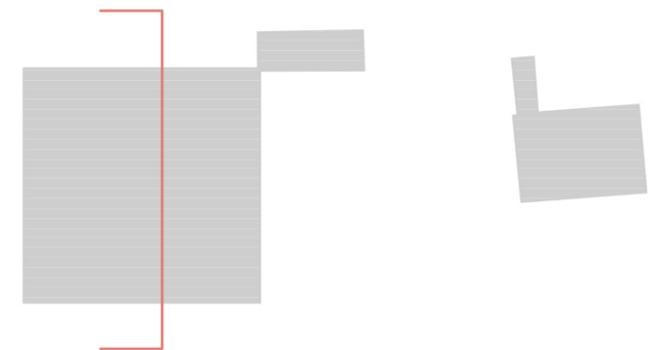
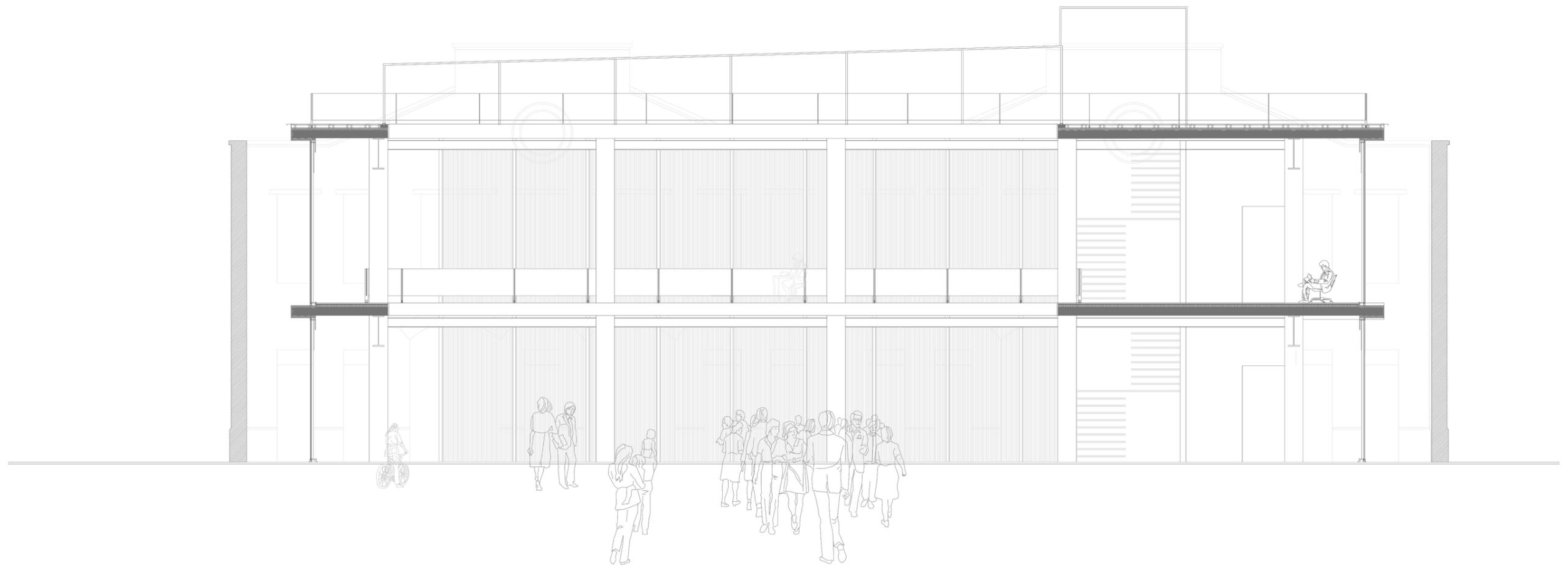




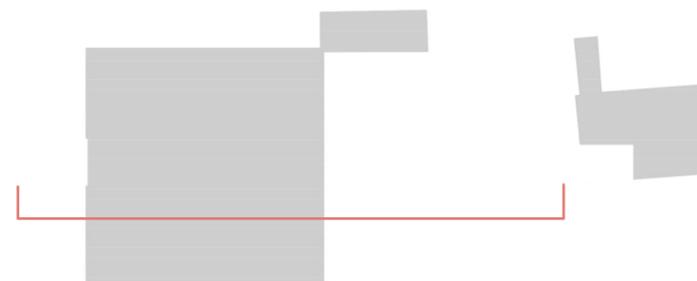
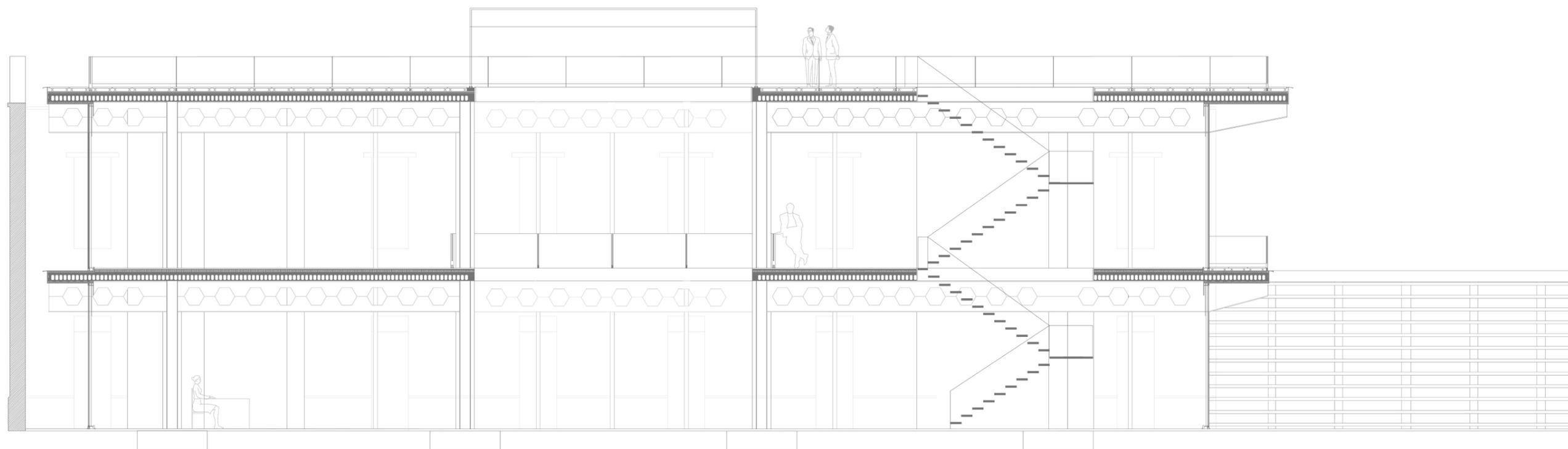
Alzado N-S E: 1:100

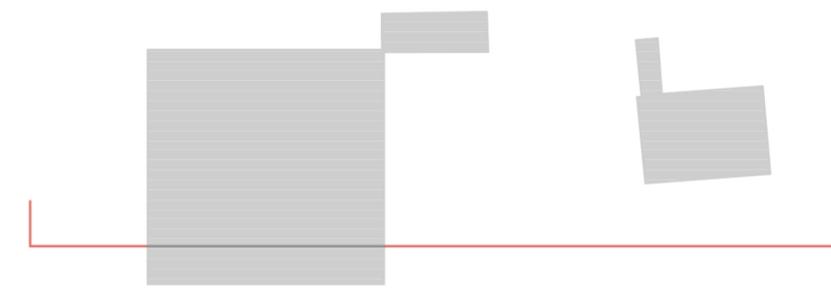
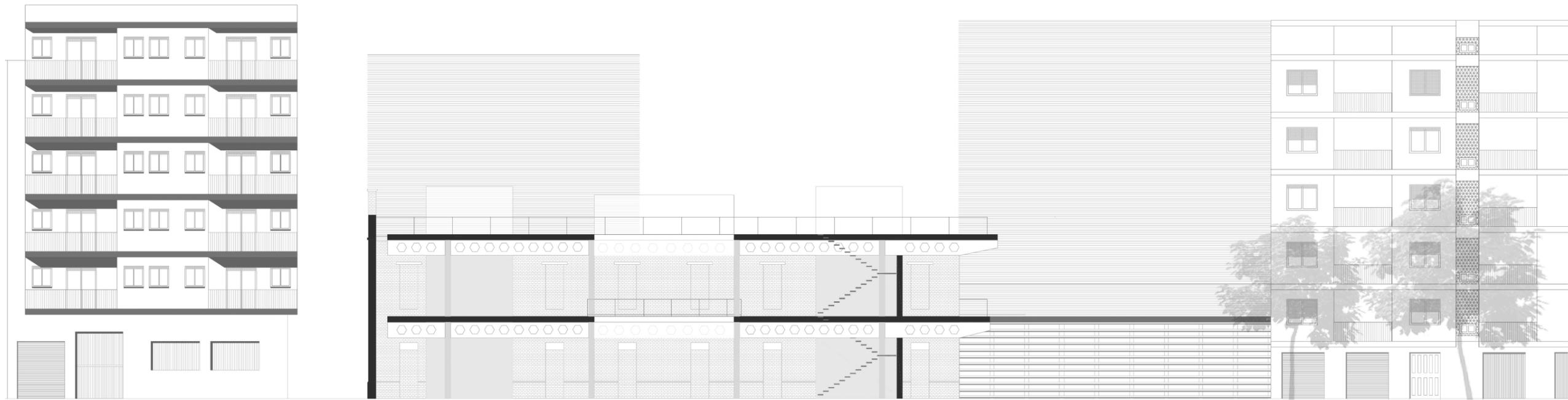


El encuentro entre viga y vidrio situado en la fachada principal, se produce por medio de una pieza metálica diseñada para tal fin, soldada in situ a la viga, y que consiste en una placa de aluminio formada por dos planos paralelos entre los cuales se coloca un elastómero capaz de absorber las deformaciones producidas por la expansión y contracción del acero así como para amortiguar los cambios de posición del vidrio debidos a tales movimientos. Dicha pieza, se sitúa entre los encuentros de los paños de vidrio a fin de facilitar el proceso de montaje de los mismos.

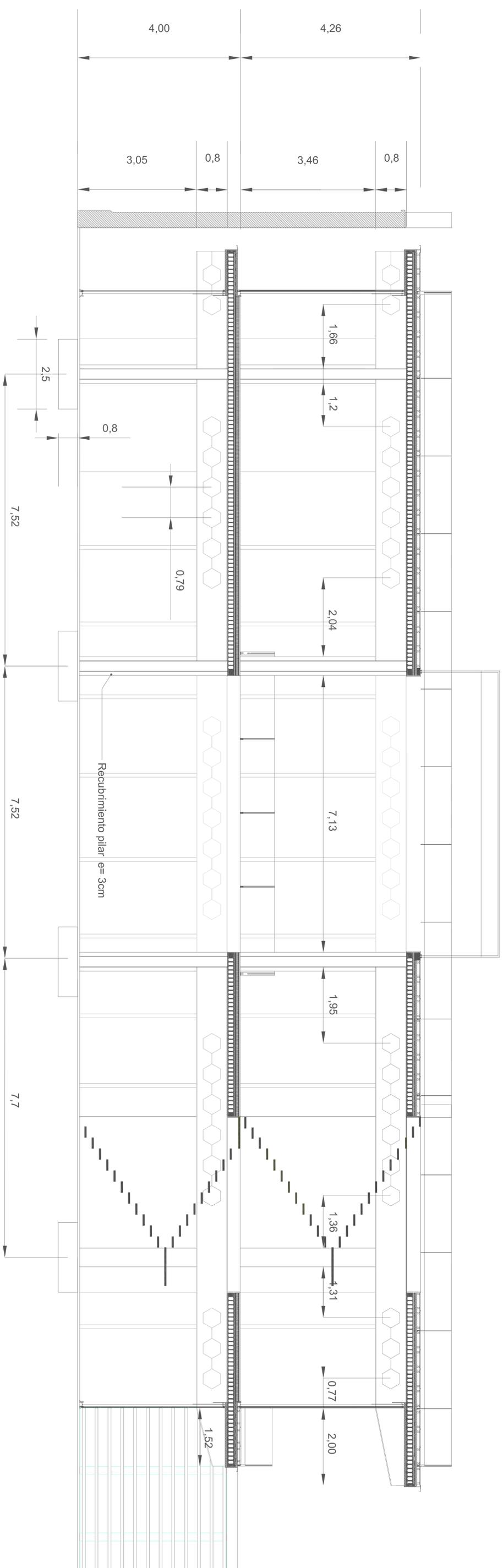




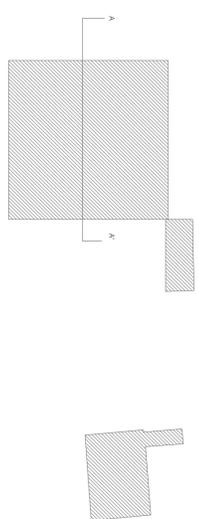




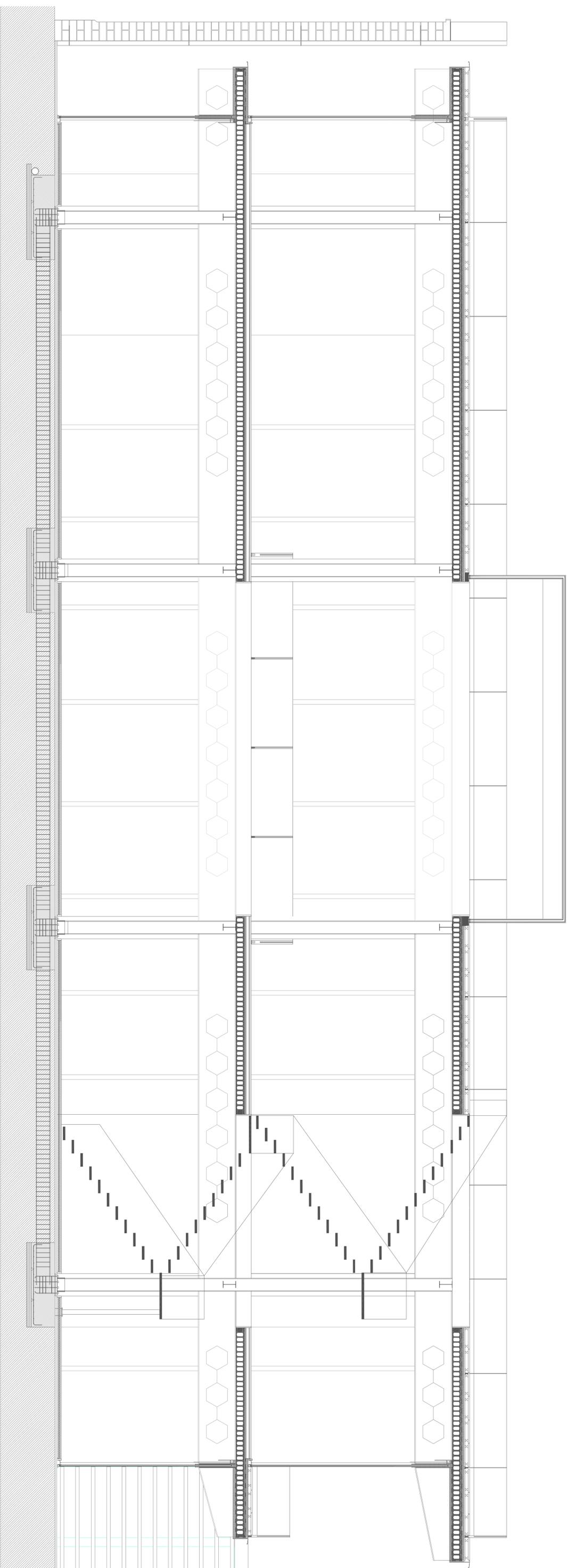
Sección constructiva



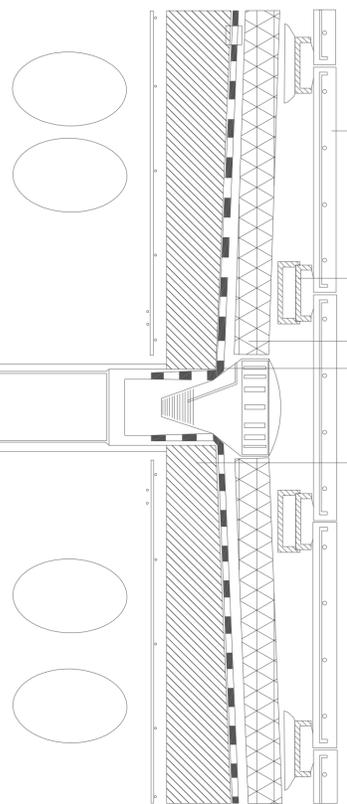
Sección A A'



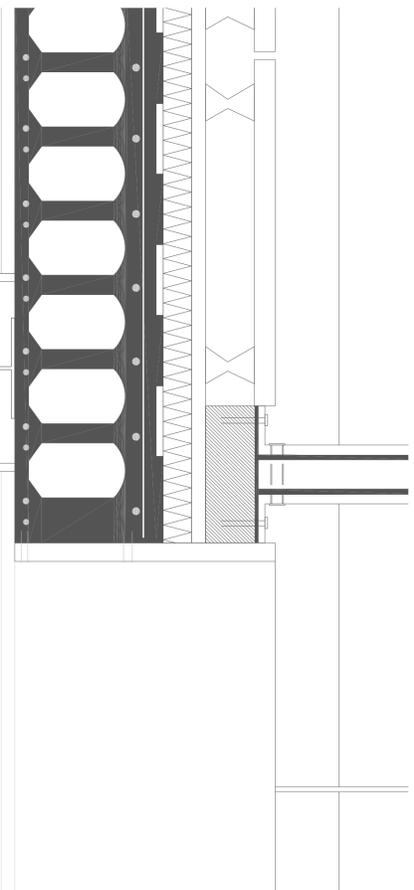
Sección E: 1/40



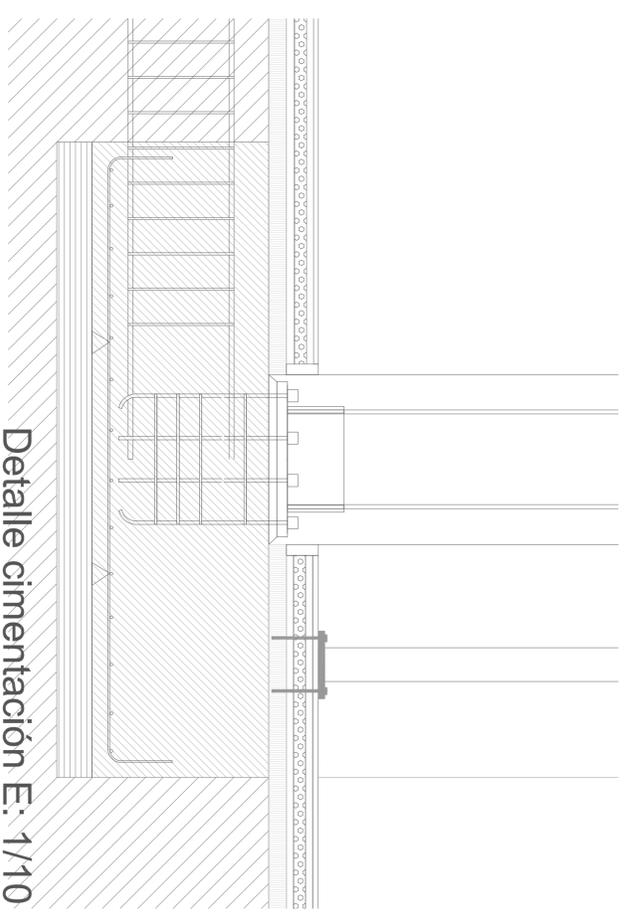
Baldosa antideslizante armada 40x40x30cm
Soportes regulables tipo SAS
Poliuretano extruido
Membrana de PVC
Formación de pendiente con H. aligerado



Detalle forjado E: 1/5

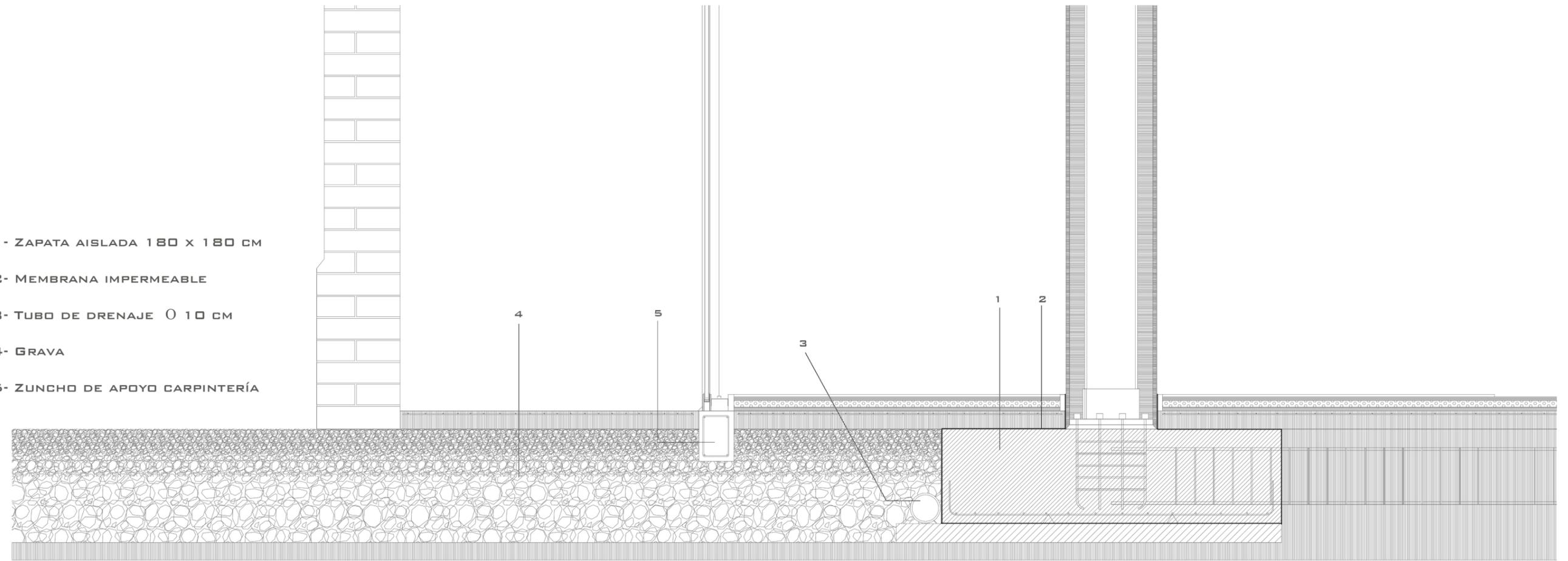


Detalle base tragaluz E: 1/5

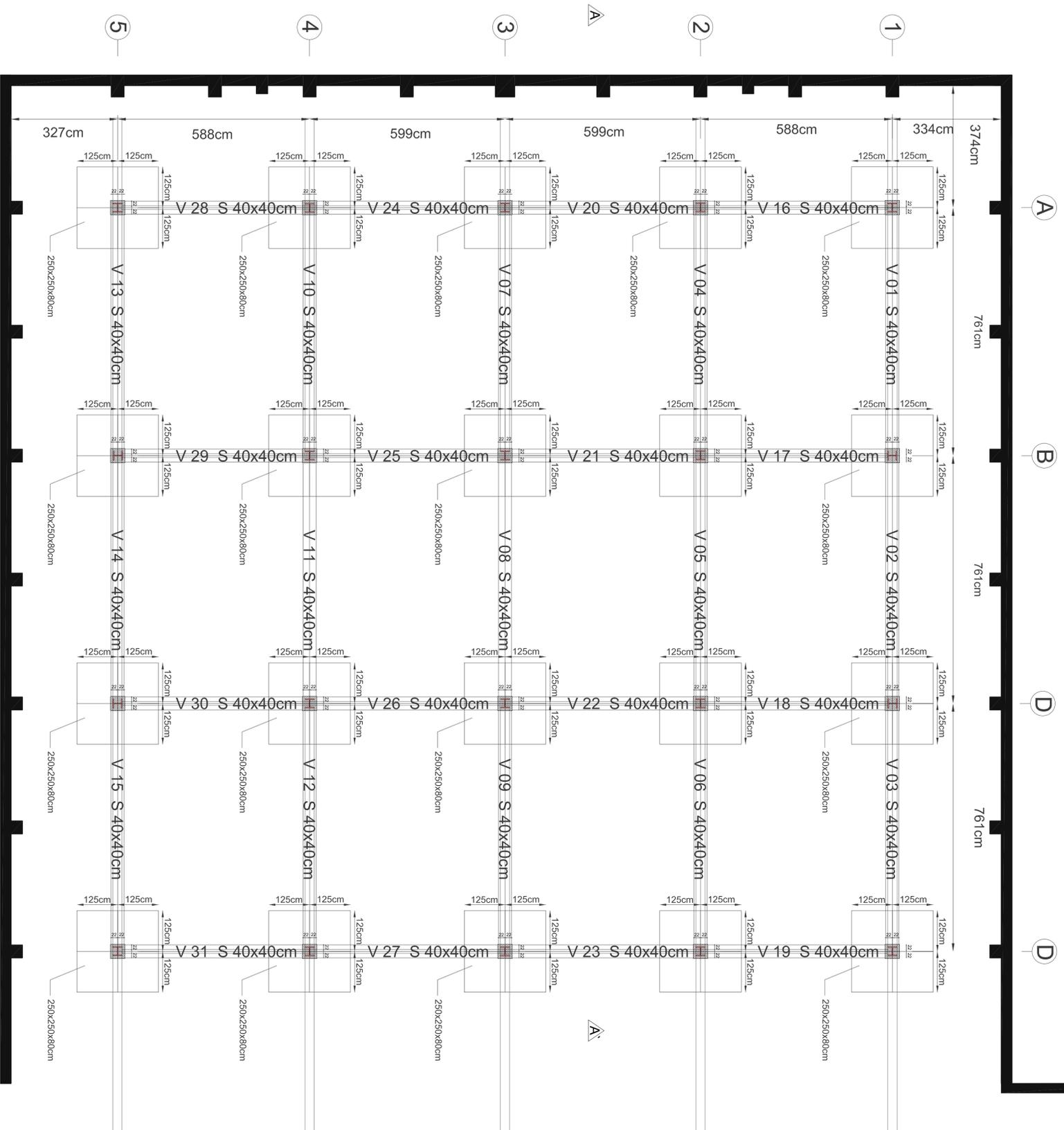


Detalle cimentación E: 1/10

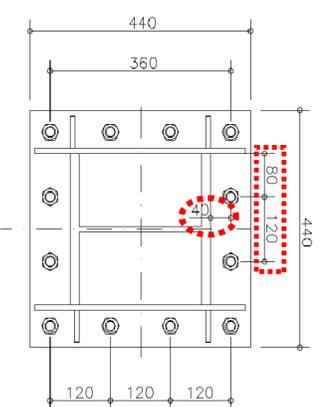
- 1- ZAPATA AISLADA 180 X 180 CM
- 2- MEMBRANA IMPERMEABLE
- 3- TUBO DE DRENAJE Ø 10 CM
- 4- GRAVA
- 5- ZUNCHO DE APOYO CARPINTERÍA



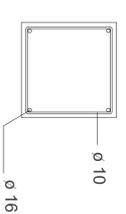
Plano de cimentación



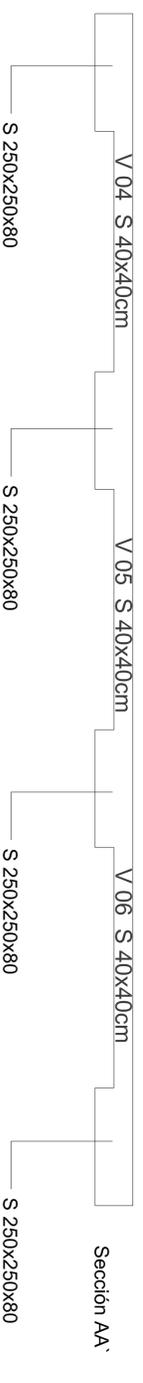
Placa de anclaje

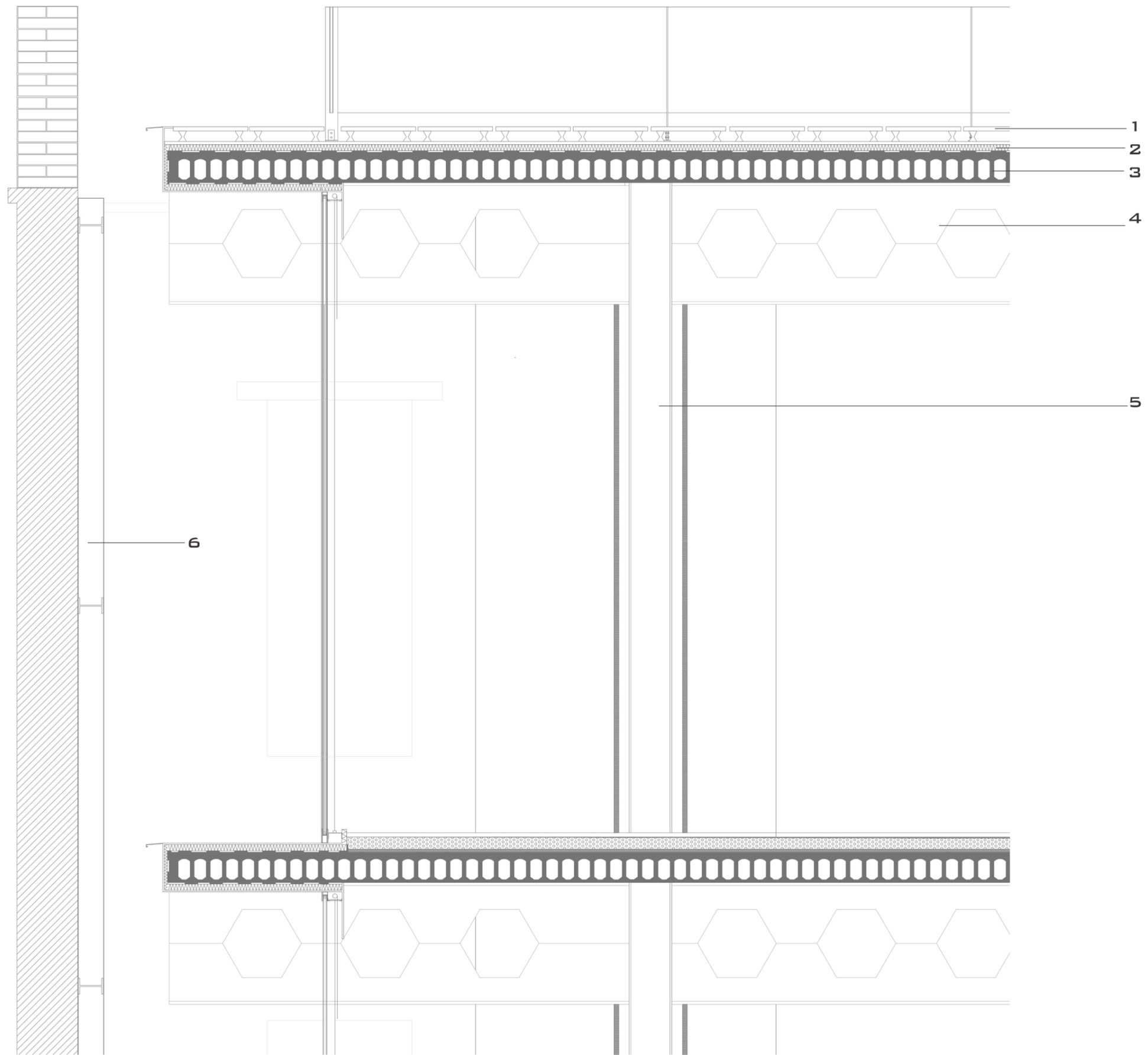


Viga de atado

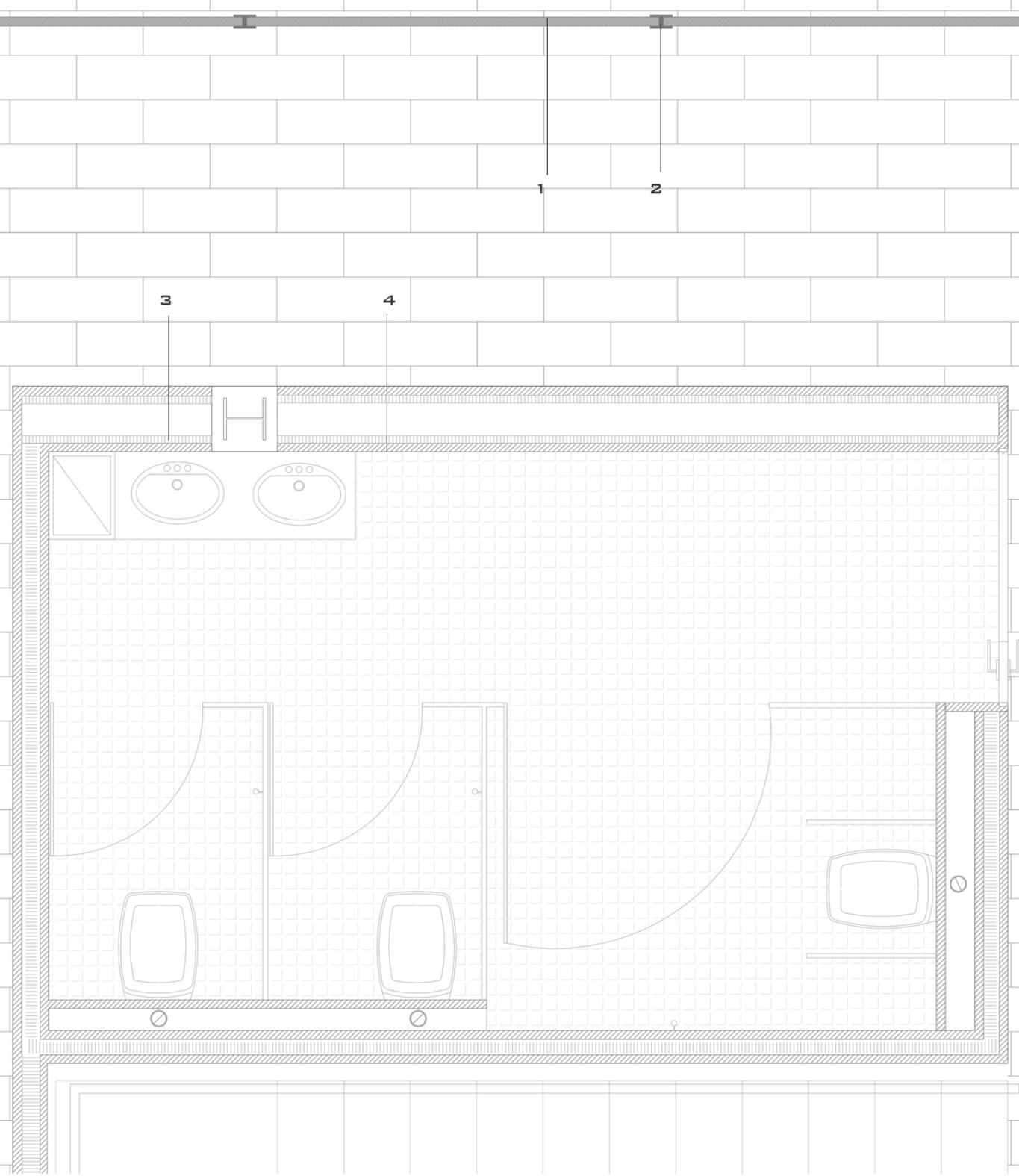


Planta de cimentación E: 1/50



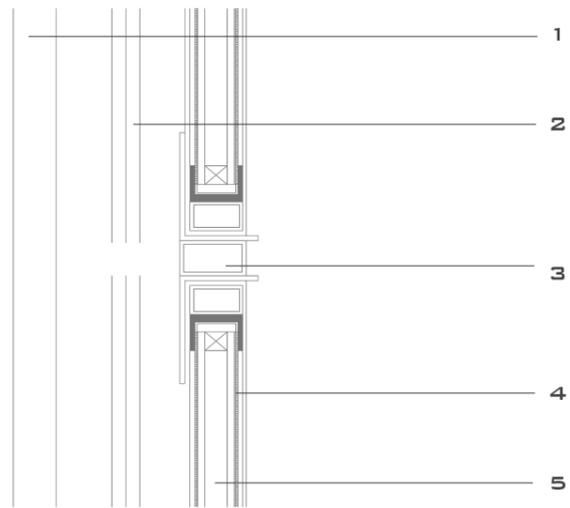


- 1- PAVIMENTO FLOTANTE
- 2- AISLANTE DE POLIESTIRENO EXTRUIDO
- 3- LOSA ALVEOLAR 15+5 CM
- 4- VIGA ALVEOLAR 80 CM DE CANTO
- 5- PILAR METÁLICO CON RECUBRIMIENTO ANTI INCENDIO
- 6- ARMADURA DE REFUERZO DE LA FACHADA EXISTENTE.



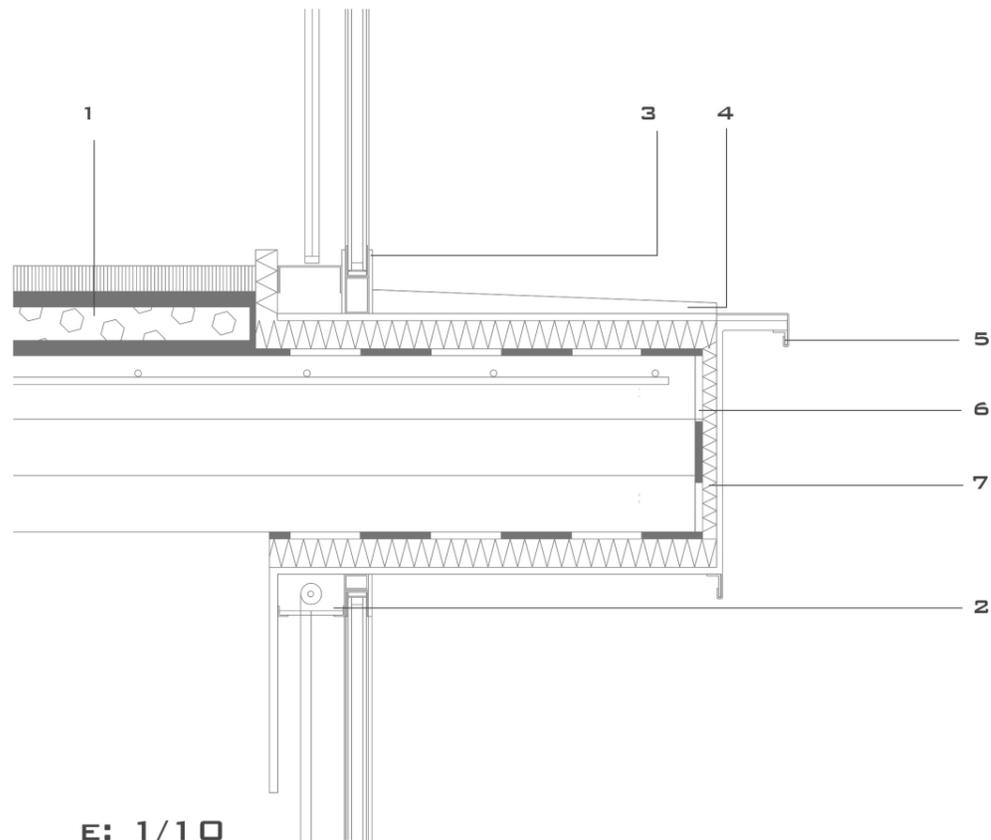
- 1- CERRAMIENTO DE VIDRIO ESPESOR 6MM
- 2- CARPINTERÍA METÁLICA
- 3- AISLANTE TÉRMICO DE POLIESTILENO EXPANDIDO
- 4- PANEL PREFABRICADO DE MATERIA HIDRÓFUGO

E: 1/5



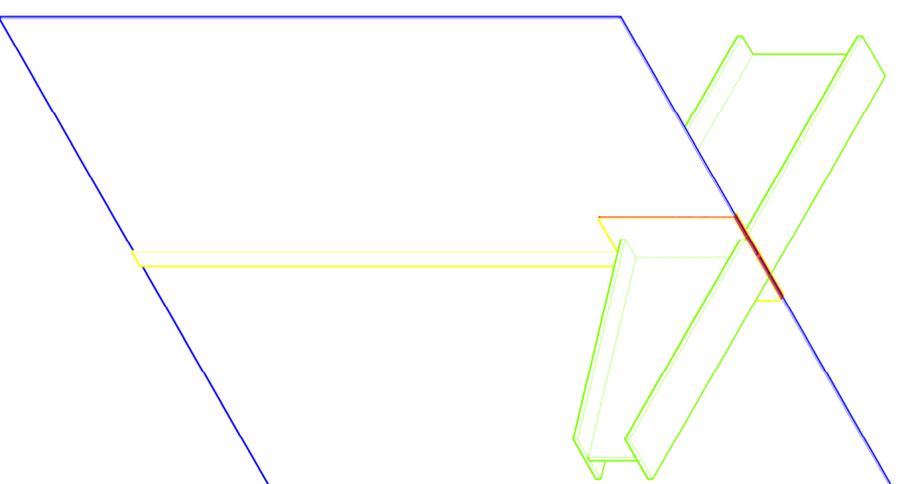
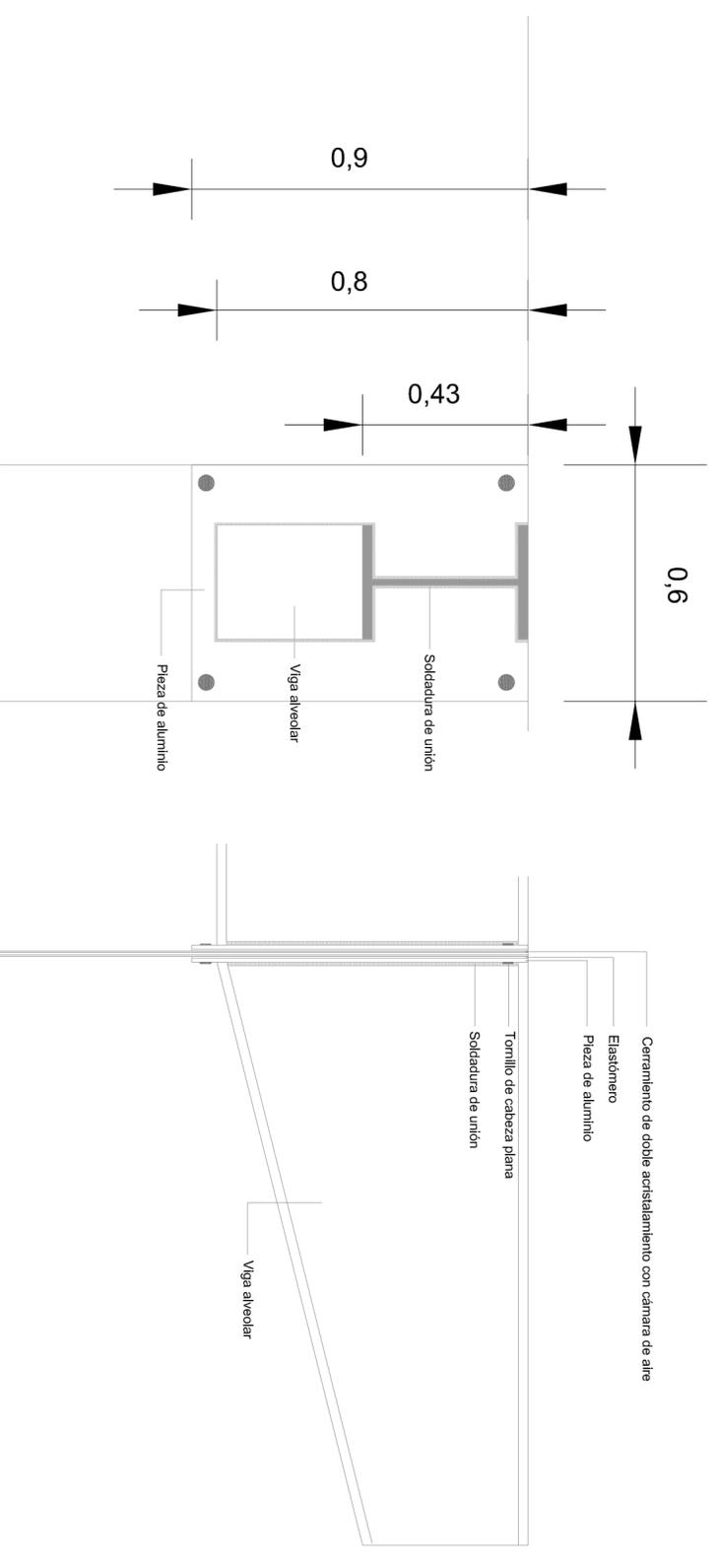
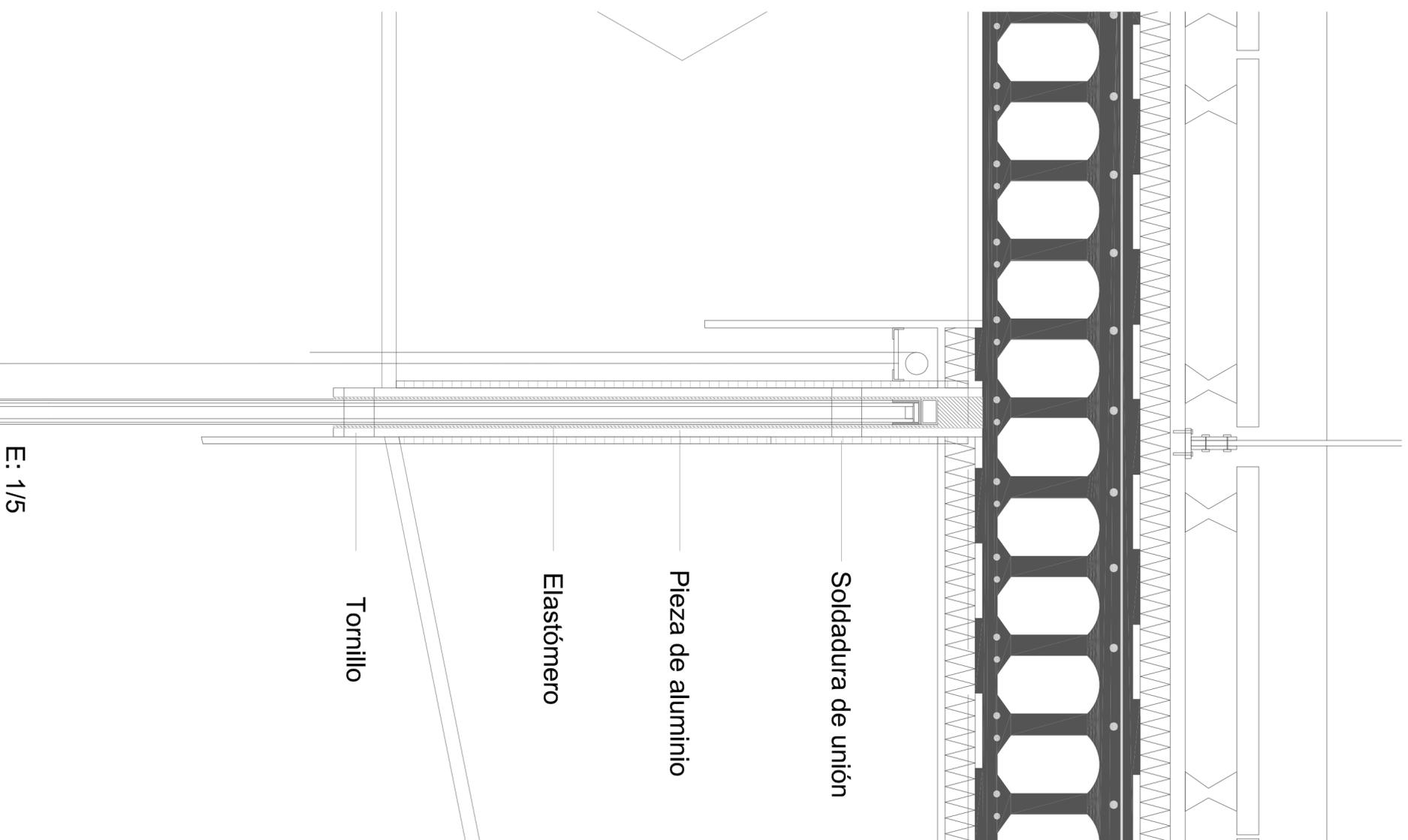
- 1- PERFIL METÁLICO U
- 2- HOJA DE PERSIANA DESPLEGABLE
- 3- PERFIL TUBULAR
- 4- MÁSTICO ANTIGOLPE
- 5- VIDRIO CON CÁMARA ESTANCA

E: 1/10



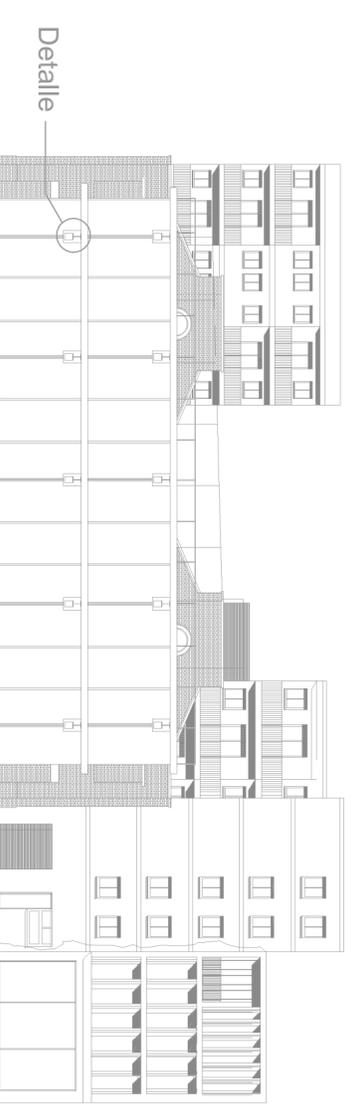
- 1- PANEL SANDWICH DE DOBLE CAPA
- 2- CAJA DE PERSIANA
- 3- RAIL METÁLICO
- 4- ELEMENTO DE PENDIENTE PARA EVACUACIÓN DE AGUA
- 5- GOTERÓN
- 7- AISLANTE
- 8- LÁMINA IMPERMEABLE

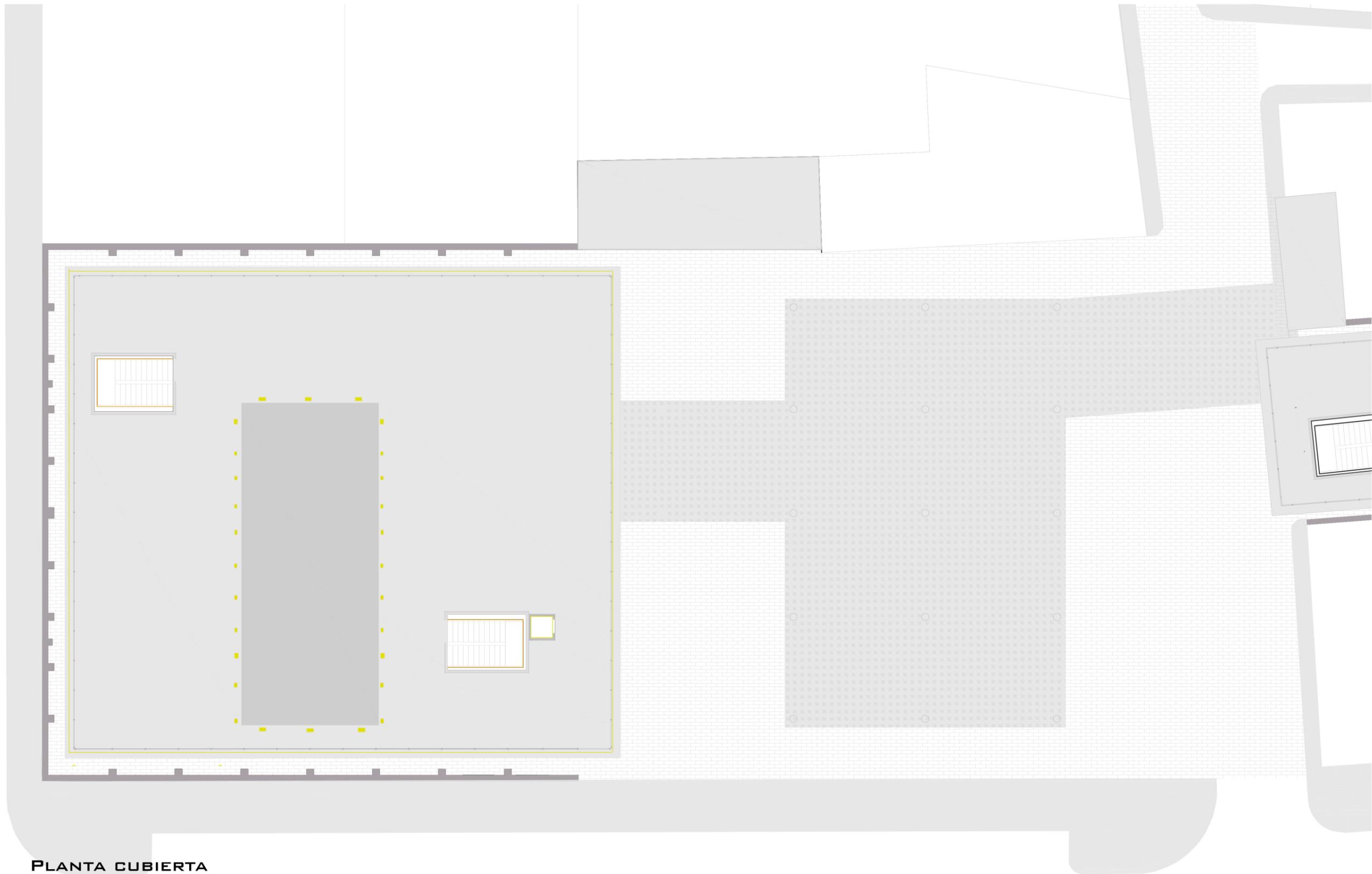
Dimensionamiento pieza de unión viga-vidrio



El encuentro entre viga y vidrio que encontramos en la fachada principal, se produce por medio de una pieza metálica diseñada para tal fin, soldada in situ a la viga, y que consiste en una placa de aluminio formada por dos planos paralelos entre los cuales se coloca un elastómero capaz de absorber las deformaciones producidas por la expansión y contracción del acero así como para amortiguar los cambios de posición del vidrio debidos a tales movimientos.

Dicha pieza, se sitúa entre los encuentros de los paños de vidrio a fin de facilitar el proceso de montaje de los mismos.



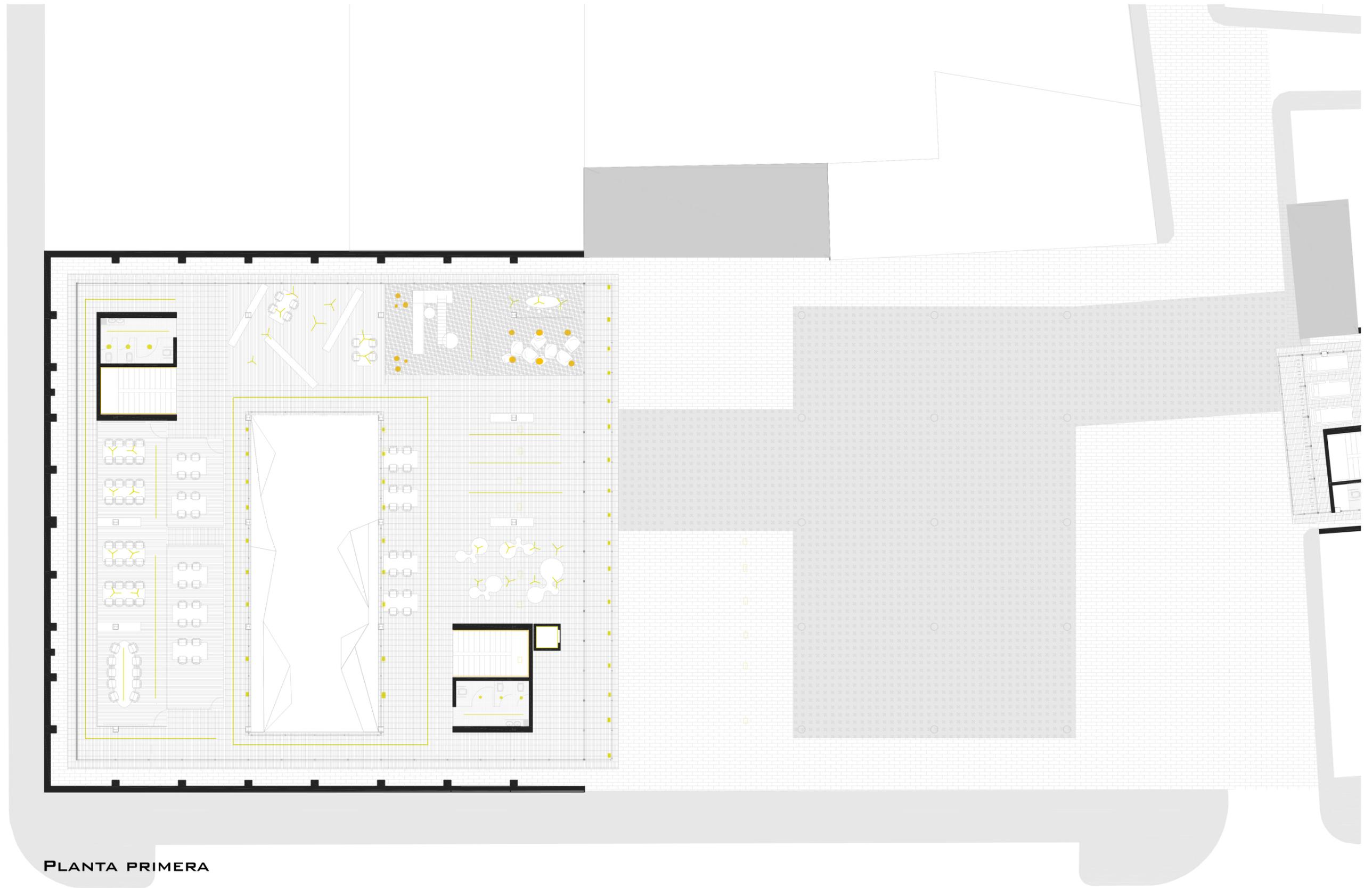


PLANTA CUBIERTA

— LUMINARIA EMPOTRADA PARED TUBO FLUORESCENTE

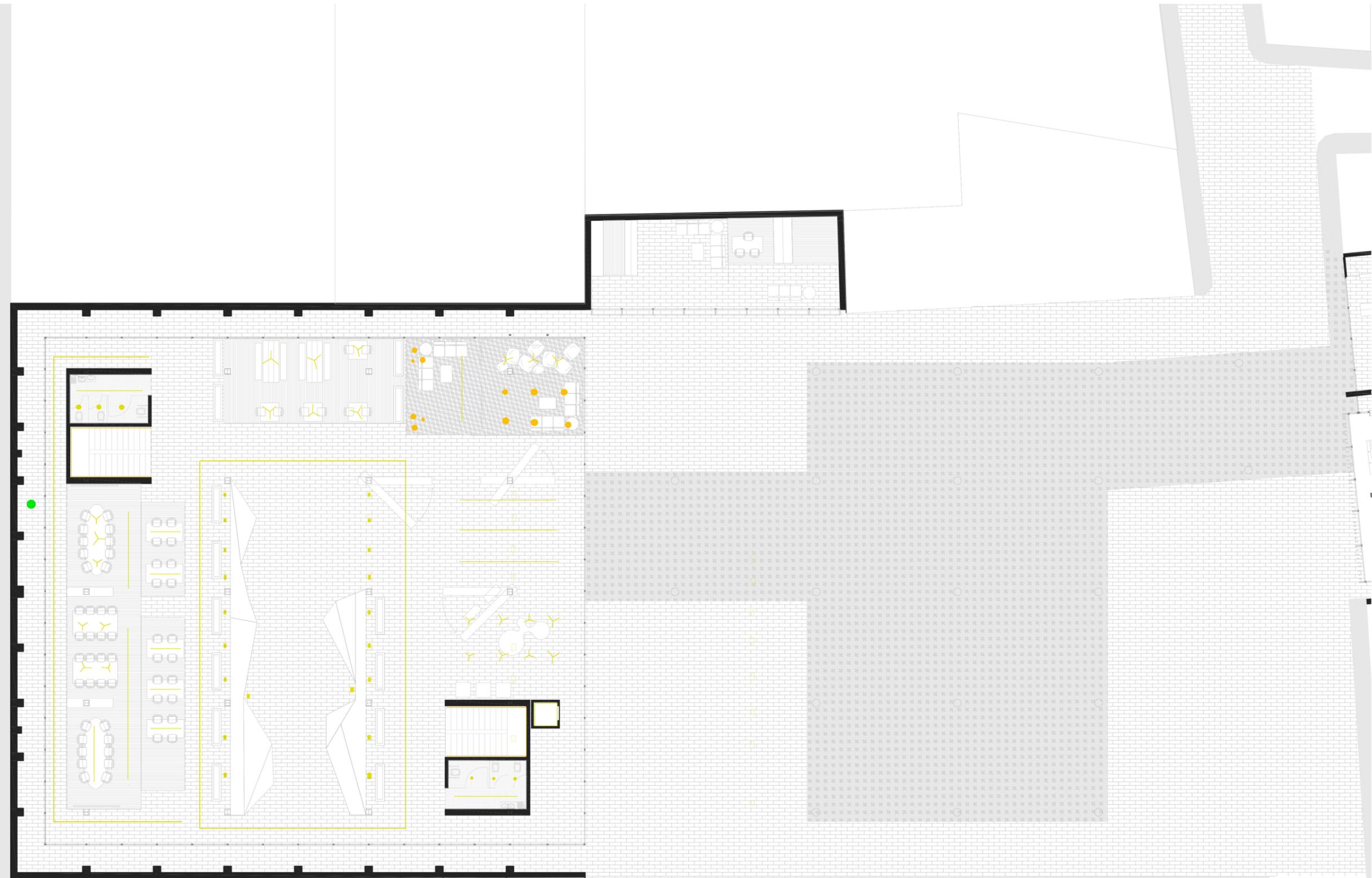
■ LUMINARIA EMPOTRADA EN SUELO

— LUMINARIA EMPOTRADA EN SUELO TUBO FLUORESCENTE



PLANTA PRIMERA

- LUMINARIA EMPOTRADA LED
 - LUMINARIA SUSPENDIDA BOLA LED
 - Y LUMINARIA SUSPENDIDA MODELO CEUTA
 - LUMINARIA SUSPENDIDA TUBO FLUORESCENTE
 - LUMINARIA EMPOTRADA EN SUELO
- LUMINARIA EMPOTRADA EN PARED TUBO FLUORESCENTE



PLANTA BAJA

● LUMINARIA EMPOTRADA LED

● LUMINARIA SUSPENDIDA BOLA LED

Y LUMINARIA SUSPENDIDA MODELO CEUTA

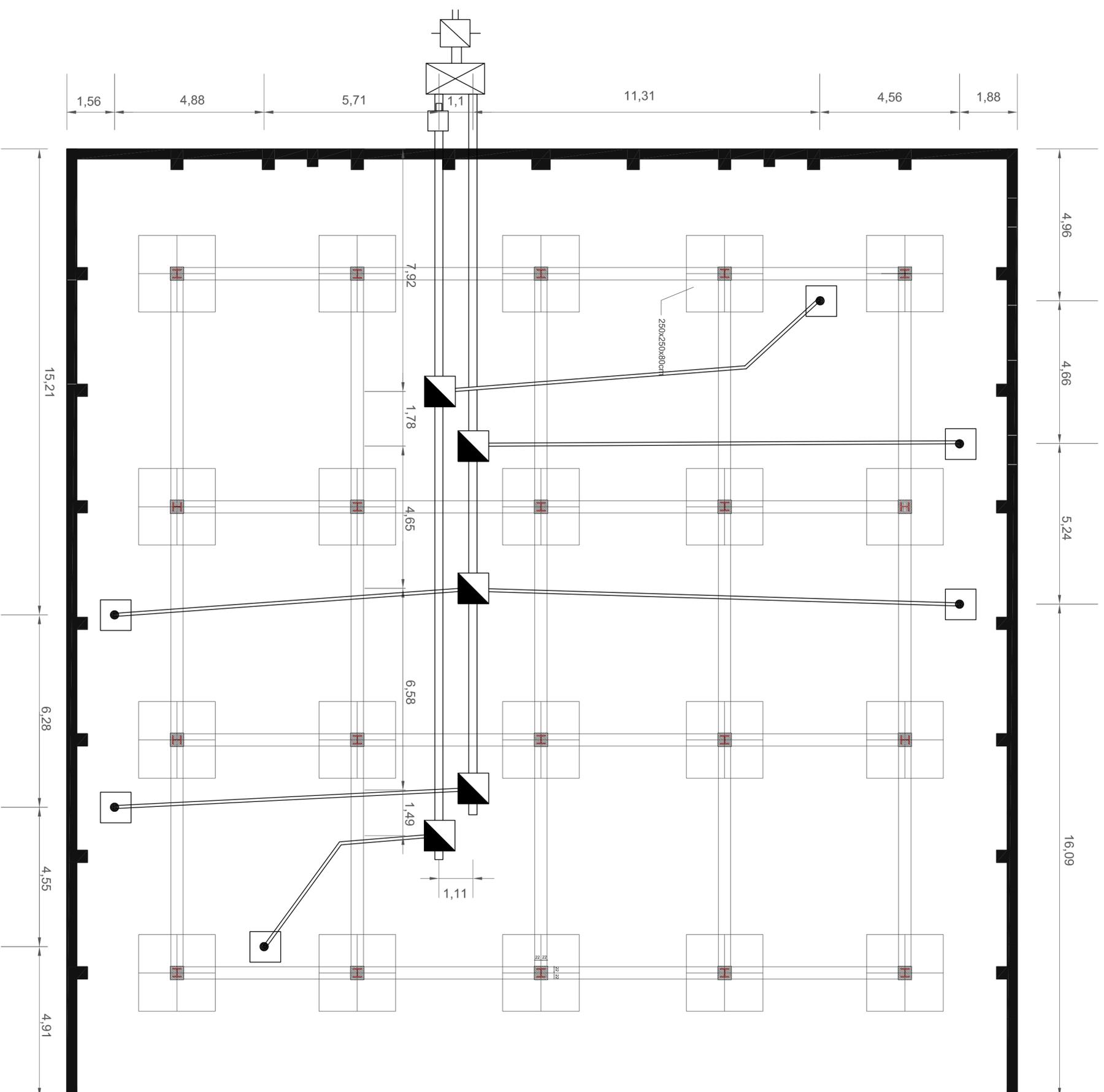
— LUMINARIA SUSPENDIDA TUBO FLUORESCENTE

■ LUMINARIA EMPOTRADA EN SUELO

— LUMINARIA EMPOTRADA PARED TUBO FLUORESCENTE

● MONTANTE INSTALACIÓN ELÉCTRICA

Sistema de evacuación



-  Arqueta
-  Pozo de registro
-  Bajante
-  Colector
-  Conexión con acometida
-  Separador de grasas

E: 1/100

EDIFICIO PARA ESPACIO DE CO-WORKING

NAYRA ROMERO

Proyecto Fin de Carrera.

Memoria de Cálculo de Estructura.

ÍNDICE

1.	INTRODUCCIÓN.....	4
1.1.	ANTECEDENTES.....	4
1.2.	DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO Y DE LAS SOLUCIONES ESTRUCTURALES ADOPTADAS.	4
2.	BASES DE CÁLCULO.	6
2.1.	NORMATIVA Y REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	6
2.1.1.	<i>Acciones</i>	6
2.1.2.	<i>Estructuras de hormigón</i>	6
2.1.3.	<i>Estructuras metálicas</i>	6
2.1.4.	<i>Cimentaciones</i>	6
2.1.5.	<i>De aplicación general</i>	6
2.2.	DESCRIPCIÓN DEL MODELO DE CÁLCULO.	6
3.	ACCIONES CONSIDERADAS.	8
3.1.	ACCIONES GRAVITATORIAS.	8
3.1.1.	<i>Peso propio</i>	8
3.1.2.	<i>Cargas permanentes</i>	8
3.1.3.	<i>Sobrecargas de uso</i>	8
3.2.	ACCIONES HORIZONTALES.....	8
3.2.1.	<i>Acciones eólicas</i>	8
3.2.2.	<i>Acciones sísmicas</i>	12
3.2.3.	<i>Acciones térmicas</i>	14
4.	BASES DE PROYECTO.	15
4.1.	COEFICIENTES DE MINORACIÓN DE LA RESISTENCIA DE LOS MATERIALES.....	15
4.2.	COEFICIENTES DE MAYORACIÓN DE ACCIONES.....	15
4.2.1.	<i>Estados Límite de Servicio (E.L.S)</i>	15
4.2.2.	<i>Estados Límite Últimos (E.L.U.)</i>	15
4.3.	COMBINACIÓN DE ACCIONES.	16
4.3.1.	<i>Estados Límites de Servicio (E.L.S)</i>	16
4.3.2.	<i>Estados Límites Últimos (E.L.U.)</i>	17
4.4.	CRITERIOS DE ACEPTACIÓN EN SERVICIO.....	17
4.4.1.	<i>Estado Límite de Deformaciones</i>	17
5.	MATERIALES.	19
5.1.	HORMIGONES.	19
5.1.1.	<i>Durabilidad</i>	19

5.2.	ACERO EN ARMADURAS PASIVAS.....	20
6.	COMBINACIONES DE CARGA	21
7.	VERIFICACIONES CORRESPONDIENTES AL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO	22
7.1.	DESPLAZAMIENTOS VERTICALES	22
7.2.	DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES	23
8.	VERIFICACIONES CORRESPONDIENTES AL ESTADO LÍMITE ÚLTIMO.....	25
8.1.	VIGAS ALVEOLARES.....	25
8.2.	PILARES.....	28
8.3.	PLACAS DE ANCLAJE	2
8.4.	UNIÓN VIGA ALVEOLAR.....	7
9.	CIMENTACIÓN.....	9
9.1.	ZAPATAS	9
9.2.	VIGAS DE ATADO.....	11
10.	FORJADO PLACA ALVEOLAR.....	12

1. INTRODUCCIÓN.

1.1. Antecedentes.

El presente documento corresponde al Proyecto Fin de Carrera de la Estructura de un edificio para espacio dedicado a co-working situado en el barrio del Cabañal (Valencia).

La presente memoria de cálculo tiene por objeto describir la tipología estructural, bases de cálculo y procesos empleados en el dimensionamiento de los diferentes elementos que componen la estructura resistente del edificio, así como de los elementos de cimentación del mismo.

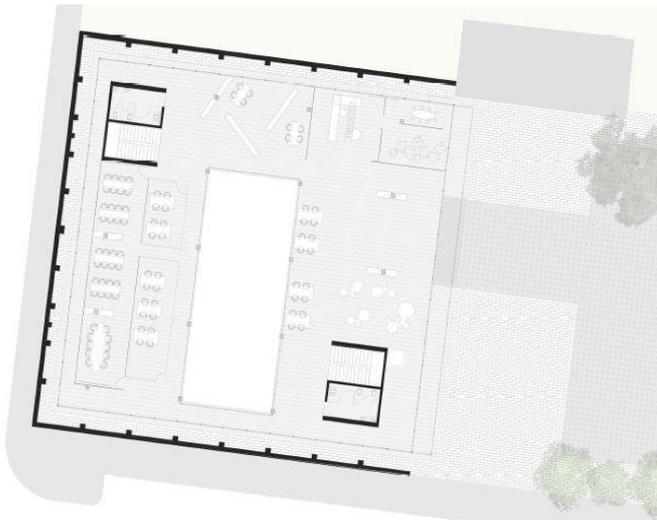
Se realiza primeramente una descripción del proyecto y, tras presentar las bases de cálculo adoptadas, se expone la metodología de análisis empleada para cada uno de los elementos estructurales así como los resultados del análisis que justifican la solución representada en los planos.

1.2. Descripción del Proyecto y de las Soluciones Estructurales Adoptadas.

El edificio objeto de este proyecto es un edificio para espacio de co-working ubicado en el barrio de El Cabañal (Valencia). El edificio consta de planta baja, planta primera y cubierta transitable pública, además de zonas de voladizo para terrazas ubicadas en la fachada principal del edificio.

Se trata de un edificio con una superficie en planta aproximada de 900 m², dispuestos sobre una geometría sensiblemente rectangular.

Se opta por utilizar estructura vista, a fin de recordar el anterior uso de fábrica del mismo, proporcionándole de esta forma el aspecto industrial propio de dicho uso. A la misma vez, se establece un rango en el uso de la materialidad, mediante la utilización de 3 escalas; estructura, envoltorio y mobiliario.



Planta General del Edificio

Los forjados se resuelven mediante placas alveolares siendo las vigas también alveolares obtenidas a partir de perfiles IPE.



Vista 3D del edificio.

La estructura vertical se resuelve mediante pilares de perfiles laminados HEB.

En cuanto a la cimentación, se diseñan zapatas aisladas.

2. BASES DE CÁLCULO.

2.1. Normativa y Referencias Bibliográficas.

Se relacionan a continuación las normas, instrucciones o reglamentos y recomendaciones de aplicación a esta estructura.

2.1.1. Acciones.

- CTE-DB-SE-AE Documento Básico. Seguridad estructural. Acciones en la edificación.
- NCSE-02 Norma de Construcción Sismorresistente.

2.1.2. Estructuras de hormigón.

- Instrucción EHE de hormigón estructural (2008).

2.1.3. Estructuras metálicas.

- CTE-DB-SE-A Documento Básico. Seguridad estructural. Acero

2.1.4. Cimentaciones.

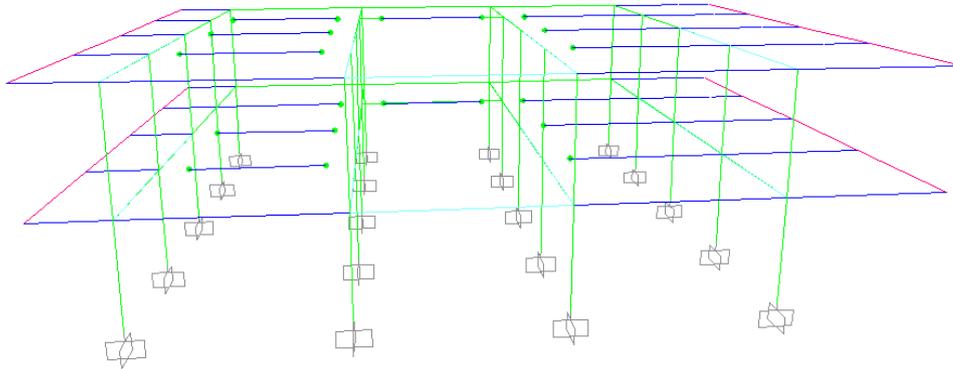
- CTE-DB-SE-C. Documento Básico. Seguridad Estructural. Cimientos.

2.1.5. De aplicación general.

- CTE-DB-SE. Seguridad Estructural.

2.2. Descripción del Modelo de Cálculo.

Se ha realizado un modelo 3D de elementos finitos con ayuda del programa SAP2000 para el análisis estructural de los elementos.



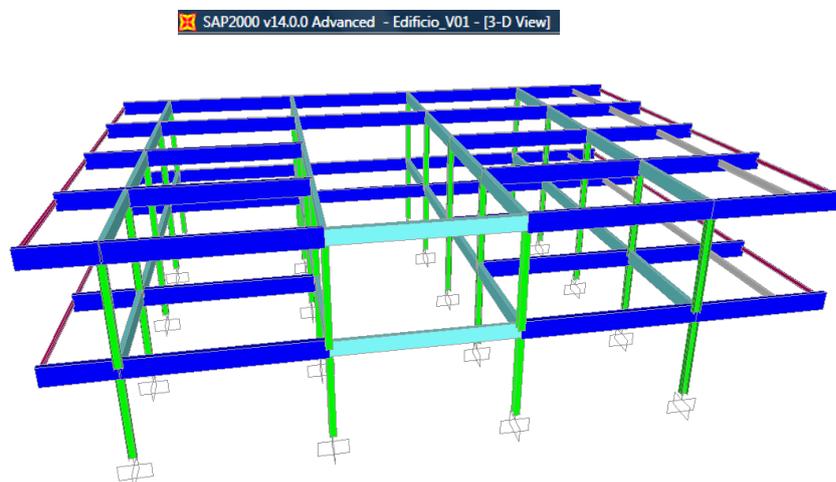
Se han modelizado las vigas y pilares como elementos tipo *frame* y se han dispuesto elementos tipo *shell* con *constraints* en sus lados con el objeto de modelizar la rigidez horizontal que el forjado proporciona a la estructura frente a acciones horizontales.

En la zona de voladizo de 6m se han empotrado las vigas que continúan del voladizo para obtener un efecto palanca y crear un reparto de momentos más efectivo transmitido por la zona de voladizo. Así, estas vigas se llevarán gran parte de este momento en el nudo empotrado descargando a los pilares que la soportan.

Se han creado elementos sin rigidez a lo largo de los voladizos de 6m para introducir en ellos la carga de los elementos de cerramiento de vidrio.

Se han dispuesto los pilares empotrados en arranques y las vigas de forjado biarticuladas excepto las que soportan el voladizo de 6m como se ha comentado previamente.

A continuación se muestra una vista extruida de la estructura. A pesar de que el programa no muestra los alveolos de las vigas alveolares, éstas se han introducido con las características mecánicas correspondientes.



3. ACCIONES CONSIDERADAS.

3.1. Acciones Gravitatorias.

3.1.1. Peso propio.

Para la estimación del peso propio de la estructura de acero se ha supuesto un peso específico de 7850 kg/m^3 .

3.1.2. Cargas permanentes.

- | | |
|--|------------------------|
| ➤ <i>Peso propio forjado alveolar:</i> | 2,40 kN/m ² |
| ➤ <i>Carga muerta (solados, tabiquería):</i> | 2,50 kN/m ² |

Se ha considerado asimismo una carga lineal de 1,7 kN/m correspondiente al cerramiento de vidrio dispuesto en todo el perímetro del edificio considerado de espesor 15mm.

3.1.3. Sobrecargas de uso.

- | | |
|--|------------------------|
| ➤ <i>PB y Planta 1ª, categoría C1 (Zona con mesas y sillas):</i> | 3,00 kN/m ² |
| ➤ <i>Cubierta transitable de uso público:</i> | 3,00 kN/m ² |
| ➤ <i>Nieve:</i> | 1.00 kN/m ² |

3.2. Acciones Horizontales.

3.2.1. Acciones eólicas.

Se han considerado las acciones de viento teniendo en cuenta que el proyecto se ubica en la zona eólica A (Valencia), con una presión dinámica básica del viento de 0.42 kN/m^2 .

Se han estudiado asimismo todas las presiones y succiones sobre las superficies de acuerdo a los coeficientes de presión estipulados en el DB-SE-A.

El valor básico de la velocidad del viento corresponde al valor característico de la velocidad media del viento a lo largo de un período de 10 minutos. El valor característico de la velocidad del viento mencionada queda definido como aquel valor cuya probabilidad anual de ser sobrepasado es de 0,02 (período de retorno de 50 años).

La acción del viento o presión estática que puede expresarse según se recoge en el apartado 3.3.2 de CTE-DB-SE-AE mediante la siguiente expresión:

$$q_e = q_b * C_e * C_p$$

q_b = Presión dinámica del viento, obtenida según Anejo D en función del emplazamiento de la obra.

C_e = Coeficiente de exposición según 3.3.3

C_p = Coeficiente eólico o de presión o succión. Su valor se establece según 3.3.4 y 3.3.5

1. Cálculo del Coeficiente de Exposición C_e

El coeficiente de exposición C_e tiene en cuenta los efectos de las turbulencias causada por el relieve y la topografía del entorno.

Los valores del coeficiente de exposición C_e se recogen en la Tabla 3.4:

Tabla 3.4. Valores del coeficiente de exposición c_e

Grado de aspereza del entorno	Altura del punto considerado (m)							
	3	6	9	12	15	18	24	30
I Borde del mar o de un lago, con una superficie de agua en la dirección del viento de al menos 5 km de longitud	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,3	3,5
II Terreno rural llano sin obstáculos ni arbolado de importancia	2,1	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,3	3,5
III Zona rural accidentada o llana con algunos obstáculos aislados, como árboles o construcciones pequeñas	1,6	2,0	2,3	2,5	2,6	2,7	2,9	3,1
IV Zona urbana en general, industrial o forestal	1,3	1,4	1,7	1,9	2,1	2,2	2,4	2,6
V Centro de negocio de grandes ciudades, con profusión de edificios en altura	1,2	1,2	1,2	1,4	1,5	1,6	1,9	2,0

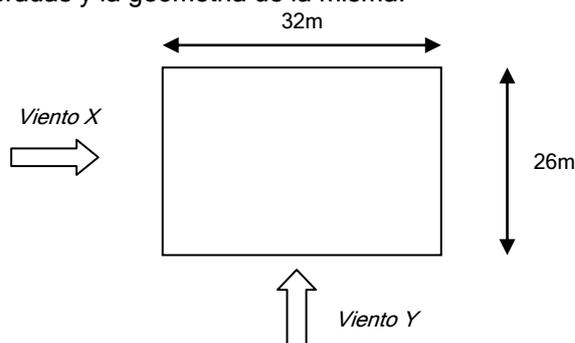
- Altura del edificio: 8.6m

- Grado de aspereza: IV

Interpolando -> $C_e = 1.66$

2. Cálculo de los coeficientes de presión y succión C_p

Se establece el cálculo separando la acción del viento en dos direcciones perpendiculares (X e Y). Se muestra a continuación una planta de la estructura con las dos direcciones de viento consideradas y la geometría de la misma.



VIENTO X

Se calculan los coeficientes Cp en función de la Tabla 3.5:

Tabla 3.5. Coeficiente eólico en edificios de pisos

	Esbeltez en el plano paralelo al viento					
	< 0,25	0,50	0,75	1,00	1,25	≥ 5,00
Coeficiente eólico de presión, Cp	0,7	0,7	0,8	0,8	0,8	0,8
Coeficiente eólico de succión, Cs	-0,3	-0,4	-0,4	-0,5	-0,6	-0,7

Esbeltez de la estructura en el plano paralelo al viento=32/26=1.23≈1.25

Cp=0.8

Cs=-0.6

VIENTO Y

Se calculan los coeficientes Cp en función de la Tabla 3.5:

Tabla 3.5. Coeficiente eólico en edificios de pisos

	Esbeltez en el plano paralelo al viento					
	< 0,25	0,50	0,75	1,00	1,25	≥ 5,00
Coeficiente eólico de presión, Cp	0,7	0,7	0,8	0,8	0,8	0,8
Coeficiente eólico de succión, Cs	-0,3	-0,4	-0,4	-0,5	-0,6	-0,7

Esbeltez de la estructura en el plano paralelo al viento=26/32=0.81

Interpolando:

Cp=0.8

Cs=0.424

3. Presiones de Viento

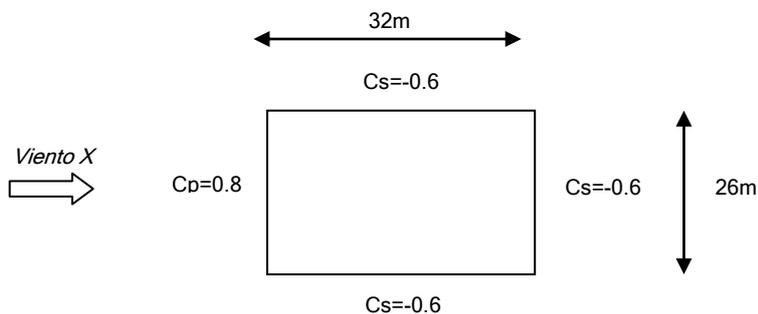
VIENTO X

qb=0.42 kN/m2

Ce=1.66

Cp=0.8

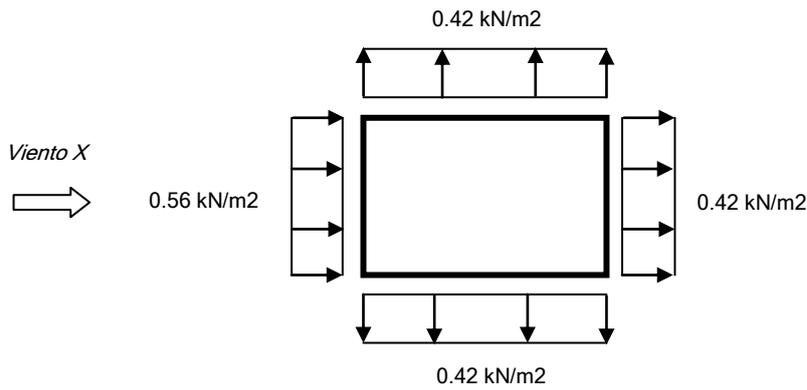
Cs=-0.6



Cálculo de la presión de viento en cada paramento:

Presión -> $q_e = q_b * C_e * C_p = 0.42 * 1.66 * 0.8 = 0.56 \text{ kN/m}^2$

Succión -> $q_e = q_b * C_e * C_p = 0.42 * 1.66 * 0.6 = 0.42 \text{ kN/m}^2$



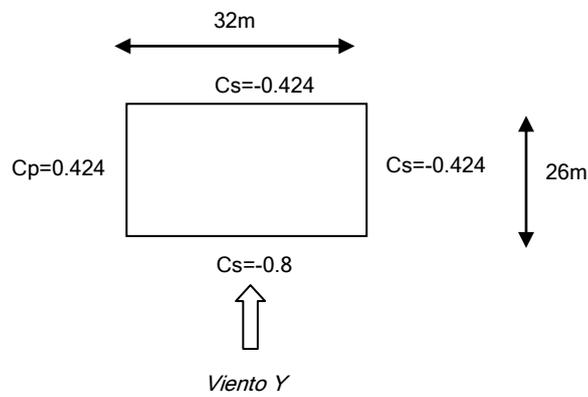
VIENTO Y

$q_b = 0.42 \text{ kN/m}^2$

$C_e = 1.66$

$C_p = 0.8$

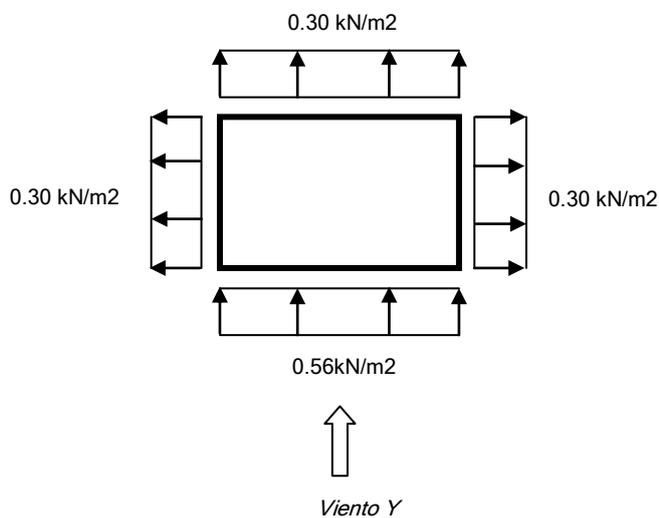
$C_s = -0.6$



Cálculo de la presión de viento en cada paramento:

Presión $\rightarrow q_e = q_b \cdot C_e \cdot C_p = 0.42 \cdot 1.66 \cdot 0.8 = 0.56 \text{ kN/m}^2$

Succión $\rightarrow q_e = q_b \cdot C_e \cdot C_p = 0.42 \cdot 1.66 \cdot 0.424 = 0.30 \text{ kN/m}^2$



3.2.2. Acciones sísmicas

La Norma de Construcción Sismorresistente NCSE-02 establece un espectro normalizado de respuesta elástica en la superficie libre del terreno (Figura 2.2), para aceleraciones horizontales, correspondiente a un oscilador lineal simple con un amortiguamiento de referencia del 5% respecto al crítico (Apartado 2.3 NCSE-02), con los valores siguientes:

$$\begin{array}{ll} \text{Si } T < T_A & \alpha(T) = 1 + 1,5 \cdot T/T_A \\ \text{Si } T_A \leq T \leq T_B & \alpha(T) = 2,5 \\ \text{Si } T > T_B & \alpha(T) = K \cdot C/T \end{array}$$

siendo:

- $\alpha(T)$: Valor del espectro normalizado de respuesta elástica.
- T : Período propio del oscilador en segundos.
- K : Coeficiente de contribución, referido en 2.1.
- C : Coeficiente del terreno, que tiene en cuenta las características geotécnicas del terreno de cimentación y se detalla en el apartado 2.4.
- T_A, T_B : Períodos característicos del espectro de respuesta, de valores:

$$T_A = K \cdot C/10$$

$$T_B = K \cdot C/2,5$$

Espectro de respuesta elástica:

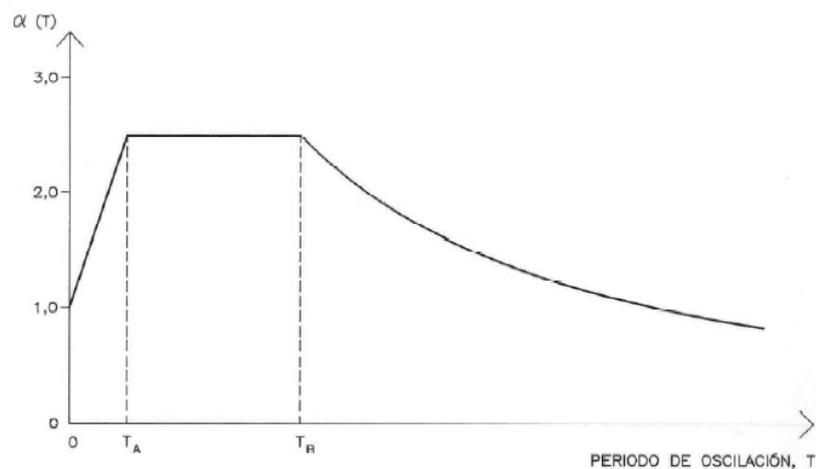


Figura 2.2. - Espectro de respuesta elástica.

La aceleración de cálculo en el terreno (a_c) a considerar en el estudio sísmico para la estructura en servicio adopta la expresión:

$$a_c = S \cdot \rho \cdot a_b$$

Siendo:

S : Coeficiente de amplificación del terreno.

ρ : Coeficiente adimensional de riesgo, función de la probabilidad aceptable de que se exceda a_c en el período de vida para el que se proyecta la construcción.

a_b : Aceleración sísmica básica.

Según la "Norma de Construcción Sismorresistente NCSE-02", puede considerarse la edificación como de importancia normal. Por tanto el coeficiente adimensional de riesgo " ρ " toma el de valor 1.0.

En el mapa de "Peligrosidad sísmica" la zona en la que se encuentra el edificio (ciudad de Valencia) tiene una aceleración sísmica básica de 0,06 g y un coeficiente de contribución $K=1$.

El coeficiente de suelo "C" depende de las características geotécnicas del terreno de cimentación. En este caso, suponemos un tipo de terreno III (suelo granular de compacidad media, o suelo cohesivo de consistencia firme a muy firme). El valor de C se obtiene de la Tabla 2.1 de la NCSE-02 :

Tabla 2.1
COEFICIENTES DEL TERRENO

TIPO DE TERRENO	COEFICIENTE C
I	1,0
II	1,3
III	1,6
IV	2,0

$$C=1.6$$

El valor del coeficiente de amplificación del terreno S toma los siguientes valores:

$$\text{Para } \rho \cdot a_b \leq 0,1 \text{ g} \quad S = \frac{C}{1,25}$$

$$\text{Para } 0,1\text{g} < \rho \cdot a_b < 0,4 \text{ g} \quad S = \frac{C}{1,25} + 3,33 \left(\rho \cdot \frac{a_b}{g} - 0,1 \right) \left(1 - \frac{C}{1,25} \right)$$

$$\text{Para } 0,4 \text{ g} \leq \rho \cdot a_b \quad S = 1,0$$

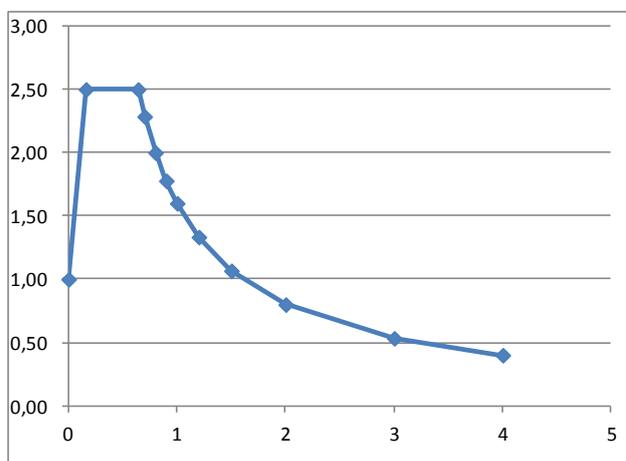
De acuerdo a la tipología de la estructura se resuelve calcular los esfuerzos sísmicos adoptando una ductilidad $\mu = 2$ (ductilidad media).

Tabla 3.1.
VALORES DEL COEFICIENTE DE RESPUESTA β

TIPO DE ESTRUCTURA	COMPARTIMENTACIÓN DE LAS PLANTAS	Ω (%)	COEFICIENTE DE COMPORTAMIENTO POR DUCTILIDAD			SIN DUCTILIDAD ($\mu = 1$)
			$\mu = 4$	$\mu = 3$	$\mu = 2$	
HORMIGÓN ARMADO O ACERO LAMINADO	Diáfana	4	0,27	0,36	0,55	1,09
	Compartimentada	5	0,25	0,33	0,50	1,00
MUROS Y TIPOS SIMILARES	Compartimentada	6	-	-	0,46	0,93

La siguiente tabla recoge los datos y valores calculados así como el espectro de respuesta a adoptar en el diseño:

TA	0,16
TB	0,64
C	1,6
S	1,28
ρ	1
ab	0,06 g
K	1
β	0,5



Las solicitaciones obtenidas de los resultados del análisis en cada dirección se combinan con el 30% de los de la otra.

A los efectos de los cálculos de las solicitaciones debidas al sismo se consideran las masas correspondientes a la propia estructura, las masas permanentes, y el 60% de las masas correspondientes a sobrecargas según NCSE-02 (Apartado 3.2).

3.2.3. Acciones térmicas.

Dadas las dimensiones del edificio, no ha sido necesario contemplar los efectos de las acciones térmicas en el análisis estructural del edificio.

4. BASES DE PROYECTO.

4.1. Coeficientes de Minoración de la Resistencia de los Materiales.

Para los materiales se han adoptado los siguientes coeficientes:

- Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón $\gamma_c=1,50$
- Coeficiente de minoración de la resistencia del acero pasivo $\gamma_s=1,15$
- Coeficiente de minoración de la resistencia del acero estructural $\gamma_s=1,05$

4.2. Coeficientes de Mayoración de Acciones.

Con carácter general se consideran los criterios especificados en la Instrucción EHE y en el Documento Básico de Seguridad Estructural del Código Técnico de la Edificación.

4.2.1. Estados Límite de Servicio (E.L.S)

Para los coeficientes parciales de seguridad se tomarán los siguientes valores:

CONCEPTO	SITUACIONES PERSISTENTES O TRANSITORIAS	
	EFEECTO FAVORABLE	EFEECTO DESFAVORABLE
Acciones permanentes	$\gamma_G = 1.00$	$\gamma_G = 1.00$
Acciones variables	$\gamma_Q = 0.00$	$\gamma_Q = 1.00$
Empujes del terreno	$\gamma_{Q^*} = 1.00$	$\gamma_{Q^*} = 1.00$

4.2.2. Estados Límite Últimos (E.L.U.)

Para los coeficientes parciales de seguridad se tomarán los siguientes valores:

CONCEPTO	SITUACIONES PERSISTENTES O TRANSITORIAS	
	EFEECTO FAVORABLE	EFEECTO DESFAVORABLE
Acciones permanentes	$\gamma_G = 1.00$	$\gamma_G = 1.35$
Acciones variables	$\gamma_Q = 0.00$	$\gamma_Q = 1.50$
Empujes del terreno	$\gamma_{Q^*} = 1.00$	$\gamma_{Q^*} = 1.50$

4.3. Combinación de Acciones.

4.3.1. Estados Límites de Servicio (E.L.S.)

Según se recoge en el artículo 4.2.2 del Documento Básico DB-SE “Seguridad Estructural”, las combinaciones de acciones se definirán de acuerdo a los siguientes criterios:

Combinación poco probable:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} \cdot G_{k,j}^* + \gamma_P \cdot P_K + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Combinación frecuente:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} \cdot G_{k,j}^* + \gamma_P \cdot P_K + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Combinación cuasipermanente:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} \cdot G_{k,j}^* + \gamma_P \cdot P_K + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Donde:

- $G_{k,j}$: Valor característico de las acciones permanentes.
- $G_{k,j}^*$: Valor característico de las acciones permanentes de valor no constante.
- P_K : Valor característico de la acción del pretensado.
- $Q_{k,1}$: Valor característico de la acción variable determinante.
- $\psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$: Valor representativo de combinación de las acciones variables concomitantes.
- $\psi_{1,1} \cdot Q_{k,1}$: Valor representativo frecuente de la acción variable determinante.
- $\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$: Valores representativos cuasipermanentes de las acciones variables con la acción determinante o con la acción accidental.

El valor adoptado para los coeficientes de simultaneidad en el presente proyecto es el siguiente:

TIPO DE CARGA	COEFICIENTES DE SIMULTANEIDAD		
	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
SCU	0.70	0.70	0.60
Viento	0.60	0.50	0.00

4.3.2. Estados Límites Últimos (E.L.U.)

Como en el caso anterior las combinaciones de hipótesis consideradas en el proyecto corresponden al DB-SE y se detallan a continuación:

Situaciones permanentes o transitorias:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} \cdot G_{k,j}^* + \gamma_P \cdot P_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Situaciones accidentales:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} \cdot G_{k,j}^* + \gamma_P \cdot P_k + \gamma_A \cdot A_k + \gamma_{Q,1} \cdot \Psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Donde:

- $G_{k,j}$: Valor característico de las acciones permanentes.
- $G_{k,j}^*$: Valor característico de las acciones permanentes de valor no constante.
- P_k : Valor característico de la acción del pretensado.
- $Q_{k,1}$: Valor característico de la acción variable determinante.
- $\Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$: Valor representativo de combinación de las acciones variables concomitantes.
- $\Psi_{1,1} \cdot Q_{k,1}$: Valor representativo frecuente de la acción variable determinante.
- $\Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$: Valores representativos cuasipermanentes de las acciones variables con la acción determinante o con la acción accidental.
- A_k : Valor característico de la acción accidental.

4.4. Criterios de Aceptación en Servicio.

4.4.1. Estado Límite de Deformaciones.

4.4.1.1. Desplazamientos verticales.

El estado límite de deformación se satisface si los movimientos (flechas y giros) en la estructura son menores que unos valores límite máximos.

La flecha activa respecto a un elemento dañable es la flecha total menos la que ya se ha producido en el instante en el que se construye el elemento. La flecha total a plazo infinito está constituida por la flecha instantánea producida por todas las cargas más la flecha diferida debida a las cargas permanentes y cuasipermanentes a partir de su acción.

Para evitar la fisuración de tabiquerías, el valor máximo de la flecha activa, para cualquier combinación de acciones característica debe limitarse a $L/400$.

Para la combinación de acciones cuasipermanente, el valor máximo de la flecha total a tiempo infinito no debe superar $L/300$.

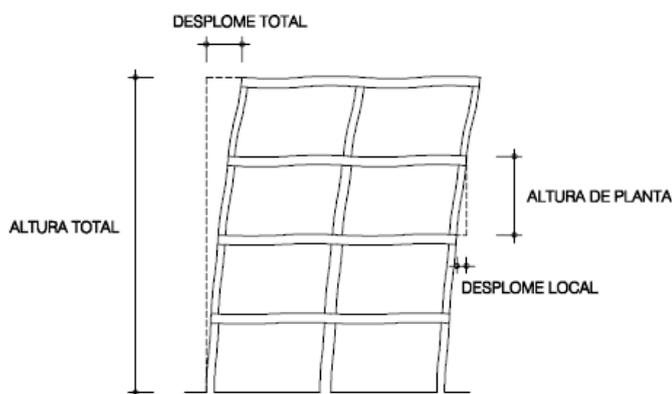
Las condiciones anteriores deben verificarse entre dos puntos cualesquiera de la planta, tomando como luz el doble de la distancia entre ellos.

4.4.1.2. Desplazamientos horizontales.

Para considerar la integridad de los elementos constructivos, susceptibles de ser dañados por desplazamientos horizontales, tales como tabiques o fachadas rígidas, se admite que la estructura global tiene suficiente rigidez lateral, si ante cualquier combinación de acciones característica, el desplome es menor de:

- Desplome total: $1/500$ de la altura total del edificio;
- Desplome local: $1/250$ de la altura de la planta, en cualquiera de ellas.

Cuando se considere la apariencia de la obra, se admite que la estructura global tiene suficiente rigidez lateral, si ante cualquier combinación de acciones casi permanente, el desplome relativo es menor que $1/250$.



5. MATERIALES.

5.1. Hormigones.

Los hormigones a emplear en la estructura del proyecto tendrán las siguientes características:

- Hormigón de limpieza y nivelación: HM-15
- Hormigón en zapatas HA-30/B/20/IIa

Según la vigente Instrucción EHE, la tipificación del hormigón tiene el significado siguiente:

- *HA*: Hormigón armado;
- *30*: Resistencia característica en N/mm²;
- *B*: Consistencia blanda;
- *20*: Tamaño máximo del árido;
- *IIa, IIb*: Clase de exposición en la que se considera la estructura (tabla 8.2.2 de EHE),

5.1.1. Durabilidad.

5.1.1.1. Consideraciones generales.

En cualquier caso, y en lo que al hormigón respecta, se debe resaltar que las prescripciones de la Instrucción EHE se deben orientar a asegurar que:

- Se dosifique el hormigón con una mínima cantidad de cemento.
- Se emplee una relación agua/cemento que no supere los máximos indicados (ambas cuestiones se definen en las tablas 37.3.2.a y 37.3.2.b de la instrucción EHE-08);
- En el caso particular de esta estructura:

Tipo de Ambiente	Máxima relación agua cemento a/c	Mínimo contenido de cemento (kg/m ³)
IIa	0.60	275
IIb	0.55	300

- Se disponen separadores para garantizar que los recubrimientos son al menos los consignados en los planos (como se indica en el artículo 66.2).
- Se efectúan una correcta puesta en obra del hormigón y un curado suficiente (artículos 70º a 75º).

Todo ello se refleja oportunamente en los planos, al igual que el recubrimiento nominal consignado de las armaduras.

5.1.1.2. Recubrimientos.

En base a las clases de exposición mencionadas, se deberá de verificar que cualquier armadura pasiva (incluso estribos) cumpla que la distancia entre la superficie exterior de la armadura y la superficie del hormigón más cercana, sea igual o superior al valor: $r_{nom} = r_{min} + \Delta r$

r_{nom} : Recubrimiento nominal que depende de la clase de exposición e incluye un margen de tolerancia durante su colocación en función del nivel de control de ejecución. Este valor es el que debe definirse en proyecto.

r_{min} : Recubrimiento mínimo según tipo de ambiente (EHE Art. 37.2.4)

Δr : Margen de recubrimiento según el nivel de control de ejecución (en mm):10 mm para el tipo de hormigón a ejecutar en este proyecto.

En base a los conceptos anteriormente definidos, se indican a continuación los valores a adoptar para el recubrimiento nominal en función de la resistencia del hormigón, clase de exposición y tipo de elemento estructural:

- Todos los paramentos:30 mm.

Para la adopción de los recubrimientos indicados se ha estimado una vida útil del proyecto de 50 años (s/EHE).

5.2. Acero en Armaduras Pasivas.

El tipo de acero a emplear en las armaduras pasivas, salvo especificación en contra en los planos, será del tipo B 500 S, con un límite elástico de 500 N/mm².

El tipo de acero estructural es S 355.

6. COMBINACIONES DE CARGA

Las combinaciones de carga adoptadas para el presente proyecto, tanto para Estado Límite Último como para Estado Límite de Servicio, se muestran a continuación:

	Descripción	CASOS DE CARGA	COMBINACIONES DE CARGA EN ESTADO LÍMITE ÚLTIMO														
			ELU 1	ELU 2	ELU 3	ELU 4	ELU 5	ELU 6	ELU 7	ELU 8	ELU 9	ELU 10	ELU 11	ELU 12	ELU 13	ELU 14	ELU 15
GRAVITATORIAS	Peso Propio estructura acero	DEAD	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
	Peso Propio forjado alveolar	PP_FORJ	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
	Carga Muerta (solados, tabiquería)	CM	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
	Peso propio cerramiento vidrio	CERRAM_VIDRIO	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
	Sobrecarga	SC	1,5	1,5		0,7	0,7	1,05	1,05								
	Sobrecarga sólo en voladizo	SC_VOLADIZO												1,5	1,5		1,5
	Nieve	NIEVE			1,5												1,5
VIENTO	Viento X	VIENTO_X	0,6			1,5				0,75		0,75		0,6			
	Viento y	VIENTO_Y		0,6			1,5				0,75		0,75			0,6	
SISMO	Sismo X	SISMO_X						1	0,3	1	1	0,3	0,3				
	Sismo Y	SISMO_Y						0,3	1	0,3	0,3	1	1				

	Descripción	CASOS DE CARGA	COMBINACIONES DE CARGA EN ESTADO LÍMITE DE SERVICIO											
			ELS 1	ELS 2	ELS 3	ELS 4	ELS 5	ELS 6	ELS 7	ELS 8	ELS 9	ESL CUASIP		
GRAVITATORIAS	Peso Propio estructura acero	DEAD	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
	Peso Propio forjado alveolar	PP_FORJ	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
	Carga Muerta (solados, tabiquería)	CM	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
	Peso propio cerramiento vidrio	CERRAM_VIDRIO	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0,6
	Sobrecarga	SC	1	1		0,7	0,7							1
	Sobrecarga sólo en voladizo	SC_VOLADIZO												
	Nieve	NIEVE			1									
VIENTO	Viento X	VIENTO_X	0,6			1		1						
	Viento y	VIENTO_Y		0,6			1			1				
SISMO	Sismo X	SISMO_X							1					
	Sismo Y	SISMO_Y									1			

7. VERIFICACIONES CORRESPONDIENTES AL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

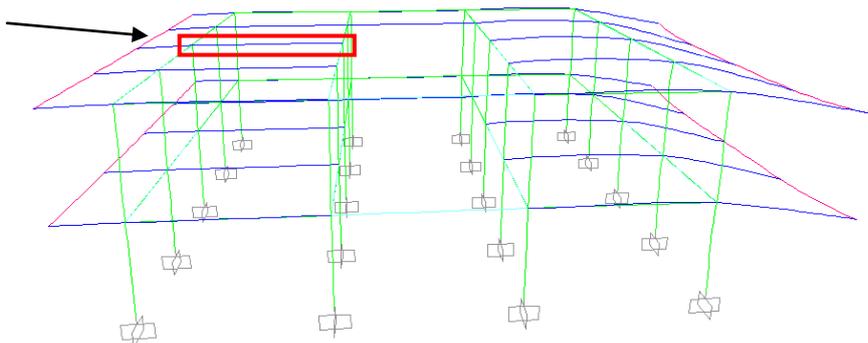
7.1. Desplazamientos verticales

Se efectúa la comprobación de flecha tanto en las vigas biapoyadas de forjado como en los voladizos de 6m.

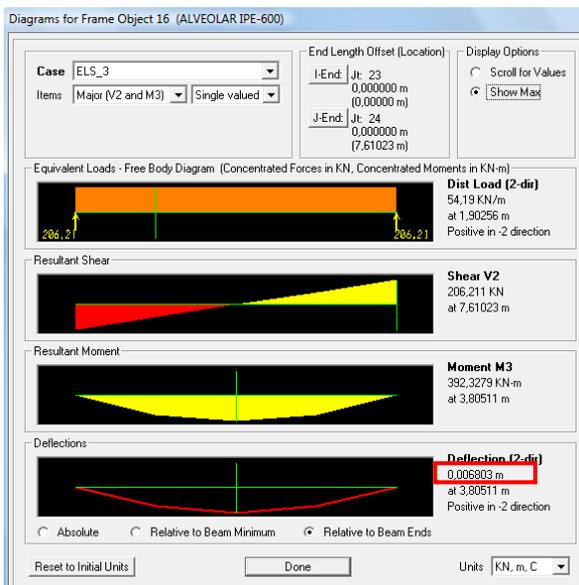
Vigas biapoyadas

A partir de un tanteo previo con ayuda del modelo de cálculo se obtiene la barra más desfavorable y la combinación pésima para el cálculo de desplazamientos verticales, que se corresponde con la combinación ELS_3. La figura siguiente muestra la deformada para la combinación ELS_3:

Viga de forjado con mayor flecha



Desplazamiento máximo vertical:

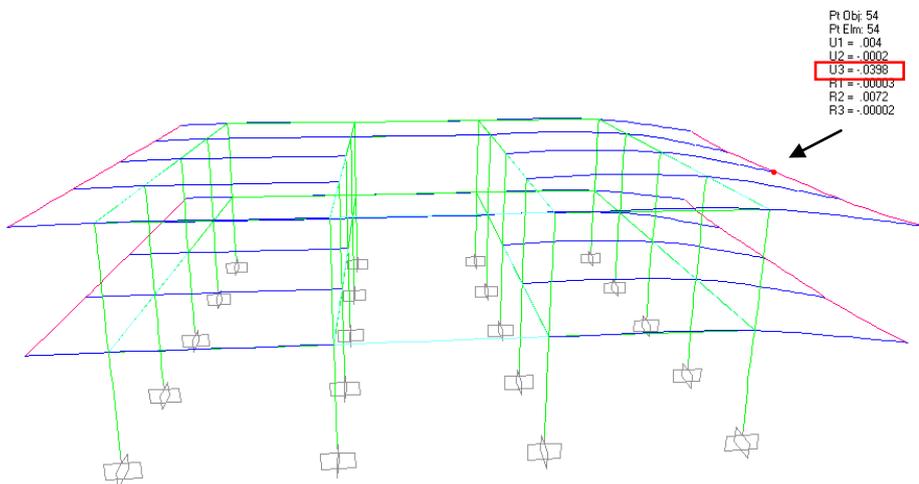


Flecha máxima = 6,8 mm

Límite flecha=L/400=7600/400=19mm > 6,8mm-> OK

Vigas voladizo

A partir de un tanteo previo con ayuda del modelo de cálculo se obtiene la barra más desfavorable para la combinación cuasipermanente. La figura siguiente muestra la deformada para la combinación combinación cuasipermanente:



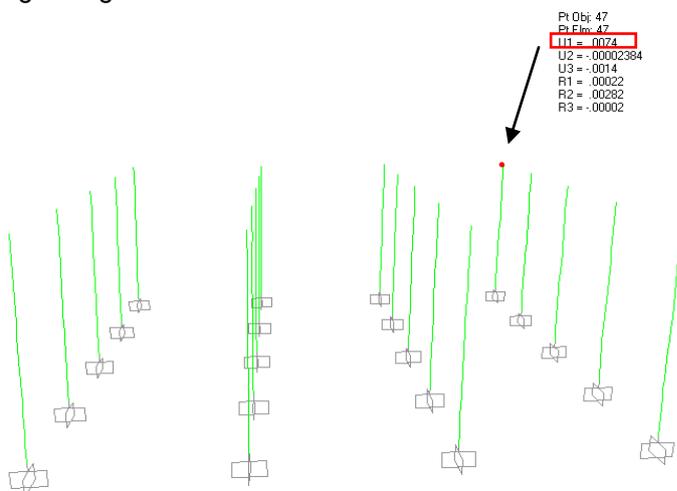
Flecha máxima= 39,8mm

Límite de flecha en un voladizo= $2L/300=(2*6000)/300=40\text{mm} > 39,8\text{mm} \rightarrow \text{OK}$

7.2. Desplazamientos horizontales

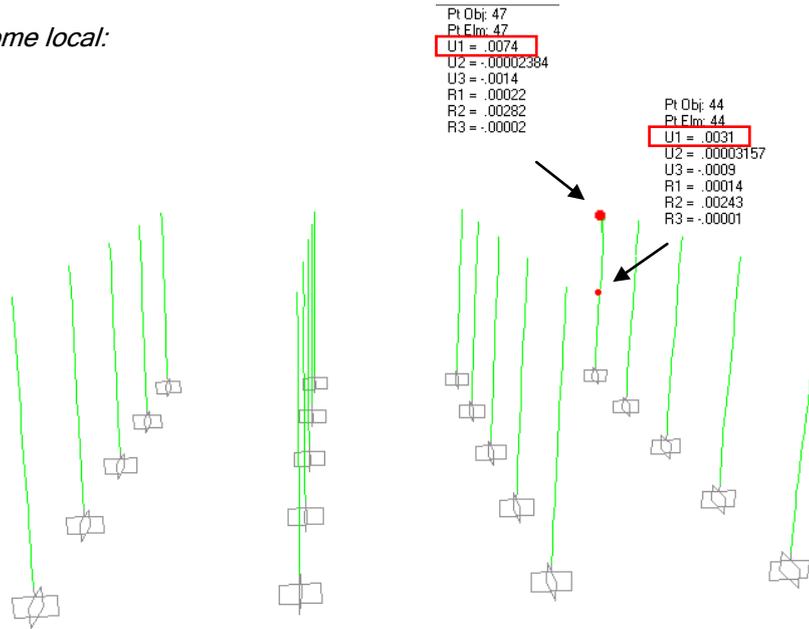
Desplome total:

El desplome máximo se da para la combinación ELS_4, con un valor de 7,4mm como se muestra en la figura siguiente:



Límite desplome= $H/500=8600/500=17,2\text{mm} > 7,4\text{mm} \rightarrow \text{OK}$

Desplome local:



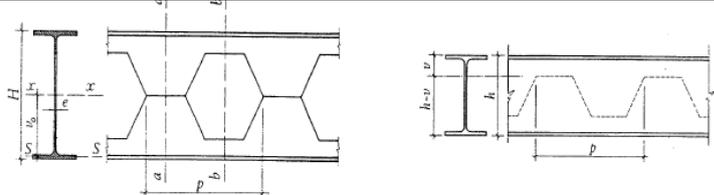
Máximo desplome local=7,4-3,1=4,3mm

Límite desplome local=H/250=4600/250=18,4mm > 4,3mm -> OK

8. VERIFICACIONES CORRESPONDIENTES AL ESTADO LÍMITE ÚLTIMO

8.1. Vigas Alveolares

Se disponen vigas alveolares formadas a partir de un IPE-600 cuya geometría y propiedades mecánicas se muestran a continuación:



Un perfil IPE con aligeramientos hexagonales.

IPE	H mm	e mm	v mm	p mm	P kg/m	I _{yo} cm ⁴	W _{yo} cm ³	Semisección por el aligeramiento máximo			v _e mm
								A _e cm ²	W _{ye} cm ³	I _{ye} cm ⁴	
140	210	4,7	35	250	12,9	1 220	116	6,36	1,46	4,07	97,9
160	230	5,0	45	250	15,8	1 921	167	8,57	2,99	10,6	105
180	260	5,3	50	250	18,8	2 772	213	9,51	3,58	14,4	120
200	280	5,6	60	360	22,4	3 796	271	11,4	5,45	26,3	128
220	320	5,9	60	360	26,2	5 857	366	13,1	5,80	28,2	149
240	320	6,2	80	414	30,7	6 859	429	16,1	10,7	69,6	144
270	380	6,6	80	414	36,1	11 400	600	18,4	11,6	75,1	175
300	420	7,1	90	504	42,2	16 390	780	21,7	15,8	116	193
330	480	7,5	90	504	49,1	24 440	1 018	24,3	16,7	123	223
360	500	8,0	110	630	57,1	31 280	1 251	29,4	26,6	237	229
400	580	8,6	110	630	66,3	47 760	1 647	32,6	28,3	255	269
450	650	9,4	125	630	77,6	69 750	2 146	38,1	40,2	405	301
500	700	10,2	150	837	90,7	94 800	2 708	45,7	62,7	750	320
550	750	11,1	175	837	106	124 900	3 330	53,6	92,0	1 268	338
600	800	12,0	200	837	122	165 300	4 143	63,5	130	2 035	356

1. 6.5

Clasificación de la sección (Tabla 5.3 DB SE-A):

Alas -> Clase 1 (perfil laminado).

Esbeltz del alma de la sección:

$$c/t = 762/12 = 63$$

Límite de esbeltz (flexión simple):

Clase 1 -> $72\varepsilon = 58.3$

Clase 2 -> $83\varepsilon = 67.2$

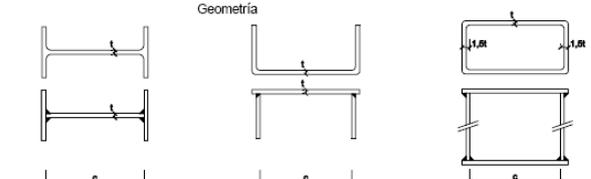
Siendo $\varepsilon = \sqrt{235/355} = 0.81$

Alma -> Clase 2

La sección es Clase 2 -> Compacta

Documento Básico SE-A Acero

Tabla 5.3 Límites de esbeltz para elementos planos, apoyados en dos bordes, total o parcialmente comprimidos

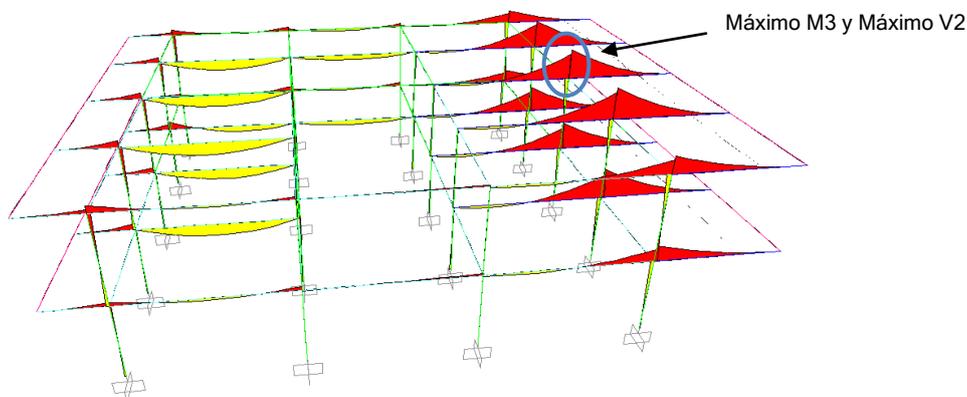


Solicitud	Elemento plano	Límite de esbeltz: c/t máximo		
Compresión + Tracción -		Clase 1	Clase 2	Clase 3
Compresión		33ε	38ε	42ε
Flexión simple		72ε	83ε	124ε

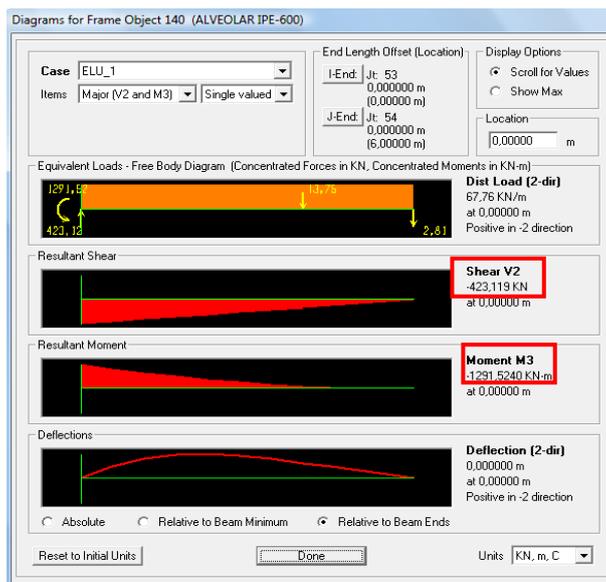
Las secciones compactas permiten el desarrollo del momento plástico con una capacidad de rotación limitada. El forjado actúa de arriostamiento del ala superior y la pieza no siendo, por tanto, susceptible de pandeo por torsión (pandeo lateral).

Verificación tensional de la sección

La barra con las solicitaciones más desfavorables se corresponde con el voladizo de 6m y se muestra a continuación:



El máximo momento M3 y el máximo cortante se dan simultáneamente en la sección de empotramiento. Solicitación máxima:



Verificación tensional (sección por el aligeramiento máximo):

$$\sigma_1 = M_3 / W_x = 1291.5 / 4143E-06 = 311730 \text{ kN/m}^2 = 311.7 \text{ MPa}$$

$$\tau_1 = V_2 / A_q = 423 / (2 * 356 * 12)E-04 = 49508 \text{ kN/m}^2 = 49 \text{ MPa}$$

Tensión de Von-Mises (sección por el aligeramiento máximo):

$$\sigma_{VM} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} = \sqrt{311.7^2 + 3 * 49^2} = 323 \text{ MPa} < 355 / 1.05 = 338 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$$

Comprobación de abolladura del alma por cortante

Según Art. 6.3.3.3. no es preciso comprobar la abolladura del alma por cortante en las barras que se cumpla:

$$d/t < 70 \cdot \epsilon$$

$$d/t = (800 - 2 \cdot 19) / 12 = 63,5$$

$70 \cdot \epsilon = 70 \cdot 0,81 = 56,7$ -> Es preciso la comprobación de abolladura.

La resistencia del alma a abolladura por cortante se obtiene de:

$$V_{b,Rd} = (d \cdot t \cdot \tau_b) / \gamma_{M1}$$

Siendo τ_b y λ_w :

$$\bar{\lambda}_w = \frac{d/t}{37,4 \epsilon \sqrt{k_\tau}} \rightarrow \lambda_w = 0,91$$

$$\tau_b = \frac{f_y}{\sqrt{3}} \quad \bar{\lambda}_w \leq 0,8$$

$$\tau_b = \frac{f_y}{\sqrt{3}} \cdot \left(1 - 0,625 \cdot (\bar{\lambda}_w - 0,8) \right) \quad \text{si} \quad 0,8 < \bar{\lambda}_w < 1,2$$

$$\tau_b = \frac{f_y}{\sqrt{3}} \cdot \left(\frac{0,9}{\bar{\lambda}_w} \right) \quad 1,2 \leq \bar{\lambda}_w$$

siendo $k_\tau = 5,34$

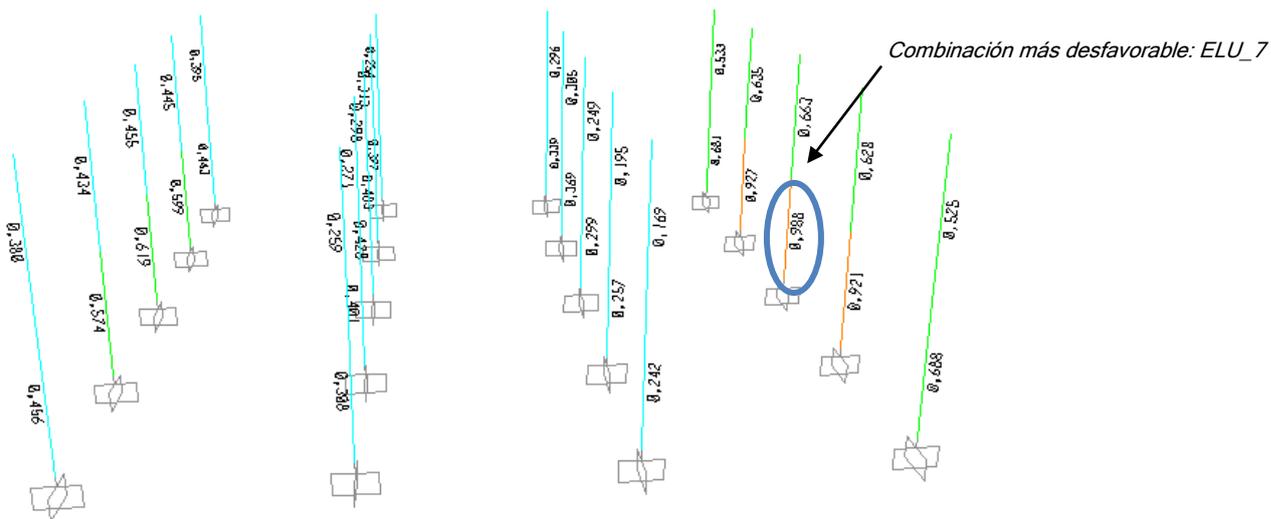
Por tanto:

$$\tau_b = 190868 \text{ kN/m}^2 \rightarrow V_{b,Rd} = (d \cdot t \cdot \tau_b) / \gamma_{M1} = (0,762 \cdot 0,012 \cdot 190868) / 1,05 = 1662 \text{ kN} > 423 \text{ kN} \rightarrow \text{OK}$$

8.2. Pilares

Se disponen pilares HEB-280 para toda la estructura. La altura máxima es 4.6m y se consideran biarticulados a efectos de pandeo del lado de la seguridad.

Un tanteo previo con ayuda del modelo de cálculo permite identificar rápidamente el elemento con la combinación pésima de carga. La siguiente figura muestra los coeficientes de aprovechamiento de los pilares y el elemento más solicitado.



Se puede observar que este pilar coincide con la viga más desfavorable mostrada en el apartado anterior, que se corresponde con la zona del voladizo de 6m. La altura de este pilar es 4m.

Esfuerzos para la combinación más desfavorable (ELU_7):

- N=-1582kN (compresión)
- M₃=115mkN (momento de eje fuerte)
- M₂= 41mkN (momento de eje débil)

Comprobación de la sección:

Pandeo según Art. 6.3.2. DB SE-A:

Capacidad a pandeo por flexión:

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_{yd}$$

Donde:

A = Área de la sección transversal (sección es Clase 1, perfil laminado)

f_{yd} = Resistencia de cálculo del acero, f_{yd}=f_y/γ_{M1}=355/1,05=338 MPa

χ = Coeficiente de reducción por pandeo

Según Art. 6.3.2.1. la esbeltez reducida es:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}}$$

$$N_{cr} = \left(\frac{\pi}{L_k}\right)^2 \cdot E \cdot I$$

Siendo:

E = Módulo de elasticidad= 2.1E08 kN/m²

I = Momento de inercia en el plano considerado.

L_k = Longitud de pandeo de la pieza. Se considera biapoyada del lado de la seguridad.

L_k=1*4=4m

El coeficiente de reducción por pandeo χ para valores de la esbeltez reducida < 0.2 se obtiene de la siguiente expresión:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - (\bar{\lambda}_k)^2}} \leq 1$$

donde

$$\phi = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_k - 0,2) + (\bar{\lambda}_k)^2 \right]$$

Donde α es el coeficiente de imperfección elástica, que adopta los valores de la Tabla 6.3 en función de la curva de pandeo.

Propiedades mecánicas del pilar HEB-280:

A=131,4 cm² i_x=12,1 cm

I_y=19270 cm⁴ i_y=7,09 cm

I_z=6595 cm⁴

W_y=1380 cm³

W_z=471 cm³

Pandeo en eje débil (eje z)

Sustituyendo los valores correspondientes se obtiene el axil crítico (N_{cr}) y la esbeltez reducida correspondiente:

$N_{cr}=8543 \text{ kN} \quad | \quad \lambda_z=0,74$

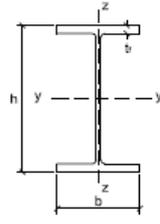
Curva de pandeo (Tabla 6.1):

$h/b=280/280=1 \rightarrow$ Eje Z \rightarrow Curva c

Tabla 6.1 Longitud de pandeo de barras canónicas

Condiciones de extremo	biarticulada	biempotrada	empotrada articulada	biempotrada desplazable	en ménsula
Longitud L_k	1,0 L	0,5 L	0,7 L	1,0 L	2,0 L

Tabla 6.2 Curva de pandeo en función de la sección transversal

Tipo de sección	Tipo de acero					
	Eje de pandeo ⁽¹⁾		S235 a S355	S450		
	y	z	y	z		
Perfiles laminados en I 	$h/b > 1,2$	$t \leq 40 \text{ mm}$	a	b	a_0	a_0
		$40 \text{ mm} < t \leq 100 \text{ mm}$	b	c	a	a
	$h/b \leq 1,2$	$t \leq 100 \text{ mm}$	b	c	a	a
		$t > 100 \text{ mm}$	d	d	c	c

Coefficiente de imperfección y coeficiente de pandeo (Tabla 6.3):

Interpolando $\rightarrow \chi_z=0,69$

Tabla 6.3 Valores del coeficiente de pandeo (χ)

Esbeltez reducida	Curva de pandeo				
	a_0	a	b	c	d
Coefficiente (α) de imperfección	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76
$\leq 0,20$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
0,30	0,99	0,98	0,96	0,95	0,92
0,40	0,97	0,95	0,93	0,90	0,85
0,50	0,95	0,92	0,88	0,84	0,78
0,60	0,93	0,89	0,84	0,79	0,71
0,70	0,90	0,85	0,78	0,72	0,64
0,80	0,85	0,80	0,72	0,66	0,58
0,90	0,80	0,73	0,66	0,60	0,52
1,00	0,73	0,67	0,60	0,54	0,47
1,10	0,65	0,60	0,54	0,48	0,42
1,20	0,57	0,53	0,48	0,43	0,38
1,30	0,51	0,47	0,43	0,39	0,34
1,40	0,45	0,42	0,38	0,35	0,31
1,50	0,40	0,37	0,34	0,31	0,28
1,60	0,35	0,32	0,31	0,28	0,25
1,80	0,28	0,27	0,25	0,23	0,21
2,00 ⁽¹⁾	0,23	0,22	0,21	0,20	0,18
2,20 ⁽¹⁾	0,19	0,19	0,18	0,17	0,15
2,40 ⁽¹⁾	0,16	0,16	0,15	0,14	0,13
2,70 ⁽²⁾	0,13	0,13	0,12	0,12	0,11
3,00 ⁽²⁾	0,11	0,10	0,10	0,10	0,09

⁽¹⁾ esbeltez intolerable en los elementos principales
⁽²⁾ esbeltez intolerable incluso en elementos de arriostamiento

Pandeo en eje fuerte (eje y)

Sustituyendo los valores correspondientes se obtiene el axil crítico (N_{cr}) y la esbeltez reducida correspondiente:

$N_{cr}=24962 \text{ kN} \quad | \quad \lambda_y=0,43$

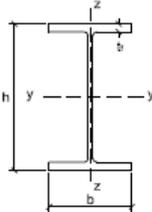
Curva de pandeo (Tabla 6.1):

$h/b=280/280=1 \rightarrow$ Eje Y \rightarrow Curva c

Tabla 6.1 Longitud de pandeo de barras canónicas

Condiciones de extremo	biarticulada	biempotrada	empotrada articulada	biempotrada desplazable	en ménsula
Longitud L_k	1,0 L	0,5 L	0,7 L	1,0 L	2,0 L

Tabla 6.2 Curva de pandeo en función de la sección transversal

Tipo de sección	Tipo de acero					
	Eje de pandeo ⁽¹⁾		S235 a S355	S450		
	y	z	y	z		
Perfiles laminados en I 	$h/b > 1,2$	$t \leq 40$ mm	a	b	a_0	a_0
	40 mm $< t \leq 100$ mm		b	c	a	a
	$h/b \leq 1,2$	$t \leq 100$ mm	b	c	a	a
	$t > 100$ mm		d	d	c	c

Coefficiente de imperfección y coeficiente de pandeo (Tabla 6.3):

Interpolando -> $\chi_y = 0,91$

Tabla 6.3 Valores del coeficiente de pandeo (χ)

Esbeltez reducida	Curva de pandeo				
	a_0	a	b	c	d
Coefficiente (α) de imperfección	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76
$\leq 0,20$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
0,30	0,99	0,98	0,96	0,95	0,92
0,40	0,97	0,95	0,93	0,90	0,85
0,50	0,95	0,92	0,88	0,84	0,78
0,60	0,93	0,89	0,84	0,79	0,71
0,70	0,90	0,85	0,78	0,72	0,64
0,80	0,85	0,80	0,72	0,66	0,58
0,90	0,80	0,73	0,66	0,60	0,52
1,00	0,73	0,67	0,60	0,54	0,47
1,10	0,65	0,60	0,54	0,48	0,42
1,20	0,57	0,53	0,48	0,43	0,38
1,30	0,51	0,47	0,43	0,39	0,34
1,40	0,45	0,42	0,38	0,35	0,31
1,50	0,40	0,37	0,34	0,31	0,28
1,60	0,35	0,32	0,31	0,28	0,25
1,80	0,28	0,27	0,25	0,23	0,21
2,00 ⁽¹⁾	0,23	0,22	0,21	0,20	0,18
2,20 ⁽¹⁾	0,19	0,19	0,18	0,17	0,15
2,40 ⁽¹⁾	0,16	0,16	0,15	0,14	0,13
2,70 ⁽²⁾	0,13	0,13	0,12	0,12	0,11
3,00 ⁽²⁾	0,11	0,10	0,10	0,10	0,09

⁽¹⁾ esbeltez intolerable en los elementos principales
⁽²⁾ esbeltez intolerable incluso en elementos de arriostamiento

Comprobación como elemento comprimido y flectado (Art. 6.3.4.2.):

El pilar ha de satisfacer las dos desigualdades siguientes:

Para toda pieza:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A^* \cdot f_{yd}} + k_y \cdot \frac{c_{m,y} \cdot M_{y,Ed} + e_{N,y} \cdot N_{Ed}}{\chi_{LT} W_y \cdot f_{yd}} + \alpha_z \cdot k_z \cdot \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Ed} + e_{N,z} \cdot N_{Ed}}{W_z \cdot f_{yd}} \leq 1 \quad (6.51)$$

Además, sólo en piezas no susceptibles de pandeo por torsión

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A^* \cdot f_{yd}} + \alpha_y \cdot k_y \cdot \frac{c_{m,y} \cdot M_{y,Ed} + e_{N,y} \cdot N_{Ed}}{W_y \cdot f_{yd}} + k_z \cdot \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Ed} + e_{N,z} \cdot N_{Ed}}{W_z \cdot f_{yd}} \leq 1 \quad (6.52)$$

$X_{LT}=1$

$e_{N,y}=e_{N,z}=0$ (Tabla 6.8) ->

$\alpha_z = \alpha_y = 0,6$ (Tabla 6.8) ->

Tabla 6.8 Términos de comprobación, según peor clase de sección en la pieza

Clase	A*	W _y	W _z	α _y	α _z	e _{N,y}	e _{N,z}
1	A	W _{pl,y}	W _{pl,z}	0,6	0,6	0	0
2	A	W _{pl,y}	W _{pl,z}	0,6	0,6	0	0
3	A	W _{el,y}	W _{el,z}	0,8	1	0	0
4	A _{eff}	W _{eff,y}	W _{eff,z}	0,8	1	Según pieza y tensiones	Según pieza y tensiones

k_y y k_z se obtienen de la Tabla 6.9:

Tabla 6.9 Coeficientes de interacción según peor clase de sección en la pieza

Clase	Tipo de sección	k _y	k _z	k _{yLT}
1 y 2	I, H, abiertas	$1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{C,Rd}}$	$1 + (2 \cdot \bar{\lambda}_z - 0,6) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{C,Rd}}$	el menor de $1 - \frac{0,1 \cdot \bar{\lambda}_z}{(c_{mLT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{C,Rd}}$
	Hueca delgada		$1 + (\bar{\lambda}_z - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{C,Rd}}$	$0,6 + \bar{\lambda}_z$
3 y 4	Todas	$1 + 0,6 \cdot \bar{\lambda}_y \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{C,Rd}}$	$1 + 0,6 \cdot \bar{\lambda}_z \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{C,Rd}}$	$1 - \frac{0,05 \cdot \bar{\lambda}_z}{(c_{mLT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{C,Rd}}$

siendo

$\bar{\lambda}_y$ y $\bar{\lambda}_z$ valores de las esbelteces reducidas para los ejes y – y y z – z, no mayores que 1,00.

$$N_{C,Rd} = A^* \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

Sustituyendo valores se obtiene:

$N_{C,Rd}=4441,3$ kN

$k_y=1,09$

$k_z=1,45$

Del lado de la seguridad se toma $c_{m,y}=c_{m,z}=1$

Comprobación de la fórmula 6.51 sustituyendo cada uno de los sumandos por sus valores correspondientes:

$0,39+0,27+0,22=0,88 < 1$ -> OK

Comprobación de la fórmula 6.52 sustituyendo cada uno de los sumandos por sus valores correspondientes:

$0,51+0,13+0,33=0,97 < 1$ -> OK

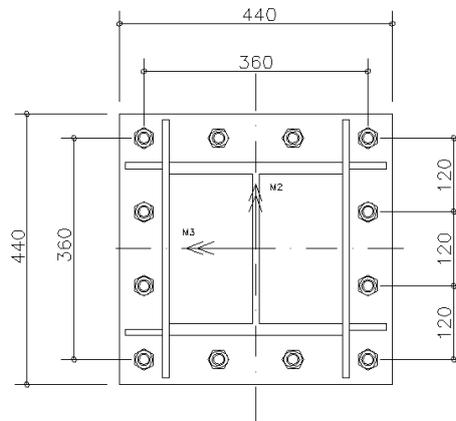
8.3. Placas de anclaje

La siguiente tabla muestra las combinaciones más desfavorables en ELU para las placas de anclaje. Se recuadran el momento máximo en ambas direcciones, siendo M3 el momento de eje fuerte del pilar y M2 el momento de eje débil, así como el cortante máximo en cada una de las direcciones.

TABLE: Element Forces - Frames										
Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3	FrameElem	ElemStation
91	0	ELU_8	-274,2	57,6	3,5	0,0	7,0	119,5	91-1	0
71	0	ELU_11	-262,2	16,8	28,8	0,0	55,1	42,0	71-1	0
103	0	ELU_6	-892	-68,0	-5,5	0,0	-11,6	-114,6	103-1	0
51	0	ELU_11	-284	16,9	29,5	0,0	55,1	36,7	51-1	0

Para el cálculo de los pernos se desprecia el efecto favorable del esfuerzo axial de compresión y se toma, del lado de la seguridad, la actuación conjunta de ambos momentos M2 y M3 así como de ambos cortantes V2 y V3 simultáneamente. Usamos pernos M20 calidad 8.8.

Un tanteo previo conduce a un predimensionado como el que se muestra en la figura siguiente y que pasamos a verificar.



Fuerzas de diseño en tornillos:

Se obtienen los esfuerzos de tracción en tornillos dividiendo los momentos entre su correspondiente brazo mecánico y por tanto considerando únicamente que son los tornillos más alejados de la fibra neutra los que contribuyen a resistir los momentos actuantes. Esta situación representa una aproximación del lado de la seguridad, ya que los demás tornillos también contribuirán algo a dicha resistencia. Sin embargo, su efecto será pequeño comparado con el resto y se podría despreciar.

Tracción máxima $\rightarrow F_{t,Ed} = (M_3/0,36)/4 + (M_2/0,36)/4 = (119,5/0,36) + (55/0,36) = 83 + 38 = 121 \text{ kN}$

Cortante máximo $\rightarrow F_{v,Ed} = (68/12) + (29,5/12) = 5,6 + 2,5 = 8 \text{ kN}$

Comprobamos cada uno de los estados límite según Art. 8.5.2 DB SE-A:

1. Resistencia a cortante en la sección transversal del tornillo

$$F_{v,Rd} = n \cdot \frac{0,5 f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}}$$

n =número de planos de corte

f_{ub} =resistencia última del acero del tornillo (calidad 8.8)

A =Área de la caña del tornillo. Suponemos, del lado de la seguridad, que la fuerza pasa por la parte roscada del tornillo. Por tanto, tomamos el área neta.

$\gamma_{M2}=1,25$

Sustituyendo valores:

$$F_{v,Rd}=1 \cdot (0,5 \cdot 800000 \cdot 225 \cdot 10^{-6}) / 1,25 = 72 \text{ kN} > F_{v,Ed} = 8 \text{ kN} \rightarrow \text{OK}$$

2. Resistencia a aplastamiento de la chapa

$$F_{t,Rd} = \frac{2,5 \alpha f_u d t}{\gamma_{M2}}$$

d =diámetro del vástago del tornillo=20mm

t =menor espesor de las chapas que unen=30mm

f_u =resistencia última del acero de las chapas=355 MPa

α =es el menor de:

$$\frac{e_1}{3d_o}, \frac{p_1}{3d_o} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1,0 \quad (8.9)$$

donde

e_1 distancia del eje del agujero al borde de la chapa en la dirección de la fuerza que se transmite;

p_1 separación entre ejes de agujeros en la dirección de la fuerza que se transmite;

d_o diámetro del agujero;

Sustituyendo valores de distancias a bordes y separación se obtiene $\alpha=0,61$

Por tanto:

$$F_{t,Rd}=(2,5 \cdot 0,61 \cdot 355000 \cdot 0,02 \cdot 0,03) / 1,25 = 378 \text{ kN} \gg F_{v,Ed} = 8 \text{ kN} \rightarrow \text{OK}$$

3. Resistencia a tracción

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}}$$

As=Área resistente de la sección del tornillo

Sustituyendo:

$$F_{t,Rd} = (0,9 * 800000 * 225E-04) / 1,25 = 129 \text{ kN} > F_{t,Ed} = 121 \text{ kN} \rightarrow \text{OK}$$

4. Solicitación combinada

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4F_{t,Rd}} \leq 1$$

$F_{v,Ed}$ esfuerzo de cálculo perpendicular al eje del tornillo;

$F_{t,Ed}$ esfuerzo axial de cálculo por tornillo al que en su caso se añadirán las tracciones debidas al efecto palanca;

$F_{v,Rd}$ resistencia de cálculo frente a la cortadura del vástago;

$F_{t,Rd}$ resistencia de cálculo en tracción.

Sustituyendo por los valores calculados previamente:

$$(8/72) + [121 / (1,4 * 129)] = 0,11 + 0,67 = 0,78 < 1 \rightarrow \text{OK}$$

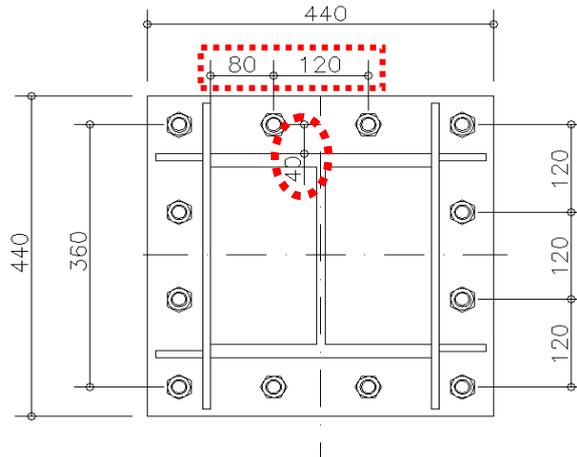
Por lo tanto, el diseño de los tornillos es satisfactorio.

5. Comprobación del espesor de la placa.

Se ha tomado un espesor de placa de 30 mm y unas cartelas en dos direcciones. La tracción máxima en un tornillo era:

$$F_{t,Ed} = 121 \text{ kN}$$

Esta fuerza de tracción debe viajar desde el tornillo hasta el pilar a través de la placa de 30mm con una excentricidad de 40mm. El ancho efectivo de la placa próxima al tornillo se puede considerar igual a $80+120/2=140\text{mm}$. La siguiente figura muestra la situación descrita y las distancias a considerar en el cálculo.



$$M=121*0,04=4,84 \text{ mkN}$$

$$W_{el, placa}=(1/6)*bh^2=(1/6)*0,140*0,03^2=0,000021 \text{ m}^3$$

$$\sigma=4,84/0,000021=230476 \text{ kN/m}^2 = 230,4 \text{ MPa} < 355/1,05=338 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$$

Por tanto, la placa es válida.

6. Comprobación de las cartelas

Las cartelas has de ser capaces de llevarse la fuerza de 2 tornillos con una excentricidad de 40mm. Se disponen cartelas de 150mm de altura y 10mm de espesor.

Comprobación estructural:

$$M=2*121*0,04=9,68 \text{ mkN}$$

$$W_{el, cartela}=(1/6)/ 0,010*0,150^2=0,0000375 \text{ m}^3$$

$$\sigma=9,68/0,0000375=258133 \text{ kN/m}^2 = 258,1 \text{ MPa} < 355/1,05=338 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$$

Por tanto, las cartelas son válidas.

7. Comprobación de la tensión sobre el hormigón

La siguiente tabla muestra las combinaciones correspondientes los esfuerzos máximos P, M₂, M₃ y sus concomitantes:

TABLE: Element Forces - Frames										
Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3	FrameElem	ElemStation
91	0	ELU_8	-274,2	57,6	3,5	0,0	7,0	119,5	91-1	0
71	0	ELU_11	-262,2	16,8	28,8	0,0	55,1	42,0	71-1	0
99	0	ELU_1	-1737	-24	0	0	0	-17	99-1	0

Se dispone un hormigón HA-25 -> $f_{cd}=25/1,5=16,7$ MPa

Comprobación para Pmax:

$$\sigma = 1737 / (0,44^2) + 17 / [(0,44 * 0,44^2) / 6] = 8972 + 1197 = 10169 \text{ kN/m}^2 = 10,2 \text{ MPa} < 16,7 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$$

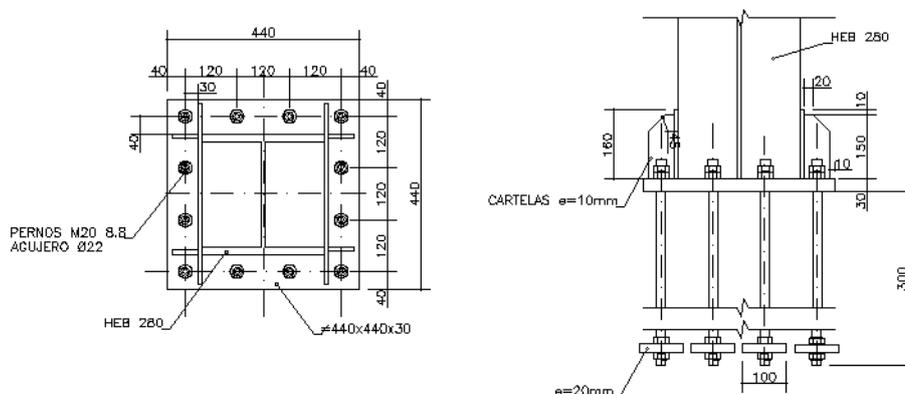
Comprobación para M_{2max}:

$$\sigma = 262 / (0,44^2) + 55 / [(0,44 * 0,44^2) / 6] + 42 / [(0,44 * 0,44^2) / 6] = 1353 + 3873 + 2958 = 8184 \text{ kN/m}^2 = 8,2 \text{ MPa} < 16,7 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$$

Comprobación para M_{3max}:

$$\sigma = 274 / (0,44^2) + 7 / [(0,44 * 0,44^2) / 6] + 119,5 / [(0,44 * 0,44^2) / 6] = 1415 + 493 + 8417 = 10325 \text{ kN/m}^2 = 10,3 \text{ MPa} < 16,7 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$$

La placa es válida. El diseño final se muestra en la figura siguiente:



8.4. Unión viga alveolar

Se diseña una unión articulada. Máximo esfuerzo cortante $V=258$ kN. Se disponen 6 tornillos M20 ($A_{\text{neta}}=225\text{mm}^2$) calidad 8.8.

Cada tornillo se llevará un cortante de $F_{V,Ed}=258/6=43\text{kN}$

Comprobamos cada uno de los estados límite según Art. 8.5.2 DB SE-A:

1. Resistencia a cortante en la sección transversal del tornillo

$$F_{v,Rd} = n \cdot \frac{0,5f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}}$$

n =número de planos de corte

f_{ub} =resistencia última del acero del tornillo (calidad 8.8)

A =Área de la caña del tornillo. Suponemos, del lado de la seguridad, que la fuerza pasa por la parte roscada del tornillo. Por tanto, tomamos el área neta.

$\gamma_{M2}=1,25$

Sustituyendo valores:

$$F_{v,Rd}=1*(0,5*800000*225E-06)/1,25=72 \text{ kN} > F_{V,Ed} = 43 \text{ kN} \rightarrow \text{OK}$$

2. Resistencia a aplastamiento de la chapa

$$F_{t,Rd} = \frac{2,5 \alpha f_u d t}{\gamma_{M2}}$$

d =diámetro del vástago del tornillo=20mm

t =menor espesor de las chapas que unen=12mm

f_u =resistencia última del acero de las chapas=355 MPa

α =es el menor de:

$$\frac{e_1}{3d_o}; \frac{p_1}{3d_o} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1,0 \quad (8.9)$$

donde

e_1 distancia del eje del agujero al borde de la chapa en la dirección de la fuerza que se transmite;

p_1 separación entre ejes de agujeros en la dirección de la fuerza que se transmite;

d_o diámetro del agujero;

$p_1=120\text{mm}$

$e_1=40\text{mm}$

Sustituyendo valores de distancias a bordes y separación se obtiene $\alpha=0,61$

Por tanto:

$$F_{t,Rd}=(2,5*0,61*355000*0,02*0,012)/1,25=103 \text{ kN} > F_{V,Ed} =43 \text{ kN} \rightarrow \text{OK}$$

9. CIMENTACIÓN

Suponemos un terreno con una tensión admisible de $\sigma_{adm}=200 \text{ kN/m}^2$ (2 MPa), por lo que se diseñará una cimentación por zapatas aisladas uniéndolas entre sí mediante vigas de atado a efectos de uniformizar posibles asentamientos o movimientos diferenciales en pilares en caso de sismo.

9.1. Zapatas

La siguiente tabla muestra los valores máximos de cada uno de los esfuerzos y sus esfuerzos concomitantes para ELS, además de la combinación con el mínimo axil para la comprobación frente a vuelco.

TABLE: Element Forces - Frames												
Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3	FrameElem	ElemStation	
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	Text	m	
99	0	ELS_3	Combination	-1384,3	-25,3	0,0	0,0	-0,1	-23,8	99-1	0	
91	0	ELS_6	Combination	-196,0	53,5	3,5	0,0	7,0	111,5	91-1	0	
93	0	ELS_6	Combination	-192,9	-4,3	-23,5	0,0	-48,2	-14,2	93-1	0	
83	0	ELS_6	Combination	-42,7	-7,1	-4,8	0,0	-10,4	-5,5	83-1	0	
93	0	ELS_7	Combination	-194,1	-8,4	-21,4	0,0	-43,8	-17,3	93-1	0	
103	0	ELS_7	Combination	-498,5	-55,1	-5,9	0,0	-12,2	-103,3	103-1	0	

Tras un tanteo previo se establecen unas dimensiones para las zapatas de 2,5x2,5x0,8m, que pasamos a verificar.

Simplificando el diseño y del lado de la seguridad, se comprobarán las zapatas con todos los esfuerzos máximos actuando conjuntamente.

1. Verificación tensional del terreno

Peso propio de la zapata= $W_c=25*2,5*2,5*0,8=125 \text{ kN}$

Se debe cumplir que:

- $\sigma_{max} \leq 1,25* \sigma_{adm}$
- $\sigma_{med} \leq \sigma_{adm}$

Comprobaciones:

$$\sigma_{\max} = (1384+125)/(2,5^2) + 103/[(2,5^3)/6] + 44/[(2,5^3)/6] = 168 + 43 + 18 = 229 \text{ kN/m}^2 \leq 1,25 \cdot \sigma_{\text{adm}} = 1,25 \cdot 200 = 250 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \text{OK}$$

$$\sigma_{\text{med}} = (1384+125)/2,5^2 = 168 \text{ kN/m}^2 \leq \sigma_{\text{adm}} = 200 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \text{OK}$$

2. Comprobación frente a vuelco

El factor de seguridad al vuelco ha de ser $\geq 1,5$.

$$[F_{\text{estabilizadoras}}/F_{\text{desestabilizadoras}}] \geq 1,5$$

Se efectuarán 2 comprobaciones, para la combinación con el máximo momento y para la combinación con el mínimo axil.

$$\text{Máximo momento} \rightarrow (498,5 \cdot 1,25)/(103,3 + 55,1 \cdot 0,8) = 623/147 = 4,2 > 1,5 \rightarrow \text{OK}$$

$$\text{Mínimo axil} \rightarrow (42,7 \cdot 1,25)/(10,4 + 7,1 \cdot 0,8) = 53/16 = 3,29 > 1,5 \rightarrow \text{OK}$$

3. Comprobación frente a deslizamiento

Se establece un coeficiente de rozamiento entre zapata y terreno $\mu = \tan \varphi = \tan 30 = 0,57$.

$$[F_{\text{estabilizadoras}}/F_{\text{desestabilizadoras}}] \geq 1,5$$

$$\text{Máximo cortante} = \sqrt{55,1^2 + 23,5^2} = 59,7 \text{ kN}$$

$$\text{Mínimo axil} = 42,7 \text{ kN}$$

$$[0,57 \cdot (125 + 42,7)]/42,7 = 2,23 > 1,5 \rightarrow \text{OK}$$

4. Armado de la zapata (Acero B500-S)

$$v < 2h \rightarrow 1,25 < 2 \cdot 0,8 = 1,6 \text{ m} \rightarrow \text{Zapata rígida}$$

$$\text{Máximo momento en ELU} = 119,5 \text{ mkN}$$

Se comprueba la zona del vuelo de la zapata (barra en voladizo con $L = 1,25 \text{ m}$) con una tensión de 229 kN/m^2 que suponemos constante a lo largo del vuelo de la zapata.

$$Q = 229 \cdot 2,5 = 572,5 \text{ kN/ml}$$

$$Md = 572,5 \cdot 1,25^2 \cdot 0,5 = 447 \text{ mkN}$$

Armadura a disponer en ambas direcciones:

$$A_s = M_d / (0,8 * h * f_{yd}) = 1609 \text{ mm}^2 \rightarrow \Phi 16/20 \rightarrow 2512 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{OK}$$

Armadura mínima según Tabla 42.3.5 EHE-08 \rightarrow 1 por mil (losas) $\rightarrow A_{smin} = 2000 \text{ mm}^2 < 2512 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{OK}$

9.2. Vigas de atado

Se disponen vigas de atado de 40x40cm. Estas vigas se dimensionan para un axil de cálculo correspondiente a la fracción de la aceleración de la gravedad g obtenida en el apartado de acciones sísmicas ($a_g = 0,06$).

Por tanto:

$$N_d = 0,06 * N_{max} = 0,06 * 1384 = 83 \text{ kN}$$

Armadura longitudinal

Si disponemos 4 Φ 16 ($A_s = 804 \text{ mm}^2$), cada armadura se lleva $83/4 = 20,75 \text{ kN}$

$$A_{\Phi 16} = 201 \text{ mm}^2 \rightarrow F = (500/1,15) * 201 = 87391 \text{ N} = 87 \text{ kN} > 20,75 \text{ kN} \rightarrow \text{OK}$$

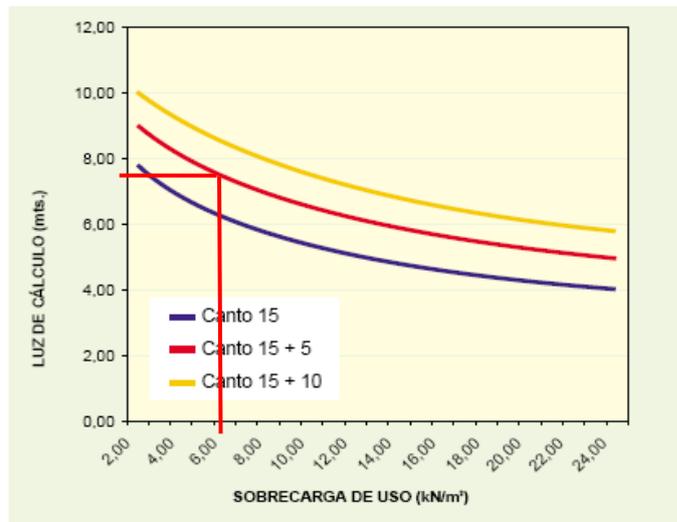
$$A_{smin} = 2,8 \text{ por mil (Tabla 42.3.5 EHE-08)} = 0,0028 * 400 * 400 = 448 \text{ mm}^2 < 804 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{OK}$$

Armadura transversal

Se dispone el armado mínimo

10. FORJADO PLACA ALVEOLAR

Con ayuda de un catálogo de un fabricante se establece el canto de forjado necesario para una luz de 6m y una carga a soportar de 6,5 kN/m² (2,5+3+1):



Se establece un canto de 15+5cm.