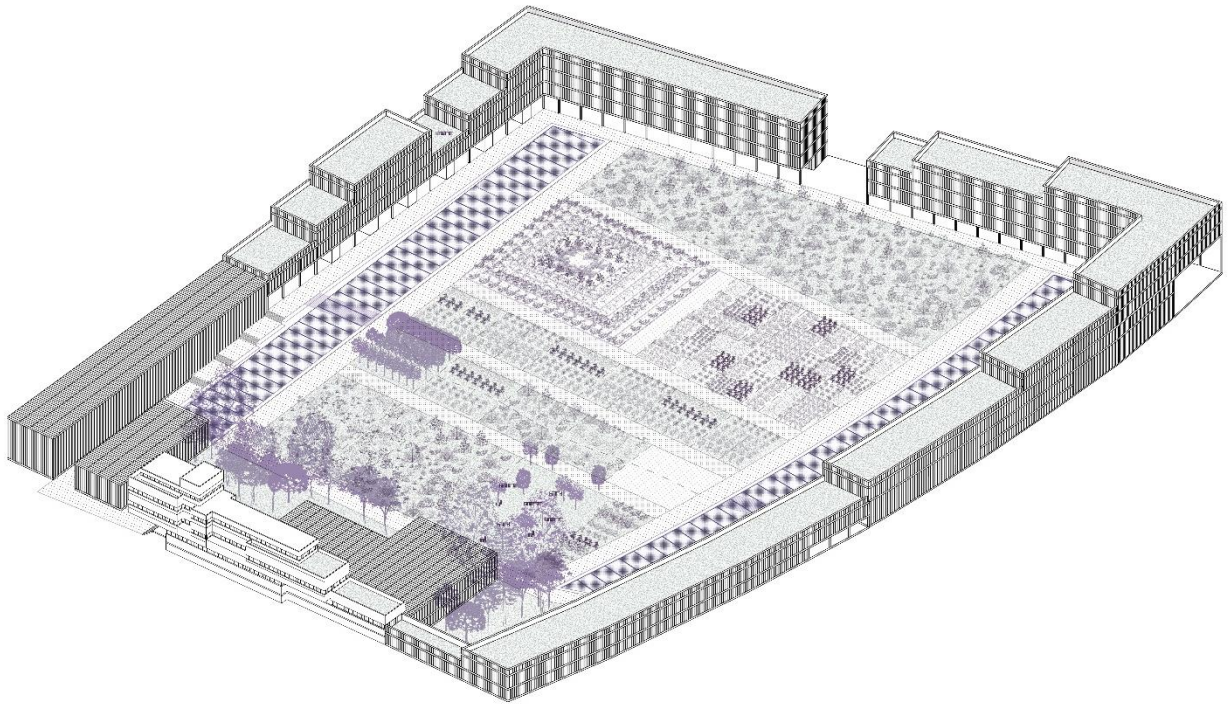


MEMORIA DE PROYECTOS

“Jardín en movimiento”



m.Hab aula Tuñón 2024

Tutora: María Langarita

ROCÍO SÁNCHEZ CALVENTE 18365

En España, actualmente hay un grave problema de falta de viviendas. Para darle solución en el entorno de Madrid, especialmente en los alrededores de la M-30, se propone la renovación y ampliación de un edificio de oficinas para convertirlo en viviendas. Dicho edificio es el concesionario de Castellana Wagen, que hereda el edificio de los Laboratorios Profidén, diseñados por Corrales y Molezún en 1963 y se encuentra en una zona muy deteriorada y aislada de Madrid, con un único uso industrial.

El proyecto "Jardín en Movimiento" se fundamenta en la iniciativa de Madrid Nuevo Norte y propone una integración urbanística mediante la creación de un pasaje verde que conecte el edificio con los barrios circundantes, como Villaverde, Sanchinarro y Las Tablas. Esta intervención no solo tiene como objetivo cerrar la brecha generada por las vías del tren, sino también revitalizar el entorno. Al otro lado de las vías se sitúa la Fundación Jardines de España, que se dedica a la formación de personas con discapacidad intelectual en el ámbito de la jardinería, estableciendo así un vínculo entre la nueva propuesta y el uso social del espacio.

La propuesta arquitectónica contempla la ampliación del edificio Profidén mediante la creación de un gran edificio-muralla que alberga un Centro de Estudios de Jardinería y Botánica, así como viviendas y oficinas. Esta edificación actúa como un filtro acústico y ambiental contra el ruido y la contaminación generados por la M-30 y las vías del tren, mientras incorpora un Jardín Botánico accesible a la ciudad. La conectividad se facilita a través de una pasarela verde que enlaza el jardín con la Fundación, generando un ecosistema urbano que promueve la circularidad de recursos y revitaliza el tejido urbano en esta parte de Madrid.

Dando sentido a esa circularidad, el agua es el elemento principal del diseño del edificio ya que se recoge, recicla y reutiliza para todos los usos del proyecto. (

La recogida de agua se realiza mediante los núcleos de comunicación. De las cubiertas y la superficie del jardín se recogen las aguas pluviales, y de los edificios las aguas grises y negras, y todas ellas van a tres aljibes situados en el jardín.

Desde los aljibes se bombea el agua filtrada y depurada hacia las diferentes partes del edificio y hacia la parte alta de las láminas de agua del jardín. Esta, ya reciclada se utiliza para los riegos y las instalaciones del edificio.

El riego del jardín botánico se realiza mediante el agua recogida desde las láminas, situadas en el jardín, que mediante unas plantas purificadoras y el movimiento que se genera con la pequeña cascada, se filtra y se puede reintegrar al ciclo de agua.

Todas las instalaciones de los edificios están diseñadas para funcionar con agua, incluyendo sistemas como los suelos radiantes y los techos refrigerantes, que funcionan con bombas de calor.

La instalación de energía se alimenta de unos colectores en cubierta, que son placas fotovoltaicas para cubrir las necesidades energéticas de los edificios.

En cuanto al acondicionamiento, se piensa tanto para el interior de los edificios como para el jardín.

Se consideran ambos como dos estructuras compuestas por varias capas. El edificio es un organismo compuesto por estructura, forjados y envolvente; al igual que el jardín es organismo compuesto por caminos, láminas de agua, el jardín botánico y un sistema de cubiertas verdes.

En el jardín se proponen distintas sensaciones, ya sea por los sonidos, texturas, colores, o por la iluminación y la presencia del agua en ellos.

Las parcelas de plantación en el jardín están dispuestas estratégicamente: las especies que requieren menos riego se ubican en la parte alta, mientras que las que necesitan mayor cantidad de agua se colocan en la parte baja. Esto se debe a que, gracias a la gravedad y a su proximidad a la salida de riego de las láminas de agua, estas últimas acceden al riego de manera más eficiente.

El orden del diseño es el siguiente: en la banda superior, se ubican plantas xerófilas y arbustivas. En la segunda banda, plantas de montaña y un huerto urbano accesible para estudiantes, trabajadores y vecinos. La tercera banda alberga un jardín sistemático para la enseñanza de botánica y jardinería.

La cuarta banda contiene un sendero sensorial alineado con las ventanas urbanas del edificio, ofreciendo un recorrido terapéutico que estimula los sentidos mediante jardines perfumados, zonas comestibles, coloridas, táctiles y con texturas.

En la quinta banda se distribuyen parcelas con plantas esteparias, costeras, bulbosas, perennes, silvestres de España, césped y helechos. Finalmente, el arboretum rodea el centro de estudios con árboles autóctonos, complementando los invernaderos que albergan plantas tropicales, de clima árido y templado en condiciones especiales.

El diseño propuesto para el interior de los edificios incluye una fachada de doble piel para garantizar el acondicionamiento y sombreado. La piel interior, compuesta por un muro de CLT con ventanales de vidrio, proporciona aislamiento térmico, mientras que la piel exterior, separada por un tramex de 50 cm que funciona como pasillo de mantenimiento, está formada por paneles modulares móviles de madera y policarbonato translúcido.

Los paneles de madera regulan la entrada de luz según las necesidades, y los de policarbonato optimizan la iluminación en zonas específicas. Esta doble materialidad se adapta a los distintos usos y orientaciones del edificio, utilizando mayormente policarbonato en invernaderos y áreas orientadas al norte.

Esta segunda piel crea un movimiento orgánico de la fachada que da vida al edificio y lo convierte en un elemento más del Jardín Botánico que alberga en su interior.

En cuanto a la materialidad del conjunto, el edificio original, que se conserva, está construido con materiales tradicionales como hormigón y ladrillo. Para las ampliaciones, se propone una estructura ligera de acero y CLT en muros y forjados.

El edificio original de Profidén alberga la administración del centro de estudios y aulas pequeñas, mientras que las ampliaciones incluyen aulas grandes, laboratorios, biblioteca, comedor y gimnasio. Los invernaderos, ubicados de forma separada, sirven para prácticas estudiantiles y están abiertos al público.

El proyecto incluye las "ventanas urbanas", dos polos que, en la planta baja, generan aperturas en el edificio muralla, facilitando una conexión visual entre el interior y el exterior. En el nivel superior de estos polos se encuentran una cafetería y un bar con áreas recreativas .

En la parte norte del edificio, se distinguen dos zonas principales: las oficinas a la derecha y las viviendas a la izquierda.

Las oficinas están distribuidas en cinco plantas escalonadas, conectándose entre sí solo en los niveles superiores. Este sector incluye un vacío en la fachada que vincula el jardín botánico con la pasarela verde, generando un nodo de conexión con la Fundación Jardines de España. Además, en el ala horizontal de las oficinas, se crea una planta libre que mejora la interacción visual y física entre la ciudad y el edificio.

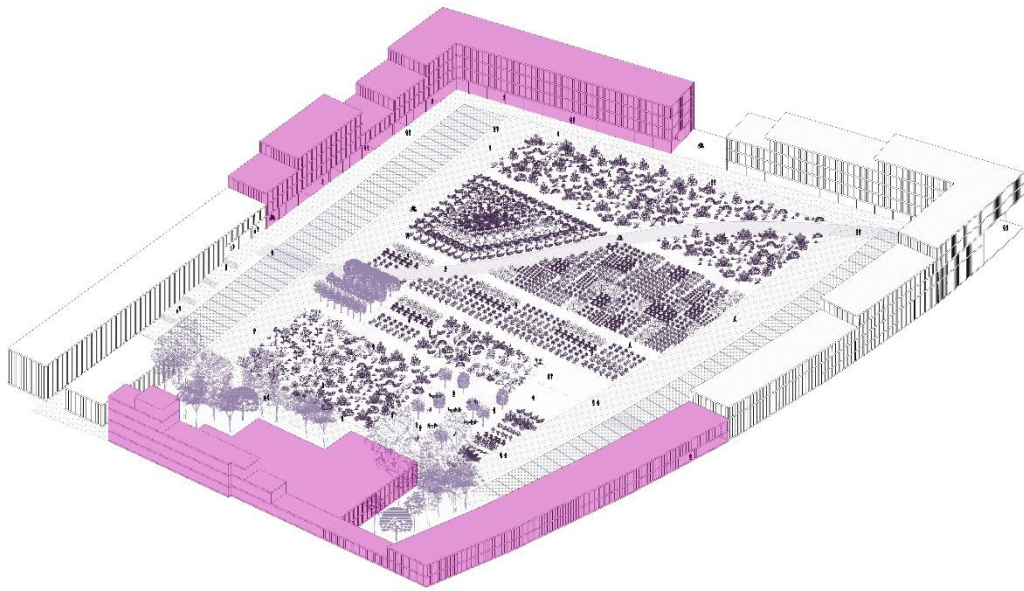
En cuanto a las viviendas, el diseño establece una dualidad funcional: el ala horizontal se destina a la residencia de estudiantes, mientras que el ala vertical alberga viviendas unifamiliares. Esta configuración busca atender las necesidades tanto de los estudiantes como de los profesores y familias de los trabajadores de la fundación, adaptándose a sus diferentes estilos de vida.

Por último, la pasarela que enlaza el jardín botánico con la Fundación se concibe como una ampliación del puente propuesto en el proyecto Madrid Nuevo Norte. Este puente, inicialmente diseñado solo para vehículos, incorpora en el proyecto dos vías peatonales adicionales. Una de ellas es una vía verde que ofrece un agradable recorrido entre árboles, conectando de manera armónica el jardín con la Fundación.

Gracias al diseño de las instalaciones, la selección de materiales y la diversidad de usos propuestos, este edificio junto con el jardín botánico conforman un ecosistema urbano que fomenta la circularidad de recursos y contribuye a la revitalización del tejido urbano en esta zona de Madrid.

MEMORIA DE CÁLCULOS ESTRUCTURALES

“Jardín en movimiento”



m.Hab aula Tuñón 2024

Taller de estructuras Tutor: Jacinto Ruíz

ROCÍO SÁNCHEZ CALVENTE 18365

0.INTRODUCCIÓN

0.1 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO	3
0.2 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA	5
0.3 CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DEL TERRENO	5

1.BASES DE CÁLCULO

1.1 NORMATIVA	6
1.2 ACCIONES DE CÁLCULO	
1.2.1 ACCIONES GRAVITATORIAS	6
1.2.2 ACCIONES VARIABLES	7
1.2.3 ACCIONES ACCIDENTALES	10
1.3 COEFICIENTES DE SEGURIDAD DE LAS ACCIONES.....	10
1.4 RESUMEN DE ACCIONES	11
1.5 MATERIALES	12
1.6 RESISTENCIA AL FUEGO	12

2.CÁLCULOS Y DIMENSIONADO

2.1 VIVIENDAS	14
2.1.1 DIMENSIONADO DE VIGAS	
2.1.2 DIMENSIONADO DE PILARES	
2.1.3 DIMENSIONADO DE ZAPATAS	
2.2 CENTRO DE ESTUDIOS	
2.2.1 ZONA DE CLASES	16
2.2.1.1 DIMENSIONADO DE VIGAS	
2.2.1.2 DIMENSIONADO DE PILARES	
2.2.1.3 DIMENSIONADO DE ZAPATAS	
2.2.2 TORRE	18
2.2.3 ZONAS COMUNES	19
2.3 FORJADOS	21
2.4 ARRIOSTRAMIENTO	21

ANEXO DE CÁLCULO	22
------------------------	----

0.INTRODUCCIÓN

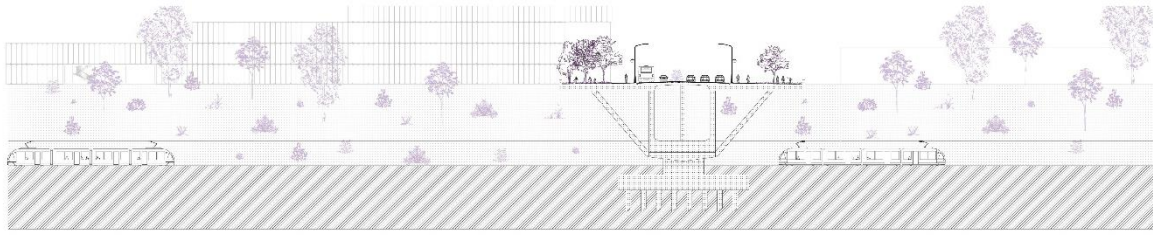
0.1 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO

En España, actualmente hay un grave problema de falta de viviendas. Para darle solución en el entorno de Madrid, especialmente en los alrededores de la M-30, se propone la renovación y ampliación de un edificio de oficinas para convertirlo en viviendas. Dicho edificio es el concesionario de Castellana Wagen, que hereda el edificio de los Laboratorios Profidén, diseñados por Corrales y Molezún en 1963 y se encuentra en una zona muy deteriorada y aislada de Madrid, con un único uso industrial.

El proyecto "Jardín en Movimiento" se fundamenta en la iniciativa de Madrid Nuevo Norte y propone una integración urbanística mediante la creación de un pasaje verde que conecte el edificio con los barrios circundantes, como Villaverde, Sanchinarro y Las Tablas. Esta intervención no solo tiene como objetivo cerrar la brecha generada por las vías del tren, sino también revitalizar el entorno. Al otro lado de las vías se sitúa la Fundación Jardines de España, que se dedica a la formación de personas con discapacidad intelectual en el ámbito de la jardinería, estableciendo así un vínculo entre la nueva propuesta y el uso social del espacio.

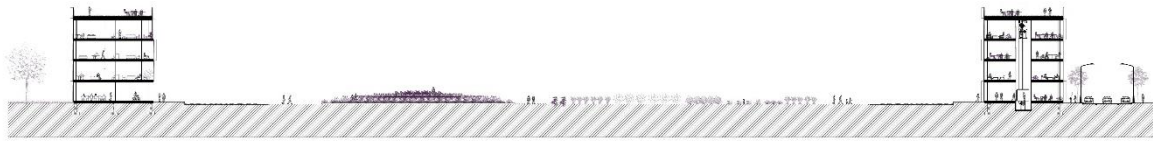
La propuesta arquitectónica contempla la ampliación del edificio Profidén mediante la creación de un gran edificio-muralla que alberga un Centro de Estudios de Jardinería y Botánica, así como viviendas y oficinas. Esta edificación actúa como un filtro acústico y ambiental contra el ruido y la contaminación generados por la M-30 y las vías del tren, mientras incorpora un Jardín Botánico accesible a la ciudad. La conectividad se facilita a través de una pasarela verde que enlaza el jardín con la Fundación, generando un ecosistema urbano que promueve la circularidad de recursos y revitaliza el tejido urbano en esta parte de Madrid.





Sección de la pasarela verde AA'

E. 1:500



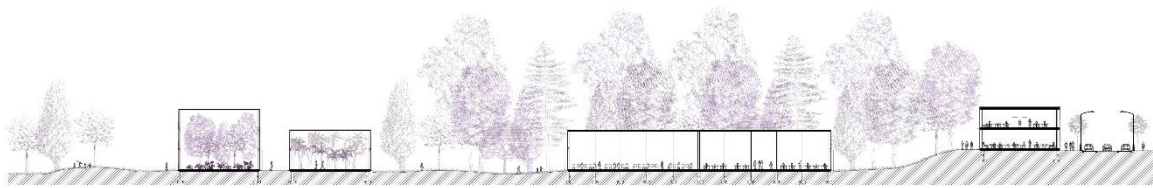
Sección de ventanas urbanas CC'

E. 1:500



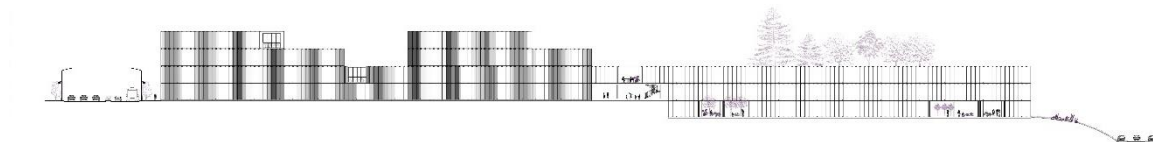
Sección de viviendas y oficinas BB'

E. 1:500



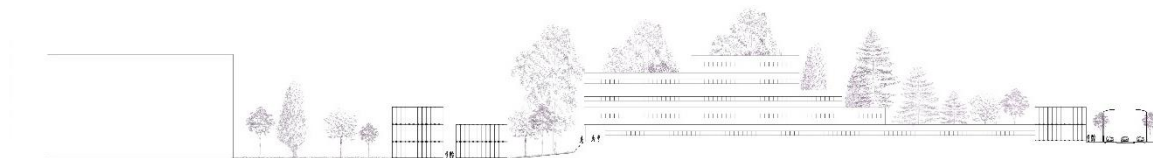
Sección de invernadero y centro de estudios DD'

E. 1:500



Alzado Oeste

E. 1:500



Alzado Sur

E. 1:500

0.2 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

El edificio original Castellana Wagen tiene una estructura de hormigón de vigas y viguetas siguiendo un módulo de 5 x 6 metros. Para la ampliación del edificio he añadido una estructura de pilares y vigas de acero con forjado de CLT con modulación de 6 x 14 m.

El edificio no tiene sótano. Para la cimentación se emplean zapatas aisladas para recibir los pilares, de hormigón o de acero, según el caso. Toda la estructura de hormigón se mantiene y ya que el uso va a ser el mismo no se realiza ninguna modificación.

El arriostramiento se ejecuta mediante tirantes, nudos rígidos y diagonales en las zonas de los núcleos, Se disponen juntas de dilatación cada 40 m en varias direcciones ya que el edificio es muy largo y se resuelven duplicando vigas y pilares.

0.3 CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DEL TERRENO

Para poder analizar el terreno geotécnicamente he consultado varios documentos:

https://cdn.mitma.gob.es/portal-web-drupal/estudio_ferrocarriles/fuentedelamora_hortaleza/anejo_2_geologia%2C_geotecnica_y_estudio_de_materiales.pdf

https://cdn.fomento.gob.es/portal-web-drupal/wanda-19-M-14720/anejo_03_geologia_y_procedencia_de_materiales_19-m-14720.pdf

De estos documentos he sustraído la siguiente información:

- Tipo de terreno: Arenas arcósicas de grano medio a fino, limos y arcillas marrones
Arenas arcósicas de grano grueso, gravas y arcillas
- Nivel freático: no se detecta
- Agresividad: no
- Expansividad: tolerable
- Sismos: No se considera riesgo sobre las obras de tierra, ni tampoco parece que existan riesgos de desprendimiento en taludes rocosos como consecuencia de las acciones sísmicas en el área.

Según los resultados obtenidos en el documento mencionado, se realiza una simplificación y se establece una carga admisible del terreno de 250kN/m².

1. BASES DE CÁLCULO

1.1. NORMATIVA

En el presente proyecto se han tenido en cuenta los siguientes documentos del Código Técnico de la Edificación (CTE):

DB SE: Seguridad estructural

DB SE AE: Acciones en la edificación

DB SE C: Cimientos

DB SE A: Acero

DB SE SI: Seguridad en caso de incendios Normas de aplicación:

- Acciones: Para el cálculo de las solicitaciones se ha aplicado la normativa básica de edificación recogida en el CTE-DB-SE-AE.

- Terreno: El cálculo de la tensión admisible del terreno, así como de los empujes generados por el mismo, se ha basado en lo estipulado en los capítulos VIII y IX de la norma CTE-DB-SE-C y en el informe geotécnico correspondiente.

- Hormigón armado: El diseño, cálculo y disposición del armado para los elementos de hormigón tanto en la estructura como en la cimentación seguirán en todo momento las directrices de la norma EHE-08, respetando las instrucciones establecidas para su correcta ejecución.

- Acero laminado y conformado: El diseño y cálculo de los perfiles laminados y conformados se realizará de acuerdo con lo indicado en la instrucción sobre estructuras de acero en la edificación CTE-DB-SE-A, siguiendo lo especificado en sus diferentes apartados, anexos y apéndices.

UNE-EN 1993 (Eurocódigo 3 - Diseño de estructuras de acero): verificación de esbeltez y resistencia a pandeo de pilares de acero.

EAE (Instrucción de Acero Estructural): regula específicamente el cálculo, dimensionamiento, ejecución y control de estructuras de acero. Trata el diseño de vigas y pilares de acero, incluyendo los criterios de pandeo, esbeltez, y resistencia a la tracción y compresión.

1.2. ACCIONES DE CÁLCULO

1.2.1. Acciones Gravitatorias

De acuerdo con el CTE DB SE-AE (Seguridad Estructural, Acciones en edificación):

- Acciones permanentes:

- **Peso propio:** Incluirá el de los elementos estructurales de todo tipo. El valor característico del peso propio de los elementos constructivos se determinará, en general, como su valor medio obtenido a partir de las dimensiones nominales y de los pesos específicos medios
- **Cargas muertas:** se considerarán todas aquellas cargas que, de acuerdo con el citado DB, supongan:
 - El peso propio de los cerramientos y elementos separadores, la tabiquería, todo tipo de carpinterías, revestimientos (como pavimentos, guarnecidos, enlucidos, falsos techos), rellenos (como los de tierras) y equipo fijo.

- El peso propio de la tabiquería se considerará de 1,0kN por cada m2 de superficie construida.
- El peso de las fachadas y los elementos de compartimentación pesados, considerados como una acción local, se distribuirá como carga sobre aquellos elementos que claramente los soporten.

CARGAS PERMANENTES						
	Elemento	Peso específico (kN/m3)	espesor (m)	Peso propio Superficial (kN/m2)	Coefficiente de mayorción	Carga uniforme [kN/m2]
Peso propio	Estructura metálica	-	-	2	1,35	3
	Estructura Hormigón	-	-	2	1,35	3
Forjado CLT	Placa de yeso	9	0,012	0,1		
	CLT	4,5	0,225	1,0		
	Picea	3,5	0,028	0,1		
	Placa de yeso	9	0,012	0,1		
				1,3		
Cubierta CLT	relleno grava	18	0,05	0,9		
	Poliestireno Extruido	0,3	0,08	0,0		
	Lámina bituminosa	11	0,009	0,1		
	Fibra madera	1,8	0,15	0,3		
	Madera maciza CLT	5	0,225	1,1		
	Rastreles de madera	5	0,06	0,3		
	Fibra de madera	0,16	0,05	0,0		
	Placa de fibra-yeso	10	0,0125	0,1		
				2,9		
Tabiquería	-	-	-	1	1,35	1,4
Fachada CLT	Mortero de cal-yeso	20	0,004	0,1		
	Fibra madera	1,55	0,14	0,2		
	Madera maciza CLT	5	0,1	0,5		
	Fibra madera	0,16	0,05	0,0		
	Rastreles de madera	5	0,06	0,3		
	Placa de yeso laminado	8	0,025	0,2		
				1,3		
Sombreamiento	Paneles madera	5	0,05	0,25	1,35	0,3

1.2.2 Acciones Variables

Se considerarán todas aquellas cargas que, de acuerdo con el citado DB, supongan:

- La SOBRECARGA DE USO es el peso de todo lo que puede gravitar sobre el edificio por razón de su uso. De acuerdo con el uso que sea fundamental en cada zona de este, como valores característicos se adoptarán los de la Tabla 3.1.

Tabla 3.1. Valores característicos de las sobrecargas de uso

Categoría de uso		Subcategorías de uso		Carga uniforme [kN/m ²]	Carga concentrada [kN]
A	Zonas residenciales	A1	Viviendas y zonas de habitaciones en, hospitales y hoteles	2	2
		A2	Trasteros	3	2
B	Zonas administrativas			2	2
C	Zonas de acceso al público (con la excepción de las superficies pertenecientes a las categorías A, B, y D)	C1	Zonas con mesas y sillas	3	4
		C2	Zonas con asientos fijos	4	4
		C3	Zonas sin obstáculos que impidan el libre movimiento de las personas como vestíbulos de edificios públicos, administrativos, hoteles; salas de exposición en museos; etc.	5	4
D	Zonas comerciales	C4	Zonas destinadas a gimnasio u actividades físicas	5	7
		C5	Zonas de aglomeración (salas de conciertos, estadios, etc)	5	4
		D1	Locales comerciales	5	4
D	Zonas comerciales	D2	Supermercados, hipermercados o grandes superficies	5	7
E	Zonas de tráfico y de aparcamiento para vehículos ligeros (peso total < 30 kN)			2	20 ⁽¹⁾
F	Cubiertas transitables accesibles sólo privadamente ⁽²⁾			1	2
G	Cubiertas accesibles únicamente para conservación ⁽³⁾	G1 ⁽⁷⁾	Cubiertas con inclinación inferior a 20°	1 ^{(4),(6)}	2
			Cubiertas ligeras sobre correas (sin forjado) ⁽⁵⁾	0,4 ⁽⁴⁾	1
		G2	Cubiertas con inclinación superior a 40°	0	2

- Como ACCIÓN DE VIENTO se ha considerado una presión estática qe, (fuerza perpendicular a la superficie de cada punto expuesto), calculada mediante la siguiente expresión: $q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p$

Siendo:

-qb: La presión dinámica del viento. Según la normativa “la presión dinámica del viento. De forma simplificada, como valor en cualquier punto del territorio español, puede adoptarse 0,5 kN/m2.”

-ce: Coeficiente de Exposición. Se ha considerado un grado de aspereza IV (Zona urbana en general, industrial o forestal) a efectos del cálculo del coeficiente de exposición, y se ha obtenido su valor. Se emplea la altura más desfavorable del edificio (zona de las viviendas=16m)

Tabla 3.4. Valores del coeficiente de exposición ce.

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	2,4	2,7	3,0	3,1	3,3	3,4	3,5	3,7
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

-cp: El coeficiente eólico o de presión; dependiente de la forma y orientación de la superficie respecto al viento. Su valor se ha establecido según los artículos 3.3.4 y 3.3.5 de DB-SE-AE, para cada una de las dos direcciones ortogonales para las que se ha comprobado los efectos del viento en cada uno de los edificios.

La esbeltez se ha calculado de la siguiente manera: λ = altura del edificio ancho/perpendicular al viento. $\lambda = 16/14=1.14$

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, c_p	0,7	0,7	0,8	0,8	0,8	0,8
Coeficiente eólico de succión, c_s	-0,3	-0,4	-0,4	-0,5	-0,6	-0,7

Sustituyendo en la formula : $q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p$

Presión: $q_e = 0.5 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,2 \cdot 0,8 = 0.88 \text{ kN/m}^2$

Succión: $q_e = 0.5 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,2 \cdot -0.6 = -0.66 \text{ kN/m}^2$

- La SOBRECARGA DE NIEVE se calcula siguiendo la tabla 3.8 Sobrecarga de nieve en capitales de provincia y ciudades autónomas del artículo 3.5.2 de DB-SE-AE.

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

Capital	Altitud m	s_k kN/m ²	Capital	Altitud m	s_k kN/m ²	Capital	Altitud m	s_k kN/m ²
Albacete	690	0,6	Guadalajara	680	0,6	Pontevedra	0	0,3
Alicante / Alacant	0	0,2	Huelva	0	0,2	Salamanca	780	0,5
Almería	0	0,2	Huesca	470	0,7	SanSebas- tián/Donostia	0	0,3
Ávila	1.130	1,0	Jaén	570	0,4	Santander	1.000	0,3
Badajoz	180	0,2	León	820	1,2	Segovia	10	0,7
Barcelona	0	0,4	Lérida / Lleida	150	0,5	Sevilla	1.090	0,2
Bilbao / Bilbo	0	0,3	Logroño	380	0,6	Soria	0	0,9
Burgos	860	0,6	Lugo	470	0,7	Tarragona	0	0,4
Cáceres	440	0,4	Madrid	660	0,6	Tenerife	950	0,2
Cádiz	0	0,2	Malaga	0	0,2	Teruel	550	0,9
Castellón	0	0,2	Murcia	40	0,2	Toledo	0	0,5
Ciudad Real	640	0,6	Orense / Ourense	130	0,4	Valencia/València	690	0,2
Córdoba	100	0,2	Oviedo	230	0,5	Valladolid	520	0,4
Coruña / A Coruña	0	0,3	Palencia	740	0,4	Vitoria / Gasteiz	650	0,7
Cuenca	1.010	1,0	Palma de Mallorca	0	0,2	Zamora	210	0,4
Gerona / Girona	70	0,4	Palmas. Las	0	0,2	Zaragoza	0	0,5
Granada	690	0,5	Pamplona/Iruña	450	0,7	Ceuta y Melilla		0,2

CARGAS VARIABLES										
Sobrecarga de uso							Sobrecarga de viento			
Edificio	Zona	Categoría de uso	Subcategoría de uso	Carga uniforme [kN/m ²]	Coefficiente de mayorción	Carga uniforme [kN/m ²]	Edificio	Carga uniforme [kN/m ²]	Coefficiente de mayorción	Carga uniforme [kN/m ²]
Viviendas	TODO	A	A1	2	1,5	3	Viviendas	0,88	1,5	1,32
Centro de estudios	clases	C	C1	3	1,5	4,5	Centro de estudios	0,88	1,5	1,32
	torre	B	-	2	1,5	3	Sobrecarga de nieve			
	z.comunes	Biblioteca	-	3	1,5	4,5	Edificio	Carga uniforme [kN/m ²]	Coefficiente de mayorción	Carga uniforme [kN/m ²]
		C	C1	3	1,5	4,5	Viviendas	0,6	1,5	0,9
	C	C4	5	1,5	7,5	Centro de estudios	0,6	1,5	0,9	
Viviendas	cubiertas	F	-	1	1,5	1,5				
Centro de estudios	cubiertas	F	-	1	1,5	1,5				

1.2.3 Acciones Accidentales

- SISMO: Se determina el valor de la aceleración sísmica básica del edificio según el “Mapa sísmico de la NCSE-02” que en Madrid es de $a_b < 0,04g$.



Figura 2.1 Mapa de Peligrosidad Sísmica

La Norma sismorresistente no es de obligatoria aplicación en las construcciones de moderada importancia, y en las demás construcciones cuando la aceleración sísmica básica, a_b , (artículo 2.1) sea inferior a $0,04 g$, siendo g la aceleración de la gravedad. La Norma no considera riesgo sobre las obras de tierra, ni tampoco parece que existan riesgos de desprendimiento en taludes rocosos como consecuencia de las acciones sísmicas en el área.

No hay riesgo de sismo, no se necesitarían vigas de atado.

1.3 COEFICIENTES DE SEGURIDAD DE LAS ACCIONES

Tabla 4.1 Coeficientes parciales de seguridad (γ) para las acciones

Tipo de verificación ⁽¹⁾	Tipo de acción	Situación persistente o transitoria	
		desfavorable	favorable
Resistencia	Permanente		
	Peso propio, peso del terreno	1,35	0,80
	Empuje del terreno	1,35	0,70
	Presión del agua	1,20	0,90
	Variable	1,50	0
Estabilidad		desestabilizadora	estabilizadora
	Permanente		
	Peso propio, peso del terreno	1,10	0,90
	Empuje del terreno	1,35	0,80
	Presión del agua	1,05	0,95
	Variable	1,50	0

⁽¹⁾ Los coeficientes correspondientes a la verificación de la resistencia del terreno se establecen en el DB-SE-C

1.4 RESUMEN DE ACCIONES

CUADRO DE CARGAS CUBIERTAS VIVIENDAS (cota +8.00, +12.00, +16.00)

Tipo de carga	Carga	Carga característica [kN/m ²]	Coefficiente de seguridad	Carga de cálculo [kN/m ²]
Permanente	Peso propio acero	2	1,35	3
	Cubierta	2,9	1,35	3,9
Variable	Sobrecarga de uso	1,0	1,5	1,5
	Nieve	0,6	1,5	0,9
Carga total Mayorada				9

CUADRO DE CARGAS FORJADOS VIVIENDAS (cota +4.00, +8.00, +12.00)

Tipo de carga	Carga	Carga característica [kN/m ²]	Coefficiente de seguridad	Carga de cálculo [kN/m ²]
Permanente	Peso propio acero	2	1,35	3
	Forjado	1,3	1,35	1,8
	Tabiquería	1,0	1,35	1,4
Variable	Sobrecarga de uso	2	1,5	3
Carga total Mayorada				9

CUADRO DE CARGAS CUBIERTAS CENTRO (cota +4.00, +8.00, +12.00, +16.00)

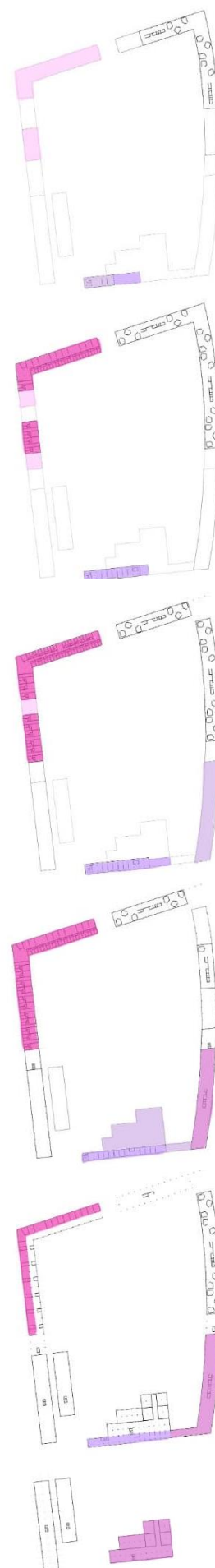
Tipo de carga	Carga	Carga característica [kN/m ²]	Coefficiente de seguridad	Carga de cálculo [kN/m ²]
Permanente	Peso propio acero/ hormigón	2	1,35	3
	Cubierta	2,9	1,35	3,9
Variable	Sobrecarga de uso	1,0	1,5	1,5
	Nieve	0,6	1,5	0,9
Carga total Mayorada				9

CUADRO DE CARGAS FORJADOS CENTRO (cota +4.00, +8.00, +12.00)

Tipo de carga	Carga	Carga característica [kN/m ²]	Coefficiente de seguridad	Carga de cálculo [kN/m ²]
Permanente	Peso propio acero	2	1,35	3
	Forjado	1,3	1,35	1,8
	Tabiquería	1,0	1,35	1,4
Variable	Sobrecarga de uso	5	1,5	7,5
Carga total Mayorada				13

CUADRO DE CARGAS FORJADOS TORRE (cota +4.00, +8.00, +12.00, +16.00)

Tipo de carga	Carga	Carga característica [kN/m ²]	Coefficiente de seguridad	Carga de cálculo [kN/m ²]
Permanente	Peso propio hormigón	2	1,35	3
	Forjado	2,0	1,35	2,7
	Tabiquería	1,0	1,35	1,4
Variable	Sobrecarga de uso	2	1,5	3
Carga total Mayorada				10



A dichas acciones se le añade la sobrecarga horizontal de viento de 1,32 kN/m² y la carga perimetral de la fachada 1.8 kN/m².

1.5 MATERIALES

Los materiales empleados en el proyecto son acero y hormigón armado para la estructura, cerámica (ladrillos) para los muros del edificio original y losas de CLT para los forjados de la ampliación.

Los materiales que se han tenido en cuenta para el cálculo son el hormigón HA25 para las cimentaciones y forjados del edificio original; acero B-500 para los armados de la cimentación y forjados; acero laminado s 275 para la estructura metálica de la ampliación; Acero S460 para los cables de los tirantes. Se adjunta a continuación la tabla de materiales.

Materiales	γ del material	f_k (N/mm ²)	f_d (N/mm ²)
Hormigón HA-25	1,5	25	17
Acero de armar B 500 S	1,15	500	434
Acero laminado S275	1,05	275	261

HORMIGÓN			
Elemento estructural	Tipo de hormigón	Coefficiente parcial de seguridad (γ)	Resistencia de cálculo kN/cm ²
Cimentación	HA-25/B/20/IIa	1.5	$f_{cd}=1,7$
Forjados	HA-25/B/20/IIa	1.5	$f_{cd}=1,7$

ACERO DE ARMAR			
Elemento estructural	Tipo de acero	Coefficiente parcial de seguridad (γ)	Resistencia de cálculo kN/cm ²
Cimentación	B 500 S	1,15	$f_{yd}= 43,4$
Forjados	B 500 S	1,15	$f_{yd}= 43,4$

ACERO LAMINADO			
Elemento estructural	Tipo de acero	Coefficiente parcial de seguridad (γ)	Resistencia de cálculo kN/cm ²
Pilares	B 500 S	1,05	$f_{yd}=26,2$
Vigas	B 500 S	1,05	$f_{yd}=26,2$
Cables	S460	1,05	$f_{yd}=43,8$

1.6 RESISTENCIA AL FUEGO

Como consideraciones frente a la resistencia al fuego, se decide sobredimensionar todos los pilares del edificio para aportar una mayor resistencia. También se emplea pintura intumescente blanca en todas las superficies de la estructura metálica.

Se considera que la resistencia al fuego de un elemento estructural principal del edificio (incluidos forjados, vigas y soportes), es suficiente si: a) alcanza la clase indicada en la tabla 3.1 o 3.2 que representa el tiempo en minutos de resistencia ante la acción representada por la curva normalizada tiempo temperatura, o b) soporta dicha acción durante el tiempo equivalente de exposición al fuego indicado en el anejo B.

Tabla 3.1 Resistencia al fuego suficiente de los elementos estructurales

Uso del sector de incendio considerado ⁽¹⁾	Plantas de sótano	Plantas sobre rasante		
		altura de evacuación del edificio		
		≤15 m	≤28 m	>28 m
Vivienda unifamiliar ⁽²⁾	R 30	R 30	-	-
Residencial Vivienda, Residencial Público, Docente, Administrativo	R 120	R 60	R 90	R 120
Comercial, Pública Concurrencia, Hospitalario	R 120 ⁽³⁾	R 90	R 120	R 180
Aparcamiento (edificio de uso exclusivo o situado sobre otro uso)		R 90		
Aparcamiento (situado bajo un uso distinto)		R 120 ⁽⁴⁾		

Conforme a esto, la estructura del edificio debe cumplir los siguientes valores de resistencia al fuego, en función de la zona en la que se encuentre y su uso:

-Zona de viviendas: Plantas Cotas +0.00 , +4.00, +8.00,+12.00. Uso Residencial vivienda y residencial público. Resistencia R-60. Plantas Cotas +16.00. Uso Residencial vivienda. Resistencia R-90.

Incluye: Soportes, vigas y techos.

-Zona de Centro de estudios: Plantas Cotas -4.00, +0.00 , +4.00, +8.00,+12.00. Docente y administrativo . Resistencia R-60. Plantas Cotas +16.00 y +20.00. Docente y administrativo . Resistencia R-90.

Incluye: Soportes, vigas y techos.

2.CÁLCULOS Y DIMENSIONADO

Todos los cálculos de la estructura están detallados en y la anexo 1, a continuación se muestran algunos datos como resumen de cálculo i los perfiles finales para cada elemento de la estructura.

2.1 VIVIENDAS

Tipo de carga	Carga	Carga característica [kN/m ²]	Coefficiente de seguridad	Carga de cálculo [kN/m ²]
Permanente	Peso propio acero	2	1,35	3
	Forjado	1,3	1,35	1,8
	Tabiquería	1,0	1,35	1,4
Variable	Sobrecarga de uso	2	1,5	3
Carga total Mayorada				9

Tipo de carga	Carga	Carga característica [kN/m ²]	Coefficiente de seguridad	Carga de cálculo [kN/m ²]
Permanente	Peso propio acero	2	1,35	3
	Cubierta	2,9	1,35	3,9
Variable	Sobrecarga de uso	1,0	1,5	1,5
	Nieve	0,6	1,5	0,9
Carga total Mayorada				9

La zona de viviendas tiene una estructura de acero con pórticos de 14 metros cada 6 metros. El edificio tiene 4 plantas de 4 metros de altura.

Empiezo calculando las cargas en las vigas de 14 m de las 3 primeras plantas:

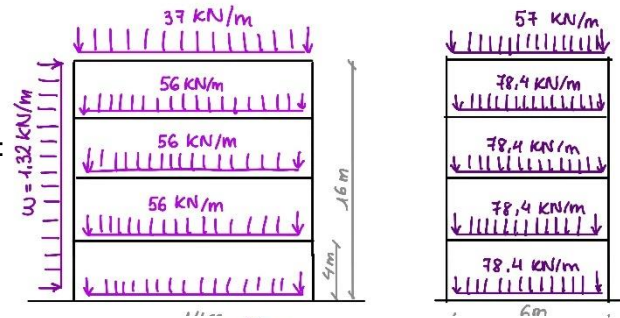
$$C_{planta} = (3 + 1.8 + 1.4 + 3) \text{ kN/m}^2 = 9.2 \text{ kN/m}^2$$

$$C_{planta} = 9.2 \text{ kN/m}^2 \times 84 \text{ m}^2 = 772.8 \text{ kN por planta}$$

Luego cálculo las cargas en las vigas de 14 m de la cubierta:

$$C_{cubierta} = (3.9 + 1.32 + 0.9) \text{ kN/m}^2 = 6.12 \text{ kN/m}^2$$

$$C_{totalcubierta} = 6.12 \text{ kN/m}^2 \times 84 \text{ m}^2 = 513.84 \text{ kN}$$



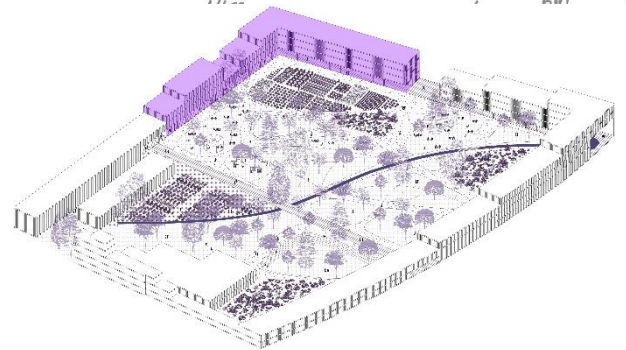
También cálculo las cargas en las vigas de atado de 6m:

$$\text{Área tributaria} = 7\text{m} \times 6\text{m} = 42 \text{ m}^2$$

$$q_{total \text{ piso atado}} = 9.2 + 2 = 11.2 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{viga \text{ atado}} = 11.2 \times 42 = 470.4 \text{ kN}$$

$$q_{viga \text{ atado cubierta}} = (6.12 + 2) \times 42 = 341.04 \text{ kN}$$



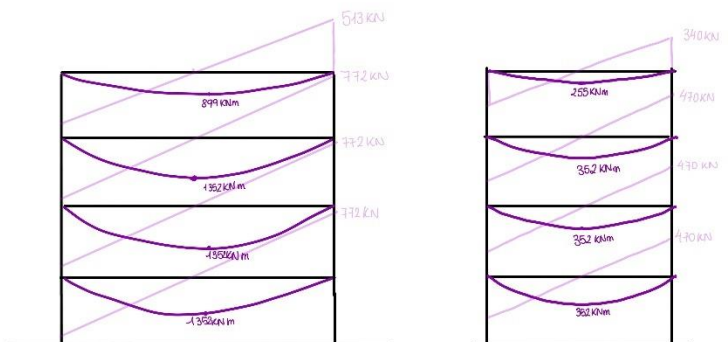
Para el cálculo de momentos elijo el cortante de las primeras plantas ya que es más desfavorable que el de la cubierta.

$$q = 9.2 \text{ kN/m}^2 \times 6\text{m} = 55.2 \text{ kN/m}$$

$$M_{m\acute{a}x} = \frac{qL^2}{8} = \frac{55.2 \times 14^2}{8} = 1352.88 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$q = 11.2 \text{ kN/m}^2 \times 7\text{m} = 78.4 \text{ kN/m}$$

$$M_{m\acute{a}x} = \frac{qL^2}{8} = \frac{78.4 \times 6^2}{8} = 352.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



2.1.1 Dimensionado De Vigas

- VIGAS TRANSVERSALES (14m):

Elijo un HEM 650.

Comparo en momento máximo con el momento flector máximo para ver si cumple:

$M_{\text{máx}} = 1352.88 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_d = 2318 \text{ kN}\cdot\text{m}$.

Como el momento flector máximo es menor que la capacidad del perfil, el perfil HEM 650 es capaz de soportar el momento flector.

Comparo la flecha calculada con la flecha permisible:

$\delta = 46.6 \text{ mm}$ $\delta_{\text{perm}} = 46.7 \text{ mm}$.

Como la flecha calculada es menor a la flecha permisible el perfil HEM 650 cumple con la limitación de deformación.

- VIGAS DE ATADO (6m):

Elijo un IPE 450, cuyas propiedades son:

Comparo en momento máximo con el momento flector máximo para ver si cumple:

$M_{\text{máx}} = 352.8 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_d = 412.5 \text{ kN}\cdot\text{m}$.

Como el momento flector máximo es menor que la capacidad del perfil, el perfil IPE 450 es capaz de soportar el momento flector.

Comparo la flecha calculada con la flecha permisible:

$\delta = 18.6 \text{ mm}$ $\delta_{\text{perm}} = 20 \text{ mm}$.

Como la flecha calculada es inferior a la flecha permisible el perfil IPE 450 cumple con la limitación de deformación.

En resumen utilizaré el perfil HEM 650 para las vigas de 14 m y el perfil IPE 450 para las vigas de atado.

2.1.2 Dimensionado De Pilares

$N = 2832.24 \text{ kN}$ $N_{Rd, 2IPE450} = 20834 \text{ kN}$

Como el axil que resiste el perfil es mucho mayor que el que tiene que aguantar, si sirve.

Esta esbeltez está dentro de los límites aceptables según la normativa española, que recomienda una esbeltez inferior a 90 para elementos comprimidos.

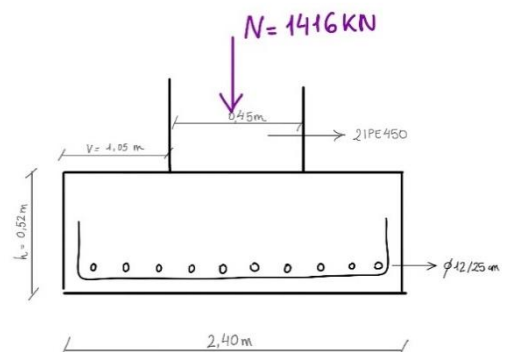
En resumen utilizaré el perfil 2IPE450 para los pilares de las viviendas.

2.1.3 Dimensionado De Zapatas

Se calcula la zapata con el N más desfavorable con valor

1416.12 kN y una presión admisible del terreno de 250kN/m²

Zapata de 2.4x2.4x0.5m.



Dimensionado de la placa de anclaje:

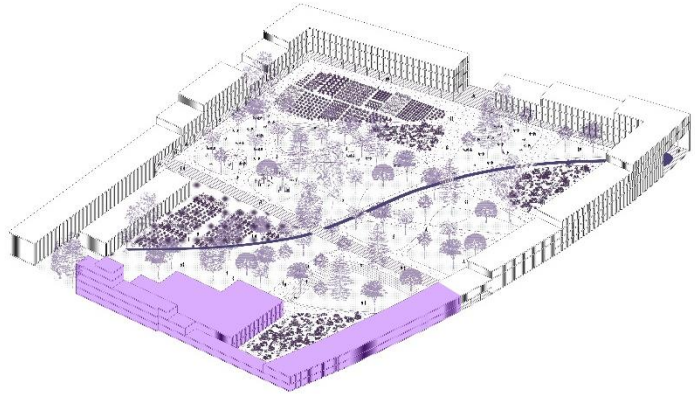
Se calcula la placa con el N más desfavorable con valor 1416 kN y una tensión admisible del hormigón de 2MPa.

Espesor de la Placa (t): Para una carga de 1416 kN, asumimos un límite de fluencia del acero $f_y = 275$ MPa. e es el voladizo de la placa respecto a la sección del pilar (0.9-0.5=0.2 cm).

Pernos de anclaje: 4 pernos de 16-20 mm de diámetro, con un empotramiento mínimo de 15 veces el diámetro del perno (para garantizar resistencia a posibles tracciones).

Placa de 0.9m x0.9mx0.04m.

2.2 CENTRO DE ESTUDIOS



2.2.1 Zona de clases

CUADRO DE CARGAS CUBIERTAS CENTRO (cota +4.00, +8.00, +12.00, +16.00)				
Tipo de carga	Carga	Carga característica [kN/m ²]	Coefficiente de seguridad	Carga de cálculo [kN/m ²]
Permanente	Peso propio acero/ hormigón	2	1,35	3
	Cubierta	2,9	1,35	3,9
Variable	Sobrecarga de uso	1,0	1,5	1,5
	Nieve	0,6	1,5	0,9
Carga total Mayorada				9

CUADRO DE CARGAS FORJADOS CENTRO (cota +4.00, +8.00, +12.00)				
Tipo de carga	Carga	Carga característica [kN/m ²]	Coefficiente de seguridad	Carga de cálculo [kN/m ²]
Permanente	Peso propio acero	2	1,35	3
	Forjado	1,3	1,35	1,8
	Tabiquería	1,0	1,35	1,4
Variable	Sobrecarga de uso	5	1,5	7,5
Carga total Mayorada				13

La zona de clases tiene una estructura de acero con una retícula de 5x 6 metros. El edificio tiene 1 planta doble de 8 metros de altura.

Empiezo calculando las cargas en las vigas principales de 6 m:

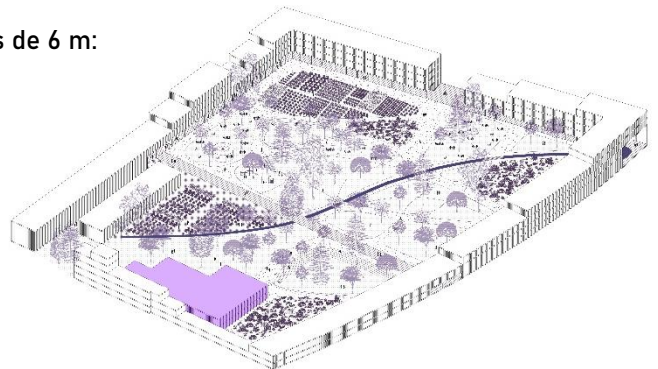
$$C_{planta} = (3 + 1.8 + 1.4 + 7.5) \text{ kN/m}^2 = 13.7 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Área tributaria} = 5 \times 6 \text{ m} = 35 \text{ m}^2$$

$$C_{planta} = 13.7 \text{ kN/m}^2 \times 35 \text{ m}^2 = 479.5 \text{ kN}$$

$$C_{cubierta} = (3.9 + 1.5 + 0.9 + 3) \text{ kN/m}^2 = 9.3 \text{ kN/m}^2$$

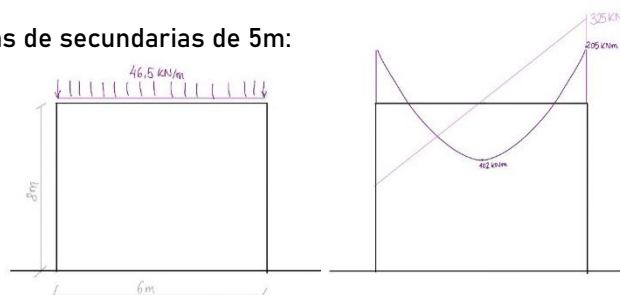
$$C_{totalcubierta} = 9.3 \text{ kN/m}^2 \times 35 \text{ m}^2 = 325.5 \text{ kN}$$



También cálculo las cargas en las vigas de secundarias de 5m:

$$q_{total \text{ piso sec}} = (13.7 + 2) \times 35 = 549.5 \text{ kN}$$

$$q_{viga \text{ sec cubierta}} = (9.3 + 2) \times 35 = 395.5 \text{ kN}$$



$$M_{\text{máx}} = \frac{qL^2}{12} = \frac{68.5 \cdot 6^2}{12} = 205.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{máx}} = \frac{qL^2}{12} = \frac{94.2 \cdot 5^2}{12} = 196.25 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2.2.1.1 Dimensionado De Vigas

- VIGAS PRINCIPALES (14m):

Elijo un IPE 450,

Comparo en momento máximo con el momento flector máximo para ver si cumple:

$M_{\text{máx}} = 205.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $M_d = 412.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$.

Como el momento flector máximo es menor que la capacidad del perfil, el perfil IPE 450 es capaz de soportar el momento flector.

Comparo la flecha calculada con la flecha permisible:

$\delta = 1.63 \text{ mm}$ $\delta_{\text{perm}} = 20 \text{ mm}$.

Como la flecha calculada es inferior a la flecha permisible el perfil IPE 450 cumple con la limitación de deformación.

- VIGAS SECUNDARIAS (6m):

Para mantener la coherencia estructural elijo un IPE 450,

Comparo en momento máximo con el momento flector máximo para ver si cumple:

$M_{\text{máx}} = 196.25 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $M_d = 412.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$.

Como el momento flector máximo es menor que la capacidad del perfil, el perfil IPE 450 es capaz de soportar el momento flector.

Comparo la flecha calculada con la flecha permisible:

$\delta = 1.08 \text{ mm}$ $\delta_{\text{perm}} = 16 \text{ mm}$.

Como la flecha calculada es inferior a la flecha permisible el perfil IPE 450 cumple con la limitación de deformación.

En resumen utilizaré el perfil IPE 450 tanto para las vigas principales como para las vigas secundarias.

2.2.1.2 Dimensionado De Pilares

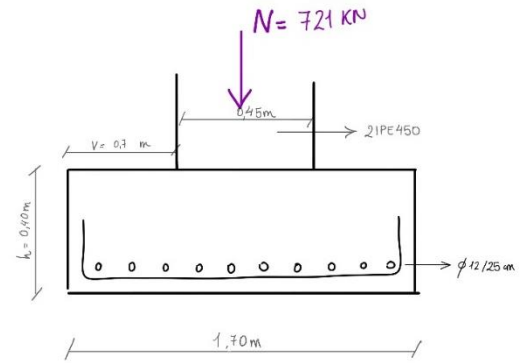
$N = 721 \text{ kN}$ $N_{Rd, 2IPE450} = 20834 \text{ kN}$

Como el axil que resiste el perfil es mucho mayor que el que tiene que aguantar, si sirve.

En resumen utilizaré el perfil 2IPE450 para los pilares de las clases.

2.2.1.3 Dimensionado De Zapatas

Se calcula la zapata con el N más desfavorable con valor 1750kN y una presión admisible del terreno de 250kN/m²
Zapata de 1.7x1.7x0.4m.



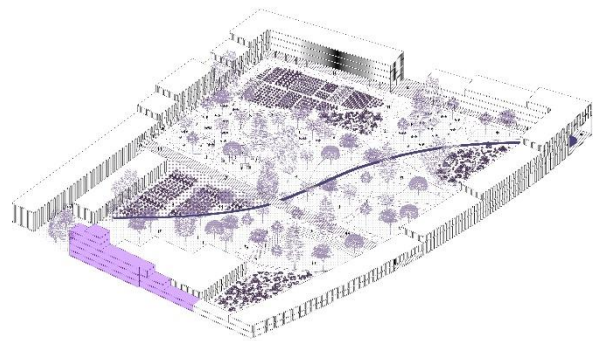
Dimensionado de la placa de anclaje:

Se calcula la placa con el N más desfavorable con valor 1750 kN y una tensión admisible del hormigón de 2MPa.

Placa de 0.95m x0.95m x0.05m.

2.2.2 Torre

CUADRO DE CARGAS FORJADOS TORRE (cota +4.00, +8.00, +12.00, +16.00)				
Tipo de carga	Carga	Carga característica [kN/m ²]	Coefficiente de seguridad	Carga de cálculo [kN/m ²]
Permanente	Peso propio hormigón	2	1,35	3
	Forjado	2,0	1,35	2,7
	Tabiquería	1,0	1,35	1,4
Variable	Sobrecarga de uso	2	1,5	3
Carga total Mayorada				10



En la torre se mantiene la estructura original, y cómo el uso que se le va a dar es el mismo no se realizan grandes cambios. La estructura es una retícula de 5 x6 m de pilares de hormigón y forjado de vigas y viguetas también de hormigón.

Se calculará sin embargo en efecto reproduce la introducción de unos ascensores en los forjados y en los pilares de la zona afectada.

También se calculará y dimensionará el muro de contención que se crea para la incorporación de la zona de clases del Centro de Estudios.

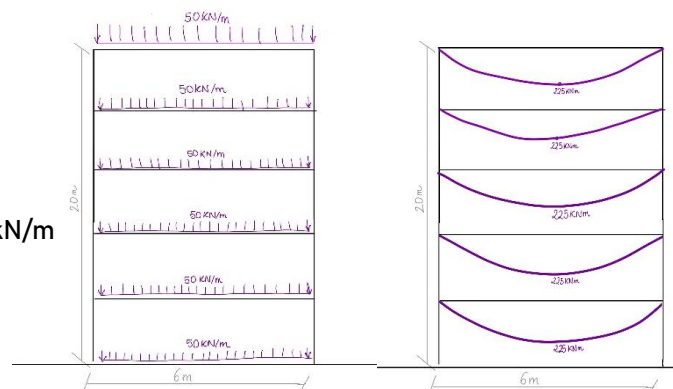
2.2.2.1 Dimensionado De Vigas

Carga sobre la viga por piso: q_{viga}=10.1x30=303kN

La carga lineal sobre cada viga será: q_{lineal}=303/6=50kN/m

$$M_{\text{máximo}} = \frac{q \cdot L^2}{8} = \frac{50 \cdot 6^2}{8} = 225 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_n = 1111.11 \cdot 500 \cdot \left(40 - \frac{10.45}{2}\right) = 1944.44 \text{ kN.m}$$



Como $M_n > M_{\text{max}}$ si que nos valen las vigas existentes. Vigas de 0.25x0.45m

Calculo el armado de la viga con el área de acero necesaria:

Nº de barras= 6 barras de $\phi 16$

Cálculo de estribos = $\phi 8$ cada 0.2 m

2.2.2.2 Dimensionado De Pilares

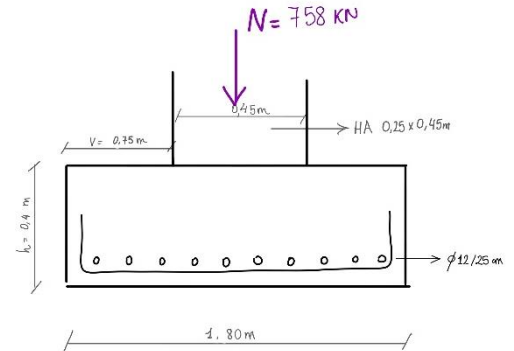
Mantengo los pilares de 0.25x0.45m con una armadura de 10 barras de $\Phi 32$

2.2.2.3 Dimensionado De Zapatas

Se calcula la zapata con el N más desfavorable con valor 758 kN y una presión admisible del terreno de 250kN/m²

Zapata de 1.8x1.8x0.4m

Por normativa: 30cm \geq separación entre barras \geq 10cm: 10 $\phi 12$ = $\phi 12/25$ cm (en ambas direcciones)



2.2.3 Zonas comunes

CUADRO DE CARGAS CUBIERTAS CENTRO (cota +4.00, +8.00, +12.00, +16.00)				
Tipo de carga	Carga	Carga característica [kN/m ²]	Coefficiente de seguridad	Carga de cálculo [kN/m ²]
Permanente	Peso propio acero/hormigón	2	1,35	3
	Cubierta	2,9	1,35	3,9
Variable	Sobrecarga de uso	1,0	1,5	1,5
	Nieve	0,6	1,5	0,9
Carga total Mayorada				9

CUADRO DE CARGAS FORJADOS CENTRO (cota +4.00, +8.00, +12.00)				
Tipo de carga	Carga	Carga característica [kN/m ²]	Coefficiente de seguridad	Carga de cálculo [kN/m ²]
Permanente	Peso propio acero	2	1,35	3
	Forjado	1,3	1,35	1,8
	Tabiquería	1,0	1,35	1,4
Variable	Sobrecarga de uso	5	1,5	7,5
Carga total Mayorada				13

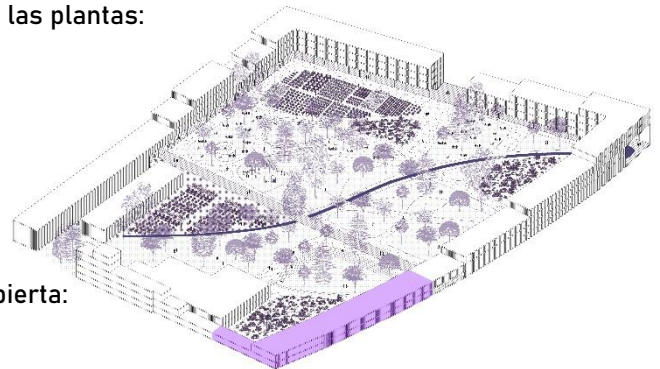
Las zonas comunes del centro de estudios tiene una estructura de acero con pórticos de 14 metros cada 6 metros. El edificio tiene 2 plantas de 4 metros de altura.

Empiezo calculando las cargas en las vigas de 14 m de las plantas:

$$C_{planta} = (3 + 1.8 + 1.4 + 7.5) \text{ kN/m}^2 = 13.7 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Área tributaria} = 14 \text{ m} \times 6 \text{ m} = 84 \text{ m}^2$$

$$C_{planta} = 13.7 \text{ kN/m}^2 \times 84 \text{ m}^2 = 1150.8 \text{ kN}$$



Luego cálculo las cargas en las vigas de 14 m de la cubierta:

$$C_{cubierta} = (3.9 + 1.5 + 0.9 + 3) \text{ kN/m}^2 = 9.3 \text{ kN/m}^2$$

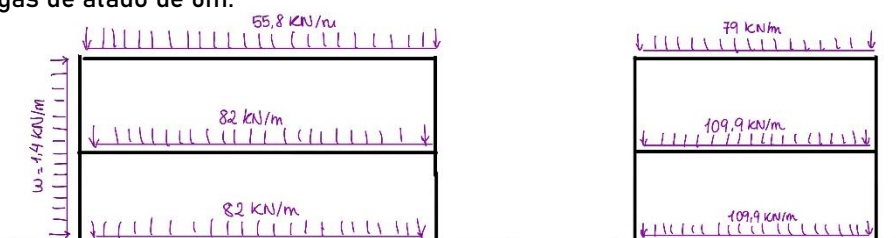
$$C_{totalcubierta} = 9.3 \text{ kN/m}^2 \times 84 \text{ m}^2 = 781.2 \text{ kN}$$

También cálculo las cargas en las vigas de atado de 6m:

$$\text{Área tributaria} = 7 \text{ m} \times 6 \text{ m} = 42 \text{ m}^2$$

$$q_{total \text{ piso atado}} = (13.7 + 2) \times 42 = 659.4 \text{ kN}$$

$$q_{viga \text{ atado cubierta}} = (9.3 + 2) \times 42 = 474.6 \text{ kN}$$



Para el cálculo de momentos elijo el cortante de las primeras plantas ya que es más desfavorable que el de la cubierta.

$$q=13.7\text{kN/m}^2 \times 6\text{m}=82.2 \text{ kN/m.}$$

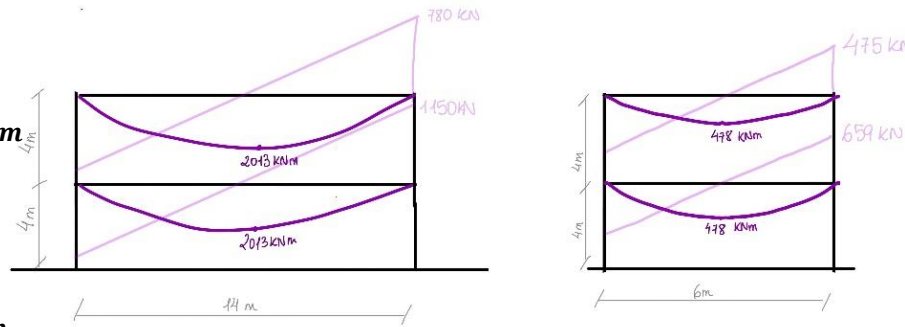
$$L=14\text{m.}$$

$$M_{\text{máx}}=\frac{qL^2}{8} = \frac{82.2 \times 14^2}{8} = 2013.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$q=15.2\text{kN/m}^2 \times 7\text{m}=106.4 \text{ kN/m.}$$

$$L=6\text{m.}$$

$$M_{\text{máx}}=\frac{qL^2}{8} = \frac{106.4 \times 6^2}{8} = 478.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



2.2.3.1 Dimensionado De Vigas

- VIGAS TRANSVERSALES (14m):

Elijo un HEM 800, cuyas propiedades son:

Comparo en momento máximo con el momento flector máximo para ver si cumple:

$$M_{\text{máx}}= 2013.9 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_d=2970 \text{ kN} \cdot \text{m.}$$

Como el momento flector máximo es menor que la capacidad del perfil, el perfil HEM 800 es capaz de soportar el momento flector.

Comparo la flecha calculada con la flecha permisible:

$$\delta=44.2\text{mm} \quad \delta_{\text{perm}}=46.7 \text{ mm.}$$

Como la flecha calculada es menor a la flecha permisible el perfil HEM 800 cumple con la limitación de deformación.

- VIGAS DE ATADO (6m):

Elijo un IPE 500, cuyas propiedades son:

Comparo en momento máximo con el momento flector máximo para ver si cumple:

$$M_{\text{máx}}= 478.8 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_d=530.75 \text{ kN} \cdot \text{m.}$$

Como el momento flector máximo es menor que la capacidad del perfil, el perfil IPE 500 es capaz de soportar el momento flector.

Comparo la flecha calculada con la flecha permisible:

$$\delta=17.7 \text{ mm} \quad \delta_{\text{perm}}=20 \text{ mm.}$$

Como la flecha calculada es inferior a la flecha permisible el perfil IPE 500 cumple con la limitación de deformación.

En resumen utilizaré el perfil HEM 800 para las vigas de 14 m y el perfil IPE 500 para las vigas de atado.

2.2.3.2 Dimensionado De Pilares

Para dimensionar el pilar, calculo cuánta carga recibe el pilar de planta baja de todas las plantas superiores.

$$N=1150.8\text{kN} +781.2\text{kN} +659.4 \text{ kN} +474.6 \text{ kN} = 3066 \text{ kN}$$

$$N=3066 \text{ kN } N_{Rd, 2IPE450}=20834 \text{ kN}$$

Como el axil que resiste el perfil es mucho mayor que el que tiene que aguantar, si sirve.

Cálculo el pandeo del pilar:

$$\lambda = \frac{L_{pandeo}}{i} = \frac{4000}{185} = 21.62$$

Esta esbeltez está dentro de los límites aceptables según la normativa española, que recomienda una esbeltez inferior a 90 para elementos comprimidos.

En resumen utilizaré el perfil 2IPE450 para los pilares de las viviendas.

2.2.3.3 Dimensionado De Zapatas

Se calcula la zapata con el N más desfavorable con valor 1533 kN

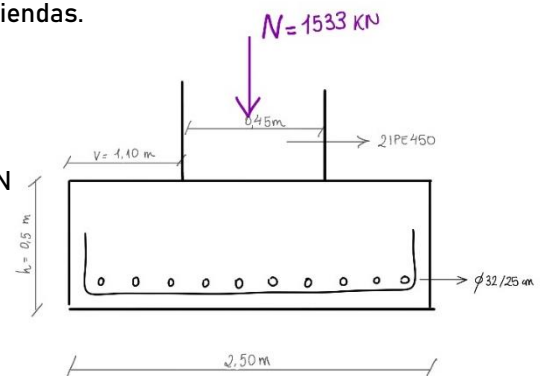
y una presión admisible del terreno de 250kN/m²

Zapata de 2.5x2.5x0.5m.

Dimensionado de la placa de anclaje:

Se calcula la placa con el N más desfavorable con valor 1533 kN y una tensión admisible del hormigón de 2MPa.

Placa de 0.9m x0.9mx0.04m.



2.3 FORJADOS

2.3.1. Forjado de CLT:

Elijo el EGO CLT 225 para el forjado, y las medidas de paneles son de hasta 3 metros de ancho y 12 m de largo.

La longitud de los paneles será 6m x 2.8m. Los 2.8 m surgen de dividir 14 m de la viga entre 5 paneles. Con las modificaciones necesarias en el caso de los núcleos de comunicación.

2.3.2. Solera de hormigón :

Para las soleras pondré un espesor de 30cm y juntas de dilatación cada 4 metros

2.4 ARRIOSTRAMIENTO

Para calcular el arriostramiento en la nueva estructura, al tratarse de acero lo realizaré con barras de acero también con cruces en V invertida.

Por lo tanto, dos barras redondas de 27 mm de diámetro sería suficiente.

Pondré un arriostramiento en cada núcleo de comunicaciones y en cada planta para reforzar la estructura.

ANEXO 1: 2.CÁLCULOS Y DIMENSIONADO

2.1 VIVIENDAS

CUADRO DE CARGAS FORJADOS VIVIENDAS (cota +4.00, +8.00, +12.00)				
Tipo de carga	Carga	Carga característica [kN/m ²]	Coefficiente de seguridad	Carga de cálculo [kN/m ²]
Permanente	Peso propio acero	2	1,35	3
	Forjado	1,3	1,35	1,8
	Tabiquería	1,0	1,35	1,4
Variable	Sobrecarga de uso	2	1,5	3
Carga total Mayorada				9

CUADRO DE CARGAS CUBIERTAS VIVIENDAS (cota +8.00, +12.00, +16.00)				
Tipo de carga	Carga	Carga característica [kN/m ²]	Coefficiente de seguridad	Carga de cálculo [kN/m ²]
Permanente	Peso propio acero	2	1,35	3
	Cubierta	2,9	1,35	3,9
Variable	Sobrecarga de uso	1,0	1,5	1,5
	Nieve	0,6	1,5	0,9
Carga total Mayorada				9

La zona de viviendas tiene una estructura de acero con pórticos de 14 metros cada 6 metros. El edificio tiene 4 plantas de 4 metros de altura.

Empiezo calculando las cargas en las vigas de 14 m de las 3 primeras plantas:

$$C_{planta} = (3 + 1.8 + 1.4 + 3) \text{ kN/m}^2 = 9.2 \text{ kN/m}^2$$

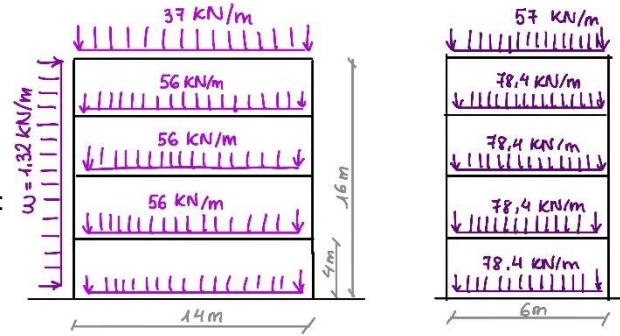
$$\text{Área tributaria} = 14 \text{ m} \times 6 \text{ m} = 84 \text{ m}^2$$

$$C_{planta} = 9.2 \text{ kN/m}^2 \times 84 \text{ m}^2 = 772.8 \text{ kN por planta}$$

Luego cálculo las cargas en las vigas de 14 m de la cubierta:

$$C_{cubierta} = (3.9 + 1.32 + 0.9) \text{ kN/m}^2 = 6.12 \text{ kN/m}^2$$

$$C_{totalcubierta} = 6.12 \text{ kN/m}^2 \times 84 \text{ m}^2 = 513.84 \text{ kN}$$



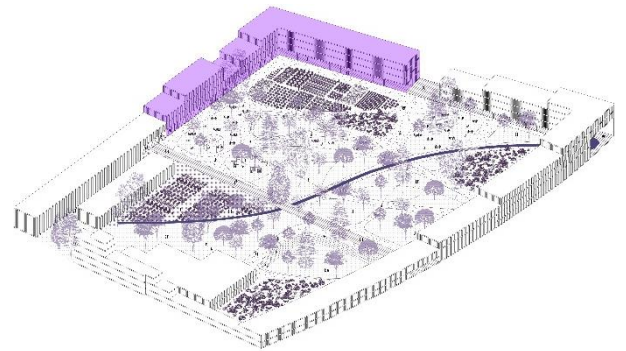
También cálculo las cargas en las vigas de atado de 6m:

$$\text{Área tributaria} = 7 \text{ m} \times 6 \text{ m} = 42 \text{ m}^2$$

$$q_{total \text{ piso atado}} = 9.2 + 2 = 11.2 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{viga \text{ atado}} = 11.2 \times 42 = 470.4 \text{ kN}$$

$$q_{viga \text{ atado cubierta}} = (6.12 + 2) \times 42 = 341.04 \text{ kN}$$



Para el cálculo de momentos elijo el cortante de las primeras plantas ya que es más desfavorable que el de la cubierta.

$$q = 9.2 \text{ kN/m}^2 \times 6 \text{ m} = 55.2 \text{ kN/m}$$

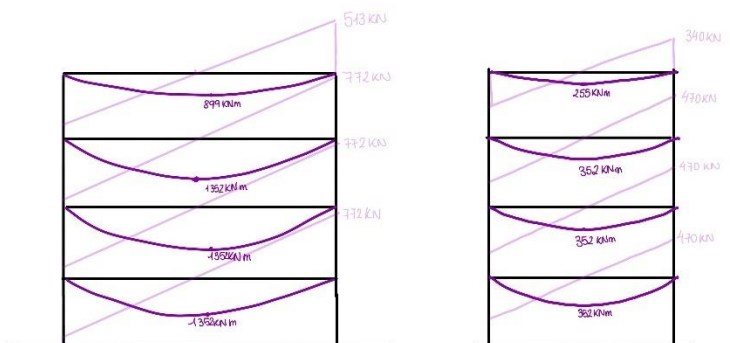
$$L = 14 \text{ m}$$

$$M_{m\acute{a}x} = \frac{qL^2}{8} = \frac{55.2 \times 14^2}{8} = 1352.88 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$q = 11.2 \text{ kN/m}^2 \times 7 \text{ m} = 78.4 \text{ kN/m}$$

$$L = 6 \text{ m}$$

$$M_{m\acute{a}x} = \frac{qL^2}{8} = \frac{78.4 \times 6^2}{8} = 352.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



2.1.1 Dimensionado De Vigas

- VIGAS TRANSVERSALES (14m):

Según la normativa, la flecha máxima permisible es $L/300$ para estructuras de acero.

Para la viga de 14 metros, la flecha máxima es:

$$\delta_{perm} = \frac{14}{300} = 0.0467m = 46.7mm$$

Elijo un HEM 650, cuyas propiedades son:

- Módulo resistente $W_y = 8430 \text{ cm}^3 = 8.43 \times 10^{-3} \text{ m}^3$
- Momento de inercia $I_y = 281667 \text{ cm}^4 = 2.8 \times 10^{-3} \text{ m}^4$

Verifico el momento flector máximo mediante la siguiente fórmula: $M_d = f_y \times W_y$

$$M_d = 275000 \times 8.43 \times 10^{-3} = 2318 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Comparo en momento máximo con el momento flector máximo para ver si cumple:

$$M_{\text{máx}} = 1352.88 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad M_d = 2318 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Como el momento flector máximo es menor que la capacidad del perfil, el perfil HEM 650 es capaz de soportar el momento flector.

A continuación calcula la flecha para ver si cumple según la normativa:

$$\delta = \frac{5qL^4}{384EI} = \frac{5 \cdot 55.2 \cdot 14^4}{384 \cdot 210 \cdot 10^6 \cdot 2.8 \cdot 10^{-3}} = 0.046m = 46.6mm$$

Comparo la flecha calculada con la flecha permisible:

$$\delta = 46.6 \text{ mm} \quad \delta_{perm} = 46.7 \text{ mm}$$

Como la flecha calculada es menor a la flecha permisible el perfil HEM 650 cumple con la limitación de deformación.

- VIGAS DE ATADO (6m):

Según la normativa, la flecha máxima permisible es $L/300$ para estructuras de acero.

Para la viga de 6 metros, la flecha máxima es:

$$\delta_{perm} = \frac{6}{300} = 0.02m = 20 \text{ mm}$$

Elijo un IPE 450, cuyas propiedades son:

- Módulo resistente $W_y = 1500 \text{ cm}^3 = 1.5 \times 10^{-3} \text{ m}^3$
- Momento de inercia $I_y = 33.740 \text{ cm}^4 = 3.374 \times 10^{-4} \text{ m}^4$

Verifico el momento flector máximo mediante la siguiente fórmula: $M_d = f_y \times W_y$

$$M_d = 275000 \times 1.5 \times 10^{-3} = 412.5 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Comparo en momento máximo con el momento flector máximo para ver si cumple:

$$M_{\text{máx}} = 352.8 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad M_d = 412.5 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Como el momento flector máximo es menor que la capacidad del perfil, el perfil IPE 450 es capaz de soportar el momento flector.

A continuación calcula la flecha para ver si cumple según la normativa:

$$\delta = \frac{5qL^4}{384EI} = \frac{5 \cdot 78.4 \cdot 6^4}{384 \cdot 210 \cdot 10^6 \cdot 3.374 \cdot 10^{-4}} = 0.0186m = \mathbf{18.6mm}$$

Comparo la flecha calculada con la flecha permisible:

$$\delta = 18.6 \text{ mm} \quad \delta_{\text{perm}} = 20 \text{ mm.}$$

Como la flecha calculada es inferior a la flecha permisible el perfil IPE 450 cumple con la limitación de deformación.

En resumen utilizaré el perfil HEM 650 para las vigas de 14 m y el perfil IPE 450 para las vigas de atado.

2.1.2 Dimensionado De Pilares

Para dimensionar el pilar, calculo cuánta carga recibe el pilar de planta baja de todas las plantas superiores.

$$N = 772.8 \text{ kN por planta} \times 3 \text{ plantas} + 513.84 \text{ kN} = 2832.24 \text{ kN}$$

$$L_{\text{pandeo}} = 4 \text{ m}$$

Voy a calcular el axil máximo que aguanta un pilar 2IPE450

$$N_{Rd} = A \cdot f_y$$

$$A_{2IPE450} = 2 \times 378.8 \text{ cm}^2 = 0.075 \text{ m}^2$$

$$N_{Rd, 2IPE450} = 0.075 \times 275000 = 20834 \text{ kN}$$

$$N = 2832.24 \text{ kN} \quad N_{Rd, 2IPE450} = 20834 \text{ kN}$$

Como el axil que resiste el perfil es mucho mayor que el que tiene que aguantar, si sirve.

Cálculo el pandeo del pilar:

$$\lambda = \frac{L_{\text{pandeo}}}{i} = \frac{4000}{185} = 21.62$$

Esta esbeltez está dentro de los límites aceptables según la normativa española, que recomienda una esbeltez inferior a 90 para elementos comprimidos.

En resumen utilizaré el perfil 2IPE450 para los pilares de las viviendas.

2.1.3 Dimensionado De Zapatas

Se calcula la zapata con el N más desfavorable con valor 1416.12 kN y una presión admisible del terreno de 250kN/m²

$$S = N / P_{\text{adm}} = 1416.12 / 250 = 5.66 \text{ m}^2$$

$$a = \sqrt{S} = \sqrt{5.66} = 2.38\text{m}; 2.40\text{m}$$

$$v = (a/2) - (c/2) = (2.40/2 - 0.3/2) = 1.05\text{m}$$

$$h = v/2 = 0.52 \text{ h mín} = 0.4\text{m cumple}$$

Armadura

$$v/2 = x = a/4 - c/4 = 2.40/4 - 0.3/4 = 0.52\text{m}$$

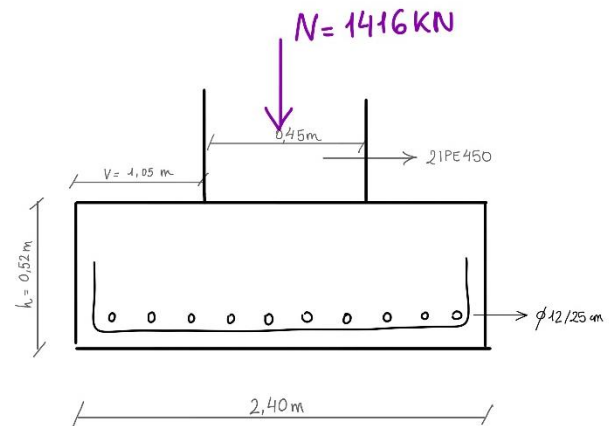
$$T = M/z = (N \cdot v/4) / z = (1416.12 \cdot 0.52/4) / 0.8 \cdot 0.52 = 120.81\text{kN}$$

$$T = A \cdot f \Rightarrow A = T/f = 120.81/43.4 = 2.78 \text{ cm}^2 ; 10\phi 16$$

Por normativa: $30\text{cm} \geq \text{separación entre barras} \geq 10\text{cm}$: $10 \phi 16 = \phi 16/25\text{cm}$ (en ambas direcciones)

$$2.4/4 = 0.6 > 0.3 ; \text{son necesarias patillas.}$$

Zapata de $2.4 \times 2.4 \times 0.5\text{m}$.



Dimensionado de la placa de anclaje:

Se calcula la placa con el N más desfavorable con valor 1416 kN y una tensión admisible del hormigón de 2MPa.

Para distribuir uniformemente la carga, el área mínima de la placa de anclaje es: $A_{\text{placa}} = N / \sigma_{\text{adm}}$

$$A_{\text{placa}} = \frac{1416000}{2 \times 10^6} = 0.708\text{m}^2$$

Para una placa cuadrada:

$$L = \sqrt{0.708} \approx 0.84 \text{ m}$$

Placa de $0.9\text{m} \times 0.9\text{m}$.

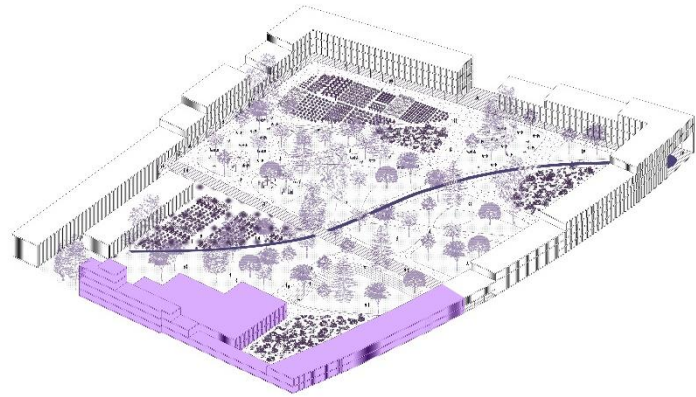
Espesor de la Placa (t): Para una carga de 1416 kN, asumimos un límite de fluencia del acero $f_y = 275 \text{ MPa}$. e es el voladizo de la placa respecto a la sección del pilar ($0.9 - 0.5 = 0.2 \text{ m}$).

$$t \geq \sqrt{\frac{N}{4 \cdot f_y \cdot (L - e)}} = \sqrt{\frac{1416000}{4 \cdot 275 \cdot 10^6 \cdot (0.9 - 0.2)}} \approx 0.04 \text{ m}$$

Pernos de anclaje: 4 pernos de 16-20 mm de diámetro, con un empotramiento mínimo de 15 veces el diámetro del perno (para garantizar resistencia a posibles tracciones).

Placa de $0.9\text{m} \times 0.9\text{m} \times 0.04\text{m}$.

2.2 CENTRO DE ESTUDIOS



2.2.1 Zona de clases

CUADRO DE CARGAS CUBIERTAS CENTRO (cota +4.00, +8.00, +12.00, +16.00)				
Tipo de carga	Carga	Carga característica [kN/m ²]	Coefficiente de seguridad	Carga de cálculo [kN/m ²]
Permanente	Peso propio acero/ hormigón	2	1,35	3
	Cubierta	2,9	1,35	3,9
Variable	Sobrecarga de uso	1,0	1,5	1,5
	Nieve	0,6	1,5	0,9
Carga total Mayorada				9

CUADRO DE CARGAS FORJADOS CENTRO (cota +4.00, +8.00, +12.00)				
Tipo de carga	Carga	Carga característica [kN/m ²]	Coefficiente de seguridad	Carga de cálculo [kN/m ²]
Permanente	Peso propio acero	2	1,35	3
	Forjado	1,3	1,35	1,8
	Tabiquería	1,0	1,35	1,4
Variable	Sobrecarga de uso	5	1,5	7,5
Carga total Mayorada				13

La zona de clases tiene una estructura de acero con una retícula de 5x 6 metros. El edificio tiene 1 planta doble de 8 metros de altura.

Empiezo calculando las cargas en las vigas principales de 6 m:

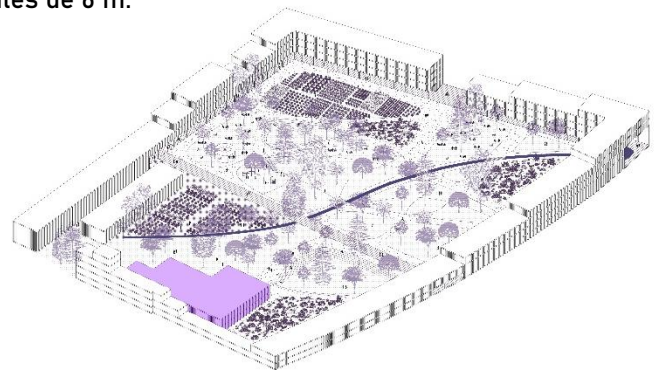
$$C_{planta} = (3 + 1.8 + 1.4 + 7.5) \text{ kN/m}^2 = 13.7 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Área tributaria} = 5 \times 6 \text{ m} = 35 \text{ m}^2$$

$$C_{planta} = 13.7 \text{ kN/m}^2 \times 35 \text{ m}^2 = 479.5 \text{ kN}$$

$$C_{cubierta} = (3.9 + 1.5 + 0.9 + 3) \text{ kN/m}^2 = 9.3 \text{ kN/m}^2$$

$$C_{totalcubierta} = 9.3 \text{ kN/m}^2 \times 35 \text{ m}^2 = 325.5 \text{ kN}$$



También cálculo las cargas en las vigas de secundarias de 5m:

$$\text{Área tributaria} = 5 \text{ m} \times 6 \text{ m} = 35 \text{ m}^2$$

$$q_{total \text{ piso sec}} = (13.7 + 2) \times 35 = 549.5 \text{ kN}$$

$$q_{viga \text{ sec cubierta}} = (9.3 + 2) \times 35 = 395.5 \text{ kN}$$

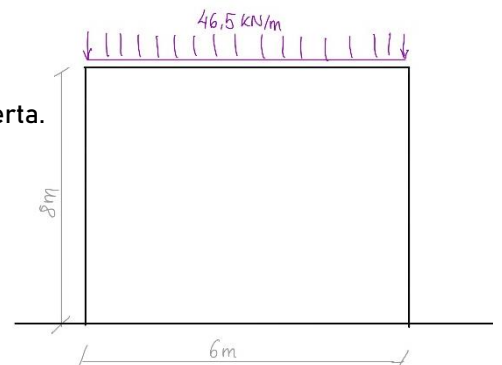
Para el cálculo de momentos elijo el cortante

de la primera planta ya que es más desfavorable que el de la cubierta.

$$q = 13.7 \text{ kN/m}^2 \times 5 \text{ m} = 68.5 \text{ kN/m}$$

$$L = 6 \text{ m}$$

$$M_{\text{máx}} = \frac{qL^2}{12} = \frac{68.5 \times 6^2}{12} = 205.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



$$q=15.7\text{kN/m}^2 \times 6\text{m}=94.2\text{ kN/m.}$$

$$L=5\text{m.}$$

$$M_{\text{máx}}=\frac{qL^2}{12}=\frac{94.2 \times 5^2}{12}=196.25\text{ kN} \cdot \text{m}$$

2.2.1.1 Dimensionado De Vigas

- VIGAS PRINCIPALES (6m):

Según la normativa, la flecha máxima permisible es $L/300$ para estructuras de acero.

Para la viga de 6 metros, la flecha máxima es:

$$\delta_{\text{perm}}=\frac{6}{300}=0.02\text{m}=20\text{mm}$$

Elijo un IPE 450, cuyas propiedades son:

- Módulo resistente $W_y=1500\text{cm}^3=1.5 \times 10^{-3}\text{ m}^3$
- Momento de inercia $I_y=33.740\text{ cm}^4=3.374 \times 10^{-4}\text{ m}^4$

Verifico el momento flector máximo mediante la siguiente fórmula: $M_d=f_y \times W_y$

$$M_d=275000 \times 1.5 \times 10^{-3}=412.5\text{ kN} \cdot \text{m}$$

Comparo en momento máximo con el momento flector máximo para ver si cumple:

$$M_{\text{máx}}=205.5\text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_d=412.5\text{ kN} \cdot \text{m.}$$

Como el momento flector máximo es menor que la capacidad del perfil, el perfil IPE 450 es capaz de soportar el momento flector.

A continuación calcula la flecha para ver si cumple según la normativa:

$$\delta=\frac{5qL^4}{384EI}=\frac{5 \times 68.5 \times 6^4}{384 \times 210 \times 10^{-6} \times 3.374 \times 10^{-4}}=0.0163\text{m}=1.63\text{mm}$$

Comparo la flecha calculada con la flecha permisible:

$$\delta=1.63\text{ mm} \quad \delta_{\text{perm}}=20\text{ mm.}$$

Como la flecha calculada es inferior a la flecha permisible el perfil IPE 450 cumple con la limitación de deformación.

- VIGAS SECUNDARIAS (6m):

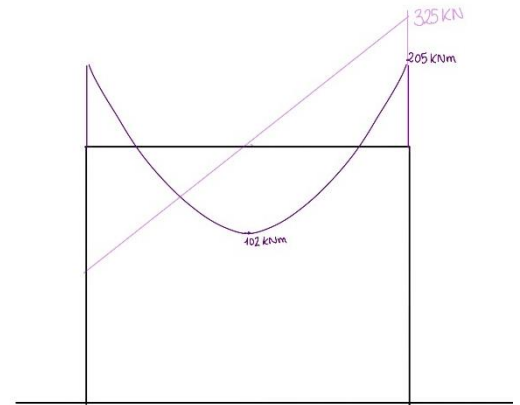
Según la normativa, la flecha máxima permisible es $L/300$ para estructuras de acero.

Para la viga de 6 metros, la flecha máxima es:

$$\delta_{\text{perm}}=\frac{5}{300}=0.016\text{m}=16\text{ mm}$$

Para mantener la coherencia estructural elijo un IPE 450, cuyas propiedades son:

- Módulo resistente $W_y=1500\text{cm}^3=1.5 \times 10^{-3}\text{ m}^3$
- Momento de inercia $I_y=33.740\text{ cm}^4=3.374 \times 10^{-4}\text{ m}^4$



Verifico el momento flector máximo mediante la siguiente fórmula: $M_d = f_y \times W_y$

$$M_d = 275000 \times 1.5 \times 10^{-3} = 412.5 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Comparo en momento máximo con el momento flector máximo para ver si cumple:

$$M_{\text{máx}} = 196.25 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad M_d = 412.5 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Como el momento flector máximo es menor que la capacidad del perfil, el perfil IPE 450 es capaz de soportar el momento flector.

A continuación calcula la flecha para ver si cumple según la normativa:

$$\delta = \frac{5qL^4}{384EI} = \frac{5 \cdot 94.2 \cdot 5^4}{384 \cdot 210 \cdot 10^{-6} \cdot 3.374 \cdot 10^{-4}} = 0.0108 \text{ m} = \mathbf{1.08 \text{ mm}}$$

Comparo la flecha calculada con la flecha permisible:

$$\delta = 1.08 \text{ mm} \quad \delta_{\text{perm}} = 16 \text{ mm}$$

Como la flecha calculada es inferior a la flecha permisible el perfil IPE 450 cumple con la limitación de deformación.

En resumen utilizaré el perfil IPE 450 tanto para las vigas principales como para las vigas secundarias.

2.2.1.2 Dimensionado De Pilares

Para dimensionar el pilar, calculo cuánta carga recibe el pilar de planta baja de la cubierta

$$N = 325.5 \text{ kN} + 395.5 \text{ kN} = 721 \text{ kN}$$

$$L_{\text{pandeo}} = 8 \text{ m}$$

Voy a calcular el axil máximo que aguanta un pilar 2IPE450

$$N_{Rd} = A \cdot f_y$$

$$A_{2IPE450} = 2 \times 378.8 \text{ cm}^2 = 0.075 \text{ m}^2$$

$$N_{Rd, 2IPE450} = 0.075 \times 275000 = 20834 \text{ kN}$$

$$N = 721 \text{ kN} \quad N_{Rd, 2IPE450} = 20834 \text{ kN}$$

Como el axil que resiste el perfil es mucho mayor que el que tiene que aguantar, si sirve.

Cálculo el pandeo del pilar:

$$\lambda = \frac{L_{\text{pandeo}}}{i} = \frac{8000}{185} = 43.24$$

Esta esbeltez está dentro de los límites aceptables según la normativa española, que recomienda una esbeltez inferior a 90 para elementos comprimidos.

En resumen utilizaré el perfil 2IPE450 para los pilares de las clases.

2.2.1.3 Dimensionado De Zapatas

Se calcula la zapata con el N más desfavorable con valor 721kN y una presión admisible del terreno de 250kN/m²

$$S = N / P_{adm} = 721 / 250 = 2.88 \text{ m}^2$$

$$a = \sqrt{S} = \sqrt{2.88} = 1.69 \text{ m}; 1.70 \text{ m}$$

$$v = (a/2) - (c/2) = (1.70/2 - 0.3/2) = 0.7 \text{ m}$$

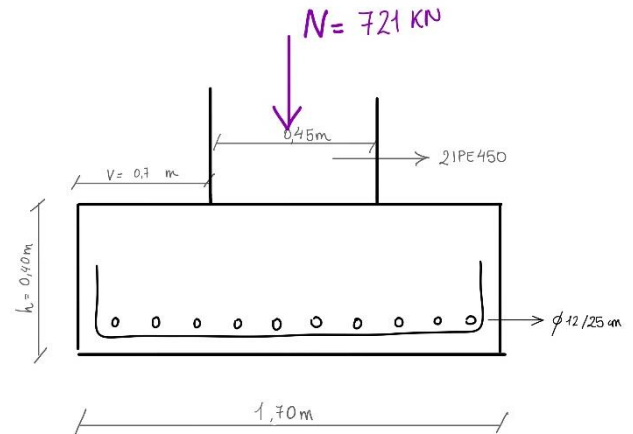
$$h = v/2 = 0.35 \text{ m} \quad h \text{ mín} = 0.4 \text{ m}$$

Armadura

$$v/2 = x = a/4 - c/4 = 1.70/4 - 0.3/4 = 0.35 \text{ m}$$

$$T = M/z = (N \cdot v/4) / z = (721 \cdot 0.35/4) / (0.8 \cdot 0.4) = 197.14 \text{ kN}$$

$$T = A \cdot f \Rightarrow A = T/f = 197.14 / 43.4 = 4.55 \text{ cm}^2 ; 4\phi 12$$



Por normativa: $30 \text{ cm} \geq \text{separación entre barras} \geq 10 \text{ cm}$: $10 \phi 12 = \phi 12/25 \text{ cm}$ (en ambas direcciones)

$1.7/4 = 0.42 > 0.3$; son necesarias patillas.

Dimensionado de la placa de anclaje:

Se calcula la placa con el N más desfavorable con valor 721 kN y una tensión admisible del hormigón de 2MPa.

Para distribuir uniformemente la carga, el área mínima de la placa de anclaje es: $A_{placa} = N / \sigma_{adm}$

$$A_{placa} = \frac{721000}{2 \times 10^6} = 0.36 \text{ m}^2$$

Para una placa cuadrada:

$$L = \sqrt{0.36} \approx 0.60 \text{ m}$$

Placa de 0.6 m x 0.6 m.

Espesor de la Placa (t): Para una carga de 1750 kN, asumimos un límite de fluencia del acero $f_y = 275 \text{ MPa}$. e es el voladizo de la placa respecto a la sección del pilar (0.6-0.5=0.1 cm).

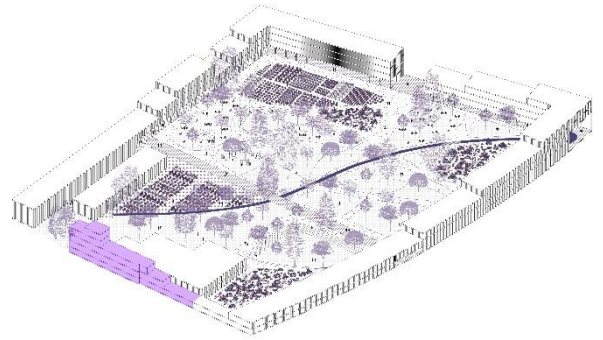
$$t \geq \sqrt{\frac{N}{4 \cdot f_y \cdot (L - e)}} = \sqrt{\frac{721000}{4 \cdot 275 \cdot 10^6 \cdot (0.6 - 0.1)}} \approx 0.036 \text{ m}$$

Pernos de anclaje: 4 pernos de 16-20 mm de diámetro, con un empotramiento mínimo de 15 veces el diámetro del perno (para garantizar resistencia a posibles tracciones).

Placa de 0.6 m x 0.6 m x 0.04 m.

2.2.2 Torre

CUADRO DE CARGAS FORJADOS TORRE (cota +4.00, +8.00, +12.00, +16.00)				
Tipo de carga	Carga	Carga característica [kN/m ²]	Coefficiente de seguridad	Carga de cálculo [kN/m ²]
Permanente	Peso propio hormigón	2	1,35	3
	Forjado	2,0	1,35	2,7
	Tabiquería	1,0	1,35	1,4
Variable	Sobrecarga de uso	2	1,5	3
Carga total Mayorada				10



En la torre se mantiene la estructura original, y cómo el uso que se le va a dar es el mismo no se realizan grandes cambios. La estructura es una retícula de 5 x 6 m de pilares de hormigón y forjado de vigas y viguetas también de hormigón.

Se calculará sin embargo en efecto reproduce la introducción de unos ascensores en los forjados y en los pilares de la zona afectada.

También se calculará y dimensionará el muro de contención que se crea para la incorporación de la zona de clases del Centro de Estudios.

2.2.2.1 Dimensionado De Vigas

El edificio original tiene un entramado de vigas primarias y secundarias.

Empiezo calculando las cargas en las vigas de 6 metros que son las primarias:

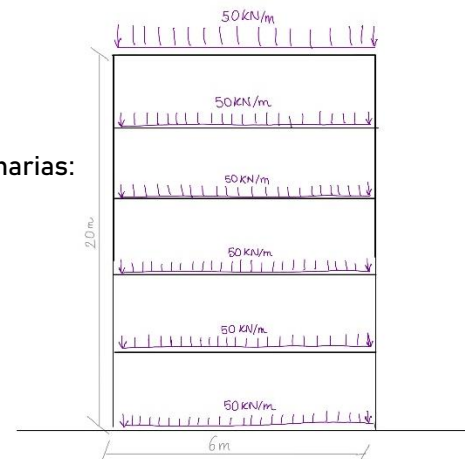
Carga total vertical=3+2.7+1.4+3=10.1 kN/m²

Cada viga soporta un área tributaria de 5 m x 6 m = 30 m².

Carga sobre la viga por piso: qviga=10.1*30=303kN

La carga lineal sobre cada viga será: qlineal=303/6=50kN/m

$$M_{\text{máximo}} = \frac{q \cdot L^2}{8} = \frac{50 \cdot 6^2}{8} = 225 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



Para calcular si nos sirven las vigas que hay actualmente (25x45cm), necesitamos que su momento resistente nominal sea mayor o igual al momento actuante. $M_n = A_s \cdot f_y \cdot (d - \frac{a}{2})$

- Ancho de la viga b=25 cm
- Altura total de la viga h=45cm
- Brazo de palanca efectivo d=0.9×h=0.9×45=40.5 cm≈40 cm
- $A_s = M_{\text{max}} / f_y \cdot d = 225 \cdot 10^3 / 500 \cdot 0.405 = 1111.11 \text{ cm}^2$
- Resistencia del acero (fy): 500 MPa
- Resistencia del hormigón (fc) 25 MPa
- A=profundidad del bloque comprimido

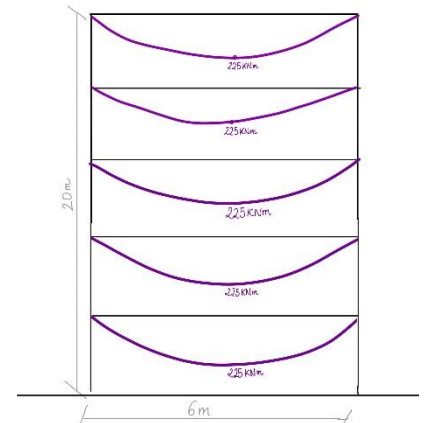
$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot b} = \frac{1111.11 \cdot 500}{0.85 \cdot 25 \cdot 25} = 10.45 \text{ cm}$$

$$M_n = 1111.11 \cdot 500 \cdot (40 - \frac{10.45}{2}) = 1944.44 \text{ kN.m}$$

Como Mn>Mmax si que nos valen las vigas existentes.

Calculo el armado de la viga con el área de acero necesaria:

$$A_s = M_{\text{max}} / f_y \cdot d = 225 \cdot 10^3 / 500 \cdot 0.405 = 1111.11 \text{ cm}^2$$



Utilizo barras de acero de diámetro $\phi 16$, que tienen un área de: $A_{\phi 16} = \left(\frac{\pi \times (16)^2}{4}\right) = 201.06 \text{ cm}^2$

Nº de barras = $A_s / A_{\phi 16} = 1111.11 / 201.06 = 5.52 \approx 6$ barras de $\phi 16$

Cálculo de estribos: Empiezo calculando la cortante de cálculo = $V_d = 1.6 * \left(\frac{q \cdot L}{2}\right) = 1.6 * \left(\frac{5 \cdot 6}{2}\right) = 24 \text{ T}$ y el cortante máximo $V_d > f_{cd} * \frac{1}{3} * b * h * 10 = \frac{25}{1.5} * \frac{1}{3} * 0.25 * 0.45 * 10 = 0.62 \text{ T}$

Calculo la armadura: $A_{min} = 0.02 * \frac{f_{cd}}{f_y} * b * 10000 = 3.1 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Separado 0.2m entre cercos = en 1 metro hay 5 cercos y 10 ramas verticales. $\phi 8 = 10 * 0.5 = 5 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Pongo $\phi 8$ cada 0.2 m

Para calcular los negativos del forjado calculo la carga total (qt) se reparte entre las viguetas, considerando la distancia entre ellas (b):

qvigüeta = $q_t \cdot b = 13.7 \cdot 0.6 = 8.22 \text{ kN/m}$

Momento negativo sobre los apoyos (M⁻): $\frac{-q_{vigüeta} \cdot L^2}{12} = \frac{-8.22 \cdot 6^2}{12} = -24.66 \text{ kNm}$

Momento positivo en el centro del vano (M⁺): $\frac{q_{vigüeta} \cdot L^2}{16} = \frac{8.22 \cdot 6^2}{16} = 18.47 \text{ kNm}$

$$A_s = \frac{M}{\phi \cdot d \cdot f_y}$$

Para el momento negativo (M⁻): $A_s = \frac{24660}{0.9 \cdot 0.242 \cdot 420} = 270 \text{ mm}^2$

Para el momento positivo (M⁺): $A_s = \frac{18470}{0.9 \cdot 0.242 \cdot 420} = 202 \text{ mm}^2$

Momento negativo 2 barras $\phi 14$ mm ($A_s = 2 \cdot 154 = 308 \text{ mm}^2$)

Momento positivo 2 barras $\phi 12$ mm ($A_s = 2 \cdot 113 = 226 \text{ mm}^2$)

2.2.2.2 Dimensionado De Pilares

Para calcular la armadura del pilar obtengo la Carga axial total: $N = 427.5 + 22.2 = 449.7 \text{ kN}$

Y saco el área de acero con la fórmula de Capacidad Resistente de Diseño $\phi N_u = 0.65(0.85 f_c' (A_g - A_s) + f_y \cdot A_s)$

$A_g = b \cdot h = 0.25 \cdot 0.45 = 0.1125 \text{ m}^2 = 1125 \text{ cm}^2$

$449.7 = 0.65(0.85 \cdot 25 \cdot (1125 - A_s) + 500 \cdot A_s)$

$A_s = 967.40 \text{ cm}^2$

$\phi 32$: área = 8.04 cm^2

12 barras de $\phi 32$

2.2.2.3 Dimensionado De Zapatas

Se calcula la zapata con el N más desfavorable con valor 758 kN y una presión admisible del terreno de 250kN/m²

$$S = N / P_{adm} = 758 / 250 = 3.03 \text{ m}^2$$

$$a = \sqrt{S} = \sqrt{3.03} = 1.74 \text{ m}; 1.8 \text{ m}$$

$$v = (a/2) - (c/2) = (1.80/2 - 0.3/2) = 0.75 \text{ m}$$

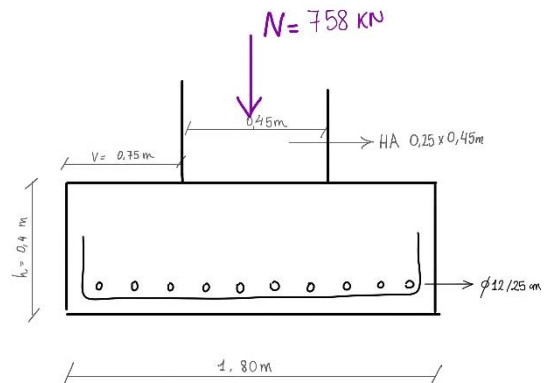
$$h = v/2 = 0.375 \text{ m} \quad h_{\text{mín}} = 0.4 \text{ m}$$

Armadura

$$v/2 = x = a/4 - c/4 = 1.70/4 - 0.3/4 = 0.375 \text{ m}$$

$$T = M/z = (N \cdot v/4) / z = (758 \cdot 0.35/4) / (0.8 \cdot 0.4) = 207 \text{ kN}$$

$$T = A \cdot f \Rightarrow A = T/f = 207/43.4 = 4.77 \text{ cm}^2 ; \phi 12$$



Por normativa: $30 \text{ cm} \geq \text{separación entre barras} \geq 10 \text{ cm}$: $10 \phi 12 = \phi 12/25 \text{ cm}$ (en ambas direcciones)

2.2.2.4 Dimensionado Del muro de contención

Para dimensionar el muro de contención empiezo por el esfuerzo de cálculo

$$P = 0,67 (\gamma H + qk) (1 - \text{sen} \varphi) = 28.56 \text{ T/m}$$

$$\text{Espesor del muro} = 1/15 \cdot h = 1/15 \cdot 7 = 0.46 \text{ m} = 0.5 \text{ m}$$

Calculo los momentos y cortantes que afectan al muro :

$$\text{Momento de cálculo a media altura } Md+ = 1,6 \frac{PH^2}{8} = 78.32 \text{ kNm}$$

$$\text{Momento de cálculo en la base } Md- = \frac{1}{4} Md+ = 19.58 \text{ kNm}$$

$$\text{Cortante de cálculo en apoyos } Vd = 1,6 \frac{PH}{2} = 44.75 \text{ kN}$$

$$\text{Armadura vertical en el parámetro interior } As+ = \frac{Md+}{0,8 e f_{yd}} \times 1000 = 48.25 \text{ cm}^2 = 10 \phi 25$$

$$\text{Armadura vertical en el parámetro exterior } As- = \frac{Md-}{0,8 e f_{yd}} \times 1000 = 12.06 \text{ cm}^2 = 3 \phi 25$$

A continuación calculo la zapata:

$$\text{lado de la zapata } \frac{Nk + P_{muro}}{\sigma_{adm}} \times \frac{1}{10} = 2.88 \text{ m}$$

$$P_{muro} = 7.99 \text{ T}$$

$$\text{Canto zapata} = 0.6 \text{ m}$$

Zapata de muro de contención de 2.90x0.6m

Para calcular la armadura de la zapata calculo:

$$\text{Armadura horizontal } Ash = 0,002 e \times 100 = 0.09 \text{ cm}^2$$

$$\text{Armadura de cortante } Vd < 0,5 \sqrt{f_{cd}} \cdot 0,9 e (x10) = 27.63 \text{ cm}^2$$

$$\text{Armadura de la zapata A inferior} = 2 \%_{00} A_c = 0.034 \text{ m}^2 = 345.64 \text{ cm}^2 \quad 12 \phi 32$$

2.2.3 Zonas comunes

CUADRO DE CARGAS CUBIERTAS CENTRO (cota +4.00, +8.00, +12.00, +16.00)				
Tipo de carga	Carga	Carga característica [kN/m ²]	Coefficiente de seguridad	Carga de cálculo [kN/m ²]
Permanente	Peso propio acero/ hormigón	2	1,35	3
	Cubierta	2,9	1,35	3,9
Variable	Sobrecarga de uso	1,0	1,5	1,5
	Nieve	0,6	1,5	0,9
Carga total Mayorada				9

CUADRO DE CARGAS FORJADOS CENTRO (cota +4.00, +8.00, +12.00)				
Tipo de carga	Carga	Carga característica [kN/m ²]	Coefficiente de seguridad	Carga de cálculo [kN/m ²]
Permanente	Peso propio acero	2	1,35	3
	Forjado	1,3	1,35	1,8
	Tabiquería	1,0	1,35	1,4
Variable	Sobrecarga de uso	5	1,5	7,5
Carga total Mayorada				13

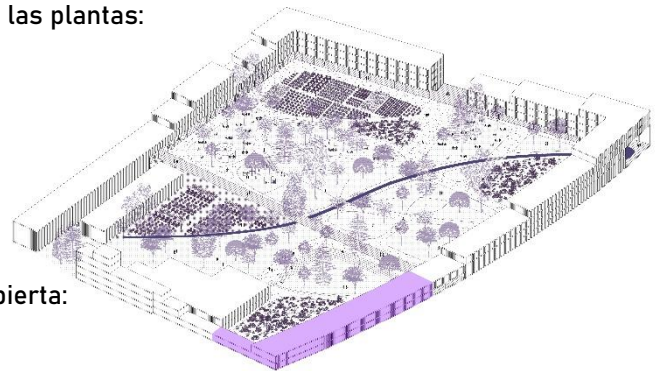
Las zonas comunes del centro de estudios tiene una estructura de acero con pórticos de 14 metros cada 6 metros. El edificio tiene 2 plantas de 4 metros de altura.

Empiezo calculando las cargas en las vigas de 14 m de las plantas:

$$C_{planta} = (3+1.8+1.4+7.5) \text{ kN/m}^2 = 13.7 \text{ kN/m}^2.$$

$$\text{Área tributaria} = 14 \text{ m} \times 6 \text{ m} = 84 \text{ m}^2.$$

$$C_{planta} = 13.7 \text{ kN/m}^2 \times 84 \text{ m}^2 = 1150.8 \text{ kN}$$



Luego cálculo las cargas en las vigas de 14 m de la cubierta:

$$C_{cubierta} C_{cubierta} = (3.9+1.5+0.9+3) \text{ kN/m}^2 = 9.3 \text{ kN/m}^2$$

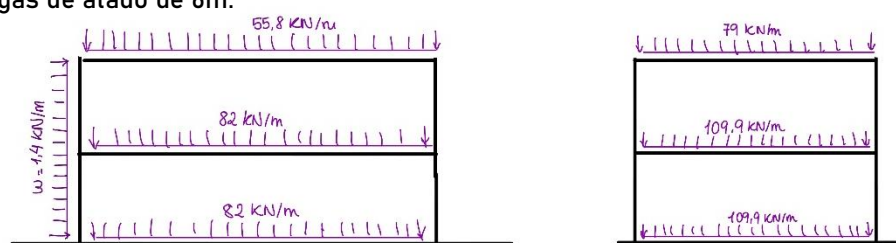
$$C_{totalcubierta} = 9.3 \text{ kN/m}^2 \times 84 \text{ m}^2 = 781.2 \text{ kN}.$$

También cálculo las cargas en las vigas de atado de 6m:

$$\text{Área tributaria} = 7 \text{ m} \times 6 \text{ m} = 42 \text{ m}^2$$

$$q_{total \text{ piso atado}} = (13.7+2) \times 42 = 659.4 \text{ kN}$$

$$q_{viga \text{ atado cubierta}} = (9.3+2) \times 42 = 474.6 \text{ kN}$$



Para el cálculo de momentos elijo el cortante de las primeras plantas ya que es más desfavorable que el de la cubierta.

$$q = 13.7 \text{ kN/m}^2 \times 6 \text{ m} = 82.2 \text{ kN/m}.$$

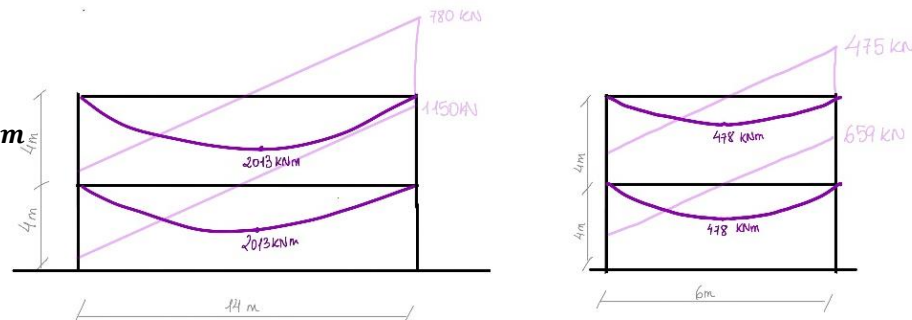
$$L = 14 \text{ m}.$$

$$M_{m\acute{a}x} = \frac{qL^2}{8} = \frac{82.2 \times 14^2}{8} = 2013.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$q = 15.2 \text{ kN/m}^2 \times 7 \text{ m} = 106.4 \text{ kN/m}.$$

$$L = 6 \text{ m}.$$

$$M_{m\acute{a}x} = \frac{qL^2}{8} = \frac{106.4 \times 6^2}{8} = 478.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



2.2.3.1 Dimensionado De Vigas

- VIGAS TRANSVERSALES (14m):

Según la normativa, la flecha máxima permisible es $L/300$ para estructuras de acero.

Para la viga de 14 metros, la flecha máxima es:

$$\delta_{perm} = \frac{14}{300} = 0.0467m = \mathbf{46.7mm}$$

Elijo un HEM 800, cuyas propiedades son:

- Módulo resistente $W_y = 10870 \text{ cm}^3 = 10.8 \times 10^{-3} \text{ m}^3$
- Momento de inercia $I_y = 442598 \text{ cm}^4 = 4.42 \times 10^{-3} \text{ m}^4$

Verifico el momento flector máximo mediante la siguiente fórmula: $M_d = f_y \times W_y$

$$M_d = 275000 \times 10.8 \times 10^{-3} = 2970 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Comparo en momento máximo con el momento flector máximo para ver si cumple:

$$M_{m\acute{a}x} = 2013.9 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad M_d = 2970 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Como el momento flector máximo es menor que la capacidad del perfil, el perfil HEM 800 es capaz de soportar el momento flector.

A continuación calcula la flecha para ver si cumple según la normativa:

$$\delta = \frac{5qL^4}{384EI} = \frac{5 \cdot 82.2 \cdot 14^4}{384 \cdot 210 \cdot 10^{-6} \cdot 4.42 \cdot 10^{-3}} = 0.044m = \mathbf{44.2mm}$$

Comparo la flecha calculada con la flecha permisible:

$$\delta = 44.2mm \quad \delta_{perm} = 46.7 \text{ mm}$$

Como la flecha calculada es menor a la flecha permisible el perfil HEM 800 cumple con la limitación de deformación.

- VIGAS DE ATADO (6m):

Según la normativa, la flecha máxima permisible es $L/300$ para estructuras de acero.

Para la viga de 6 metros, la flecha máxima es:

$$\delta_{perm} = \frac{6}{300} = 0.02m = \mathbf{20 \text{ mm}}$$

Elijo un IPE 500, cuyas propiedades son:

- Módulo resistente $W_y = 1930 \text{ cm}^3 = 1.93 \times 10^{-3} \text{ m}^3$
- Momento de inercia $I_y = 48200 \text{ cm}^4 = 4.82 \times 10^{-4} \text{ m}^4$

Verifico el momento flector máximo mediante la siguiente fórmula: $M_d = f_y \times W_y$

$$M_d = 275000 \times 1.93 \times 10^{-3} = 530.75 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Comparo en momento máximo con el momento flector máximo para ver si cumple:

$$M_{m\acute{a}x} = 478.8 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad M_d = 530.75 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Como el momento flector máximo es menor que la capacidad del perfil, el perfil IPE 500 es capaz de soportar el momento flector.

A continuación calcula la flecha para ver si cumple según la normativa:

$$\delta = \frac{5qL^4}{384EI} = \frac{5 \cdot 106.4 \cdot 6^4}{384 \cdot 210 \cdot 10^6 \cdot 4.82 \cdot 10^{-4}} = 0.0177m = 17.77mm$$

Comparo la flecha calculada con la flecha permisible:

$$\delta = 17.7 \text{ mm} \quad \delta_{perm} = 20 \text{ mm.}$$

Como la flecha calculada es inferior a la flecha permisible el perfil IPE 500 cumple con la limitación de deformación.

En resumen utilizaré el perfil HEM 800 para las vigas de 14 m y el perfil IPE 500 para las vigas de atado.

2.2.3.2 Dimensionado De Pilares

Para dimensionar el pilar, calculo cuánta carga recibe el pilar de planta baja de todas las plantas superiores.

$$N = 1150.8 \text{ kN} + 781.2 \text{ kN} + 659.4 \text{ kN} + 474.6 \text{ kN} = 3066 \text{ kN}$$

$$L_{pandeo} = 4 \text{ m}$$

Voy a calcular el axil máximo que aguanta un pilar 2IPE450

$$N_{Rd} = A \cdot f_y$$

$$A_{2IPE450} = 2 \times 378.8 \text{ cm}^2 = 0.075 \text{ m}^2$$

$$N_{Rd, 2IPE450} = 0.075 \times 275000 = 20834 \text{ kN}$$

$$N = 3066 \text{ kN} \quad N_{Rd, 2IPE450} = 20834 \text{ kN}$$

Como el axil que resiste el perfil es mucho mayor que el que tiene que aguantar, si sirve.

Cálculo el pandeo del pilar:

$$\lambda = \frac{L_{pandeo}}{i} = \frac{4000}{185} = 21.62$$

Esta esbeltez está dentro de los límites aceptables según la normativa española, que recomienda una esbeltez inferior a 90 para elementos comprimidos.

En resumen utilizaré el perfil 2IPE450 para los pilares de las viviendas.

2.2.3.3 Dimensionado De Zapatas

Se calcula la zapata con el N más desfavorable con valor 1533 kN y una presión admisible del terreno de 250 kN/m²

$$S = N / P_{adm} = 1533 / 250 = 6.13 \text{ m}^2$$

$$a = \sqrt{S} = \sqrt{6.13} = 2.47\text{m}; 2.50\text{m}$$

$$v = (a/2) - (c/2) = (2.50/2 - 0.3/2) = 1.10\text{m}$$

$$h = v/2 = 0.5 \text{ h mín} = 0.4\text{m cumple}$$

Armadura

$$v/2 = x = a/4 - c/4 = 2.50/4 - 0.3/4 = 0.55\text{m}$$

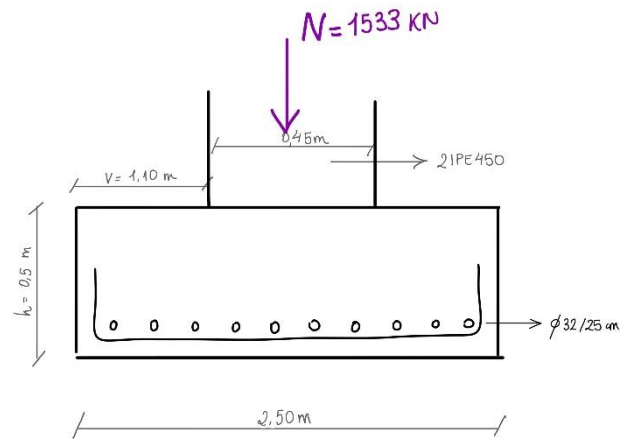
$$T = M/z = (N \cdot v/4) / z = (1533 \cdot 0.5/4) / 0.8 \cdot 0.5 = 479.06 \text{ kN}$$

$$T = A \cdot f \Rightarrow A = T/f = 479.06/43.4 = 11.06 \text{ cm}^2 ; 10 \phi 32$$

Por normativa: $30\text{cm} \geq \text{separación entre barras} \geq 10\text{cm}$: $10 \phi 32 = \phi 32/25\text{cm}$ (en ambas direcciones)

$$2.5/4 = 0.625 > 0.3 ; \text{son necesarias patillas.}$$

Zapata de $2.5 \times 2.5 \times 0.5\text{m}$.



Dimensionado de la placa de anclaje:

Se calcula la placa con el N más desfavorable con valor 1533 kN y una tensión admisible del hormigón de 2MPa.

Para distribuir uniformemente la carga, el área mínima de la placa de anclaje es: $A_{\text{placa}} = N / \sigma_{\text{adm}}$

$$A_{\text{placa}} = \frac{1533000}{2 \times 10^6} = 0.766\text{m}^2$$

Para una placa cuadrada:

$$L = \sqrt{0.766} \approx 0.87 \text{ m}$$

Placa de $0.9\text{m} \times 0.9\text{m}$.

Espesor de la Placa (t): Para una carga de 1533 kN, asumimos un límite de fluencia del acero $f_y = 275 \text{ MPa}$. e es el voladizo de la placa respecto a la sección del pilar ($0.9 - 0.5 = 0.2 \text{ cm}$).

$$t \geq \sqrt{\frac{N}{4 \cdot f_y \cdot (L - e)}} = \sqrt{\frac{1533000}{4 \cdot 275 \cdot 10^6 \cdot (0.95 - 0.2)}} \approx 0.043 \text{ m}$$

Pernos de anclaje: 4 pernos de 16-20 mm de diámetro, con un empotramiento mínimo de 15 veces el diámetro del perno (para garantizar resistencia a posibles tracciones).

Placa de $0.9\text{m} \times 0.9\text{m} \times 0.04\text{m}$.

2.3 FORJADOS

Los forjados del edificio original son de vigas y viguetas de hormigón que ya están calculadas.

El edificio nuevo tiene forjados de CLT y soleras de hormigón.

2.3.1. Forjado de CLT:

Para el espesor debe cumplir $L/300$, y siendo la longitud más grande es de 6 m. Debe tener un mínimo de 20cm de espesor, me voy al catálogo de Egoín y elijo

h [mm]	luz máxima A [m]											
	1,00	1,50	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	5,00	5,50	6,00	
q _d [kN/m ²]	1,00	1,50	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	5,00	5,50	6,00	
q [daN/m ²]	100	150	200	250	300	350	400	450	500	550	600	
60	2,9	2,7	2,4	2,3	2,1	2,0	1,9	1,9	1,9	1,8	1,7	
73	3,5	3,1	2,9	2,7	2,6	2,4	2,3	2,2	2,2	2,1	2,0	
81	3,9	3,5	3,3	3,0	2,9	2,8	2,7	2,6	2,5	2,4	2,3	
99	4,7	4,3	3,9	3,7	3,5	3,4	3,2	3,1	3,0	2,9	2,9	
135	6,2	5,7	5,3	5,0	4,7	4,5	4,4	4,2	4,1	3,9	3,8	
165	6,7	6,2	5,7	5,4	5,2	4,9	4,8	4,6	4,5	4,3	4,2	
225	8,8	8,1	7,6	7,2	6,9	6,7	6,4	6,2	6,0	5,8	5,7	
190	6,2	5,7	5,4	5,1	4,8	4,7	4,5	4,3	4,2	4,1	4,0	
230	7,1	6,6	6,2	5,9	5,7	5,4	5,2	5,1	4,9	4,8	4,7	
300	8,5	8,0	7,6	7,2	6,9	6,7	6,5	6,3	6,1	5,9	5,8	
330	9,0	8,5	8,1	7,7	7,4	7,2	6,9	6,7	6,6	6,4	6,2	

1kg = 1daN Módulo de Young, E= 10.000 N/mm² *carga por m² aplicada con un interje de 625mm

1kN = 100kg Límite elástico, f_{m,d}= 10 N/mm² **efectos de fatiga no considerados

1MPa = 1N/mm² Densidad, ρ= 450 kg/m³

Nota: espesores especiales bajo consulta.

Elijo el EGO CLT 225 para el forjado, y las medidas de paneles son de hasta 3 metros de ancho y 12 m de largo.

La longitud de los paneles será 6m x 2.8m. Los 2.8 m surgen de dividir 14 m de la viga entre 5 paneles. Con las modificaciones necesarias en el caso de los núcleos de comunicación.

2.3.2. Solera de hormigón :

Para las soleras pondré un espesor de 30cm y juntas de dilatación cada 4 metros

2.4 ARRIOSTRAMIENTO

Para calcular el arriostramiento en la nueva estructura, al tratarse de acero lo realizaré con barras de acero también con cruces en V invertida.

Para el dimensionado de los arriostramientos contra el viento se toma:

Área de cada nivel afectada por el viento: 15m×4m=60m²

Carga total de viento por nivel: 1.4kN/m²×60m²=84kN

Dado que el sistema en V conecta el centro del nivel con las columnas, debemos calcular el ángulo θ que forman los tirantes con el piso.

Mitad del ancho del pórtico (h/b/2): 14/2=7m

θ=arctan(h/b/2):29.74°

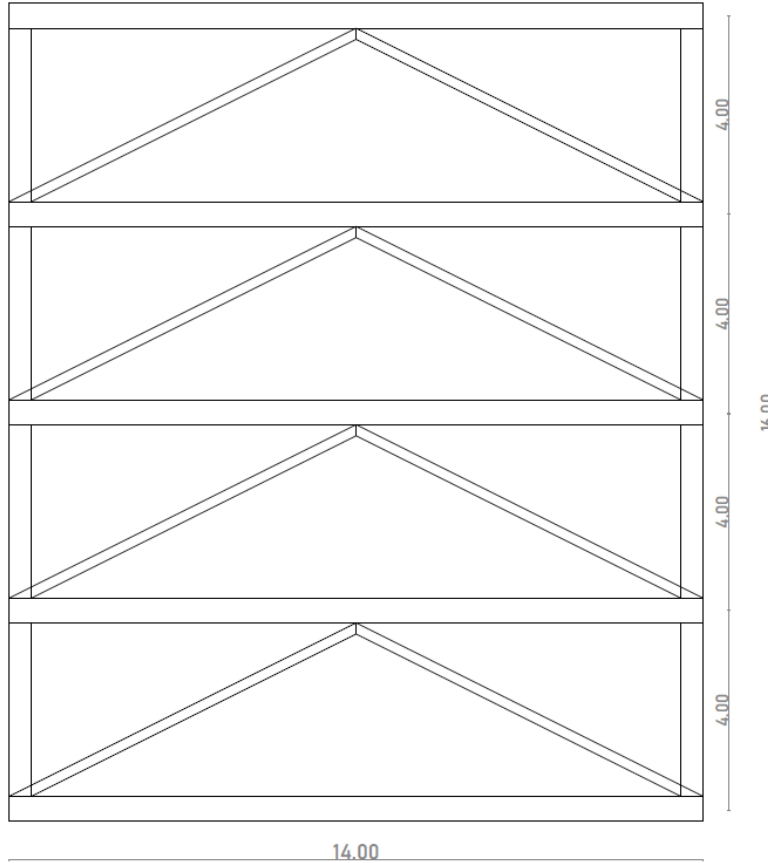
$$F_{\text{arriostramiento}} = \frac{\text{Carga de viento por pórtico}}{2 \sin \theta} = \frac{84}{2 \cdot \sin 29.74} = 84.67 \text{ kN}$$

$$A = \frac{F_{\text{arriostramiento}}}{\sigma_{\text{admisible}}} = \frac{84.67 \times 10^3}{150 \times 10^6} = 0.000564 \text{ m}^2 = 564 \text{ mm}^2$$

Para una barra redonda, el diámetro es: $d = \sqrt{\frac{4A}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 564}{\pi}} = 26.79\text{mm}$

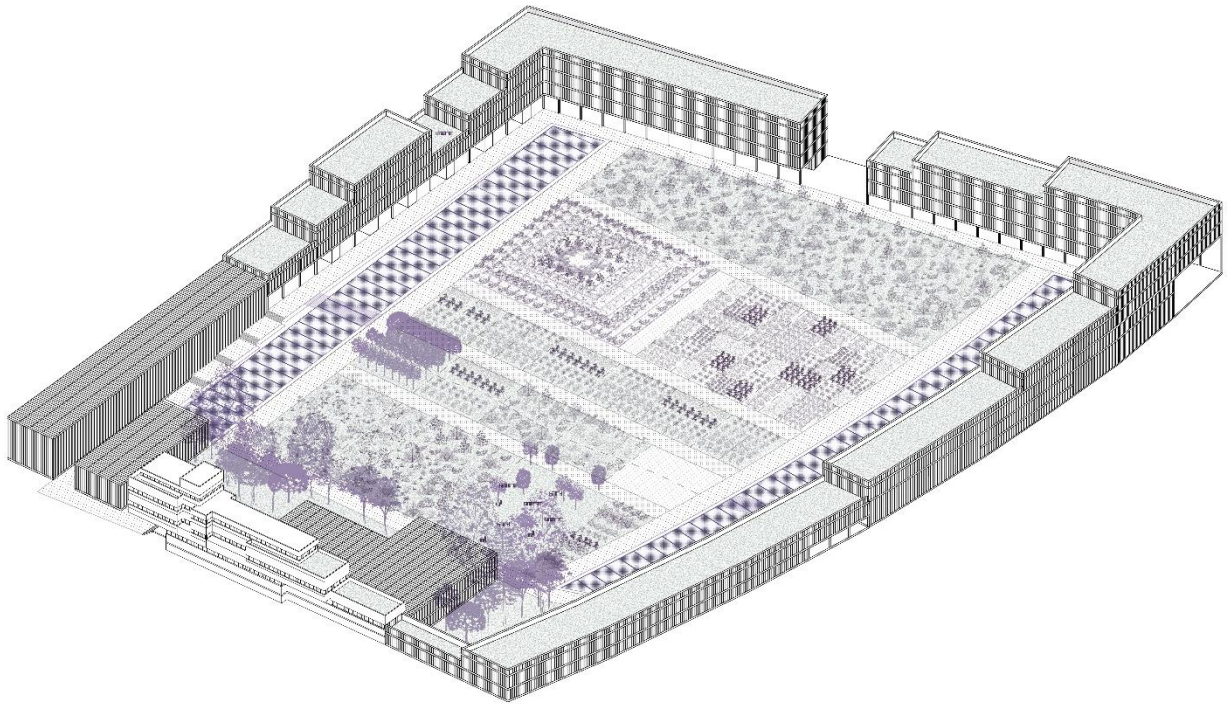
Por lo tanto, dos barras redondas de 27 mm de diámetro sería suficiente.

Pondré un arriostramiento en cada núcleo de comunicaciones y en cada planta para reforzar la estructura.



MEMORIA DE NAAB
(EDT y Análisis del ciclo de vida)

"Jardín en movimiento"



m.Hab aula Tuñón 2024

Taller de construcción

ROCÍO SÁNCHEZ CALVENTE 18365

EDT JARDÍN EN MOVIMIENTO

1. FASE DE PLANIFICACIÓN

1.1. Investigación Previa

- 1.1.1. Análisis del edificio original de Corrales y Molezún.
- 1.1.2. Diagnóstico urbanístico y social del entorno (M-30, barrios cercanos).
- 1.1.3. Estudio de impacto ambiental y acústico.
- 1.1.4. Levantamiento topográfico.
- 1.1.5. Evaluación geotécnica del terreno.
- 1.1.6. Análisis de riesgos ambientales.
- 1.1.7. Situación de las acometidas

1.2. Desarrollo del Concepto

- 1.2.1. Diseño preliminar de ampliación (viviendas, oficinas, Centro de Estudios).
- 1.2.2. Integración del Jardín Botánico al concepto arquitectónico.
- 1.2.3. Propuesta de conectividad urbana (pasaje verde y pasarela).
- 1.2.4. Elaboración de un anteproyecto.
- 1.2.5. Cálculo preliminar de costos y recursos.

1.3. Gestión de Permisos y Normativa

- 1.3.1. Análisis de requerimientos del promotor y estudio de viabilidad
- 1.3.2. Obtención de los planos de Madrid Nuevo Norte para las parcelas
- 1.3.3. Revisión y aplicación de la normativa urbana
- 1.3.4. Plan de seguridad y salud

2. FASE DE DISEÑO

2.1. Diseño Arquitectónico

- 2.1.1. Conservación y adaptación del edificio original.
- 2.1.2. Diseño de la ampliación (estructura de acero y CLT).
- 2.1.3. Detalles de la envolvente (doble piel, madera, vidrio, policarbonato).
- 2.1.4. Modelado en BIM para optimizar coordinación de disciplinas.
- 2.1.5. Elaboración de planos constructivos detallados.

2.2. Diseño de Espacios

- 2.2.1. Zonificación de espacios según uso y normativa.
- 2.2.2. Diseño de flujos y accesos al edificio.
- 2.2.3. Viviendas y oficinas.
- 2.2.4. Centro de Estudios de Jardinería y Botánica.
- 2.2.5. Invernaderos
- 2.2.6. Jardín Botánico y pasaje verde.

2.3. Diseño de Instalaciones

- 2.3.1. Cálculo de cargas térmicas y energéticas.
- 2.3.2. Dimensionado de redes hidráulicas y eléctricas.
- 2.3.3. Sistema de saneamiento (recogida de aguas pluviales, grises y negras, tratamiento, riego).
- 2.3.4. Sistema de calefacción: mediante suelos radiantes y techos refrigerantes con bombas de calor.
- 2.3.5. Sistema eléctrico: recolecta con placas solares.

2.4. Verificación Normativa

- 2.4.1. Validación de estándares de seguridad contra incendios.
- 2.4.2. Revisión de cumplimiento del CTE con simulaciones y pruebas.

3. FASE DE CONSTRUCCIÓN

3.1. Replanteo sobre el terreno

3.2. Cimentaciones

- 3.2.1. Preparación y limpieza del terreno.
- 3.2.2. Construcción de las zapatas y muros de contención a diferentes cotas.
- 3.2.3. Nivelación de la zona de jardín botánico.
- 3.2.4. Creación de la pasarela verde.

3.3. Estructura

- 3.3.1. Refuerzo del edificio Profidén.
- 3.3.2. Colocación de la estructura de acero de la ampliación del edificio.
- 3.3.3. Arriostramiento de la estructura
- 3.3.4. Colocación de los forjados y muros de CLT

3.4. Instalaciones

- 3.4.1. Llegada de las acometidas a los cuartos de instalaciones.
- 3.4.2. Distribución de las instalaciones.
- 3.4.3. Acondicionamiento térmico de los espacios.
- 3.4.4. Sistema de evacuación de aguas y reciclado.
- 3.4.5. Posicionamiento de los aljibes
- 3.4.6. Sistema de riego y mantenimiento del jardín botánico

3.5. Cerramientos

- 3.5.1. Tabiquerías y particiones interiores de CLT
- 3.5.2. Instalaciones interiores
- 3.5.3. Sistema de envolvente y carpinterías
- 3.5.4. Acabados y detalles

4. FASE DE INTEGRACIÓN Y OPERACIÓN

4.1. Pruebas y Validaciones

- 4.1.1. Pruebas de carga estructural.
- 4.1.2. Pruebas del sistema de agua (recirculación, riego).
- 4.1.3. Verificación de aislamiento térmico y acústico.
- 4.1.4. Ensayos de movilidad en la fachada modulada.
- 4.1.5. Comprobación del correcto funcionamiento de las instalaciones.
- 4.1.6. Control de calidad y revisión de los acabados.
- 4.1.7. Limpieza general de obra y proximidades.

4.2. Intervención Urbana

- 4.2.1. Señalización y adecuación de espacios públicos.
- 4.2.2. Validación de accesibilidad universal.
- 4.2.3. Conexión con la Fundación Jardines de España.
- 4.2.4. Finalización del pasaje verde y pasarela.

4.3. Documentación fin de obra

- 4.3.1. Entrega de planos "as built"
- 4.3.2. Documentación legal y administrativa (CFO, Acta de recepción de obra y liquidación financiera)
- 4.3.3. Manual de uso y mantenimiento
- 4.3.4. Pruebas y verificaciones (informe de pruebas de funcionamiento y certificaciones de calidad de los materiales)

4.4. Puesta en Marcha

- 4.4.1. Licencia de primera ocupación
- 4.4.2. Firma y entrega de la obra

EXPLICACIÓN DEL PROYECTO

"Jardín en movimiento" es un proyecto que propone la ampliación del edificio laboratorios proceden de Corrales y Molezún de 1963, integrándolos usos de vivienda, oficinas y Centro de Estudios de jardinería y botánica.

El edificio original, que se conserva intacto, está creado con materiales de hormigón y ladrillo. Para la ampliación se propone una estructura ligera de acero y CLT. El acero se utiliza en perfiles para los pilares y las vigas y el CLT se utiliza tanto en los muros como en los forjados para todos los usos.

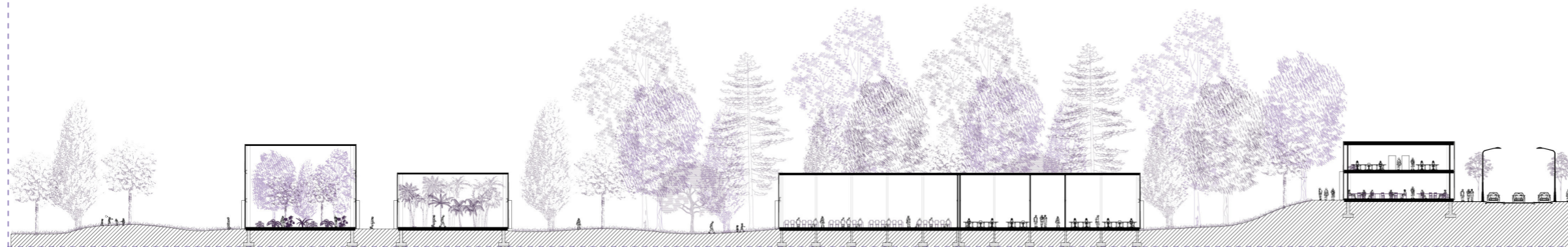
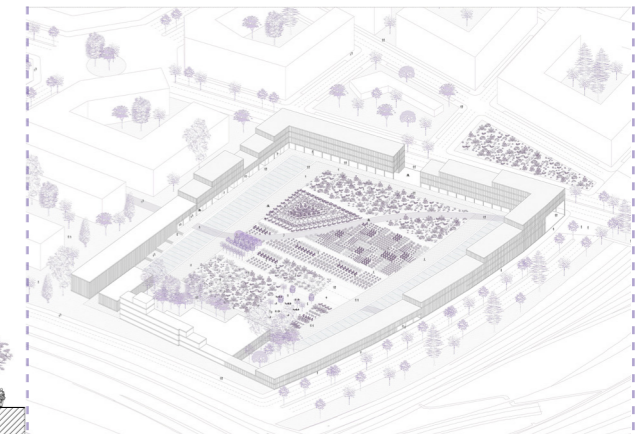
El elemento constructivo más importante del proyecto es la envolvente. En este edificio se trata de una doble piel para cumplir los requerimientos de acondicionamiento y sombreado. La piel interior es un muro de CLT con un gran ventanal de vidrio, esta piel es la encargada del aislamiento térmico. La piel exterior es una fachada modulada y móvil. La fachada está compuesta por unos grandes paneles de 0,5 m x 4 m de altura de láminas de madera que se pueden plegar a gusto del usuario para regular la entrada de luz en el edificio. Con la misma modulación pero con un material de policarbonato translúcido se crean otro modelo de paneles que se pueden intercalar con los de madera dependiendo de la orientación o del uso del edificio que contiene. En el caso de los invernaderos del Centro de Estudios, la fachada es fija en su triple altura excepto en la planta baja siendo toda construida con estos paneles de policarbonato.

Este elemento crea un movimiento orgánico de la fachada que da vida al edificio y lo convierte en un elemento más del ecosistema del Jardín Botánico que alberga en su interior.

En cuanto a las instalaciones, debido a la importancia de la circularidad del proyecto dado su uso de Jardín Botánico, se toma como instalación principal la del agua, diseñando todo su recorrido desde la recogida de aguas pluviales, aguas grises y aguas negras, pasando por la filtración y tratamiento dentro del jardín, hasta la recirculación dentro del ciclo del agua de los edificios.

Todas las instalaciones interiores del edificio se realizan mediante agua y bombas de calor, como son los suelos radiantes y los techos refrigerantes. Con el agua recirculada también se riega el Jardín Botánico.

Axonometría del proyecto



JUSTIFICAR BAJO CRITERIOS DE SOSTENIBILIDAD ECONÓMICA LA SELECCIÓN DEL SISTEMA DE ENVOLVENTE DEFINIDO EN EL PROYECTO.

En el proyecto estoy desarrollando para mi TFM se emplean dos tipos de fachadas, con 3 materiales diferentes:

1. Fachada interior de CLT
2. Fachada exterior con Lamas de madera
3. Fachada exterior con Lamas de policarbonato

Para realizar el estudio comparativo elijo la **fachada de CLT** y la comparo con la fachada del edificio original que es un **muro de ladrillo tradicional**.

Para la fachada de CLT elijo una de EGOIN :

Protección térmica	
U [W/m²K]	0,18
Transmisión	apropiado
$\rho_{s,e}$ [kg/m³]	25,4
Cálculo por ens.	

Aislamiento acústico	
R_{w,C,C_1}	55 (-4,-10)
L_{w,C_1}	-
Evaluación: BUENAS	

Grado ecológico*	
D13 _{CLT}	38,2
Cálculo por ens.	

Para la fachada de ladrillo elijo una de CERAMICAS MIRA:

R _w	Epesor	Kg / m³
59	24	209

EXPLICACIÓN DEL PROYECTO

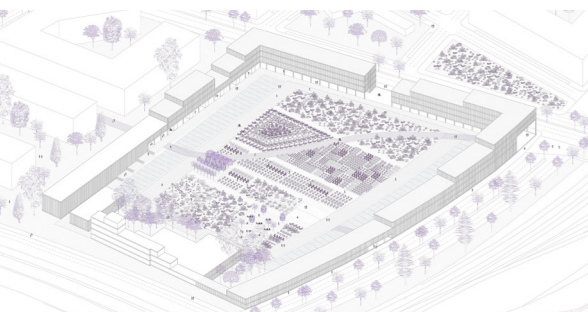
"Jardín en movimiento" es un proyecto que propone la ampliación del edificio laboratorios proceden de Corrales y Molezún de 1963, integrándolos usos de vivienda, oficinas y Centro de Estudios de jardinería y botánica.

El edificio original, que se conserva intacto, está creado con materiales de hormigón y ladrillo. Para la ampliación se propone una estructura ligera de acero y CLT.

El acero se utiliza en perfiles para los pilares y las vigas y el CLT se utiliza tanto en los muros como en los forjados para todos los usos.

El elemento constructivo más importante del proyecto es la envolvente. En este edificio se trata de una doble piel para cumplir los requerimientos de acondicionamiento y sombreado. La piel interior es un muro de CLT con un gran ventanal de vidrio, esta piel es la encargada del aislamiento térmico. La piel exterior es una fachada modulada y móvil. La fachada está compuesta por unos grandes paneles de 0,5 m x 4 m de altura de láminas de madera que se pueden plegar a gusto del usuario para regular la entrada de luz en el edificio. Con la misma modulación pero con un material de policarbonato translúcido se crean otro modelo de paneles que se pueden intercalar con los de madera dependiendo de la orientación o del uso del edificio que contiene. En el caso de los invernaderos del Centro de Estudios, la fachada es fija en su triple altura excepto en la planta baja siendo toda construida con estos paneles de policarbonato.

Este elemento crea un movimiento orgánico de la fachada que da vida al edificio y lo convierte en un elemento más del ecosistema del Jardín Botánico que alberga en su interior.



APROXIMACIÓN AL COSTE DEL CICLO DE VIDA DEL SISTEMA DE ENVOLVENTE ELEGIDO QUE AVALEN SU ELECCIÓN FRENTE A OTRAS OPCIONES

1. Costes y beneficios ligados al ciclo de vida del sistema (fase inicial-producción, fase intermedia-funcionamiento y fase final desmantelamiento)

Fase inicial - Producción		
Diseño e ingeniería	Alternativa 1 (€/m2)	Alternativa 2 (€/m2)
	Consultoría y diseño	20
Modelado y pruebas	8	5
Subtotal	28	20
Materiales	Alternativa 1 (€/m2)	Alternativa 2 (€/m2)
	Subtotal	120
Construcción	Alternativa 1 (€/m2)	Alternativa 2 (€/m2)
	Mano de obra	50
Equipos y herramientas	15	10
Logística	15	10
Subtotal	80	60
TOTAL	228	130

Fase intermedia - Funcionamiento				
Limpieza y mantenimiento	Alternativa 1 (€/m2)	Alternativa 2 (€/m2)	Alternativa 1 (€)	Alternativa 2 (€)
	Subtotal	4	2	40000
Reparaciones	Alternativa 1 (€/m2)	Alternativa 2 (€/m2)	Alternativa 1 (€)	Alternativa 2 (€)
	Subtotal	10	8	100000
Inspecciones	Alternativa 1 (€/m2)	Alternativa 2 (€/m2)	Alternativa 1 (€)	Alternativa 2 (€)
	Subtotal	0,8	0,5	8000
TOTAL ANUAL	14,8	10,5	148000	105000
TOTAL 30 AÑOS	444	315	4440000	3150000

Fase final - Desmantelamiento				
Desmontaje	Alternativa 1 (€/m2)	Alternativa 2 (€/m2)	Alternativa 1 (€)	Alternativa 2 (€)
	Subtotal	25	20	250000
Reciclaje y eliminación	Alternativa 1 (€/m2)	Alternativa 2 (€/m2)	Alternativa 1 (€)	Alternativa 2 (€)
	Subtotal	8	12	80000
TOTAL	33	32	330000	320000

Para completar estas tablas he utilizado la media de la horquilla de precios que he podido recopilar para cada caso.

ALTERNATIVA 1: FACHADA CLT EGOIN

Consultoría y diseño: Aproximadamente 15-25 €/m², dependiendo de la complejidad del diseño y las pruebas necesarias
Modelado y pruebas (por ejemplo, pruebas acústicas o térmicas): Entre 5-15 €/m², dependiendo de los requerimientos de certificación

Materiales:

- EGO CLT 100: Aproximadamente 60-80 €/m²
- Fibra de madera (140 mm + 50 mm): 20-30 €/m²
- Mortero de cal y yeso: 5-8 €/m²
- Rastrel (38x58 mm): 8-12 €/m²
- Placa de yeso laminado (2 capas, 12.5 mm): 12-20 €/m²

Subtotal materiales: 105-150 €/m².

Mano de obra: En torno a 40-60 €/m² para trabajos especializados en montaje de sistemas CLT

Equipo y herramientas: 10-20 €/m², considerando maquinaria y herramientas específicas para este tipo de sistema constructivo

Logística (transporte y manejo de materiales): 15-25 €/m², dado el volumen y peso del CLT

Limpieza y mantenimiento:

- Coste anual: 1-3 €/m² para inspección visual y limpieza básica de la fachada
- Mantenimiento especializado (resellado o tratamiento de la madera): 8-15 €/m² cada 5 años.

Reparaciones: Reparación de capas dañadas: 10-25 €/m² (por evento, dependiendo de la severidad)

Inspecciones: Inspección técnica (estructural/acústica): 5-8 €/m² (cada inspección, usualmente cada 10 años)

Desmontaje: 20-30 €/m², considerando la reutilización parcial del CLT

Reciclaje y eliminación: 5-10 €/m², al ser materiales en su mayoría reciclables

ALTERNATIVA 2: MURO DE LADRILLO ACÚSTICO (ACOUSTIC MIRA)

Consultoría y diseño: entre 10-20 €/m², con menos requisitos técnicos específicos.

Modelado y pruebas : Entre 3-8 €/m² para pruebas básicas acústicas y de resistencia

Materiales:

- Ladrillo cerámico (medio pie): 12-15 €/m²
- Lana mineral (4 cm): 10-15 €/m²
- Rasillón (5 cm): 8-12 €/m²
- EPS enlucido (1 cm por ambas caras): 10-15 €/m²

Subtotal materiales: 40-55 €/m².

Mano de obra: Aproximadamente 30-50 €/m², dependiendo de la dificultad del montaje y los acabados

Equipo y herramientas: 8-15 €/m², para herramientas estándar de albañilería

Logística (transporte y manejo de materiales): 10-15 €/m², facilidad de transporte de los ladrillos

Limpieza y mantenimiento:

- Coste anual: 1-2 €/m² para inspección y limpieza de la superficie exterior
- Mantenimiento especializado (resellado de juntas): 5-10 €/m² cada 8-10 años

Reparaciones: Reparación de grietas o juntas deterioradas: 8-20 €/m² según el área afectada

Inspecciones: 3-6 €/m² por evaluación (cada 10 años)

Desmontaje: 15-25 €/m², por la mayor dificultad del sistema de ladrillo

Reciclaje y eliminación: 10-15 €/m², por la complejidad de gestionar residuos cerámicos

El análisis comparativo muestra que aunque los precios de ambas alternativas son bastante parecidos, hay casos como el coste de materiales o la gestión del funcionamiento que hacen de la fachada de ladrillo una alternativa más rentable y sostenible en el contexto de Madrid.

2. Tasa de descuento:

La tasa de descuento es el porcentaje que se usa para calcular el VAN de una inversión y determinar la rentabilidad de un proyecto. Se calcula a partir del costo financiero de la inversión. Puede variar en función de la inflación o el costo de oportunidad de otras inversiones. Usamos un 5%.

3. VAN (Valor actual neto) como método de análisis para calcular el coste del ciclo de vida(LCC):

El VAN es un indicador financiero que sirve para determinar la viabilidad de un proyecto. Factores a tener en cuenta:

- Inversión inicial: se trata de la cantidad de dinero que debe aportar inicialmente el inversor para poder llevar a cabo el proyecto.
- Inversiones durante el proceso: a la cantidad de dinero inicial puede tener que sumarse una serie de inversiones posteriores.
- Flujo neto de efectivo: son los réditos que produciría el negocio en el que se ha realizado la inversión.
- Tasa de oportunidad: es el porcentaje de descuento que nos muestra qué valor tiene ahora el flujo de caja generado en el futuro.
- Período de tiempo: es el tiempo que tardaría inversión en producir los flujos de efectivo anteriormente citados.

$$VAN = -C_{inicial} - \sum_{t=1}^{30} \frac{C_{operación}}{(1+r)^t} - \sum_{\text{mantenimiento}} \frac{C_{mantenimiento}}{(1+r)^t} - \frac{C_{demolición}}{(1+r)^{30}}$$

	Alternativa 1	Alternativa 2
Coste inicial (Co)	705	477
Flujos de efectivo anuales	2758000	1725000
Tasa de descuento	5%	5%
Número de periodos	30	30
VAN	42397219,93	26517478,02

Estos resultados indican que ambas opciones de fachada son financieramente rentables, pero que la fachada de CLT tiene un VAN mucho más alto, casi el doble. Con estos resultados y con los otros factores, como los beneficios ambientales y de sostenibilidad se toma la decisión final de utilizar una fachada de ladrillo, cómo podrías ser el **muro de ladrillo acústico (Acoustic Mira)**.