

CONSTRUIR EN **MADERA**

ESTRUCTURA DE PLATAFORMA CON ENTRAMADO LIGERO

timber

Julián Martínez Rodríguez

CONSTRUIR EN MADERA

ESTRUCTURA DE PLATAFORMA CON ENTRAMADO LIGERO

JULIÁN MARTÍNEZ RODRÍGUEZ

tutorizado por
LEANDRO MORILLAS ROMERO

Trabajo Fin de Grado
ETSAG 2019

A mis padres y a mi hermano, por su enorme apoyo y esfuerzo. A Cristina, por recorrer este camino junto a mí. A Salvatore.

Gracias de corazón.

Contenidos

INTRODUCCIÓN Y METODOLOGÍA	9
CAPÍTULO 1. LA MADERA COMO MATERIAL ESTRUCTURAL	13
1. Estructura básica del material	15
2. Propiedades de la madera	19
2.1 Propiedades físicas	21
2.2 Propiedades mecánicas	22
2.3 Características de la madera en construcción	24
3. Construcción en madera	29
3.1 Sistemas de construcción	30
CAPÍTULO 2. ENTRAMADO LIGERO. SISTEMA DE PLATAFORMA	39
1. Entramados horizontales	42
2. Entramados verticales	43
3. Fijaciones	47
CAPÍTULO 3. PROYECTO DE ENTRAMADO LIGERO EN ZONA DE SISMICIDAD MODERADA	53
1. Definición del caso de estudio	55
2. Acciones	67
2.1 Fuerzas gravitatorias	67
2.2 Viento	69
2.3 Sismo	70
3. Dimensionado de la estructura	75
3.1 Dimensionado de vigas	75
3.2 Dimensionado de montantes	82
3.3 Dimensionado de los paneles de entramado	88
3.4 Dimensionado de la cimentación	104
CONCLUSIONES	107
BIBLIOGRAFÍA	111

INTRODUCCIÓN Y METODOLOGÍA

La construcción y el uso de los edificios supone alrededor del cuarenta por ciento del consumo total de energía en Europa y del treinta y cinco por ciento de los gases de efecto invernadero emitidos. La arquitectura juega un papel fundamental en la crisis medioambiental que atraviesa el planeta en la actualidad. Hacer una arquitectura sostenible no se limita al hecho de que un edificio sea eficiente energéticamente a lo largo de su vida útil, sino que implica, además, el antes y el después. Por 'antes' se entiende que el proceso constructivo del edificio emita la menor cantidad de residuos y consuma la menor energía posible. Más allá del edificio, la producción y el transporte de los materiales con los que se construirá también deben producir el menor impacto en el entorno. El 'después' se refiere, sin embargo, al aprovechamiento de estos materiales una vez finalizada la vida útil del edificio.

Estas cuestiones están cada día más presentes en la disciplina, secundadas desde los centros de formación y los gobiernos, con normativas cada vez más exigentes en cuanto a la eficiencia

energética y a la huella ecológica de la construcción.

Una de las principales soluciones frente a este problema es el consumo de materias primas renovables que necesiten un procesamiento mínimo para ser convertidas en materiales de construcción.

Hoy día la madera es el material más sostenible que se puede utilizar en construcción. Además de ser, obviamente, un material completamente renovable, el uso de madera certificada implica un compromiso con la conservación de los bosques y la lucha contra la deforestación.

Un árbol, durante su crecimiento, absorbe dióxido de carbono (CO₂) de la atmósfera y lo fija para crear la madera. Por lo tanto, construir con elementos de madera supone que este CO₂ se almacene en la estructura de un edificio, en lugar de encontrarse libre en la atmósfera favoreciendo el efecto invernadero. De esta manera, la producción de productos de madera es una forma de combatir el cambio climático.

Más allá de los beneficios medioambientales de este material, la madera posee otras muchas cualidades positivas para la edificación que la han convertido en una de las principales formas de construcción de la historia, mucho antes de que se pensara siquiera en la sostenibilidad.

En el último siglo los sistemas de construcción en madera se han mantenido a la sombra de otros más innovadores, como el acero o el hormigón armado, por ser considerados arcaicos y poco tecnológicos. Sin embargo, el mercado y la industria actual ofrecen productos adaptados a soluciones técnicas lógicas y modernas, muy competentes en el sector.

En España, en los últimos años se ha comenzado a incrementar el uso de la madera en la estructura de los edificios, aunque sus posibilidades aún siguen siendo desconocidas para muchos profesionales en comparación al conocimiento que sobre ella se tiene en otros países con más tradición maderera como en el norte de Europa.

Con este estudio se intenta profundizar en una forma de construir en madera muy usada en el norte de Europa, Estados Unidos y Canadá, pero casi inexistente en España. Se trata del sistema de entramado ligero, utilizado en edificaciones de baja y mediana altura. En Estados Unidos el 95% de los edificios residenciales están realizados con esta tipología constructiva.

Esta profundización se realizará mediante un caso práctico de estudio proyectado con el sistema de plataforma de entramado ligero. Como caso de estudio se propondrá un edificio residencial de tres plantas con dos viviendas en cada planta situado en Granada. Se comprobará si es un proyecto viable en la zona con mayor sismicidad de la península ibérica. Para ello se dimensionará la estructura teniendo en cuenta las acciones a las que se vería sometido el edificio.

Esta evaluación se realizará conforme a la normativa española en vigor: NCSE-02, CTE DBSE, CTE DBSE-AE, CTE DBSE-M, EHE-08, Eurocódigo 1, Eurocódigo 8.

Capítulo 1

**LA MADERA COMO MATERIAL
ESTRUCTURAL**

I

Estructura básica del material

El tronco de los árboles debe cumplir dos funciones principales: conductoras y mecánicas. En primer lugar debe facilitar la conducción ascendente de la savia bruta desde las raíces hasta la copa del árbol donde, gracias a la función de la fotosíntesis, será transformada en las hojas en savia elaborada que es conducida de nuevo de forma descendente por el tronco hasta todas las células del árbol. La conducción de la savia bruta en las plantas es realizada por un tejido vegetal llamado xilema, que en los árboles se encuentra en una capa del tronco denominada *albura*. El transporte de la savia elaborada está encargado a otro tejido conductor llamado floema que conforma la parte viva de la corteza del árbol.

Las funciones mecánicas responden a las grandes sollicitaciones que actúan sobre el tronco de un árbol. La estructura del tronco debe hacer frente a los esfuerzos producidos por el propio peso del árbol y por la acción del viento. Funciona como una viga empotrada en la base que debe soportar tensiones de compresión

y tracción paralelas a la dirección del tronco. Estos esfuerzos son resistidos principalmente por la parte interior del tronco, denominada *duramen*, que tiene únicamente función resistente y de almacenamiento de nutrientes.

El tronco crece radialmente gracias al *cámbium*, un tejido meristemático situado entre la albura y la corteza, que va originando anillos de xilema hacia el interior y de floema hacia el exterior.

El conjunto del duramen y la albura es lo que se denomina como madera. La albura es la madera más joven, tiene un color más claro, es menos densa y contiene más humedad que el duramen. Sin embargo, cuando se produce la muerte de sus células conductoras se produce la transformación de la albura en duramen.

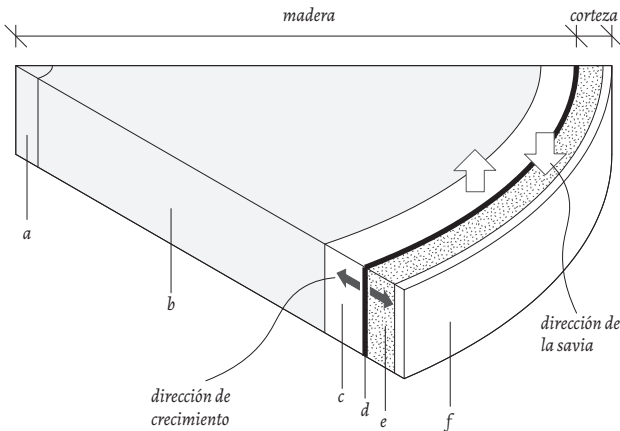
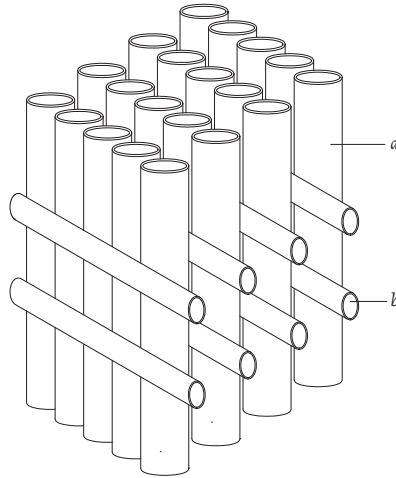


Figura 1.1 - Anatomía del tronco.
a. Médula
b. Duramen
c. Albura
d. Cámbium
e. Corteza viva
f. Corteza muerta

Para que el tronco de los árboles pueda cumplir estas dos funciones, mecánicas y conductoras, está compuesto por fibras o elementos tubulares verticales. Estos se encuentran unidos entre sí por aglomerantes naturales como la lignina y otros elementos tubulares secundarios dispuestos horizontalmente de forma radial.

El conocimiento de esta estructura de la madera hace entender la ligereza del material y las diferentes respuestas en sus propiedades dependiendo de la dirección en la que sean estudiadas. Así, por ejemplo, es comprensible que la madera sea un material muy elástico en la dirección de las fibras, ya que no podría afrontar de otra forma con secciones tan esbeltas las elevadas sollicitaciones que se producen a causa del viento en la copa.

Figura 1.2 - Estructura tubular de la madera.
a. Elementos tubulares principales
b. Elementos tubulares secundarios de unión



2

Propiedades de la madera

La madera, al ser un material compuesto por fibras de origen orgánico, no posee unas propiedades estables, sino que estas deben ser estudiadas para unas condiciones concretas, ya que se ven afectadas por muchos factores y varían principalmente dependiendo de:

- La dirección en la que son examinadas (anisotropía).
- La especie de madera, el lugar de procedencia e, incluso, la procedencia dentro del propio árbol (heterogeneidad).
- El contenido de humedad (higroscopicidad).

Decimos de la madera es un material físicamente *anisótropo*, ya que el estudio de sus propiedades físicas debe hacerse considerando las tres direcciones principales de referencia: la longitudinal (paralela a las fibras), la radial (en dirección a los radios leñosos) y la tangencial (tangente a los anillos de crecimiento).

Sin embargo, cuando hablamos sobre sus propiedades mecánicas y elásticas, consideramos solo dos direcciones: la paralela

y la perpendicular a las fibras. Esto es debido a la despreciable diferencia de comportamiento entre la dirección radial y tangencial. Por ello, hablamos de la madera como un material mecánicamente *ortótropo*.

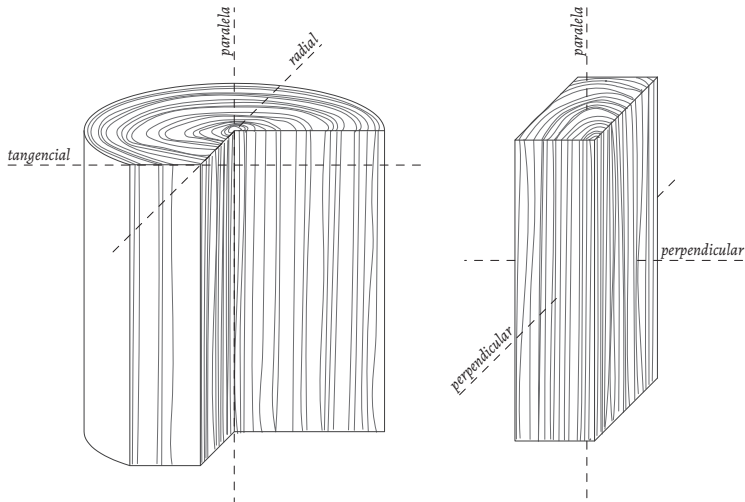


Figura 2.1 - Direcciones de estudio de las propiedades físicas y mecánicas de la madera.

Las combinaciones de los diferentes elementos anatómicos de la madera (vasos, traqueidas, fibras, etc) varían según la especie de árbol y, dentro de la misma especie, de su procedencia. Las características topográficas y puntuales del medio en el que vive también influyen en la forma que adquiera el árbol, modificando así el tamaño de estos elementos anatómicos a lo largo del tronco. Por lo que la madera es un material *heterogéneo* con propiedades muy variables incluso dentro del mismo individuo.

Otra característica de la madera, debido a la composición de celulosa, es su capacidad de absorber y ceder agua con el medio en el que se encuentra, hasta llegar a un valor límite y estable, la *humedad de equilibrio higroscópico*. Las propiedades para una especie de madera suelen considerarse para una humedad del 12%.

2.1 PROPIEDADES FÍSICAS

Densidad

Se suelen encontrar densidades entre los 300 y 800kg/m³. Los tipos de madera se clasifican según su densidad aparente en pesadas, ligeras y muy ligeras.

Dureza

Resistencia que opone la madera al desgaste, rayado, clavado, etc. La dureza aumenta con la edad del árbol. Se clasifican en muy duras, semiduras, blandas y muy blandas.

Peso

Depende de la densidad, por lo tanto, también del contenido de humedad y de la especie. Además, intervienen factores como la edad del árbol (el duramen de árboles maduros es más denso y pesado), el contenido de resina, la velocidad de crecimiento (la madera de los árboles que crecen lentamente es más densa) y de la presencia de albura en la muestra (una muestra con albura pesará menos que una compuesta sólo de duramen).

Deformabilidad

El volumen de la madera cambia al variar su contenido de humedad. El agua absorbida por la madera se aloja en las paredes de las fibras leñosas, separándolas o acercándolas. Por ello, este cambio volumétrico es inapreciable en la dirección paralela a las fibras. El punto de saturación de las fibras (p.s.f) es el nivel de humedad para el cual las paredes de las fibras están saturadas pero las cavidades de las células no contienen agua, por lo que presentan la máxima separación entre ellas y, por tanto, la pieza ha alcanzado su mayor volumen. Este valor varía entre 24-60% tomándose 30% como valor efectivo. La madera puede seguir aumentando su contenido de humedad sin aumentar su volumen ya que se trata de agua libre que se aloja en el interior de los vasos y traqueidas.

2.2 PROPIEDADES MECÁNICAS

Resistencia a compresión ($f_{c,k}$)

La resistencia a compresión disminuye cuando aumenta el grado de humedad en la madera, hasta llegar al punto de saturación de las fibras (30%) a partir del cual se mantiene prácticamente constante. La dirección longitudinal es más resistente que la perpendicular. La rotura a compresión suele producirse por separación y pandeo individual de columnillas de madera.

Cuanto mayor es el peso específico, mayor es la resistencia a compresión.

Resistencia a tracción ($f_{t,k}$)

Es mucho mayor en la dirección longitudinal que en la dirección perpendicular a las fibras. La rotura a tracción se produce de forma súbita, actuando la madera como un material frágil. En la dirección perpendicular la resistencia no está ligada al peso específico.

Resistencia a cortante ($f_{v,k}$)

Capacidad para resistir fuerzas que hacen que una parte del material se deslice sobre la parte adyacente. En la dirección perpendicular no se tiene en cuenta, ya que la resistencia es elevada y la rotura se produce antes por otros efectos que por este.

Resistencia a flexión ($f_{m,k}$)

Es elevada en la dirección perpendicular a las fibras y casi nula en la dirección paralela a estas.

Rigidez (E)

El módulo de elasticidad es considerablemente mayor en la dirección paralela a las fibras que en la perpendicular.

Anejo E. Valores de las propiedades de resistencia, rigidez y densidad. Madera aserrada, madera laminada encolada y tableros

E.1 Madera aserrada

E.1.1 Valores de las propiedades asociadas a cada clase resistente de la madera aserrada

1 En la tabla E.1 se indican los valores de las propiedades de resistencia, rigidez y densidad asociadas a cada clase resistente para las especies de coníferas y chopo y en la tabla E.2 para las especies frondosas.

Tabla E.1 Madera aserrada. Especies de coníferas y chopo. Valores de las propiedades asociadas a cada Clase Resistente

Propiedades		Clase resistente											
		C14	C16	C18	C20	C22	C24	C27	C30	C35	C40	C45	C50
Resistencia (característica) en N/mm²													
- Flexión	$f_{m,k}$	14	16	18	20	22	24	27	30	35	40	45	50
- Tracción paralela	$f_{t,0,k}$	8	10	11	12	13	14	16	18	21	24	27	30
- Tracción perpendicular.	$f_{t,90,k}$	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
- Compresión paralela	$f_{c,0,k}$	16	17	18	19	20	22	22	23	25	26	27	29
-Compresión perpendicular	$f_{c,90,k}$	2,0	2,2	2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	2,7	2,8	2,9	3,1	3,2
- Cortante	$f_{v,k}$	3,0	3,2	3,4	3,6	3,8	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0
Rigidez, en kN/mm²													
- Módulo de elasticidad paralelo medio	$E_{0,medio}$	7	8	9	9,5	10	11	11,5	12	13	14	15	16
- Módulo de elasticidad paralelo 5 ^o -percentil	$E_{0,k}$	4,7	5,4	6,0	6,4	6,7	7,4	7,7	8,0	8,7	9,4	10,0	10,7
- Módulo de elasticidad perpendicular medio	$E_{90,medio}$	0,23	0,27	0,30	0,32	0,33	0,37	0,38	0,40	0,43	0,47	0,50	0,53
- Módulo transversal medio	G_{medio}	0,44	0,50	0,56	0,59	0,63	0,69	0,72	0,75	0,81	0,88	0,94	1,00
Densidad, en kg/m³													
- Densidad característica	ρ_k	290	310	320	330	340	350	370	380	400	420	440	460
- Densidad media	ρ_{medio}	350	370	380	390	410	420	450	460	480	500	520	550

Tabla E.2 Madera aserrada. Especies frondosas. Valores de las propiedades asociadas a cada Clase resistente

Propiedades		Clase Resistente							
		D18	D24	D30	D35	D40	D50	D60	D70
Resistencia (característica), en N/mm²									
- Flexión	$f_{m,k}$	18	24	30	35	40	50	60	70
- Tracción paralela	$f_{t,0,k}$	11	14	18	21	24	30	36	42
- Tracción perpendicular.	$f_{t,90,k}$	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
- Compresión paralela	$f_{c,0,k}$	18	21	23	25	26	29	32	34
-Compresión perpendicular.	$f_{c,90,k}$	7,5	7,8	8,0	8,1	8,3	9,3	10,5	13,5
- Cortante	$f_{v,k}$	3,4	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,5	5,0
Rigidez, kN/mm²									
-Módulo de elasticidad paralelo medio	$E_{0,medio}$	10	11	12	12	13	14	17	20
- Módulo de elasticidad paralelo 5 ^o -percentil	$E_{0,k}$	8,4	9,2	10,1	10,1	10,9	11,8	14,3	16,8
- Módulo de elasticidad perpendicular medio	$E_{90,medio}$	0,67	0,73	0,80	0,80	0,86	0,93	1,13	1,33
- Módulo transversal medio	G_{medio}	0,63	0,69	0,75	0,75	0,81	0,88	1,06	1,25
Densidad, kg/m³									
-Densidad característica	ρ_k	500	520	530	540	550	620	700	900
- Densidad media	ρ_{medio}	610	630	640	650	660	750	840	1080

2.3 CARACTERÍSTICAS DE LA MADERA EN CONSTRUCCIÓN

Aislante (térmico, acústico y eléctrico)

La escasez de electrones libres en la madera (al contrario que en metales) y su gran contenido de aire (debido a su composición fibrosa y porosa) hace que no sea buena conductora del calor. Posee una conductividad térmica 350 veces menor que la del acero y 10 veces menor que la del hormigón. Cabe destacar que en la dirección paralela a las fibras la conductividad es del orden de 2 a 2,8 veces mayor que en la dirección perpendicular, ya que el transporte del calor por conducción, tropieza con menores resistencias en la dirección de las largas moléculas en cadena de celulosa, que ortogonalmente a ellas. La transmisión del calor depende de la humedad, el peso específico y la especie.

	Kcal/m·h·°C
<i>Aluminio</i>	172
<i>Acero</i>	39
<i>Hormigón</i>	1
<i>Ladrillo macizo</i>	0,75
<i>Vidrio</i>	0,6
<i>Yeso</i>	0,45
<i>Madera de frondosas</i>	0,15
<i>Madera de coníferas</i>	0,11
<i>Tablero de partículas</i>	0,08
<i>Tablero de fibras</i>	0,06

Figura 2.3 - Tabla de conductividad térmica de los materiales más utilizados.

Es un eficiente aislante eléctrico siempre y cuando no presente una humedad mayor al punto de saturación de la fibra (p.s.f. = 30%) ni haya sido tratada con productos que contengan sales solubles, ya que aumentan el contenido iónico de la madera. Para un mismo nivel de humedad específico, la resistividad eléctrica varía dependiendo de la dirección (es menor en la dirección longitudinal), de la especie (menor en especies que no contienen aceites o resinas) y del peso específico (aumenta al aumentar este).

La madera no funciona realmente como un buen aislante acústico debido a su porosidad y reducida densidad, pero sí que lo hace como un buen absorbente.

Estabilidad dimensional

La madera presenta pequeñas variaciones dimensionales, imperceptibles en la dirección longitudinal. Como todos los materiales, se dilata cuando se calienta y se contrae cuando disminuye su temperatura, pero esto no suele notarse ya que cuando se calienta (no en condiciones extremas de combustión), la humedad disminuye, secando la madera y haciéndola más dura y resistente. La estabilidad está muy relacionada con el corte que recibió la pieza. Si se extrae una pieza de un tronco que está inclinado esta tendrá diferentes densidades en un lado y otro produciendo tensiones internas que darán lugar a curvaturas, torceduras o a fibras deshilachadas en tablas.

Sostenibilidad

Gracias a la silvicultura ecológica, la madera es un recurso renovable e inagotable que consume poca energía para su transformación en un material constructivo y genera escasos residuos, ya que su manipulación solo requiere procesos mecánicos, no químicos. Se considera que el CO₂ absorbido por un árbol durante su vida es el mismo que el que produce en su combustión, por lo que genera un ciclo de vida cerrado, con muy poca huella ecológica. Además, desde que se forma la madera hasta su combustión, esta almacena una cantidad de carbono (C) que de otra forma se encontraría libre en la atmósfera favoreciendo el efecto invernadero. El uso de maderas con certificación de cadena de custodia de sostenibilidad ayuda a combatir la deforestación de bosques y, por ende, a luchar contra el cambio climático.

Material	Carbono emitido	Carbono almacenado
<i>Madera aserrada</i>	15 kg/m ³	250 kg/m ³
<i>Acero</i>	5.320 kg/m ³	0 kg/m ³
<i>Hormigón</i>	120 kg/m ³	0 kg/m ³

Figura 2.4 - Tabla del carbono almacenado y emitido durante la fabricación de diferentes materiales.

Durabilidad

Al igual que otros materiales, la madera no es un material eterno. Sin embargo, con una buena ejecución de los detalles constructivos y tomando las medidas de protección necesarias contra la humedad, la intemperie y el ataque de organismos, la vida de una estructura puede ser superior a dos siglos. Además, utiliza uniones muy eficientes (limpias y resistentes) de gran durabilidad y fácilmente intercambiables con ayuda de herramientas sencillas.

Regulador de humedad

Como se citó anteriormente, la madera es un material higroscópico, por lo que el intercambio de agua entre el ambiente interior y la pieza estará en constante regulación.

Resistencia al fuego

La madera sin tratar suele tener una clasificación de reacción al fuego D-s2 do, lo que significa que es un material combustible con una inflamabilidad y contribución al fuego relativamente alta (D), que produce una cantidad moderada de humo cuando arde (s2) y que no desprende gotas o partículas inflamadas en una fase inicial del incendio (do). Esta suele ser una clasificación insuficiente en construcción que requiere de protecciones físicas (paneles resistentes o pinturas ignífugas) o del dimensionado de los elementos estructurales para conservar su capacidad de carga un tiempo determinado (según uso del edificio) bajo una velocidad de carbonización aproximada de 0.7mm/min.

Comportamiento antisísmico

La madera tiene un peso medio aproximado de 400kg/m³, frente a los 2400kg/m³ del hormigón o los 7850kg/m³ del acero. Esto hace que un edificio construido con estructura de madera sea considerablemente ligero, en relación al resto de sistemas constructivos. Por lo tanto, bajo la acción de un terremoto, las

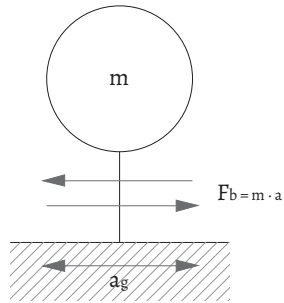


Figura 2.5 - Fuerza sísmica (F_b) que un terremoto con una aceleración (a_g) introduce en la base de un edificio con cierta masa (m).

fuerzas sísmicas horizontales (directamente relacionadas con la masa del edificio) actuantes en la estructura llegan a ser tres veces menores que en un sistema tradicional de hormigón armado.

Economía (construcción en seco, facilidad de trabajo, industrialización, rápida montaje)

La construcción en madera es un sistema sencillo que no requiere herramientas o equipos extremadamente sofisticados. Gracias al proceso de industrialización de la mayor parte de los elementos podemos controlar al máximo los detalles constructivos en taller mientras se avanza con el terreno y cimentación en obra. Su posterior montaje en seco mediante uniones encoladas, atornilladas o encajadas hace que se tenga un control milimétrico de la estructura. La ligereza del material lo hace fácilmente transportable y manipulable, así como supone un ahorro en las dimensiones de los elementos de cimentación. Todo esto hace que los tiempos de construcción se vean reducidos hasta en un 50%.

3

Construcción en madera

Históricamente la madera ha sido uno de los principales materiales de construcción hasta que, a mediados del s. XVIII, se comienzan a conocer las posibilidades que ofrece el acero estructural y, algo más tarde, el hormigón armado. No obstante, en muchas zonas del planeta no se ha dejado de usar la madera. Alrededor del 20% de la población del mundo habita en viviendas construidas en madera.

En España, sin embargo, su uso ha sido casi inexistente durante las últimas décadas. Esto se debe en parte a la escasez de material en comparación, por ejemplo, con los países del norte de Europa, y a la falta de conocimientos y técnicas constructivas. En la actualidad la construcción de edificios con estructura de madera está creciendo de forma exponencial en todo el mundo, incluida España.

De hecho, existen diferentes sistemas constructivos en madera que son muy ventajosos para la construcción de determinados tipos de edificios.

3.1 SISTEMAS DE CONSTRUCCIÓN

3.1.1 Construcción con troncos

Es el sistema más antiguo. Basado en el apilamiento de elementos horizontales de madera maciza que transmiten las cargas verticales hasta la base. Originalmente se usaban los troncos descortezados tal cual. Con la aparición de los primeros aserraderos se comenzaron a cortar los troncos en la base y en la parte superior, aumentando la superficie de contacto y, por consiguiente, facilitando la transmisión de cargas. Actualmente los elementos están mejor diseñados y estandarizados y se suelen complementar con capas de aislamiento interior o exterior.

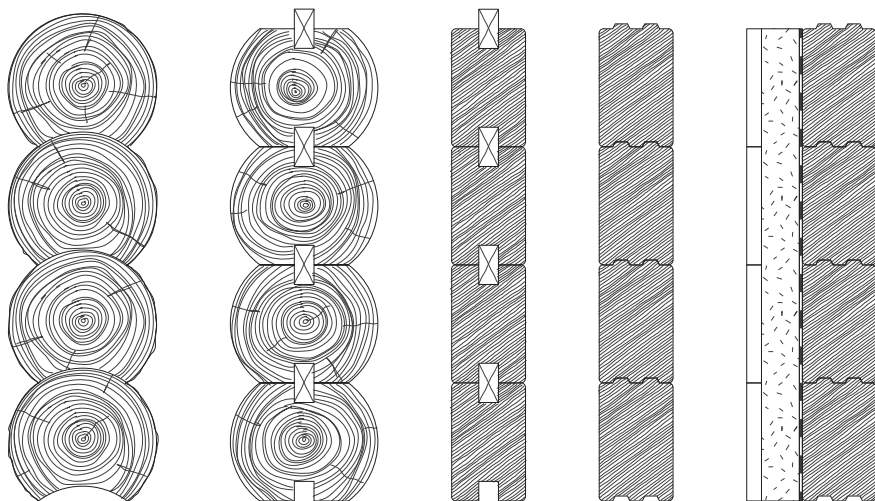


Figura 3.1 - Tipologías de muros de carga de madera maciza.

- a. Tronco redondo.
- b. Tronco redondo con caras aserradas con junta de lengüeta.
- c. Sección rectangular con junta de lengüeta.
- d. Sección rectangular con ranuras y doble lengüeta.
- e. Muro con aislamiento térmico interior o exterior.

Es un sistema en desuso debido principalmente al gran consumo de madera que supone, reflejado en los elevados precios. Otro inconveniente es el gran asentamiento de la estructura, de hasta 25 mm por planta, que deben ser previstos en base a no afectar a huecos o instalaciones. La altura en edificios con este tipo de estructura es limitada debido a que los troncos están sometidos a esfuerzos de compresión en la dirección perpendicular



Figura 3.2 - Casa de campo construida con troncos en Döllach (Austria).

a las fibras, y no en la paralela como realmente funciona bien la madera.

3.1.2 Construcción con entramado pesado

Utilizado tradicionalmente en los países de Europa del este y central, además de en Inglaterra, Dinamarca, Alemania, Holanda y norte de Francia. En este sistema la transmisión de cargas se produce a través de los distintos tipos de ensamblaje entre los elementos de madera, que suelen ser de sección grande y cuadrada. Solo resisten a esfuerzos de compresión, por lo que los elementos inclinados, como tirantes, suelen aparecer pareados. Montaje rápido y sencillo que permite el uso de pequeños elementos de maderas más duras. El entramado portante puede ser revestido por ambos lados, aunque tradicionalmente permanecía visible exteriormente (hasta la mitad del siglo XIX la estructura y el relleno permanecían vistas, después se empezó a recubrir para imitar edificios de piedra o ladrillo y perder esa imagen “rural” con la que se asociaba).

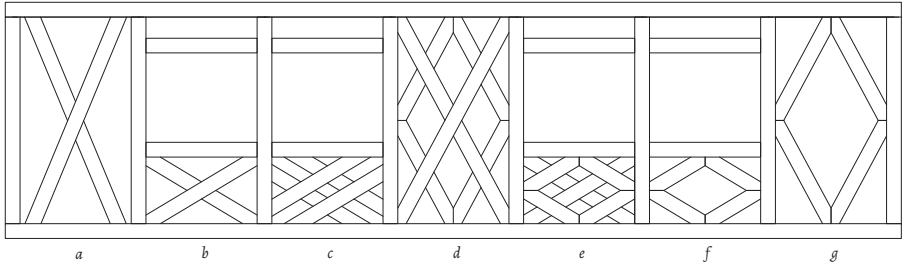


Figura 3.3 - Formas tradicionales de arriostramiento de un muro de entramado.
 a-b. Cruz simple.
 c. Cruz doble.
 d-e. Cruz simple y diamante.
 f-g. Diamante.

En la actualidad, raramente usado, sigue siendo una económica solución en casos de edificios agrícolas sencillos de una o dos plantas. Sin embargo, debido al gran consumo de material, se desaconseja para edificios de varias plantas. Las uniones carpinteras del sistema son formas de conexión más baratas y eficientes que las uniones mediante chapas metálicas. Esto se debe

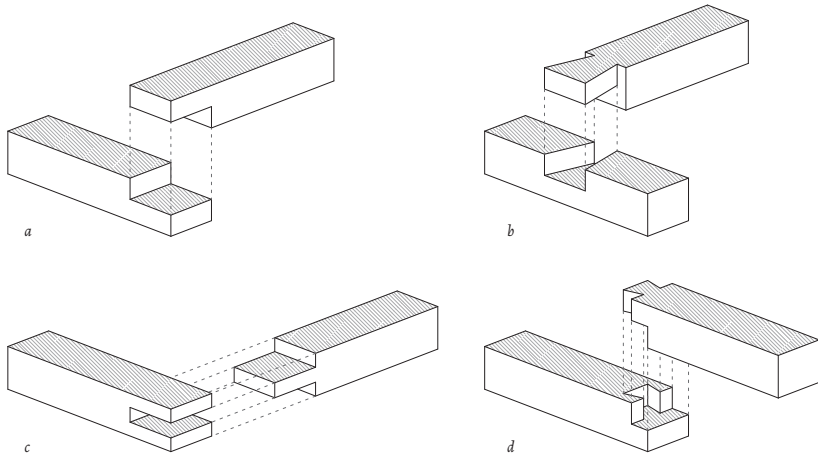


Figura 3.4 - Juntas de madera usadas en uros de entramado.
 a. Ensamble a media madera.
 b. Ensamble en cola de milano.
 c. Ensamble a horquilla.
 d. Cola de milano+media madera.

a la poca distancia entre los distintos elementos estructurales, enviando cargas muy bajas a las conexiones que, además, son transferidas por contacto directo entre las caras de ambos elementos.



Figura 3.5 - Edificios de entramado de madera en la Market Square de Dornstetten (Alemania).

3.1.3 Construcción con entramado ligero

Surge alrededor de 1850 en Estados Unidos por la gran demanda de edificios de rápida construcción. Una de las razones de su éxito fue la industrialización de los clavos y los elementos lineales de madera. Se trata de un sistema de pórticos con tan poca separación entre las “columnas” y tan arriostrados que se comportan como muros de carga. Se popularizan principalmente dos formas de construcción en Norteamérica:

- Sistema balloon: en este sistema los elementos verticales (montantes) de los muros son continuos en la altura de dos o más plantas. Los elementos horizontales de los forjados se apoyan sobre pequeñas vigas unidas entre montantes.

- Sistema de plataforma: construcción planta por planta. Los muros estructurales tienen la altura de una planta, sobre estos se coloca el forjado y, sobre este, el siguiente muro. Este sistema presenta mayor posibilidad de estandarización y prefabricación. Permite mucha flexibilidad en el diseño arquitectónico.

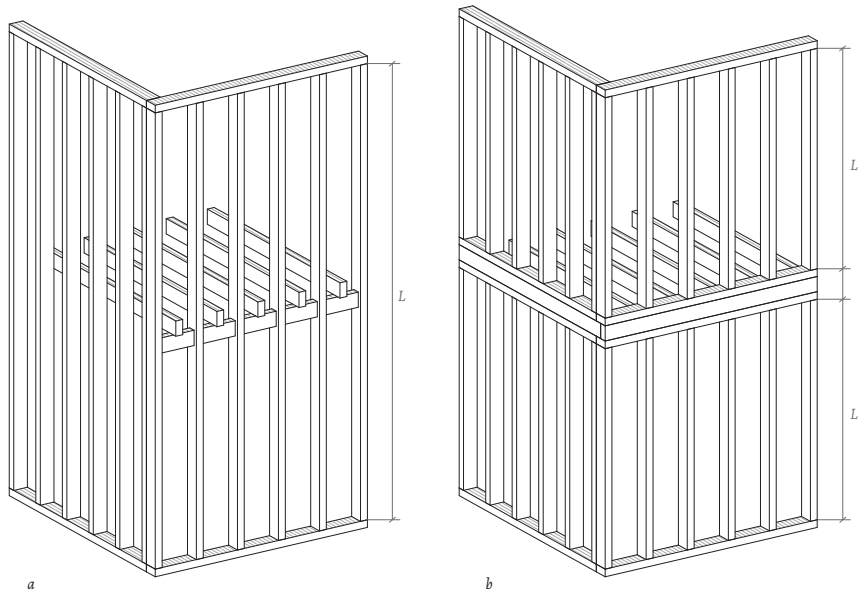


Figura 3.6 - Sistemas de entramado ligero según la longitud de los montantes (L).
a. Sistema balloon
b. Sistema de plataforma

En Europa, en la década de 1930, se desarrolla este último sistema de construcción, mediante el uso de paneles de entramado prefabricados, esto es, contruidos en taller y listos para su colocación en obra, acelerando al máximo los tiempos de construcción.

En la construcción mediante entramado ligero, las cargas verticales del edificio son transmitidos al terreno por esbultos montantes verticales distanciados no más de 60cm. Los esfuerzos horizontales, sin embargo, son resistidos por las uniones entre los montantes y los tableros que arriostran y revisten la estructura.

Consta básicamente de cuatro elementos principales:

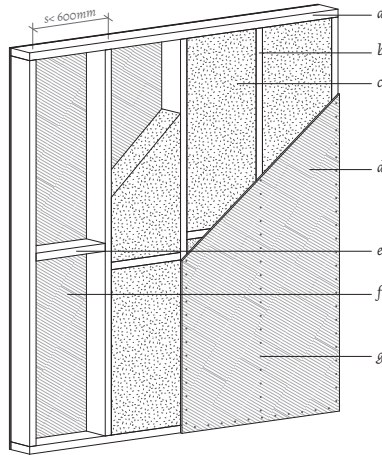
1. Madera estructural
2. Tableros estructurales
3. Aislamiento interior
4. Elementos metálicos de fijación

En la actualidad, el sistema de plataforma es muy popular en países como Canadá, EEUU o los países escandinavos, donde el

90% de las viviendas de una y dos plantas están construidas con este método.

Figura 3.7 - Estructura general de muros de entramado ligero.

- a. Durmiente
- b. Montante
- c. Aislamiento
- d,f. Tablero
- e. Refuerzo interior
- g. Conectores metálicos



3.1.4 Construcción porticada

Probablemente unos de los sistemas estructurales más antiguos. El uso de la madera para crear pórticos de vigas y pilares resurge a finales del siglo XX con la necesidad de construir edificios en altura y plantas libres.

Pilares, vigas y elementos de arriostramiento formando mallas regulares conforman la estructura primaria, sobre la que se sustenta la estructura secundaria de viguetas de madera o elementos prefabricados. Los muros interiores pueden disponerse de forma independiente a la estructura, ya que no recibirán ninguna carga, haciendo posible grandes ventanales y muros cortina.

Estructuralmente debe considerarse como el opuesto a los sistemas de troncos o entramado. Mientras estos últimos sistemas están basados en un reparto lineal de las cargas a través de un muro resistente, los sistemas porticados concentran las cargas y las reparten entre los diferentes pilares aislados.



Las uniones suelen realizarse mediante conectores metálicos preferiblemente ocultos en la madera para su protección en caso de incendio.

Figura 3.8 - Edificio de pórticos de madera con fachada acristalada.

3.1.5 Construcción con paneles macizos

La posibilidad de producir elementos de gran formato a escala industrial ha permitido el desarrollo de nuevos sistemas en los últimos años. Uno de ellos es el uso de elementos planos de madera laminada para construir muros estructurales, forjados y cubiertas.

Es un sistema muy adecuado para construcción la en altura. Normalmente se monta planta por planta, aunque también es posible hacer muros continuos y forjados suspendidos entre ellos. Permite un diseño menos flexible que con un sistema de pórticos, pero no está restringido por módulos ni entramados regulares. Además, en comparación con otros sistemas, en número de capas de los cerramientos es menor, ya que el elemento de madera actúa como estructura, cerramiento y sellado.



Figura 3.9 - Construcción de vivienda con estructura de paneles de madera contralaminada KLH.

Capítulo 2

**ENTRAMADO LIGERO.
SISTEMA DE PLATAFORMA**

En el sistema de plataforma la estructura se construye planta por planta, usando los forjados horizontales como plataformas para apoyar los muros del siguiente nivel. La estructura

está compuesta básicamente por la unión entre elementos lineales (montantes y vigas) y planos (tableros) de madera. Se trata de un sistema de muros portantes donde los esfuerzos verticales y horizontales son resistidos por estos. Por ello, una adecuada cantidad de muros y su disposición es fundamental para la transmisión de las cargas gravitatorias al terreno.

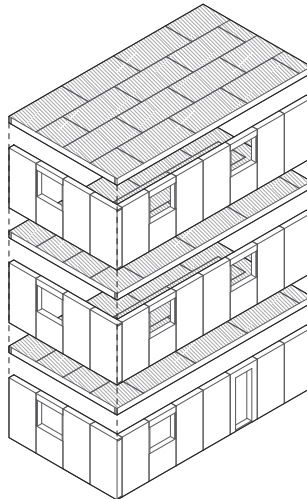


Figura 4.1 - Esquema de construcción con sistema de plataforma.

Los muros son elementos lineales, por lo tanto, para una buena transmisión de las cargas la cimentación deberá ser lineal o superficial. En este sistema, además, la cimentación debe impedir que la humedad llegue a la madera.

1. ENTRAMADOS HORIZONTALES

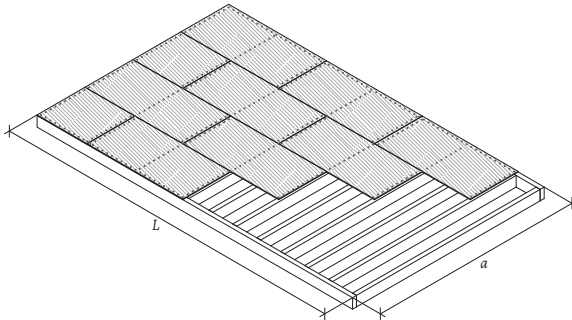


Figura 4.2 - Estructura de un entramado horizontal.

Se encargan de transmitir las cargas del peso propio y de uso a los muros inferiores. Están compuestos por vigas que reparten las cargas y por tableros dispuestos generalmente al tresbolillo que las arriostran formando una estructura que funciona como un diafragma. Dependiendo de la relación entre el largo y el ancho del diafragma se clasifican en:

- **Flexibles:** si el largo (L) varía entre $2a$ y $6a$, siendo a la anchura del forjado. Se comporta y deforma como una viga de canto apoyada en los dos muros laterales. Hay que dimensionar los cordones de borde para que resistan el esfuerzo axial de tracción o compresión debido al momento flector.

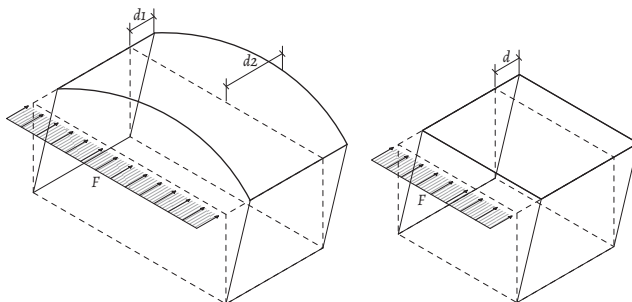


Figura 4.3 - Comportamiento de un forjado flexible y rígido frente a las acciones horizontales.

- Rígidos: el diafragma se entiende como un plano prácticamente indeformable.

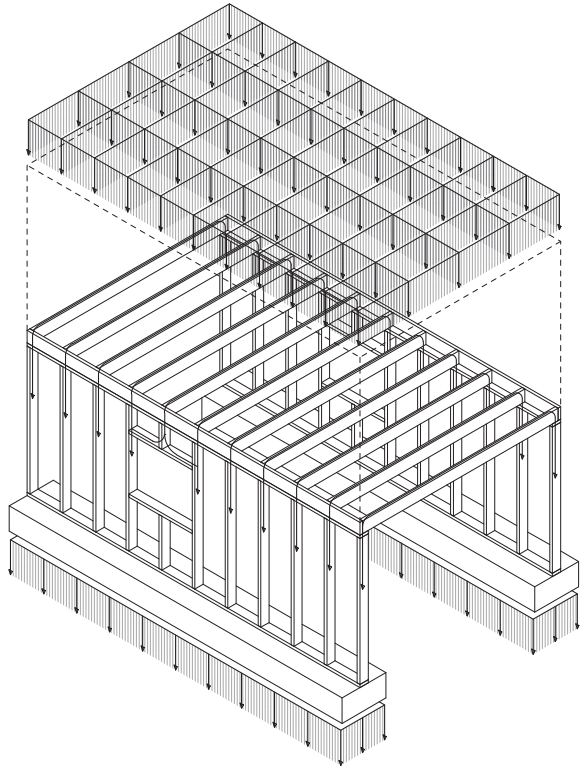


Figura 4.4 - Esquema de la transmisión de las cargas gravitatorias en una estructura de entramado ligero.

2. ENTRAMADOS VERTICALES

Están diseñados para resistir esfuerzos verticales y horizontales:

- Verticales: son las cargas gravitatorias del edificio. Son transmitidas desde los diferentes forjados hasta la cimentación a través de los montantes de los muros. Estos montantes se encuentran sometidos a un esfuerzo de compresión, por lo que deben dimensionarse para soportar el pandeo en la dirección perpendicular al panel, ya que en la dirección paralela están atados

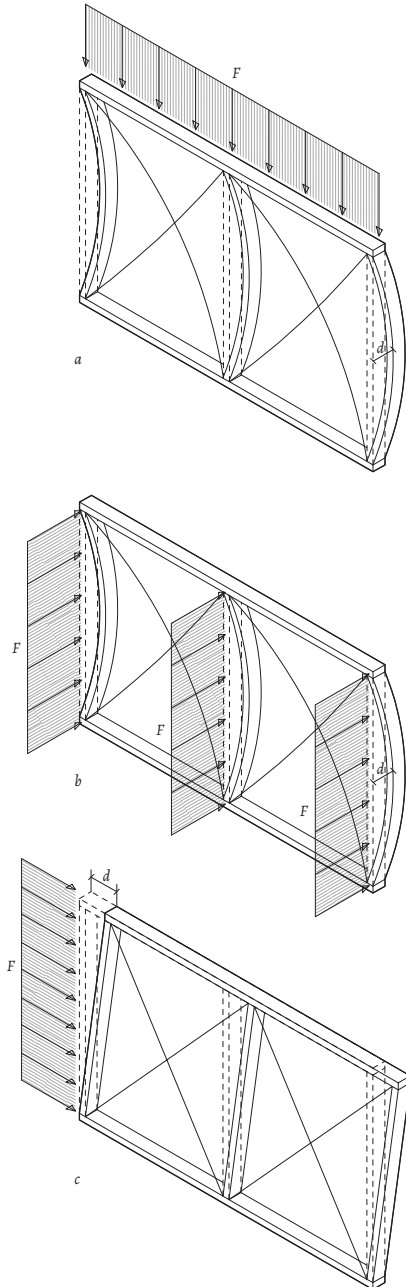


Figura 4.5 - Deformación (d) de un muro de entramado ligero frente a la acción de distintos tipos de fuerzas (F).

- a. Fandeo
- b. Flexión
- c. Descuadre

por los tableros y no se pueden deformar.

- **Horizontales:** pueden ser debidas a la acción del viento o del sismo. Cuando la acción es perpendicular al panel de entramado este se ve sometido a un esfuerzo flector que deberá ser resistido por los montantes. Sin embargo, las acciones horizontales paralelas a la dirección del muro son resistidas por los elementos de fijación entre el tablero y la estructura interior del panel, que se ven sometidos a un esfuerzo cortante.

La fuerza horizontal H actuando en la cabeza del muro produce el descuadre del mismo. Para que el sistema se mantenga en equilibrio se necesitan las siguientes fuerzas:

- **Esfuerzo horizontal H .** De sentido contrario a la fuerza horizontal y actuando en la base del panel. Sin esta fuerza el panel deslizaría sobre el plano de apoyo. Sin embargo, los paneles se fijan a la base, impidiendo el deslizamiento, mediante pernos o angulares con clavos que deben resistir el esfuerzo cortante debido al movimiento relativo entre el entramado y la base.

- **Par de fuerzas de tracción R_t y compresión R_c .** Se producen en los extremos de la base de la estructura de entramado impidiendo el giro del sistema. Estos esfuerzos serán resistidos por elementos de fijación como hold-downs o angulares que impiden el desplazamiento vertical del panel.

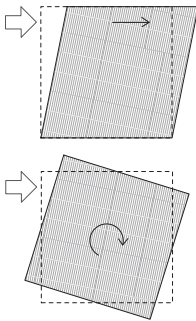


Figura 4.6 - Desplazamiento de un elemento deformable e indeformable bajo la acción de una fuerza horizontal descentrada.

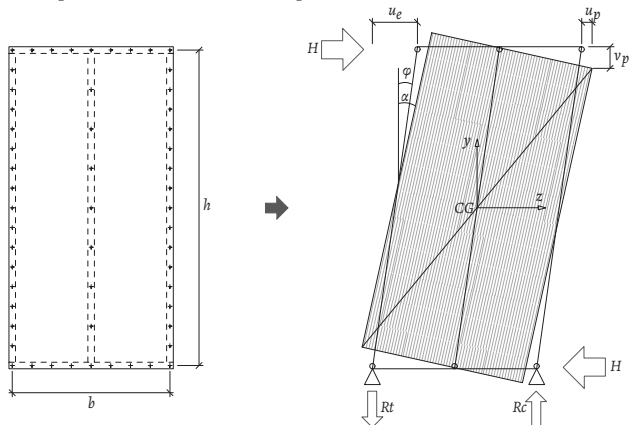


Figura 4.7 - Esquema de deformación de un panel de entramado ligero y fuerzas provocadas.

- Esfuerzo cortante f_p entre tablero y entramado. Debido a que el tablero y la estructura de entramado tienen diferentes desplazamientos. Debe ser resistido por las fijaciones entre estos dos elementos (generalmente clavos o tirafondos). La estructura de entramado se considera articulada y deformable en el eje paralelo a su dirección, por lo que bajo una fuerza horizontal presenta un desplazamiento horizontal u_e . Los tableros, sin embargo, al no estar anclados en su base se consideran indeformables, por lo que bajo fuerzas horizontales descentradas giran dando lugar a un desplazamiento horizontal u_p y uno vertical v_p .

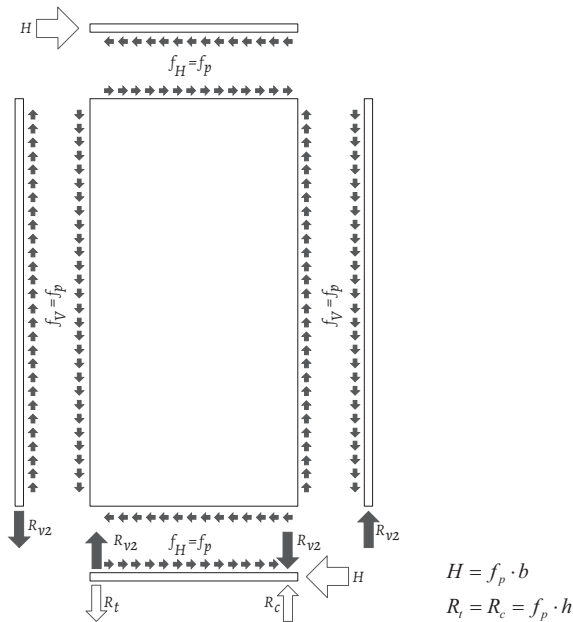
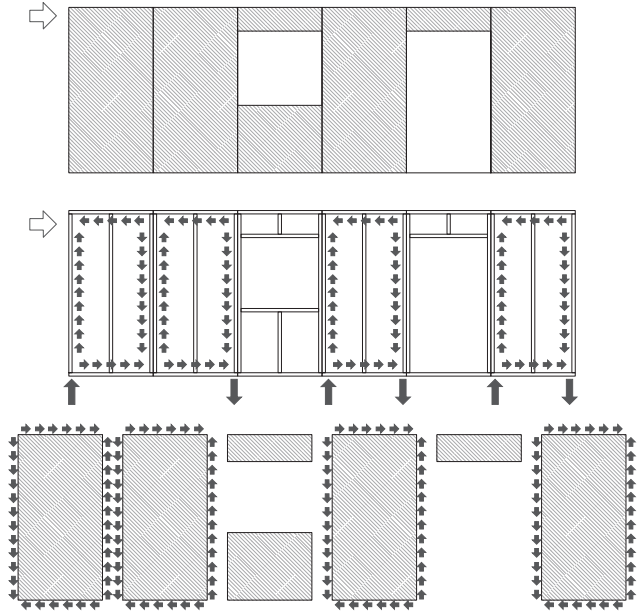


Figura 4.8 - Fuerzas internas y externas en un panel de entramado ligero (tablero y elementos lineales).

En un módulo (unión de varios paneles) los esfuerzos horizontales serán mayores que un solo panel, ya que varían con la anchura b del elemento a estudiar. Por el contrario, los esfuerzos verticales serán los mismos para un panel que para un módulo de varios paneles, ya que la altura h se mantiene constante.

Figura 4.9 - Fuerzas en un muro formado por distintos módulos de paneles.



Los paneles que presentan aberturas de algún tipo no poseen una anchura resistente constante en toda la altura del panel, lo que da lugar a puntos débiles. Por lo tanto, estos paneles no se tienen en cuenta a la hora de calcular la capacidad resistente de un muro de entramado.

3. FIJACIONES

En el sistema de plataforma se requieren principalmente fijaciones para resistir los esfuerzos descritos anteriormente.

3.1 Esfuerzo cortante entre tablero y entramado

Para fijar los tableros resistentes a la estructura de madera del entramado se utilizan generalmente tornillos (clavos o tiradondos) aunque también pueden usarse pernos o pasadores. Estos elementos deben asegurar que el panel no se deforme. Están sometidos a un esfuerzo cortante debido al desplazamiento relativo entre el tablero y la estructura de madera.

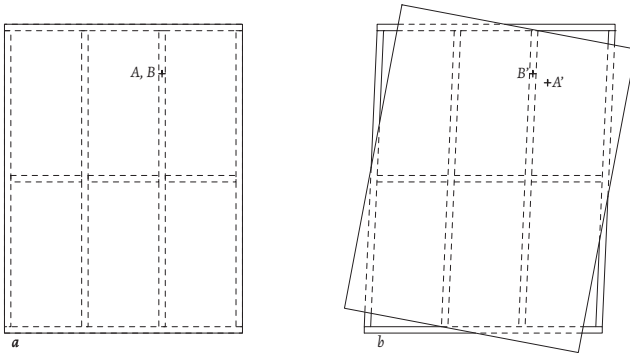


Figura 4.10 - Desplazamiento relativo de un punto en el tablero y la estructura de un panel de entramado.
a. Sistema en reposo
b. Sistema deformado

Como podemos apreciar en la Figura 4.11 el esfuerzo que actúa en cada elemento de fijación no es el mismo ya que el módulo y la dirección del vector de desplazamiento tampoco lo es. Los tornillos de los extremos deben resistir mayores esfuerzos que los centrales.

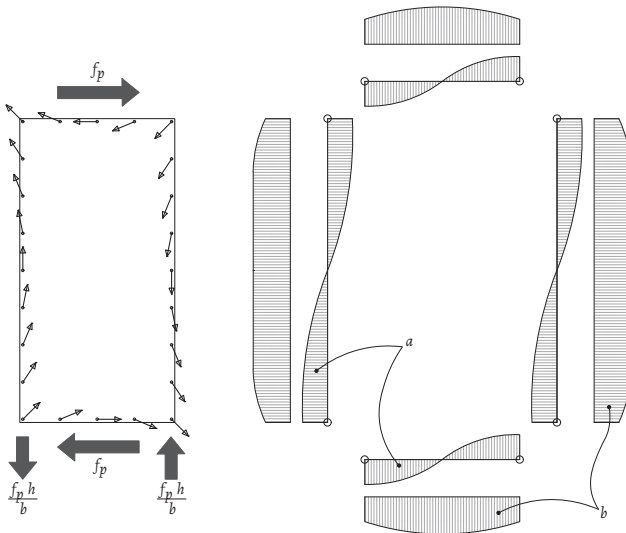


Figura 4.11 - Distribución de los esfuerzos en los miembros de la estructura.
a. Componente perpendicular de la fuerza de los elementos de fijación a los miembros del entramado.
b. Componente paralela de la fuerza de los elementos de fijación a los miembros del entramado.

Sin embargo, para el cálculo y dimensionado de los paneles de entramado ligero se puede usar un método simplificado que considera que el reparto de las fuerzas es equitativo entre todos los elementos de fijación en cada dirección justo antes del momento de plastificación de los tornillos.

El diseño del panel depende de la capacidad de carga lateral $F_{v,Rd}$ del elemento usado. La capacidad de carga de un elemento se calcula en función de los modos de fallo del anclaje. Intervienen factores como el diámetro y la longitud del elemento de fijación, así como el material y grosor de los elementos anclados.

Conocida la capacidad de carga lateral de un elemento se conocerá la capacidad de carga lateral total en cada dirección F_v al multiplicarla por el número de elementos n en esa dirección.

$$n \cdot F_{v,Rd} = F_v$$

Para un correcto diseño del panel y evitar la deformación, la capacidad de carga lateral total de cada dirección debe ser mayor o igual a la fuerza actuante en esa dirección.

$$F_v \geq H$$

La separación entre los elementos de fijación vendrá definida en función del número de elementos y de las dimensiones del panel. Para que las fijaciones de los montantes interiores del panel se consideren resistentes la separación entre ellos no puede ser mayor de dos veces la separación entre los elementos perimetrales.

Para utilizar el método simplificado citado anteriormente las separaciones máximas serán 150 y 200mm para clavos y tirafondos en los cordones perimetrales y 300 mm en los interiores.

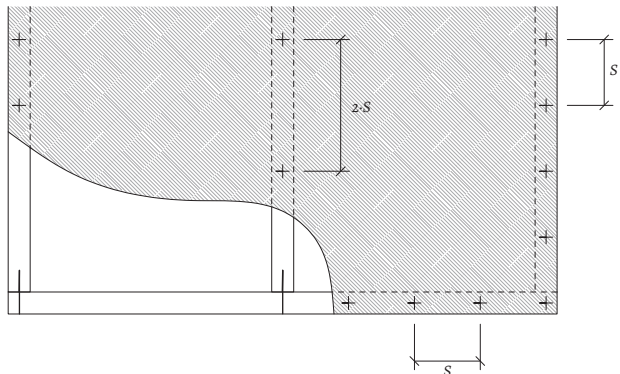


Figura 4.12 - Esquema de diseño de un panel de entramado ligero.

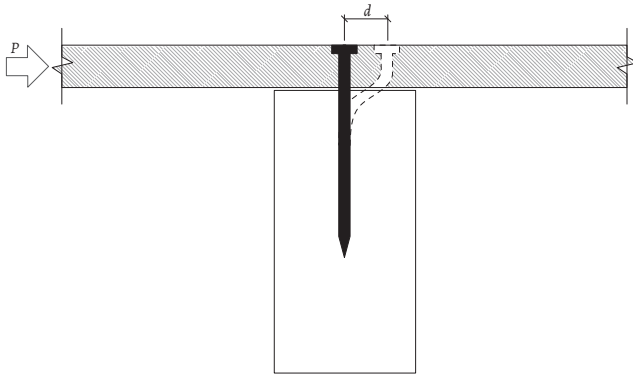


Figura 4.13 - Desplazamiento de un elemento de fijación sometido a una fuerza cortante.

Los tornillos cuando son sometidos a fuerzas cíclicas que los deforman presentan una pérdida de resistencia y rigidez gradual que los deteriora siguiendo un modelo histérico. Como se muestra en la gráfica siguiente, cada vez es necesaria menos fuerza para producir un mismo desplazamiento.

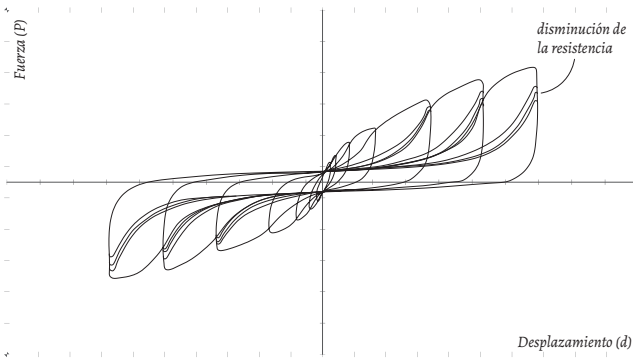
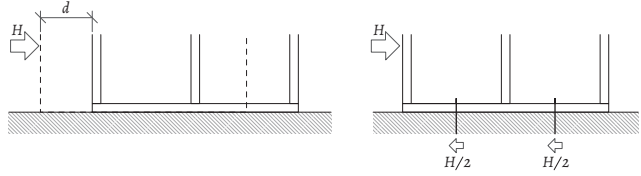


Figura 4.14 - Gráfica fuerza-desplazamiento de un elemento de fijación sometido a cargas cíclicas.

3.2 Esfuerzo horizontal

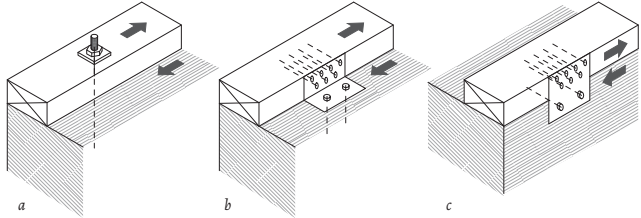
Para impedir el deslizamiento horizontal d de un panel de entramado sobre el elemento en el que está apoyado (cimentación o forjado) deben disponerse elementos de fijación que lo ancle a dicho elemento. Estos elementos deberán resistir a cortante la fuerza horizontal H . Si se dispone más de un elemento de fijación, la sumatoria de la capacidad de carga de todos los elementos deberá ser mayor o igual que H .

Figura 4.15 -
 a. Deslizamiento horizontal d de un panel con una fuerza horizontal H .
 b. Esfuerzo en cada uno de los elementos de anclaje de un panel sometido a una fuerza horizontal H .



Estos elementos pueden ser pernos o placas metálicas atornilladas de diversos tipos.

Figura 4.16 - Elementos de fijación horizontal de paneles de entramado.
 a. Perno
 b. Placa atornillada angular
 c. Placa atornillada plana



3.3 Esfuerzo vertical de tracción

Pueden usarse elementos que trabajen a tracción como pernos o pasadores o elementos atornillados que trabajen a cortante como hold-downs.

Figura 4.17 -
 a. Desplazamiento vertical d de un panel con una fuerza horizontal H en la cabeza.
 b. Esfuerzos en un panel anclado sometido a una fuerza horizontal H en la cabeza.

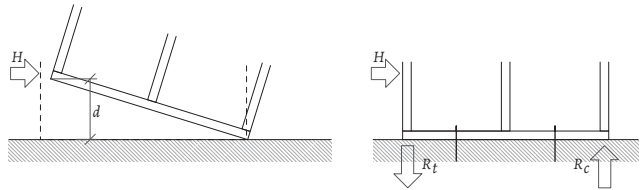
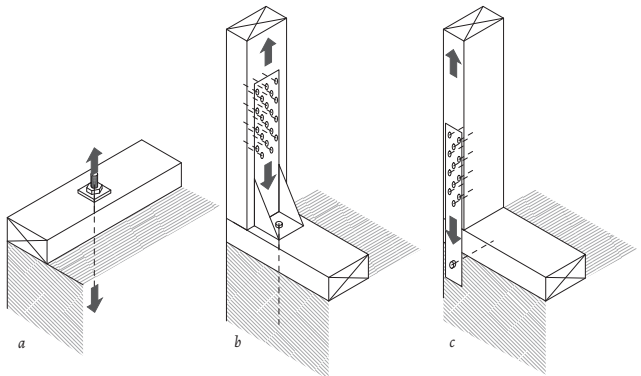


Figura 4.18 - Elementos de fijación vertical de paneles de entramado.
 a. Perno
 b. Hold-down angular
 c. Hold-down plano



Capítulo 3

**PROYECTO DE ENTRAMADO LIGERO EN ZONA DE
SISMICIDAD MODERADA**

I

Definición del caso de estudio

Para estudiar en profundidad las características estructurales del sistema de plataforma y validar su diseño y dimensionado según la normativa española vigente se procederá a desarrollar estructuralmente el edificio tipo descrito a continuación.

Se trata de una unidad habitacional plurifamiliar con tres plantas y dos viviendas en cada una de ellas. El edificio es constante en toda su altura, sin entrantes ni salientes. Cada una de las plantas mide $173,4 \text{ m}^2$.

Se ha seguido una tipología de edificio residencial ya existente en algunos barrios de la ciudad de Granada construidos con muros de fábrica resistente. Presenta un núcleo de comunicación

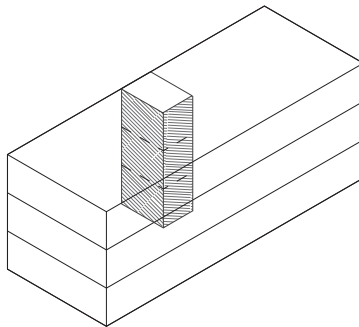


Figura 1.1 - Volumetría del edificio de estudio. Núcleo de comunicación vertical sombreado.

vertical en la mitad del lado mayor como se aprecia sombreado en la *Figura 1.1*.

El edificio se situará en la localidad de Granada (España), donde la sismicidad es la más elevada de la península ibérica con una aceleración sísmica básica definida en 0,23g. Se considerará construido sobre un terreno tipo II según la normativa española o tipo B según la europea, con una tensión admisible de 150 kN/m².

El edificio está construido por muros resistentes de entramado ligero en las dos direcciones principales apoyados sobre plataformas de entramado horizontales, como se muestra en la *Figura 1.2*. Hay un total de tres muros en la dirección longitudinal y seis en la transversal por planta.

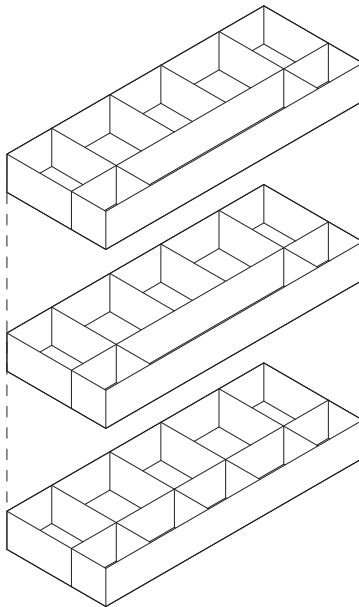
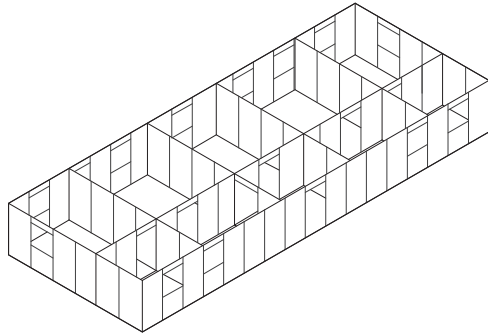


Figura 1.2 - Esquema de la estructura de muros de entramado del edificio a estudiar.

Cada uno de estos muros está formado a su vez por paneles de entramado prefabricados de 125x240cm. El proyecto está conformado por la composición de ocho tipos de paneles representados en la siguiente página.

Figura 1.3 - Esquema de panelado de los muros resistentes de una planta.



Los forjados se han predimensionado con vigas de madera maciza C24 de 240x120mm con un intereje de 600mm. La estructura de los muros se construirá con montantes de madera maciza C18 de 200x50mm. Se han predimensionado con un interje de 400mm en los muros de la planta baja, mientras que en las plantas superiores se aumenta esta distancia a 600mm.

La cimentación se realiza mediante zapatas corridas con un murete de hormigón de 70cm de altura.

Figura 1.4 - Composición de los muros de entramado exteriores.

1. Acabado final de yeso 10mm
2. Panel aislante de fibra 40mm
3. Lámina impermeabilizante y estanca al aire
4. Tablero OSB 15mm
5. Montante 200mm
6. Lana mineral 200mm
7. Panel de cartón yeso 12mm

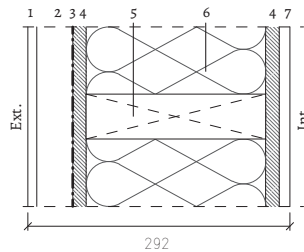
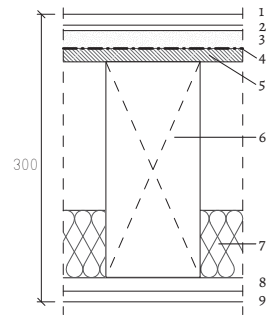
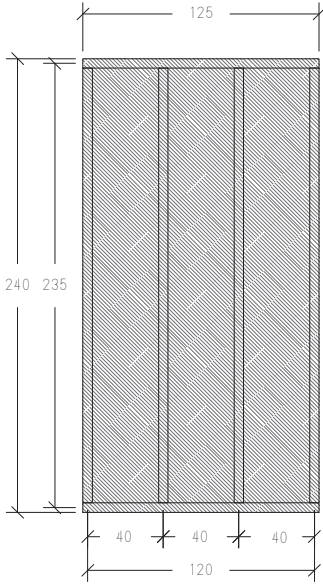


Figura 1.5 - Composición de los forjados de entramado.

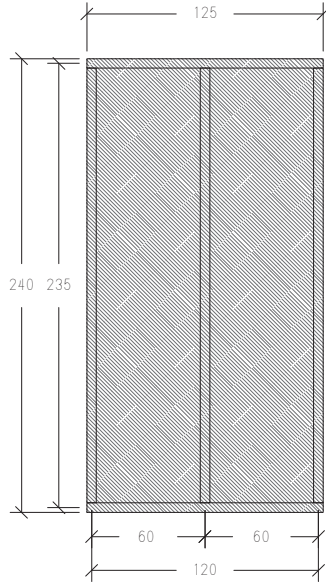
1. Parqué de madera 12mm
2. Tablero de partículas no estructural 6mm
3. Capa de mortero 20mm
4. Lámina impermeabilizante con lámina para vapor
5. Tablero OSB 15mm
6. Vigueta 240mm
7. Lana mineral 75mm
8. Rastres metálicos de fijación 15mm
9. Panel de cartón yeso 12mm



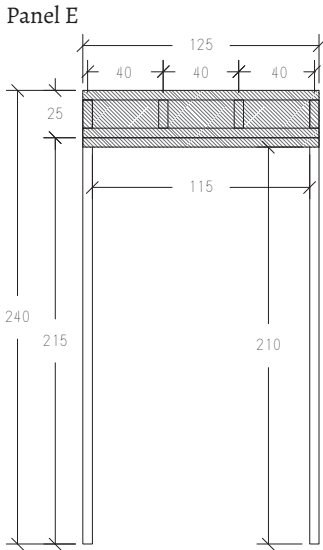
La documentación gráfica referente a la estructura se aporta a continuación.



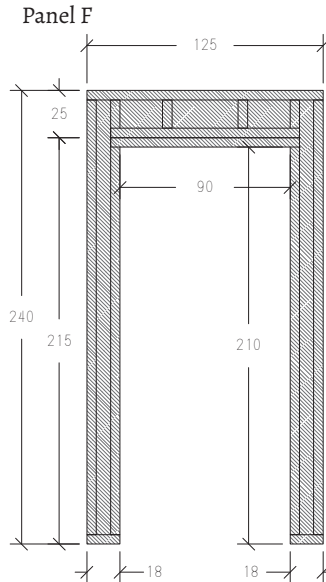
Panel A



Panel B

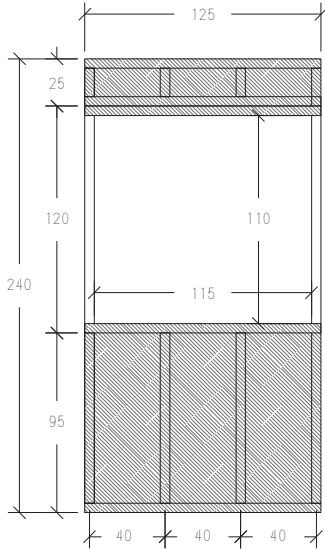


Panel E

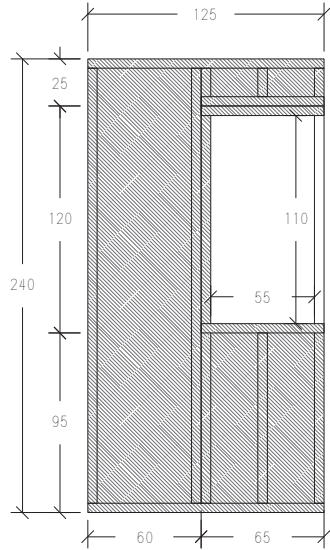


Panel F

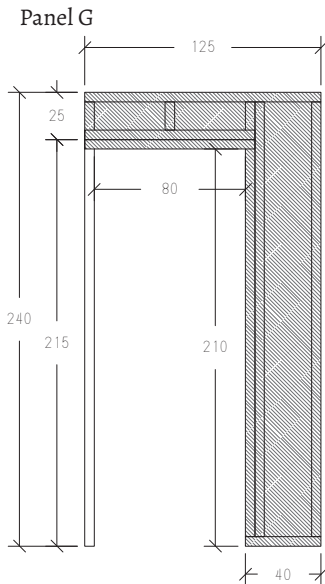
* todos los elementos lineales tienen sección 200x50mm



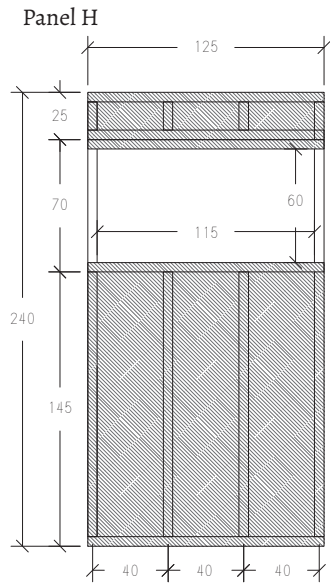
Panel C



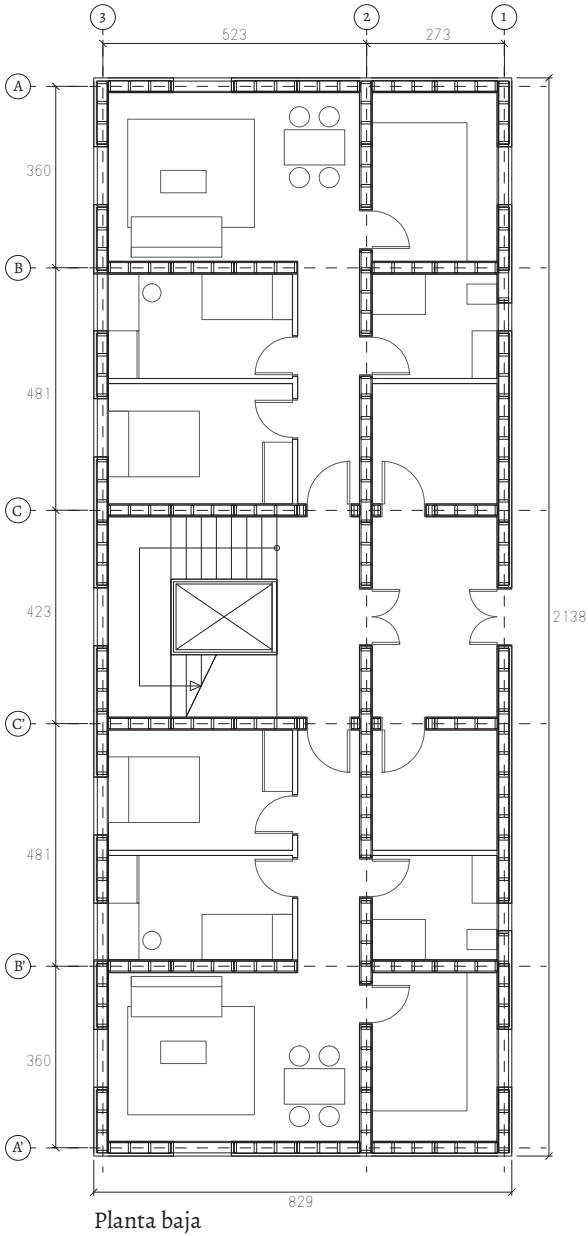
Panel D



Panel G

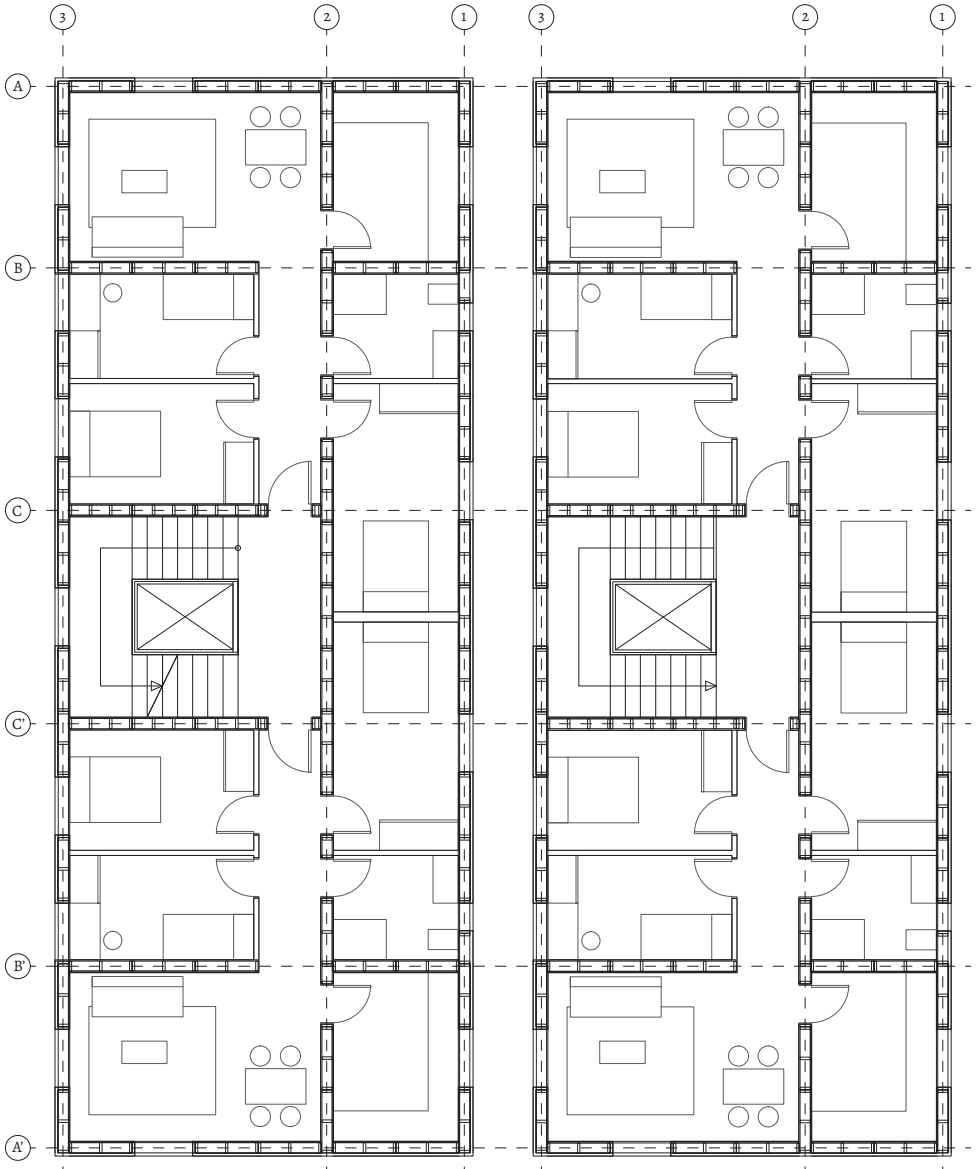


Panel H



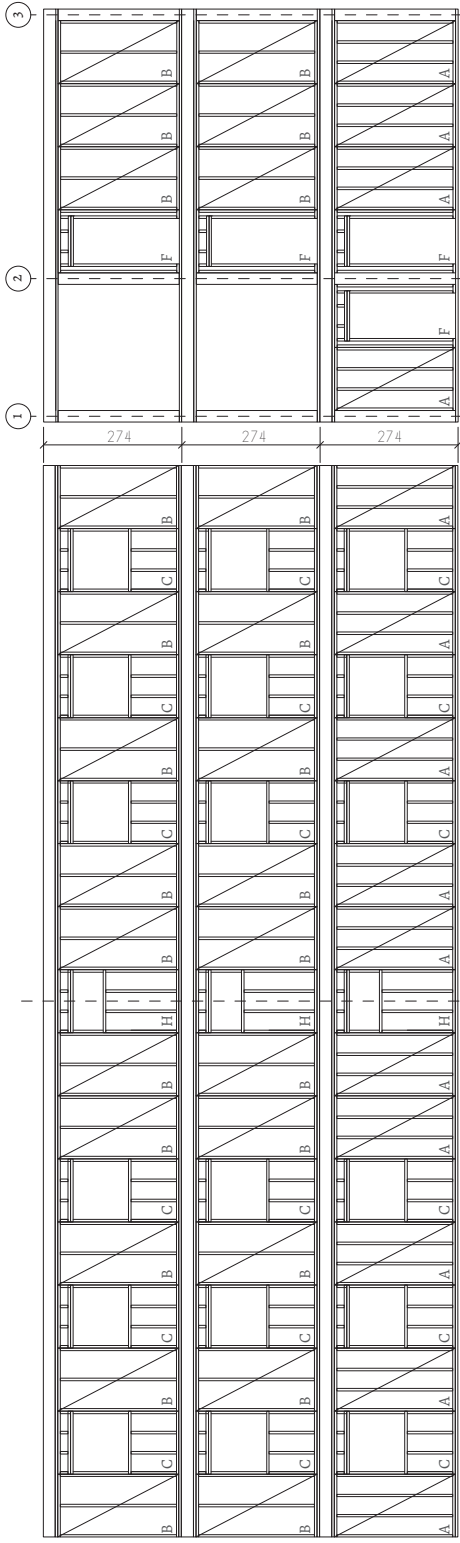
Escala 1/150 (cotas en cm)





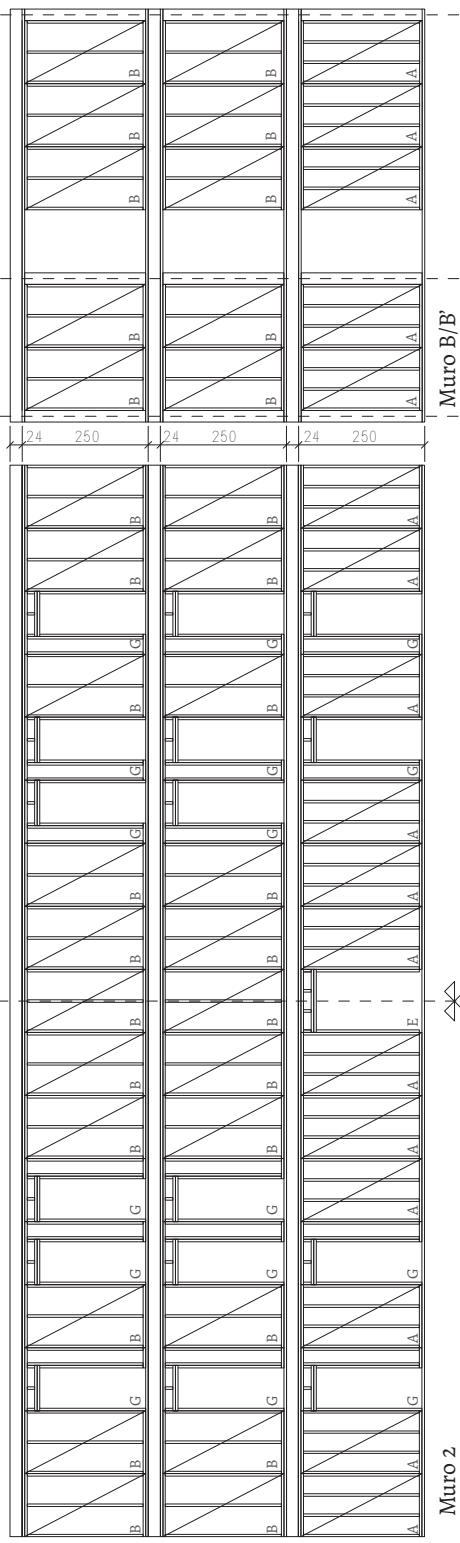
Planta primera

Planta segunda



Muro 3

Muro C/C'



Muro 2

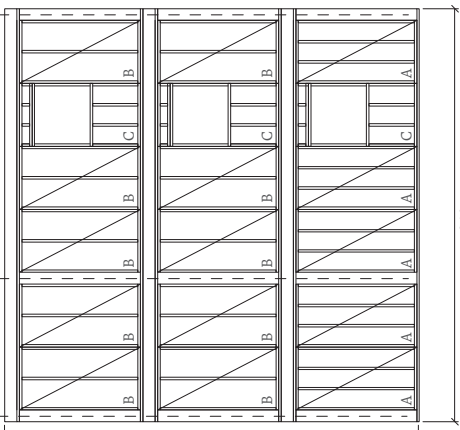
Muro B/B'





273

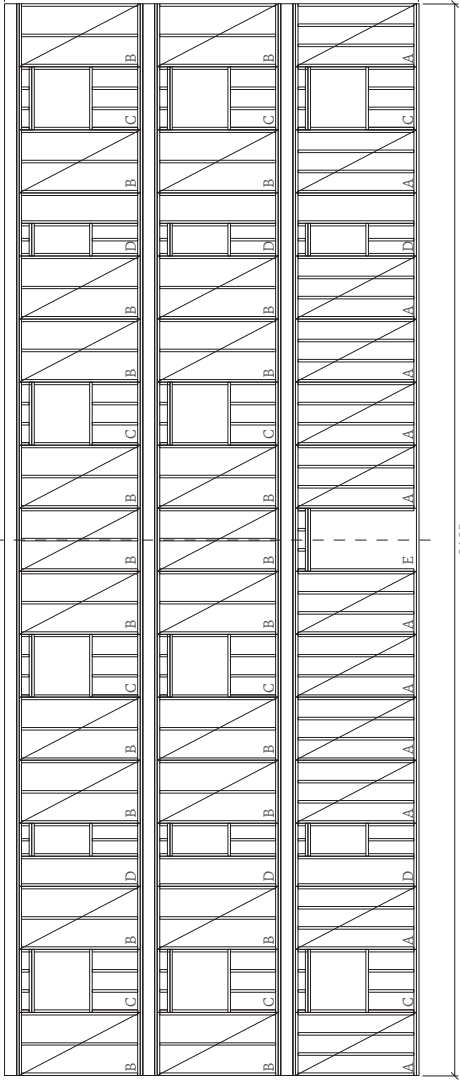
523



822

819

Muro A/A

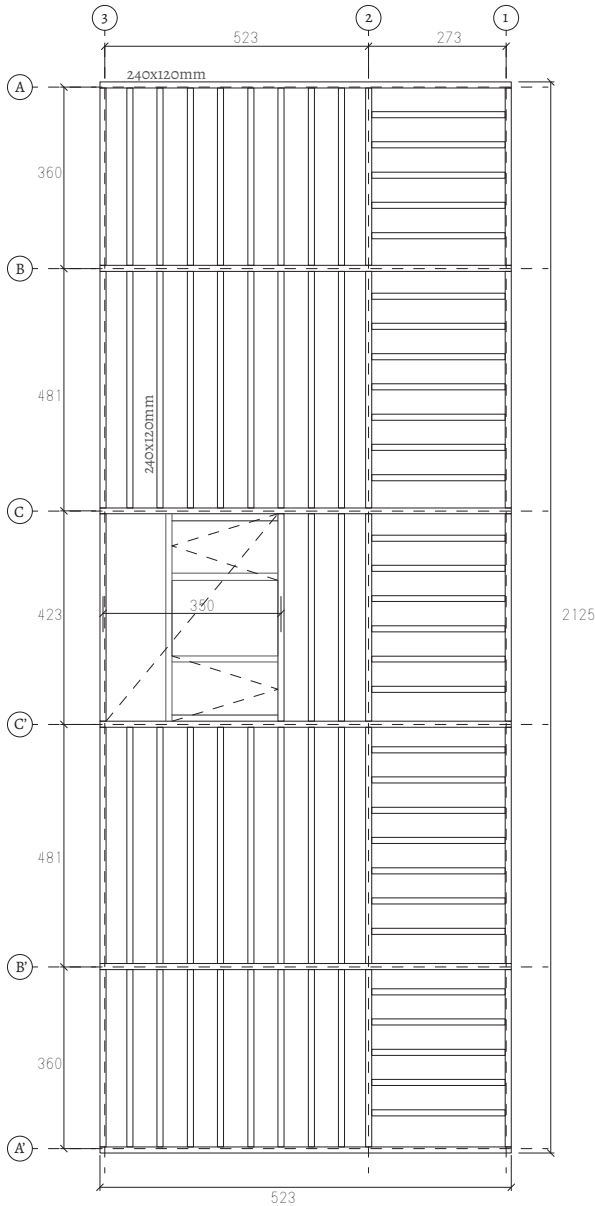


2125

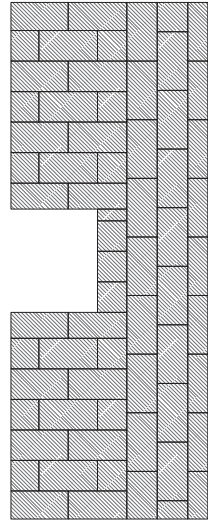
Muro I

Escala 1/150 (cotas en cm)





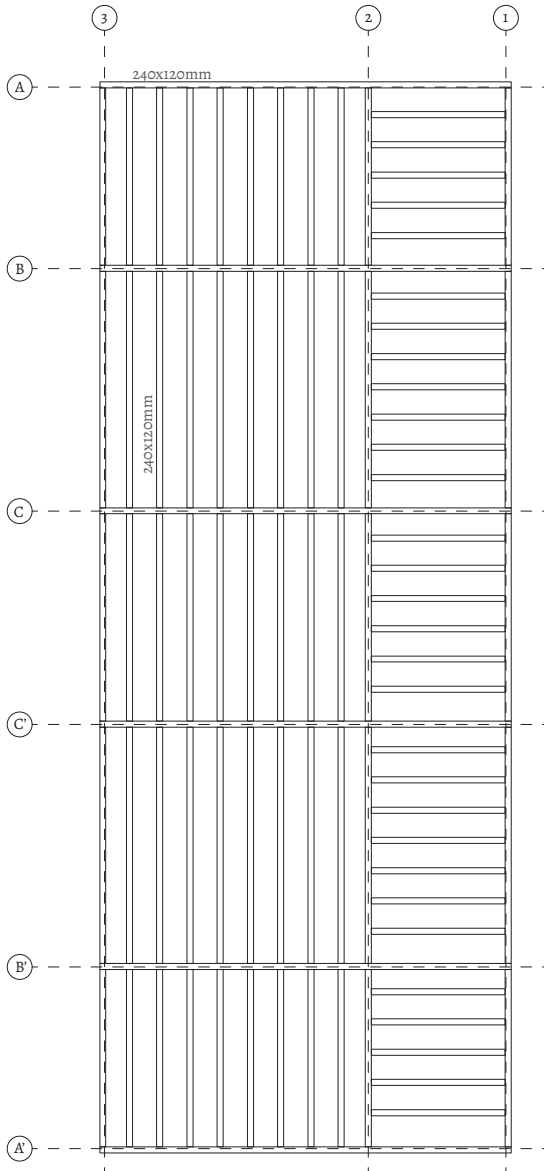
Forjado 1 y 2



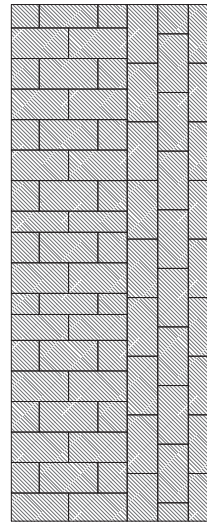
Panelado del forjado 1 y 2

Escala 1/150 (cotas en cm)





Forjado 3



Panelado del forjado 3

2

Acciones

2.1 FUERZAS GRAVITATORIAS

Las fuerzas verticales que actúan en la estructura del edificio son de dos tipos: acciones permanentes (G) o variables (Q). Las permanentes son principalmente el peso de cada uno de los elementos constructivos del edificio, mientras que las acciones variables se deben a la sobrecarga de uso y de nieve.

- ACCIONES PERMANENTES (G_k)

(1) Muros planta baja = 0,984 kN/m²

- Estructura madera C18-listones 50x200mm cada 40cm

$$\frac{380 \text{ kg/m}^3 \cdot 0,00981 \text{ kN/kg} \cdot 0,05 \text{ m} \cdot 0,2 \text{ m}}{0,4 \text{ m}} = 0,093 \text{ kN/m}^2$$

- Tablero OSB 3 15mm

$$650 \text{ kg/m}^3 \cdot 0,00981 \text{ kN/kg} \cdot 0,015 \text{ m} \cdot 2 = 0,191 \text{ kN/m}^2$$

- Cartón yeso 15mm - 0,4 kN/m²

- Acabado exterior - 0,3 kN/m²

(2) Muros planta 1 y 2 = 0,953 kN/m²

- Estructura madera C18-listones 50x200mm cada 60cm

$$\frac{380 \text{ kg/m}^3 \cdot 0,00981 \text{ kN/kg} \cdot 0,05 \text{ m} \cdot 0,2 \text{ m}}{0,6 \text{ m}} = 0,062 \text{ kN/m}^2$$

- Tablero OSB 3 15mm - 0,191 kN/m²

- Cartón yeso 15mm - 0,4 kN/m²

- Acabado exterior - 0,3 kN/m²

(3) Forjado(techo) planta baja y 1 = 1,192 kN/m²

- Estructura madera C24-listones 120x240mm cada 60cm

$$\frac{420 \text{ kg/m}^3 \cdot 0,00981 \text{ kN/kg} \cdot 0,12 \text{ m} \cdot 0,24 \text{ m}}{0,6 \text{ m}} = 0,197 \text{ kN/m}^2$$

- Tablero OSB 3 15mm

$$650 \text{ kg/m}^3 \cdot 0,00981 \text{ kN/kg} \cdot 0,015 \text{ m} = 0,095 \text{ kN/m}^2$$

- Cartón yeso 15mm (falso techo) - 0,4 kN/m²

- Solería - 0,5 kN/m²

(4) Forjado(techo) planta 2 = 0,692 kN/m²

- Estructura madera C24-listones 120x240mm cada 60cm

0,197 kN/m²

- Tablero OSB 3 15mm - 0,095 kN/m²

- Cartón yeso 15mm (falso techo) - 0,4 kN/m²

(5) Cubierta plana no transitable = 2,5 kN/m² [según CTE DBSE-AE Tabla C.5]

- ACCIONES VARIABLES (Q)

(1*) Sobrecarga de uso residencial = 2 kN/m² [CTE DBSE-AE Tabla 3.1]

(2*) Sobrecarga de uso cubierta no transitable = 1 kN/m²

(3*) Sobrecarga de nieve = 1 kN/m² [CTE DBSE-AE 3.5.1 Determinación de la carga de nieve]

2.2 VIENTO

El viento, junto con el sismo, son las principales acciones horizontales que actúan sobre los edificios. Debemos calcular la acción del viento en la dirección longitudinal y transversal al edificio, según la expresión 3.1 del CTE DBSE-AE 3.3.2 *Acción del viento*:

$$q_e = q_b \cdot c_e \cdot (c_p + c_s)$$

Se calculará una fuerza de viento diferente para la superficie de fachada de cada planta. Los valores para los coeficientes los obtenemos del documento citado anteriormente para la localización de Granada y alturas de las plantas de 3m, 6m y 9m respectivamente.

Dirección longitudinal

	q_b (kN/m ²)	c_e	c_p	c_s	q_e (kN/m ²)
Planta 2	0,42	1,7	0,7	0,4	0,78
Planta 1	0,42	1,4	0,7	0,4	0,64
Planta baja	0,42	1,3	0,7	0,4	0,60

Dirección transversal

	q_b (kN/m ²)	c_e	c_p	c_s	q_e (kN/m ²)
Planta 2	0,42	1,7	0,8	0,6	0,99
Planta 1	0,42	1,4	0,8	0,6	0,82
Planta baja	0,42	1,3	0,8	0,6	0,76

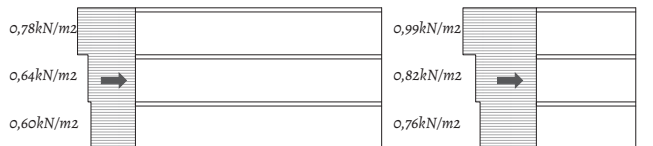


Figura 2.1 - Acción del viento en la dirección longitudinal y transversal del edificio.

2.3 SISMO

Realizaremos un análisis lineal de la acción del sismo en el edificio utilizando el *Método modal espectral simplificado* tal y como se define en el *Eurocódigo 8 EN 1998-1:2004(E)*, ya que se cumplen las dos condiciones necesarias:

- a) El proyecto cumple con los criterios de regularidad en planta y en alzado dados en el *EN 1998-1:2004(E)* 4.2.3.
- b) El periodo fundamental T_1 del edificio es menor que $4 \cdot T_c$ (para clase de subsuelo B) y 2,0 seg.

$$T_1 = \frac{H^{0,75}}{20} = \frac{8,22^{0,75}}{20} = 0,24s$$

2.3.1 Cálculo de masas

Para el estudio del comportamiento del edificio ante el sismo calcularemos las masas siguiendo un modelo simplificado de masas concentradas como se indica en la Figura 2.2. Según la combinación de cargas para la acción del sismo del *EC-8* 3.2.4(2):

$$\Sigma G_{k,j} \text{ " + " } \Sigma \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}$$

donde el coeficiente $\psi_{E,i}$ aparece definido en el *EC-8* 4.2.4 como:

$$\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2i}$$

Según el *EC-8* *Tabla 4.2*, para edificios residenciales donde la ocupación es independiente entre plantas, $\varphi = 1$ para la planta superior y $\varphi = 0,5$ para el resto de plantas.

El valor de ψ_{2i} viene dado en el *EN 1990:2002+A1* *Tabla A1.1* que, para plantas residenciales (categoría A) $\psi_{2i} = 0,3$ y para la planta de cubierta $\psi_{2i} = 0$. En el cálculo de las cargas tendremos en cuenta:

- Los pesos propios calculados en el apartado 2.1.
- La superficie de cada planta es de $173,4m^2$.
- La longitud lineal de muros en cada planta es:

$$L_{PB} = 106,25m \quad L_{P1} = L_{P2} = 101,25m$$

Masa 1

G = [Muros planta baja; muros planta 1; forjado planta baja]

Q = [sobrecarga uso residencial]

$$F_{G1} = \Sigma G_{kj} + \varphi \cdot \psi_{2i} \cdot \Sigma Q_{ki} = (0,984 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,25\text{m} \cdot 106,25\text{m} + 0,953 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,25\text{m} \cdot 101,25\text{m} + 1,192 \text{ kN/m}^2 \cdot 173,4\text{m}^2) + 0,5 \cdot 0,3 \cdot (2 \text{ kN/m}^2 \cdot 173,4\text{m}^2) = 510,37 \text{ kN}$$

$$m_1 = \frac{510,37 \text{ kN}}{0,00981 \text{ kN}_{\text{masa}}/\text{kg}} = 52.026 \text{ kg}$$

Masa 2

G = [Muros planta 1; muros planta 2; forjado planta 1]

Q = [sobrecarga uso residencial]

$$F_{G2} = \Sigma G_{kj} + \varphi \cdot \psi_{2i} \cdot \Sigma Q_{ki} = (2 \cdot 0,953 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,25\text{m} \cdot 101,25\text{m} + 1,192 \text{ kN/m}^2 \cdot 173,4\text{m}^2) + 0,5 \cdot 0,3 \cdot (2 \text{ kN/m}^2 \cdot 173,4\text{m}^2) = 500,29 \text{ kN}$$

$$m_2 = \frac{500,29 \text{ kN}}{0,00981 \text{ kN}_{\text{masa}}/\text{kg}} = 50.999 \text{ kg}$$

Masa 3

G = [Muros planta 2; forjado planta 2; cubierta]

Q = [sobrecarga cubierta; sobrecarga de nieve]

$$F_{G3} = \Sigma G_{kj} + \varphi \cdot \psi_{2i} \cdot \Sigma Q_{ki} = (0,953 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,25\text{m} \cdot 101,25\text{m} + 0,692 \text{ kN/m}^2 \cdot 173,4\text{m}^2 + 2,5 \text{ kN/m}^2 \cdot 173,4\text{m}^2) + 1 \cdot 0 \cdot ((1 \text{ kN/m}^2 + 1 \text{ kN/m}^2) \cdot 173,4\text{m}^2) = 674,10 \text{ kN}$$

$$m_3 = \frac{674,10 \text{ kN}}{0,00981 \text{ kN}_{\text{masa}}/\text{kg}} = 68.746 \text{ kg}$$

MASA TOTAL

$$M_T = m_1 + m_2 + m_3 = 52.026 \text{ kg} + 50.999 \text{ kg} + 68.746 \text{ kg} = 171.771 \text{ kg}$$

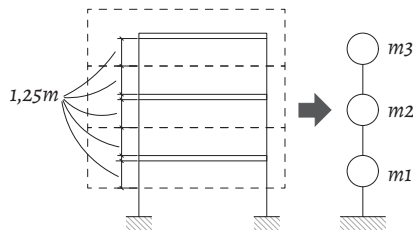


Figura 2.2 - Modelo simplificado de masas concentradas.

2.3.2 Aceleración sísmica de cálculo

Como se indica en el NCSE-02 apartado 2.2:

$$a_c = S \cdot \rho \cdot a_b = 1,146 \cdot 1,0 \cdot 2,256 \text{ m/s}^2 = 2,586 \text{ m/s}^2$$

donde:

$$a_b = 0,23 \cdot g = 0,23 \cdot 9,81 \text{ m/s}^2 = 2,256 \text{ m/s}^2 \text{ [Granada capital]}$$

$$\rho = 1,0 \text{ [construcciones de importancia normal]}$$

$$S = \frac{C}{1,25} + 3,33 \cdot (\rho \cdot \frac{a_b}{g} - 0,1) \cdot (1 - \frac{C}{1,25}) =$$

$$\frac{1}{1,25} + 3,33 \cdot (1 \cdot \frac{2,256 \text{ m/s}^2}{9,81 \text{ m/s}^2} - 0,1) \cdot (1 - \frac{1}{1,25}) = 1,146$$

$$C = 1,0 \text{ [terreno tipo II]}$$

2.3.3 Esfuerzo cortante en la base

En el EN 1998-1:2004(E) 4.3.3.2.2 el esfuerzo cortante sísmico en la base (F_b) se expresa como:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda$$

donde:

$S_d(T_1)$ depende del periodo fundamental ($T_1=0,24\text{s}$) del edificio y del espectro de cálculo. Para nuestro suelo, tipo B, el EN 1998-1:2004(E) Tabla 3.2 nos dice que $T_b=0,15\text{s}$ y $T_c=0,5\text{s}$. Por lo tanto, $T_b < T_1 < T_c$, según EN 1998-1:2004(E) 3.2.2.5 (4):

$$S_d(T_1) = a_c \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} = 2,587 \text{ m/s}^2 \cdot 1 \cdot \frac{2,5}{4,5} = 1,436 \text{ m/s}^2$$

S es el factor del suelo, que en nuestro caso vale 1, y q es el factor de comportamiento, que en estructuras de madera es igual a 4,5.

El resto de valores para calcular el cortante basal son:

m = masa total del edificio (M_p)

λ = factor de corrección. $\lambda = 0,85$ si el edificio tiene más de dos plantas y $T_1 \leq 2T_c$.

$$F_b = 1,436 \text{ m/s}^2 \cdot 171.771 \text{ kg} \cdot 0,85 \cdot 10^{-3} = 209,74 \text{ kN}$$

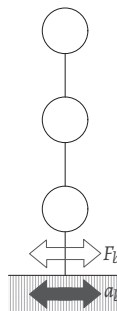


Figura 2.3 - Esfuerzo cortante (F_b) en la base del edificio bajo la acción de un terremoto con aceleración del suelo a_g .

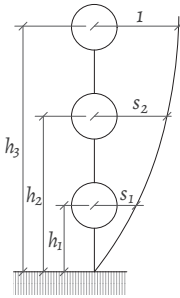


Figura 2.4 - Desplazamiento relativo de las masas en el modo fundamental de vibración.

2.3.4 Distribución de las fuerzas sísmicas horizontales

Según el EN 1998-1:2004(E) 4.3.3.2.3 (2), la fuerza horizontal actuante en la planta i:

$$F_i = F_b \cdot \frac{s_i \cdot m_i}{\sum s_j \cdot m_j}$$

donde s_i es el desplazamiento de la masa m_i en la deformada del modo fundamental, que por triangulación se puede aproximar a la altura de la masa m_i entre la altura total del edificio.

$$F_3 = 209,74kN \frac{1 \cdot 68.746Tn}{0,33 \cdot 52,026Tn + 0,67 \cdot 50,999Tn + 1 \cdot 68.746Tn} = 120,07kN$$

$$F_2 = 209,74kN \frac{0,67 \cdot 50,999Tn}{0,33 \cdot 52,026Tn + 0,67 \cdot 50,999Tn + 1 \cdot 68.746Tn} = 59,38kN$$

$$F_1 = 209,74kN \frac{0,33 \cdot 52,026Tn}{0,33 \cdot 52,026Tn + 0,67 \cdot 50,999Tn + 1 \cdot 68.746Tn} = 30,29kN$$

2.3.5 Cortante total en el conjunto de muros bajo cada planta

Estas fuerzas sísmicas obtenidas producen un esfuerzo cortante en los muros de cada planta que, en el sistema de entramado ligero de madera, será resistido por los clavos de los paneles de los muros. Este cortante adquiere los siguientes valores:

$$Q_3 = F_3 = 120,07kN$$

$$Q_2 = F_2 + F_3 = 179,45kN$$

$$Q_1 = F_1 + F_2 + F_3 = F_b = 209,74kN$$

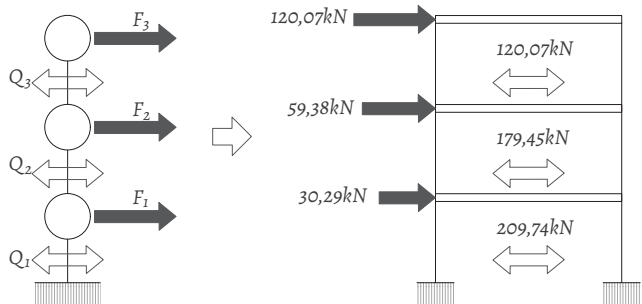


Figura 2.5 - Esquema de distribución de las fuerzas sísmicas y los cortantes producidos por estas en los muros.

3

Dimensionado de la estructura

3.1 DIMENSIONADO DE VIGAS

Para el dimensionado de los elementos horizontales que conforman los forjados se comprobará que la viga más desfavorable cumple los requisitos de flexión y cortante.

Los forjados están predimensionados con vigas de madera maciza C24 de sección 120x240mm separadas 60cm entre sus ejes. Para las comprobaciones usaremos una viga del vano más desfavorable, con una luz de 4,81m, del forjado de cubierta, que presenta las mayores cargas verticales.

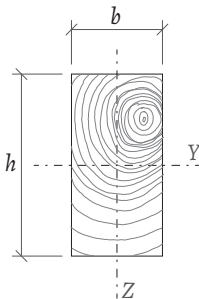


Figura 3.1 - Sección de una viga.

Caract. geométricas		Caract. mecánicas	
Base (<i>b</i>)	120mm	Resistencia a flexión ($f_{m,k}$)	24 N/mm ²
Altura (<i>h</i>)	240 mm	Resistencia a cortante ($f_{v,k}$)	4 N/mm ²
Longitud (<i>l</i>)	4,81 m	Densidad media (ρ_{medio})	420 kg/m ³
Inter-eje (<i>s</i>)	0,6 m		

3.1.1 Estados límites últimos

Las cargas en el forjado de cubierta son las debidas al peso propio del forjado, de la cubierta y de la sobrecarga de uso y nieve (calculadas en detalle en el apartado 2.1 de este capítulo).

Carga permanente (Q_p) = $0,697\text{kN/m}^2 + 2,5\text{kN/m}^2 = 3,2\text{kN/m}^2$

Carga variable (Q_v) = $1\text{kN/m}^2 + 1\text{kN/m}^2 = 2\text{kN/m}^2$

Fuerzas actuantes

$q_p = Q_p \cdot s = 3,2 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,6\text{m} = 1,92 \text{ kN/m}$

$q_v = Q_v \cdot s = 2 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,6\text{m} = 1,2 \text{ kN/m}$

$p = 2 \text{ kN}$ [según CTE DBSE-AE Tabla 3.1]

Esfuerzos a flexión

$M_{G_k} = \frac{q_p \cdot l^2}{8} = \frac{1,92\text{kN/m} \cdot (4,81\text{m})^2}{8} = 5,55\text{kNm}$

$M_{Q_{k1}} = \frac{q_v \cdot l^2}{8} = \frac{1,2\text{kN/m} \cdot (4,81\text{m})^2}{8} = 3,47\text{kNm}$

$M_{Q_{k2}} = \frac{p \cdot l}{4} = \frac{2\text{kN} \cdot 4,81\text{m}}{4} = 2,40\text{kNm}$

Esfuerzos a cortante

$V_{G_k} = \frac{q_p \cdot l}{2} = \frac{1,92\text{kN/m} \cdot 4,81\text{m}}{2} = 4,62\text{kN}$

$V_{Q_{k1}} = \frac{q_v \cdot l}{2} = \frac{1,2\text{kN/m} \cdot 4,81\text{m}}{2} = 2,89\text{kN}$

$V_{Q_{k2}} = \frac{p}{2} = \frac{2\text{kN}}{2} = 1\text{kN}$

3.1.1.1 Combinación de acciones

Para determinar las diferentes combinaciones de acciones usamos la expresión 4.3 del CTE DBSE para situaciones persistentes o transitorias:

$$\Sigma \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \Sigma \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Eliminando los valores para fuerzas de pretensado y otras acciones variables, definimos las siguientes combinaciones para estudio con las combinaciones dadas en CTE DBSE-M Tabla 2.2:

- Combinación 1 $\gamma_G \cdot G_k$ Duración permanente
- Combinación 2 $\gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_{k,1}$ Duración media
- Combinación 3 $\gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_{k,2}$ Duración corta

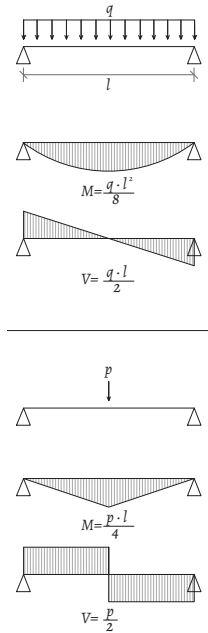


Figura 3.2 - Momento y cortante máximo para carga repartida y puntual en una viga de longitud l.

Los valores de los coeficientes parciales de seguridad los obtenemos del CTE DBSE Tabla 4.1 para actuaciones desfavorables, $\gamma_G = 1,35$; $\gamma_Q = 1,5$.

Momentos de cálculo

- Combinación 1 = $1,35 \cdot MG_k = 1,35 \cdot 5,55 kNm = 7,49 kNm$
- Combinación 2 = $1,35 \cdot MG_k + 1,5 \cdot MQ_{k,1} = 1,35 \cdot 5,55 kNm + 1,5 \cdot 3,47 kNm = 12,70 kNm$
- Combinación 3 = $1,35 \cdot MG_k + 1,5 \cdot MQ_{k,2} = 1,35 \cdot 5,55 kNm + 1,5 \cdot 2,40 kNm = 11,10 kNm$

Cortantes de cálculo

- Combinación 1 = $1,35 \cdot VG_k = 1,35 \cdot 4,62 kN = 6,23 kN$
- Combinación 2 = $1,35 \cdot VG_k + 1,5 \cdot VQ_{k,1} = 1,35 \cdot 4,62 kN + 1,5 \cdot 2,89 kN = 10,56 kN$
- Combinación 3 = $1,35 \cdot VG_k + 1,5 \cdot VQ_{k,2} = 1,35 \cdot 4,62 kN + 1,5 \cdot 1 kN = 7,73 kN$

3.1.1.2 Comprobación a flexión

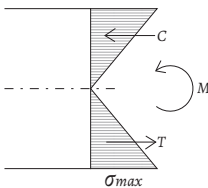
Como se indica en el CTE DBSE-M 6.1.6 Flexión simple, para que un elemento longitudinal de madera resista a flexión, debe cumplirse:

$$\sigma_{m,d} \leq f_{m,d}$$

donde la tensión de cálculo ($\sigma_{m,d}$) y la resistencia de cálculo a flexión ($f_{m,d}$) se definen como:

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_d}{W_y}$$

$$f_{m,d} = k_{mod} \cdot \frac{k_{sys} \cdot k_h \cdot f_{m,k}}{\gamma_M}$$



$$\sigma_{max} = \frac{M \cdot h/2}{I} = \frac{M}{\frac{I}{h/2}} = \frac{M}{W}$$

$$\frac{I}{h/2} = \frac{\frac{1}{12}bh^3}{h/2} = \frac{1}{6}bh^2$$

Figura 3.3 - Ley de Navier para la tensión normal en una sección.

Tensión de cálculo a flexión

$$W_y = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{120mm \cdot (240mm)^2}{6} = 1.152.000mm^3$$

	M_d (Nmm)	$\sigma_{m,d}$ (N/mm ²)
Combinación 1	7.490.000	6,50
Combinación 2	12.700.000	11,02
Combinación 3	11.100.000	9,63

Resistencia de cálculo a flexión

- Factor de carga compartida $k_{sys} = 1,1$ [según CTE DBSE-M 2.2.1.2 (4)]
- Factor de altura $k_h = 1$ [según CTE DBSE-M 2.2.1.2 (1)]
- Resistencia característica a flexión $f_{m,k} = 24 \text{ N/mm}^2$
- Coef. parcial de seguridad $\gamma_M = 1,3$ [según CTE DBSE-M Tabla 2.3]

El factor de modificación k_{mod} depende de la clase de duración de la carga, por lo que difiere para cada una de nuestras combinaciones de acciones. Los valores se pueden obtener en el CTE DBSE-M Tabla 2.4.

	k_{mod}	$f_{m,d} \text{ (N/mm}^2\text{)}$
Combinación 1	0,6	12,18
Combinación 2	0,8	16,24
Combinación 3	0,9	18,27

Índice de agotamiento a flexión

Si dividimos la tensión a la que está sometida la viga entre la tensión máxima que es capaz de soportar obtenemos el índice de agotamiento I_M , que debe ser menor que 1.

$$\frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} \leq 1$$

	$\sigma_{m,d} \text{ (N/mm}^2\text{)}$	$f_{m,d} \text{ (N/mm}^2\text{)}$	I_M
Combinación 1	6,50	12,18	0,53
Combinación 2	11,02	16,24	0,68
Combinación 3	9,63	18,27	0,52

Así comprobamos que los esfuerzos de cálculo son un 68% de la capacidad resistente de la viga más desfavorable, por lo que el dimensionado propuesto sería suficiente para resistir la flexión.

3.1.1.3 Comprobación a cortante

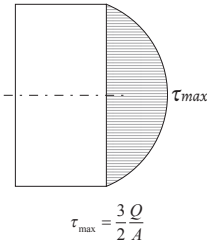
Como se indica en el CTE DBSE-M 6.1.8 Cortante, para que una elemento longitudinal de madera resista a cortante, debe cumplirse:

$$\tau_d \leq f_{v,d}$$

donde la tensión de cálculo (τ_d) y la resistencia de cálculo a cortante ($f_{v,d}$) se definen como:

$$\tau_d = 1,5 \cdot \frac{V_d}{b_{ef} \cdot h}$$

$$f_{v,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{v,k}}{\gamma_M}$$



$$\tau_{max} = \frac{3Q}{2A}$$

Figura 3.4 - Ley de Colignon para la tensión tangencial en una sección.

Tensión de cálculo a cortante

- Ancho eficaz de la pieza $b_{ef} = k_{cr} \cdot b = 0,67 \cdot 120\text{mm} = 80,4\text{mm}$

[según CTE DBSE-M 6.1.8 (2)]

- Altura $h = 240\text{mm}$

	V_d (N)	τ_d (N/mm ²)
Combinación 1	6.230	0,48
Combinación 2	10.560	0,82
Combinación 3	7.730	0,60

Resistencia de cálculo a cortante

- Resistencia característica a cortante $f_{v,k} = 4\text{N/mm}^2$

- Coef. parcial de seguridad $\gamma_M = 1,3$ [según CTE DBSE-M Tabla 2.3]

	k_{mod}	$f_{v,d}$ (N/mm ²)
Combinación 1	0,6	1,84
Combinación 2	0,8	2,46
Combinación 3	0,9	2,77

Índice de agotamiento a cortante

Si dividimos la tensión a la que está sometida la viga entre la tensión máxima que es capaz de soportar obtenemos el índice de agotamiento I_v que debe ser menor que 1.

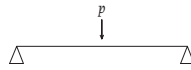
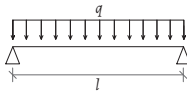
$$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} \leq 1$$

	τ_d (N/mm ²)	$f_{v,d}$ (N/mm ²)	I_v
Combinación 1	0,48	1,84	0,26
Combinación 2	0,82	2,46	0,33
Combinación 3	0,60	2,77	0,21

La viga más desfavorable solo estaría sometida al 33% del esfuerzo cortante del que puede resistir, por lo que podemos afirmar que el dimensionado propuesto es suficiente.

3.1.2 Estados límite de servicio

Para controlar la flecha producida en la viga de estudio utilizaremos el segundo teorema de Mohr:



$$u = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{E \cdot I} \cdot \left(1 + \frac{24}{25} \cdot \frac{E}{G} \cdot \left(\frac{h}{l} \right)^2 \right)$$

$$u = \frac{P \cdot l^3}{48 \cdot E \cdot I} \cdot \left(1 + \frac{6}{5} \cdot \frac{E}{G} \cdot \left(\frac{h}{l} \right)^2 \right)$$

Momento elástico paralelo medio (E_c)	11.000 N/mm ²
Momento transversal medio (G_{medio})	690 N/mm ²
Momento de inercia de la sección (I)	138.240.000 mm ⁴
Altura (h)	240 mm
Longitud (l)	4.810 mm

Fuerza actuante		u
Carga permanente (q_p)	1,92 kN/m	9,14 mm
Sobrecarga (q_v)	1,20 kN/m	5,71 mm
Sobrecarga puntual (p)	2,00 kN	3,20 mm

Para cada fuerza tendremos una flecha inicial, permanente, diferida y final según las siguientes expresiones:

$$\delta_{ini} = u \quad \delta_{perm} = \delta_{ini} \cdot \psi_2 \quad \delta_{dif} = \delta_{perm} \cdot k_{def} \quad \delta_{total} = \delta_{ini} + \delta_{dif}$$

donde ψ_2 lo obtenemos del CT DBSE Tabla 4.2 y k_{def} del CT DBSE-M Tabla 7.1.

Fuerza	ψ_2	k_{def}	δ_{ini}	δ_{perm}	δ_{dif}	δ_{total}
q_p	1,00	0,60	9,14	9,14	5,48	14,62
q_v	0,00	0,60	5,71	0,00	0,00	5,71
p	0,00	0,60	3,20	0,00	0,00	3,20

Las comprobaciones se realizarán con las siguientes combinaciones:

Combinación 1	G
Combinación 2	G + Q ₁
Combinación 3	G + Q ₂

3.1.2.1 Comprobación de integridad

Deformación durante toda la vida útil, sin contar la instantánea producida durante la obra. La flecha mayor debe ser menor que $l/400 = 12,02\text{mm}$.

$$\delta_{dif}(G) + \delta_{ini}(Q) + \delta_{dif}(G)$$

	$\delta_{dif}(G)$	$\delta_{ini}(Q)$	$\delta_{dif}(Q)$	$\delta_{integridad}$
Combinación 1	5,48	-	-	5,18
Combinación 2	5,48	5,78	0,00	11,26
Combinación 3	5,48	3,20	0,00	8,68

3.1.2.2 Comprobación de confort

Flecha producida por las vibraciones y sobrecargas de uso. La flecha mayor debe ser menor que $l/350 = 13,74\text{mm}$.

$$\delta_{ini}(Q)$$

	$\delta_{ini}(Q)$	$\delta_{confort}$
Combinación 1	-	0,00
Combinación 2	5,71	5,71
Combinación 3	3,20	3,20

3.1.2.3 Comprobación de apariencia

La flecha que se aprecia a simple vista, excluyendo las flechas iniciales. La flecha mayor debe ser menor que $l/300 = 16,03\text{mm}$.

$$\delta_{perm}(G) + \delta_{dif}(G) + \delta_{perm}(Q) + \delta_{dif}(Q)$$

	$\delta_{perm}(G)$	$\delta_{dif}(G)$	$\delta_{perm}(Q)$	$\delta_{dif}(Q)$	$\delta_{apariencia}$
Combinación 1	9,14	5,48	-	-	14,62
Combinación 2	9,14	5,48	0,00	0,00	14,62
Combinación 3	9,14	5,48	0,00	0,00	14,62

3.2 DIMENSIONADO DE MONTANTES

Los montantes de los muros de entramado en las distintas plantas se han predimensionado de la siguiente manera:

- Planta 2: madera aserrada C18 50x200mm cada 60 cm
- Planta 1: madera aserrada C18 50x200mm cada 60cm
- Planta baja: madera aserrada C18 50x200mm cada 40cm

En la planta baja, debido a la mayor acción de las cargas verticales, no es suficiente con la estructura de las plantas 1 y 2, por lo que se puede aumentar la sección de los montantes o reducir la separación entre ellos. En este caso, para que los muros de todas las plantas tengan el mismo espesor, se propone reducir la separación entre montantes de 60cm a 40cm.

Se comprobarán dos montantes de distintas plantas. Un montante de la planta 2 (donde las acciones horizontales del viento son mayores), que designaremos con el número 2, y uno de la planta baja (donde son mayores las acciones verticales), que designaremos con el número 1.



Figura 3.5 - Muro de estudio y área de carga.

Car. geomét.		Caract. mecánicas
Base (b)	50mm	Resistencia a flexión ($f_{m,k}$) 18 N/mm ²
Altura (h)	200mm	Resistencia a cortante ($f_{v,k}$) 3,4 N/mm ²
Longitud (L)	2,5 m	Resist. a compresión ($f_{c,k}$) 18 N/mm ²
Inter-eje (s)	0,4m(1);0,6m(2)	Módulo de elast. ($E_{o,k}$) 6 kN/mm ²

Las cargas permanentes y variables verticales (por metro lineal de muro) y las horizontales (por metro cuadrado de fachada) que actúan sobre cada uno de los muros de planta baja y de la planta 2 son:

		Planta baja	Planta 2
Cargas verticales	G_k (permanentes)	25,43kN/m	13,47kN/m
	Q_k (variables)	25,32kN/m	8,44kN/m
Cargas horizontales	$Q_{k,v}$ (viento)	0,76kN/m ²	0,99kN/m ²

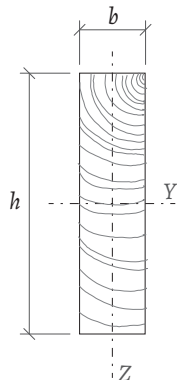


Figura 3.6 - Sección de un montante.

Fuerzas actuantes

Para calcular la fuerza que llega a un único montante multipliquemos por la separación entre montantes (s):

$$p_G(1) = G_k(1) \cdot s(1) = 25,43 \text{ kN/m} \cdot 0,4 \text{ m} = 10,17 \text{ kN}$$

$$p_Q(1) = Q_k(1) \cdot s(1) = 25,32 \text{ kN/m} \cdot 0,4 \text{ m} = 10,13 \text{ kN}$$

$$q_{Qv}(1) = Q_{k,v}(1) \cdot s(1) = 0,76 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,4 \text{ m} = 0,304 \text{ kN/m}$$

$$p_G(2) = G_k(2) \cdot s(2) = 13,47 \text{ kN/m} \cdot 0,6 \text{ m} = 8,08 \text{ kN}$$

$$p_Q(2) = Q_k(2) \cdot s(2) = 8,44 \text{ kN/m} \cdot 0,6 \text{ m} = 5,06 \text{ kN}$$

$$q_{Qv}(2) = Q_{k,v}(2) \cdot s(2) = 0,99 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,6 \text{ m} = 0,59 \text{ kN/m}$$

3.2.1 Estados límites últimos

3.2.1.1 Combinación de acciones

Usando de nuevo la expresión 4.3 del CTE DBSE para situaciones persistentes o transitorias:

$$\Sigma \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,i} \cdot Q_{k,i} + \Sigma \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{o,i} \cdot Q_{k,i}$$

definimos las siguientes combinaciones de estudio:

$$\text{Combinación 1} \quad \gamma_Q \cdot Q_{k,v} \quad \text{Duración corta}$$

$$\text{Combinación 2} \quad \gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_k \quad \text{Duración permanente}$$

donde los coeficientes parciales de seguridad siguen siendo $\gamma_G=1,35$; $\gamma_Q=1,5$.

3.2.1.2 Comprobación a flexión

Las fuerzas que producen la flexión y el cortante en los montantes son únicamente las horizontales, por lo que usamos la combinación de acciones 1.

Como se indica en el CTE DBSE-M 6.1.6 Flexión simple, para que un elemento longitudinal de madera resista a flexión, debe cumplirse:

$$\sigma_{m,d} \leq f_{m,d}$$

donde la tensión de cálculo ($\sigma_{m,d}$) y la resistencia de cálculo a flexión ($f_{m,d}$) se definen como:

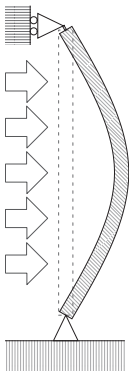


Figura 3.7 - Montante sometido a un esfuerzo de flexión.

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_d}{W_y}$$

$$f_{m,d} = k_{\text{mod}} \cdot \frac{k_{\text{sys}} \cdot k_h \cdot f_{m,k}}{\gamma_M}$$

Tensión de cálculo a flexión

$$M_d(1) = \frac{\gamma_Q \cdot q_{Qv}(1) \cdot l^2}{8} = \frac{1,5 \cdot 0,304 \text{ kN/m} \cdot (2,5\text{m})^2}{8} \cdot 10^6 = 356.250 \text{ Nmm}$$

$$M_d(2) = \frac{\gamma_Q \cdot q_{Qv}(2) \cdot l^2}{8} = \frac{1,5 \cdot 0,59 \text{ kN/m} \cdot (2,5\text{m})^2}{8} \cdot 10^6 = 696.093 \text{ Nmm}$$

$$W_y = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{50\text{mm} \cdot (200\text{mm})^2}{6} = 333.333,33\text{mm}^3$$

$$\sigma_{m,d}(1) = \frac{M_d(1)}{W_y} = \frac{356.250 \text{ Nmm}}{333.333,33\text{mm}^3} = 1,68 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{m,d}(2) = \frac{M_d(2)}{W_y} = \frac{696.093 \text{ Nmm}}{333.333,33\text{mm}^3} = 2,09 \text{ N/mm}^2$$

Resistencia de cálculo a flexión

$$f_{m,d} = k_{\text{mod}} \cdot \frac{k_{\text{sys}} \cdot k_h \cdot f_{m,k}}{\gamma_M} = 0,9 \cdot \frac{1,1 \cdot 1 \cdot 18 \text{ N/mm}^2}{1,3} = 13,70 \text{ N/mm}^2$$

Índice de agotamiento a flexión

$$\frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} \leq 1$$

	$\sigma_{m,d}$ (N/mm ²)	$f_{m,d}$ (N/mm ²)	I_M
Planta baja	1,68	13,70	0,12
Planta 2	2,09	13,70	0,15

Frente a la acción flectora del viento, la estructura de los muros cumpliría con la normativa.

3.2.1.3 Comprobación a cortante

Como se indica en el CTE DBSE-M 6.1.8 Cortante debe cumplirse:

$$\tau_d \leq f_{v,d}$$

donde la tensión de cálculo (τ_d) y la resistencia de cálculo a cortante ($f_{v,d}$) se definen como:

$$\tau_d = 1,5 \cdot \frac{V_d}{b_{ef} \cdot h}$$

$$f_{v,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{v,k}}{\gamma_M}$$

Tensión de cálculo a cortante

$$\tau_d(1) = 1,5 \cdot \frac{V_d(1)}{b_{ef} \cdot h} = 1,5 \cdot \frac{\gamma_Q \cdot (q_{Qv}(1) \cdot l/2)}{k_{cr} \cdot b \cdot h} =$$

$$1,5 \cdot \frac{1,5 \cdot (0,304 \text{ kN/m} \cdot 2,5 \text{ m}/2)}{0,67 \cdot 50 \text{ mm} \cdot 200 \text{ mm}} \cdot 10^3 = 0,12 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_d(2) = 1,5 \cdot \frac{V_d(2)}{b_{ef} \cdot h} = 1,5 \cdot \frac{\gamma_Q \cdot (q_{Qv}(2) \cdot l/2)}{k_{cr} \cdot b \cdot h} =$$

$$1,5 \cdot \frac{1,5 \cdot (0,59 \text{ kN/m} \cdot 2,5 \text{ m}/2)}{0,67 \cdot 50 \text{ mm} \cdot 200 \text{ mm}} \cdot 10^3 = 0,24 \text{ N/mm}^2$$

Resistencia de cálculo a cortante

$$f_{v,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{v,k}}{\gamma_M} = 0,9 \cdot \frac{3,4 \text{ N/mm}^2}{1,3} = 2,35 \text{ N/mm}^2$$

Índice de agotamiento a cortante

$$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} \leq 1$$

	τ_d (N/mm ²)	$f_{v,d}$ (N/mm ²)	I_v
Planta baja	0,12	2,35	0,05
Planta 2	0,24	2,35	0,10

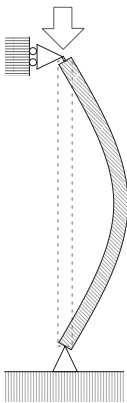


Figura 3.8 - Montante sometido a un esfuerzo de compresión.

Frente a la acción de cortante provocada por el viento, la estructura de los muros cumple con los requisitos de resistencia.

3.2.1.4 Comprobación a compresión paralela

Para esta comprobación usamos la combinación de acciones 2, ya que estudiamos las cargas verticales. Conforme al CTE DB-SE-M 6.3.2.2, se deben cumplir las siguientes expresiones:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{\chi_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} \leq 1 \qquad \frac{\sigma_{c,0,d}}{\chi_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} \leq 1$$

donde la tensión de cálculo ($\sigma_{c,0,d}$), la resistencia de cálculo a compresión ($f_{c,0,d}$) y el coeficiente de pandeo ($\chi_{c,y}$, $\chi_{c,z}$) se definen como:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_d}{A} \quad f_{c,0,d} = k_{\text{mod}} \cdot \frac{f_{c,0,k}}{\gamma_M} \quad \chi_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{\text{rel},y}^2}}$$

Tensión de cálculo a compresión

$$\begin{aligned} \sigma_{c,0,d}(1) &= \frac{N_d(1)}{A} = \frac{\gamma_G \cdot P_G(1) + \gamma_Q \cdot P_Q(1)}{b \cdot h} = \\ &= \frac{1,35 \cdot 10,17 \text{ kN} + 1,5 \cdot 10,13 \text{ kN}}{50 \text{ mm} \cdot 200 \text{ mm}} \cdot 1000 = 2,89 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_{c,0,d}(2) &= \frac{N_d(2)}{A} = \frac{\gamma_G \cdot P_G(2) + \gamma_Q \cdot P_Q(2)}{b \cdot h} = \\ &= \frac{1,35 \cdot 8,08 \text{ kN} + 1,5 \cdot 5,06 \text{ kN}}{50 \text{ mm} \cdot 200 \text{ mm}} \cdot 1000 = 1,85 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Resistencia de cálculo a compresión

$$f_{c,0,d} = k_{\text{mod}} \cdot \frac{f_{c,0,k}}{\gamma_M} = 0,6 \cdot \frac{18 \text{ N/mm}^2}{1,3} = 8,31 \text{ N/mm}^2$$

Coefficientes de pandeo

$$\begin{aligned} k_y &= 0,5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{\text{rel},y} - 0,3) + \lambda_{\text{rel},y}^2) & \lambda_{y} &= \frac{L_{k,y}}{i_y} \\ \beta_c &= 0,2 & i_y &= \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{b \cdot h^3}{12 \cdot b \cdot h}} \\ \lambda_{\text{rel},y} &= \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{\sigma_{c,\text{crit},y}}} & & \\ \sigma_{c,\text{crit},y} &= \pi^2 \cdot \frac{E_{0,k}}{\lambda_y^2} & & \end{aligned}$$

	I(mm ⁴)	i(mm ²)	λ	$\sigma_{c,\text{crit}}$	λ_{rel}	k	χ_c
Eje Y	33.333.333	57,74	43,30	31,58	0,75	0,83	0,85
Eje Z	2.083.333	14,43	173,25	1,97	3,02	5,33	0,15

Índice de agotamiento a compresión

En el Eje Z los montantes se encuentran arriostrados, por lo que no pueden pandear. En el Eje Y todos cumplen.

$$\begin{aligned} \frac{\sigma_{c,0,d}(1)}{\chi_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} &= \frac{2,89 \text{ N/mm}^2}{0,15 \cdot 8,31 \text{ N/mm}^2} = 2,32 & \frac{\sigma_{c,0,d}(2)}{\chi_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} &= \frac{1,85 \text{ N/mm}^2}{0,15 \cdot 8,31 \text{ N/mm}^2} = 1,48 \\ \frac{\sigma_{c,0,d}(1)}{\chi_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} &= \frac{2,89 \text{ N/mm}}{0,85 \cdot 8,31 \text{ N/mm}^2} = 0,41 & \frac{\sigma_{c,0,d}(2)}{\chi_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} &= \frac{1,85 \text{ N/mm}}{0,85 \cdot 8,31 \text{ N/mm}^2} = 0,26 \end{aligned}$$

3.2.1.5 Comprobación a flexo-compresión

Según lo establecido en el CTE DBSE-M 6.3.2.2 (2), debe cumplirse la siguiente condición:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{\chi_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

en nuestro caso, para el momento flector que afecta a los montantes es suficiente con considerar el que actúa en la dirección paralela a la acción del viento, por lo que la expresión quedaría así:

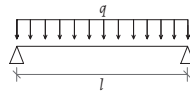
$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{\chi_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \leq 1$$

$$I_M(1) + I_C(1) = 0,12 + 0,41 = 0,53$$

$$I_M(2) + I_C(2) = 0,15 + 0,26 = 0,41$$

3.2.2 Estados límites de servicio

Controlamos también que la flecha producida por el viento en ambos montantes sea inferior a $l/300 = 8,33\text{mm}$. Usamos de nuevo la ecuación del segundo teorema de Mohr.



$$u = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{E \cdot I} \cdot \left(1 + \frac{24}{25} \cdot \frac{E}{G} \cdot \left(\frac{h}{l} \right)^2 \right)$$

Módulo de elasticidad paralelo medio (E_c)		9.000 N/mm ²
Módulo transversal medio (G_{medio})		560 N/mm ²
Momento de inercia de la sección (I)		33.333.333 mm ⁴
Altura (h)		200 mm
Longitud (l)	S e	2.500 mm

	q_{Qv}	u
Montante 1	0,304 kN/m	0,52 mm
Montante 2	0,590 kN/m	1,00 mm

3.3 DIMENSIONADO DE LOS PANELES DE ENTRAMADO

El entramado de madera debe actuar como muro-diafragma, por lo que los tableros deben ir unidos en todo su perímetro mediante elementos mecánicos de fijación. Se fijarán también a las piezas de madera del entramado que queden dentro del perímetro del tablero (montantes centrales).

Como se habló en el Capítulo 2, las fijaciones metálicas entre la estructura del entramado y los tableros estructurales son las encargadas de resistir la acción del cortante introducida por el sismo en los muros de cada planta, impidiendo el descuadre.

Como fijaciones podemos usar clavos o tirafondos. La resistencia de los clavos es menor que la de los tirafondos, por lo que se necesita un mayor número de clavos que de tirafondos para soportar el mismo esfuerzo.

En este proyecto se ha decidido usar clavos que, al ser necesaria una mayor cantidad, hacen que la estructura sea mucho más dúctil que usando tirafondos.

Para el dimensionado de las fijaciones metálicas usaremos el método de análisis simplificado tal y como aparece en el *CTE DB-SE-M 10.4.2.2*. En la estructura se deben comprobar los siguientes tipos de fijaciones:

- *Clavos*: fijaciones entre tablero y entramado. Deben resistir el cortante horizontal de los muros para evitar el **descuadre** del panel.
- *Pernos*: fijaciones entre panel y forjado. También resisten al cortante impidiendo el **deslizamiento horizontal** de los muros.
- *Hold-downs*: fijaciones verticales entre panel y panel. Aguantan los esfuerzos verticales impidiendo el **desplazamiento vertical** y el **giro** del muro. El perno trabaja a tracción mientras que los clavos a cortante.

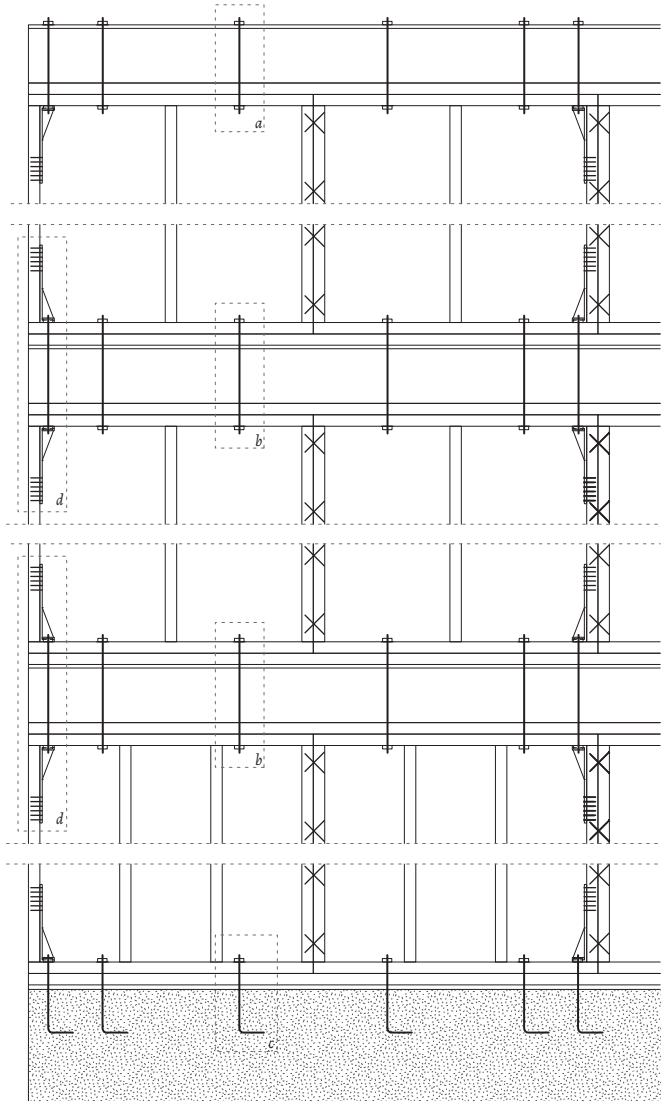


Figura 3.9 - Elementos de fijación de la estructura de entramado ligero.
a,b,c- Pernos trabajando a cortante
d- Hold-down. Pernos trabajando a tracción y clavos a cortante.

Los elementos de fijación se han elegido por motivos geométricos y mecánicos de los catálogos de Rothoblaas y Corgrap. Son descritos en detalle en el siguiente punto.

3.3.1 Capacidad de carga lateral de los elementos de fijación

Los elementos que trabajan a cortante poseen una capacidad de carga lateral que se puede calcular estudiando sus modos de fallo conforme a la teoría de plastificación de Johansen. Depende de si están sometidos a esfuerzos de cortadura simple o doble y de los materiales que se unen. Las expresiones para el cálculo vienen dadas en el *Eurocódigo 5 apartado 8.2*.

3.3.1.1 Clavos de unión entre tablero y montantes.

Clavo

Nombre: *Corgrap M715310A003*

Tipo de unión: *Tablero-madera*

Cortadura: *simple*

Longitud (L): *70mm*

Diámetro (d): *3,1mm*

Resistencia característica a tracción ($f_{t,k}$): *340N/mm²*

Momento plástico característico ($M_{y,Rk}$): *1932,59Nmm* [CTE DBSE-M

8.3.2.1.1 (4)]

Tablero

Nombre: *OSB 3*

Espesor (t): *15mm*

Resistencia característica al aplastamiento ($f_{h,1,k}$): *22,45N/mm²* [CTE

DBSE-M 8.3.2.1.3 (1d)]

t_1 : *15mm*

Montante

Nombre: *madera C18*

Densidad característica (ρ_k): *320kg/m³*

Resistencia característica al aplastamiento ($f_{h,2,k}$): *18,68N/mm²* [CTE

DBSE-M 8.3.2.1.2 (1a)]

t_2 : *55mm*

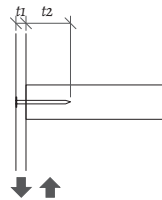


Figura 3.10 - Clavo de unión entre tablero y montante. Cortadura simple.

$$\beta = \frac{f_{h,2,k}}{f_{h,1,k}} = \frac{18,68 \text{ N/mm}^2}{22,45 \text{ N/mm}^2} = 0,83$$

Los modos de fallo para uniones tablero-madera en cortadura simple, según el CTE DBSE-M 8.3.1.1 (1), son:

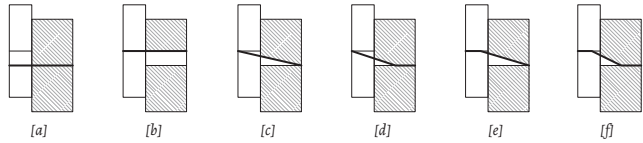


Figura 3.11 - Modos de fallo para unión tablero-madera con cortadura simple.

$$\begin{aligned}
 [a] & f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d = 1044,25N \\
 [b] & f_{h,2,k} \cdot t_2 \cdot d = 3186,25N \\
 [c] & \frac{f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d}{1 + \beta} \cdot \left[\sqrt{\beta + 2 \cdot \beta^2 \cdot \left(1 + \frac{t_2}{t_1} + \left(\frac{t_2}{t_1}\right)^2\right) + \beta^3 \cdot \left(\frac{t_2}{t_1}\right)^2} - \beta \cdot \left(1 + \frac{t_2}{t_1}\right) \right] = 1093,50N \\
 F_{v,Rk} = \min & \left[\begin{aligned}
 [d] & 1,05 \cdot \frac{f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d}{2 + \beta} \cdot \left[\sqrt{2 \cdot \beta \cdot (1 + \beta) + \frac{4,5 \cdot \beta \cdot (2 + \beta) \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot d \cdot t_1^2}} \right] = 486,01N \\
 [e] & 1,05 \cdot \frac{f_{h,1,k} \cdot t_2 \cdot d}{2 + \beta} \cdot \left[\sqrt{2 \cdot \beta^2 \cdot (1 + \beta) + \frac{4,5 \cdot \beta \cdot (1 + 2 \cdot \beta) \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot d \cdot t_2^2}} \right] = 1190,98N \\
 [f] & 1,15 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot \beta}{1 + \beta}} \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1,k} \cdot d} = 589,55N
 \end{aligned} \right.
 \end{aligned}$$

La capacidad de carga lateral por plano de cortante y por elemento de fijación es [d]486,01N. Por lo tanto, la capacidad de carga lateral de cálculo de cada elemento será:

$$F_{v,Rd} = k_{\text{mod}} \cdot \frac{F_{v,Rk}}{\gamma_M} = 1,10 \cdot \frac{486,01N}{1,30} = 411,24N$$

3.3.1.2 Pernos de unión de muro y forjado de cubierta (a)

Perno

Nombre: Rothblaas KOS12400B

Tipo de unión: *madera-madera*

Cortadura: *simple*

Longitud (L): 400mm

Diámetro (d): 12mm

Resistencia característica a tracción ($f_{u,k}$): 800N/mm²

Momento plástico característico ($M_{y,Rk}$): 153.490,84Nmm [CTE DBSE-M

8.3.4.1.1 (4)]

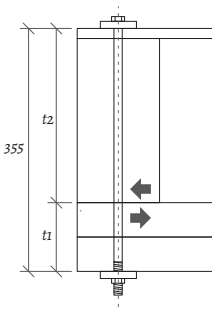


Figura 3.12 - Perno de unión entre muro y forjado de cubierta. Cortadura simple.

Durmiente

Nombre: *madera C18*

Densidad característica (ρ_k): 320 kg/m^3

Resistencia característica al aplastamiento ($f_{h,1,k}$): $23,09 \text{ N/mm}^2$ [CTE

DBSE-M 8.3.4.1.2 (1)]

t_1 : 100 mm

Viga de borde

Nombre: *madera C24*

Densidad característica (ρ_k): 350 kg/m^3

Resistencia característica al aplastamiento ($f_{h,2,k}$): $25,25 \text{ N/mm}^2$ [CTE

DBSE-M 8.3.4.1.2 (1)]

t_2 : 255 mm

$$\beta = \frac{f_{h,2,k}}{f_{h,1,k}} = \frac{25,25 \text{ N/mm}^2}{23,09 \text{ N/mm}^2} = 1,09$$

Los modos de fallo para uniones madera-madera en cortadura simple son los mismos que para tablero-madera, por lo tanto:

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} [a] f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d = 27.709,44 \text{ N} \\ [b] f_{h,2,k} \cdot t_2 \cdot d = 77.283,36 \text{ N} \\ [c] \frac{f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d}{1 + \beta} \cdot \left[\sqrt{\beta + 2 \cdot \beta^2 \cdot \left(1 + \frac{t_2}{t_1} + \left(\frac{t_2}{t_1}\right)^2\right) + \beta^3 \cdot \left(\frac{t_2}{t_1}\right)^2} - \beta \cdot \left(1 + \frac{t_2}{t_1}\right) \right] = 25.387,90 \text{ N} \\ [d] 1,05 \cdot \frac{f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d}{2 + \beta} \cdot \left[\sqrt{2 \cdot \beta \cdot (1 + \beta) + \frac{4,5 \cdot \beta \cdot (2 + \beta) \cdot M_{v,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot d \cdot t_1^2}} \right] = 11.615,41 \text{ N} \\ [e] 1,05 \cdot \frac{f_{h,1,k} \cdot t_2 \cdot d}{2 + \beta} \cdot \left[\sqrt{2 \cdot \beta^2 \cdot (1 + \beta) + \frac{4,5 \cdot \beta \cdot (1 + 2 \cdot \beta) \cdot M_{v,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot d \cdot t_2^2}} \right] = 27.328,08 \text{ N} \\ [f] 1,15 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot \beta}{1 + \beta}} \cdot \sqrt{2 \cdot M_{v,Rk} \cdot f_{h,1,k} \cdot d} = 10.841,26 \text{ N} \end{cases}$$

La capacidad de carga lateral por plano de cortante y por elemento de fijación es [f]10.841,26N. Por lo tanto, la capacidad de carga lateral de cálculo de cada elemento será:

$$F_{v,Rd} = k_{mod} \cdot \frac{F_{v,Rk}}{\gamma_M} = 1,10 \cdot \frac{10.841,26 \text{ N}}{1,30} = 9.173,37 \text{ N}$$

3.3.1.3 Pernos de unión entre plantas (b)

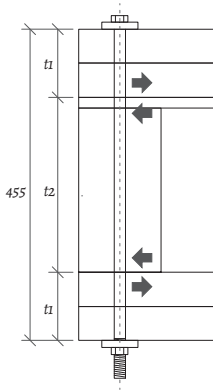


Figura 3.13 - Perno de unión entre plantas. Cortadura doble.

Perno

Nombre: *Rothoblaas KOS16520B*

Tipo de unión: *madera-madera*

Cortadura: *doble*

Longitud (L): *520mm*

Diámetro (d): *16mm*

Resistencia característica a tracción ($f_{u,k}$): *800N/mm²*

Momento plástico característico ($M_{y,Rk}$): *324.282,26Nmm* [CTE DBSE-M

8.3.4.1.1 (4)]

Durmiente

Nombre: *madera C18*

Densidad característica (ρ_k): *320kg/m³*

Resistencia característica al aplastamiento ($f_{h,1,k}$): *22,04N/mm²* [CTE

DBSE-M 8.3.4.1.2 (1)]

t_1 : *100mm*

Viga de borde

Nombre: *madera C24*

Densidad característica (ρ_k): *350kg/m³*

Resistencia característica al aplastamiento ($f_{h,2,k}$): *24,11N/mm²* [CTE

DBSE-M 8.3.4.1.2 (1)]

t_2 : *255m*

$$\beta = \frac{f_{h,2,k}}{f_{h,1,k}} = \frac{24,11 \text{ N/mm}^2}{22,04 \text{ N/mm}^2} = 1,09$$

Los modos de fallo para uniones madera-madera en cortadura doble, según el CTE DBSE-M 8.3.1.1 (2), son:

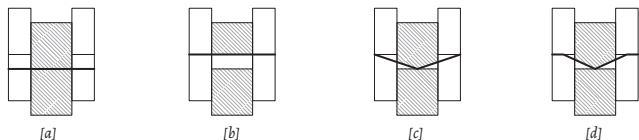


Figura 3.14 - Modos de fallo para unión madera-madera con cortadura doble.

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} [a] f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d = 35.266,56N \\ [b] 0,5 \cdot f_{h,2,k} \cdot t_2 \cdot d = 49.181,32N \\ [c] 1,05 \cdot \frac{f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d}{2 + \beta} \cdot \left[\sqrt{2 \cdot \beta \cdot (1 + \beta) + \frac{4 \cdot \beta \cdot (2 + \beta) \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot d \cdot t_1^2}} \right] = 15.795,63N \\ [d] 1,15 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot \beta}{1 + \beta}} \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1,k}} \cdot d = 17.777,37N \end{cases}$$

La capacidad de carga lateral por plano de cortante y por elemento de fijación es [c]15.795,63N. Por lo tanto, la capacidad de carga lateral de cálculo de cada elemento será:

$$F_{v,Rd} = k_{mod} \cdot \frac{F_{v,Rk}}{\gamma_M} = 1,10 \cdot \frac{15.795,63N}{1,30} = 13.365,53N$$

3.3.1.4 Pernos de unión entre muro y base de hormigón (c)

Perno

Nombre: *Rothoblaas KOS16440B*

Tipo de unión: *hormigón-madera*

Cortadura: *simple*

Longitud (L): *440mm*

Diámetro (d): *16mm*

Resistencia característica a tracción ($f_{u,k}$): *800N/mm²*

Momento plástico característico ($M_{y,Rk}$): *324.282,26Nmm* [CTE DBSE-M

8.3.4.1.1 (4)]

Durmiente

Nombre: *madera C18*

Densidad característica (ρ_v): *320kg/m³*

Resistencia característica al aplastamiento ($f_{h,1,k}$): *22,04N/mm²* [CTE

DBSE-M 8.3.4.1.2 (1)]

t_1 : *100mm*

Los modos de fallo para uniones hormigón-madera en cortadura simple se pueden tomar como los de acero-madera con placa gruesa, que según el CTE DBSE-M 8.3.1.2 (3b), son:

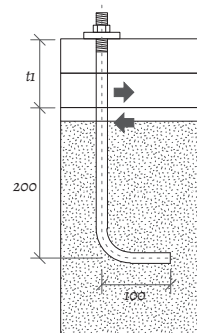
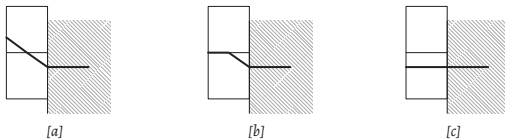


Figura 3.15 - Perno de unión entre muro y base de cimentación. Cortadura simple.

Figura 3.16 - Modos de fallo para unión acero-madera con cortadura simple y placa gruesa.

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} [a] f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d \cdot \left[2 + \frac{4 \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot d \cdot t_1^2} - 1 \right] = 35.266,56 N \\ [b] 2,3 \cdot \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,1,k} \cdot d} = 24.596,37 N \\ [c] f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d = 41.245,40 N \end{cases}$$

La capacidad de carga lateral por plano de cortante y por elemento de fijación es [b]24.596,37N. Por lo tanto, la capacidad de carga lateral de cálculo de cada elemento será:

$$F_{v,Rd} = k_{mod} \cdot \frac{F_{v,Rk}}{\gamma_M} = 1,10 \cdot \frac{24.596,37 N}{1,30} = 20.812,31 N$$

3.3.1.5 Hold-downs

En los hold-downs, el perno que los une debe resistir la tracción debida al momento de vuelco que producen las acciones horizontales. Esta fuerza, producirá esfuerzos de cortante en las clavos que unen el hold-down con el montante de los paneles.

Clavo

Nombre: Rothoblaas LBA460

Tipo de unión: Acero-madera

Cortadura: simple

Longitud (L): 60mm

Diámetro (d): 4mm

Momento plástico característico ($M_{y,Rk}$): 6.500Nmm

Hold-down

Nombre: Rothoblaas WHT340

Altura (H): 340mm

Ancho (b): 60mm

Espesor de la placa (s): 3mm

Durmiente

Nombre: madera C18

Densidad característica (ρ_k): 320kg/m³

Resistencia característica al aplastamiento ($f_{h,1,k}$): 17,31N/mm²

t_1 : 57mm

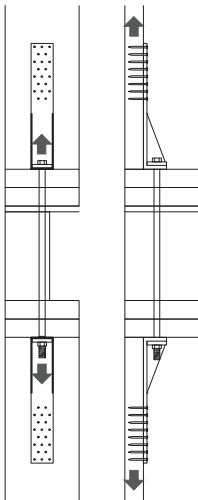


Figura 3.17 - Hold-down.

Los modos de fallo para uniones acero-madera en cortadura simple con placa delgada, que según el CTE DBSE-M 8.3.1.2 (3a), son:

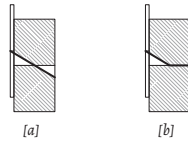


Figura 3.18 - Modos de fallo para unión acero-madera con cortadura simple y placa delgada.

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} [a] 0,4 \cdot f_{h1,k} \cdot t_1 \cdot d = 1.578,85 N \\ [b] 1,15 \cdot \sqrt{2} \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h1,k} \cdot \bar{d} = 1.423,20 N \end{cases}$$

La capacidad de carga lateral por plano de cortante y por elemento de fijación es [a]1.191,06N. Por lo tanto, la capacidad de carga lateral de cálculo de cada elemento será:

$$F_{v,Rd} = k_{mod} \cdot \frac{F_{v,Rk}}{\gamma_M} = 1,10 \cdot \frac{1.423,20 N}{1,30} = 1.204,25 N$$

3.3.2 Solicitaciones sobre los paneles

El cortante producido por el sismo (Q_i) que afecta a los muros de una planta i es repartido en cada dirección (longitudinal y transversal) solamente entre la longitud de paneles de entramado que no presentan aperturas dando lugar a una fuerza $f'_{v,Sdi}$ (kN/m).

$$f'_{v,Sdi} = \frac{Q_i}{L_{Mi}}$$

Multiplicando esta fuerza por el ancho de un panel obtenemos la fuerza horizontal H_d que debe resistir el conjunto de clavos del panel para evitar el descuadre del mismo. Esta misma fuerza es a la que están sometidos los pernos que impiden el desplazamiento horizontal del panel. Como se han dispuesto dos pernos de fijación por panel, cada uno debe resistir la mitad de H_d .

$$H_d = f'_{v,Sdi} \cdot L$$

Si multiplicamos $f'_{v,Sdi}$ por la altura del panel obtenemos la fuerza vertical V_d que deben resistir los clavos del hold-down para impedir el movimiento vertical del panel.

$$V_d = f'_{v,Sdi} \cdot H$$

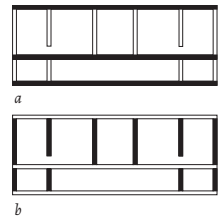
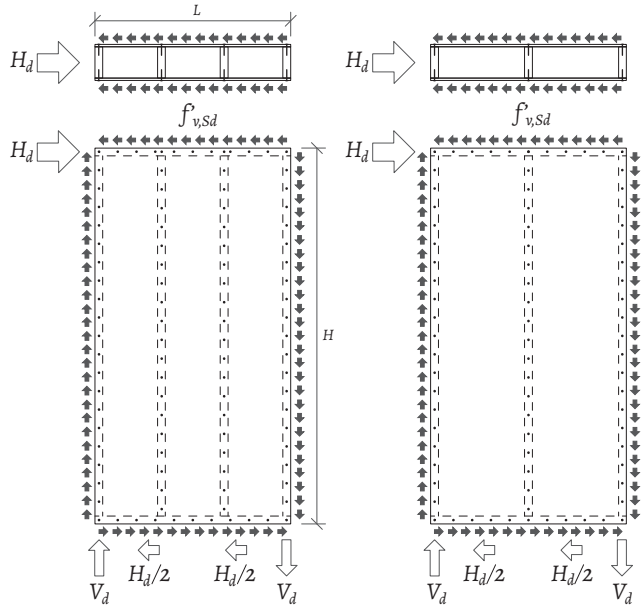


Figura 3.19 - Dirección de los muros en cada planta.
a- Longitudinal
b- Transversal

Figura 3.20 - Solicitaciones producidas en un panel debido a una fuerza repartida $f_{v,Sd}$



3.3.2.1 H_d por panel en cada planta

Planta baja ($Q_1 = 209,74\text{kN}$)

Direcc. long		Direcc. trans	
Número de paneles	34	Número de paneles	28
Longitud de muros (L_M)	42,5m	Longitud de muros (L_M)	35m
$f_{v,Sd}$	4,93kN/m	$f_{v,Sd}$	5,99kN/m
H_d	6,17kN	H_d	7,49kN
$H_d/2$	3,09kN	$H_d/2$	3,75kN

Planta 1 ($Q_2 = 179,45\text{kN}$)

Direcc. long		Direcc. trans	
Número de paneles	32	Número de paneles	26
Longitud de muros (L_M)	40m	Longitud de muros (L_M)	32,5m
$f_{v,Sd}$	4,48kN/m	$f_{v,Sd}$	5,52kN/m
H_d	5,61kN	H_d	6,90kN
$H_d/2$	2,81kN	$H_d/2$	3,45kN

Planta 2 ($Q_3 = 120,07\text{kN}$)

Direcc. long		Direcc. trans	
Número de paneles	32	Número de paneles	26
Longitud de muros (L_{m1})	40m	Longitud de muros (L_{m1})	32,5m
$f_{v, sd}$	3,00kN/m	$f_{v, sd}$	3,69kN/m
H_d	3,75kN	H_d	4,62kN
$H_d/2$	1,88kN	$H_d/2$	2,31kN

3.3.2.2 Panel de resistencia mínima

Todos los paneles llevarán clavos dispuestos en el perímetro a una distancia máxima de 15 cm y en los montantes intermedios a una distancia máxima de 30cm. Los clavos de los montantes interiores no se considerarán estructurales. Según el CTE DBSE-M 10.4.2.2 (4), la capacidad de carga lateral obtenida de los clavos se puede multiplicar por 1,2 para los dispuestos en el perímetro.

Además, cada panel irá arriostrado por dos pernos (a, b o c) en el testero inferior y otros dos en el testero superior.

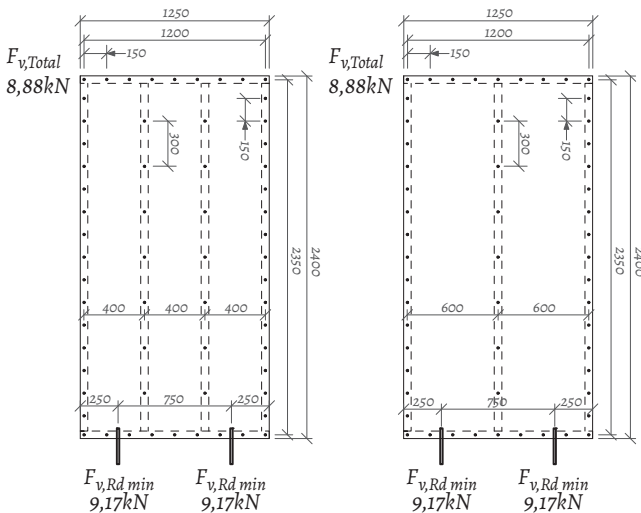


Figura 3.21 - Panel con resistencia al descuadre y al deslizamiento horizontal mínimas.

$$F_{v,min} = 1,2 \cdot F_{v,Rd(clavo)} \cdot n^{\circ}_{clavos} =$$

$$1,2 \cdot 411,24 \frac{N}{clavo} \cdot 2caras \cdot 9 \frac{clavos}{cara} = 8.882,8 N$$

Para cada panel debemos calcular el número de clavos necesarios para soportar la fuerza H_d (o lo que es lo mismo, calcular la distancia (d) a la que irán separados los clavos) y comprobar que los pernos elegidos resistirán $H_d/2$.

De esta forma podemos diseñar el panel con la mínima resistencia al descuadre (clavos perimetrales separados 15cm e interiores 30cm) y resistencia al desplazamiento mínima (pernos con menor carga lateral [a]) que se muestra en la *Figura 3.21*.

Comprobamos que:

$$\frac{H_d}{F_{v,\min}} < 1$$

para todas las plantas y direcciones, por lo que todos los paneles del edificio se construirán con la separación máxima entre clavos. Además, el $H_d/2$ nunca supera la capacidad de carga lateral del perno más débil, por lo que podemos corroborar que los elementos seleccionados resistirán los esfuerzos a los que se verán sometidos.

3.3.2.3 Hold-downs.

Como la fuerza vertical (V_d) producida por el sismo en los muros no depende de la anchura del muro (L) sino de la altura (H), no es necesario que coloquemos hold-downs en todos los paneles, pues podemos crear módulos de varios paneles sujetos por un par de hold-downs que resistirán el mismo esfuerzo.

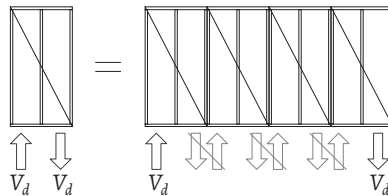
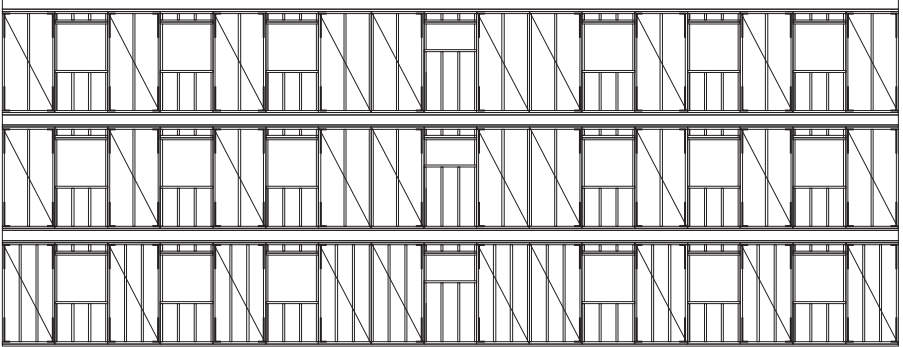
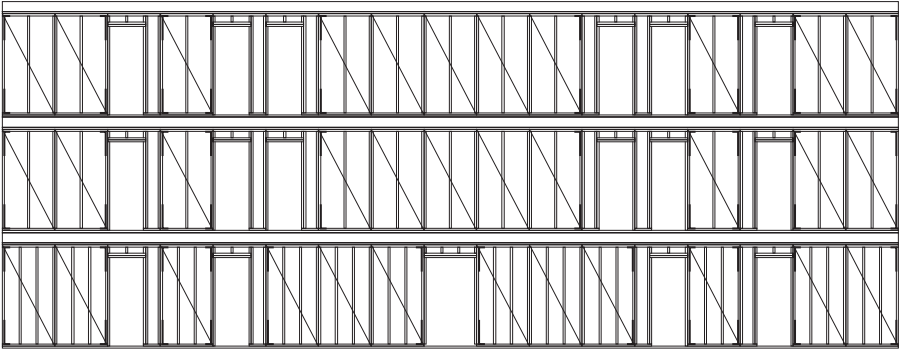


Figura 3.22 - Esquema de fuerzas verticales actuantes en un panel y en un módulo de varios paneles.

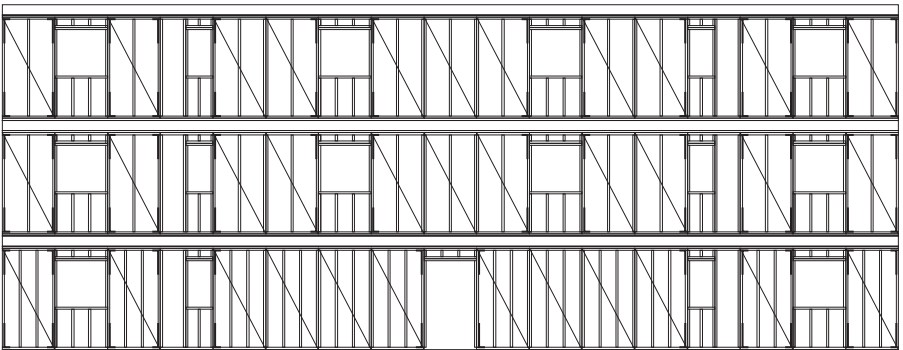
Así, la estructura de entramado del edificio de estudio quedaría arriostrada en la dirección vertical de la siguiente manera:



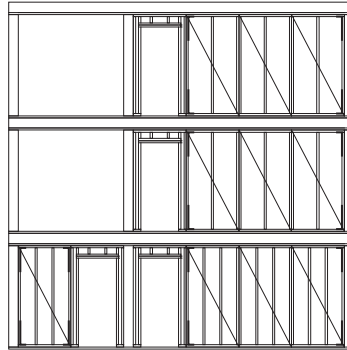
Muro longitudinal 3



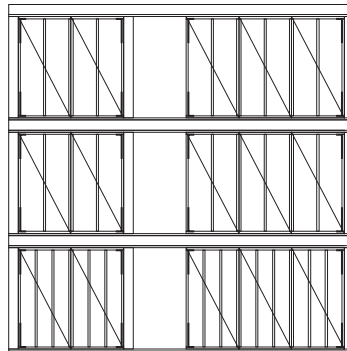
Muro longitudinal 2



Muro longitudinal 1



Muro transversal C/C'



Muro transversal B/B'

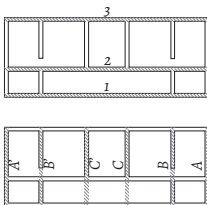
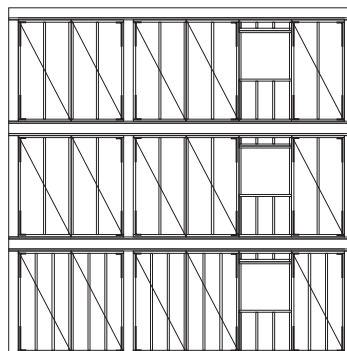


Figura 3.23 - Numeración de los muros longitudinales y transversales.

Figura 3.24 - Disposición de hold-downs en la estructura de entramado ligero del edificio.



Muro transversal A/A'

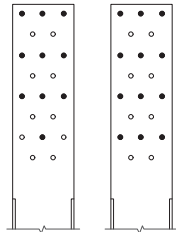
El modelo de hold-down que hemos elegido (WHT340) cuenta con 20 taladros para fijarlo al montante mediante clavos Anker LBA460, cuya capacidad de carga lateral calculamos anteriormente.

Nuestra labor consiste en calcular el número de clavos necesario para que se resista el V_d . Como hemos dicho que esta fuerza solo depende de la altura del panel (H) y de la fuerza sísmica repartida ($f_{v,Sd}$), todos los hold-downs de cada dirección de cada planta necesitarán el mismo número de clavos, independientemente de la longitud del módulo que sujeten.

Planta baja

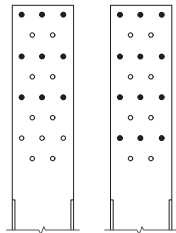
Direcc. long.		Direcc. trans.	
$f_{v,Sd}$	4,93kN/m	$f_{v,Sd}$	5,99kN/m
H	2,4m	H	2,4m
V_d	11,83kN	V_d	14,38kN
$f_{v,Rd}$ (por clavo)	1,20kN	$f_{v,Rd}$ (por clavo)	1,20kN
Nº clavos	10u	Nº clavos	12u

Figura 3.25 - Distribución de los clavos en el hold-down de cada planta y dirección.



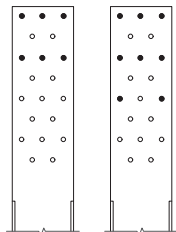
Planta 1

Direcc. long.		Direcc. trans.	
$f_{v,Sd}$	4,48kN/m	$f_{v,Sd}$	5,52kN/m
H	2,4m	H	2,4m
V_d	10,75kN	V_d	13,25kN
$f_{v,Rd}$ (por clavo)	1,20kN	$f_{v,Rd}$ (por clavo)	1,20kN
Nº clavos	9u	Nº clavos	12u



Planta 2

Direcc. long.		Direcc. trans.	
$f_{v,Sd}$	3,00kN/m	$f_{v,Sd}$	3,69kN/m
H	2,4m	H	2,4m
V_d	7,20kN	V_d	8,85kN
$f_{v,Rd}$ (por clavo)	1,20kN	$f_{v,Rd}$ (por clavo)	1,20kN
Nº clavos	6u	Nº clavos	8u



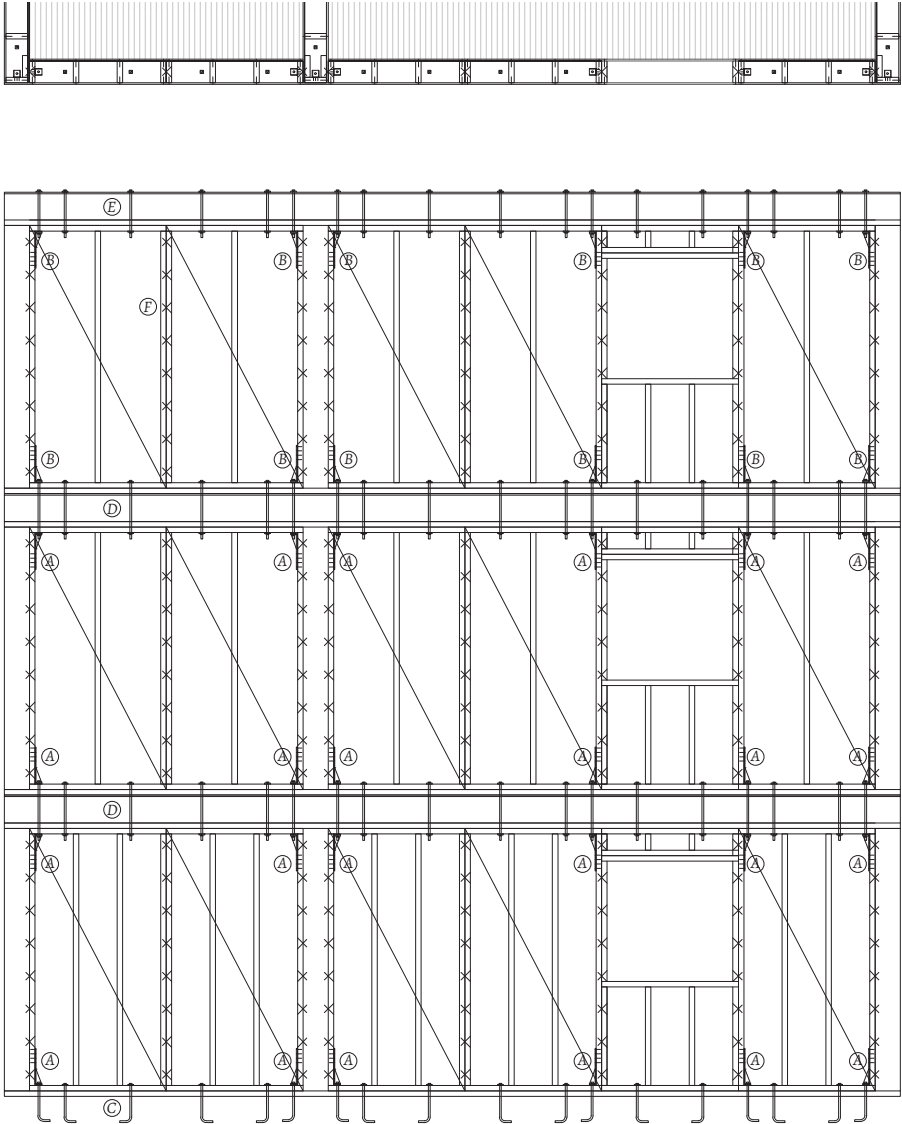


Figura 3.26 - Sección y alzado con la disposición de los anclajes en el muro transversal A/A'.

- A. Hold-down Rothoblaas WHT340 - 12 clavos Rothoblaas Anker LBA460
- B. Hold-down Rothoblaas WHT340 - 8 clavos Rothoblaas Anker LBA460
- C. Pernos KOS16 440B
- D. Pernos KOS16 520B
- E. Pernos KOS12 400B
- F. Clavos de unión entre paneles Corgrap M715310A003

3.4 Dimensionado de la cimentación

Calcularemos la armadura principal de la cara inferior de la zapata más desfavorable, la que más carga soporta. Como se trata de zapatas rígidas usaremos el método de bielas y tirantes como aparece en el EHE-08 Art. 58.4.

$$N_d = G_k + Q_k = [4,22m \cdot (2,5kN/m^2 + 0,692kN/m^2 + 2 \cdot 1,192kN/m^2) + 2,5m \cdot (2 \cdot 0,953kN/m^2 + 0,984kN/m^2) + 4,22m \cdot (2 \cdot 1kN/m^2 + 2 \cdot 2kN/m^2)] \cdot 1m = 56,07kN$$

La carga (N_d) que llega a la zapata por cada metro lineal es:

$$T_d = \frac{N_d/2 \cdot (v + 0,25a)}{d} = \frac{28040N \cdot (135mm + 0,25 \cdot 230mm)}{300mm} = 17992N$$

La tensión (T_d) que debe resistir a armadura inferior es:

$$A_s = \frac{T_d}{f_{y,d}} = \frac{17992N}{400N/mm^2 / 1,15} = 51,73mm^2$$

El área de armadura (A_s) necesaria para resistir este esfuerzo es:

Esta área es menor a la que obtenemos con la cuantía geométrica mínima, que para zapatas es 1 en cada dirección. Por lo tanto, utilizaremos la armadura mínima ($A_s=180mm^2$) en todas las zapatas.

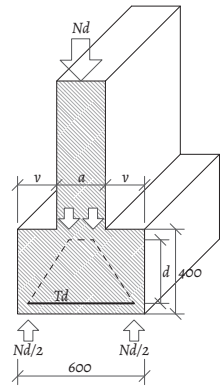


Figura 3.27 - Fuerzas actuantes en la zapata.

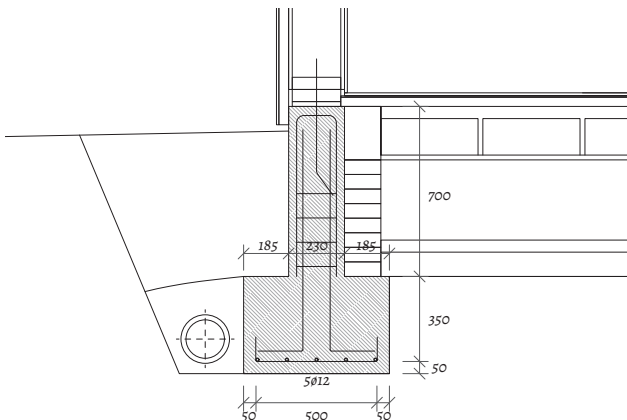


Figura 3.28 - Sección de la cimentación del proyecto.

CONCLUSIONES

Tras profundizar en la construcción con el sistema de entramado ligero queda comprobado que es un modelo constructivo viable para la realización de edificios de mediana y baja altura. Basado en muros estructurales en ambas direcciones se ha demostrado que fácilmente adquiere la resistencia necesaria para soportar las fuerzas producidas por el peso y el uso de la propia construcción.

Cabe destacar una de las principales ventajas a la hora de utilizar la madera como material estructural, como es su gran resistencia en relación a su peso. Esta ligereza es responsable de que las fuerzas introducidas por el sismo en los muros de cada planta sean hasta tres veces inferiores a las que se producirían en un edificio contruido con una estructura de hormigón armado. Como se ha demostrado en el dimensionado de la estructura, con una resistencia lateral de los muros relativamente baja se resistiría perfectamente el sismo en Granada, la zona con mayor sismicidad de España.

Para que el sistema funcione correctamente deben tenerse en cuenta varios factores a la hora de proyectar la estructura y, por consiguiente, el edificio en general, ya que estructura y proyecto van aquí de la mano. Factores a tener en cuenta son, por ejemplo:

- Un área adecuada de muros en cada dirección y planta, del orden del XX%.
- Luces razonables en forjados entre muros.
- Continuidad vertical de la estructura en todas sus plantas.
- Evitar grandes aberturas en los muros.
- Además de otros criterios heurísticos de proyecto sísmo-resistente aplicables a cualquier proyecto en zona sísmica.

Otra consecuencia directa del insignificante peso de un edificio construido con madera en comparación a uno construido con estructura de acero u hormigón es el uso de cimentaciones con dimensiones más reducidas, con el ahorro de material y energía que ello conlleva.

Al igual que en otras tipologías de muros resistentes, la geometría de la estructura es determinante en la idea y distribución del proyecto. Sin embargo, la diferencia con otros tipos de construcción de muros es que con el sistema de entramado ligero se consigue resolver, además, cuestiones de aislamiento térmico y acústico con un único elemento, el muro, reduciendo al máximo los grosores de los cerramientos exteriores y los puentes térmicos en ellos. Con un grosor total del muro de 150 mm sin aislamiento interior se consigue fácilmente un índice global de reducción acústica (R_w) de 40dB (mínimo exigido en el CTE de 33dBA). Si se rellenan los huecos entre montantes con un aislante adecuado se cumplirán sin problemas las exigencias térmicas (transmitancia máxima de $0,75 \text{ W/m}^2\cdot\text{K}$ para Granada).

En este caso de estudio no ha sido necesario realizar la comprobación del fuego en los elementos estructurales debido a que se encuentran protegidos por todas sus caras. De cualquier otra

forma, si no hubieran estado protegidos físicamente habría sido conveniente realizar esta comprobación, de la que hubiéramos obtenido resultados muy similares ya que la madera presenta un buen comportamiento ante el fuego. En caso de incendio no se pierde la capacidad resistente del elemento a una determinada temperatura, como en el caso del acero, sino que las cara en contacto con el fuego se van carbonizando reduciendo la sección del elemento y disminuyendo así gradualmente su resistencia.

Son muchos factores los que ratifican el empleo de la madera en la construcción como una excelente alternativa. La desventaja primordial del sistema de entramado ligero frente a los métodos tradicionales de construcción es el levantamiento en altura. A causa de la dimensión de los montantes de los muros no se recomienda construir edificios con más de cuatro plantas con este sistema. Sin embargo, existen otros métodos para construir edificios en altura con estructura de madera, mediante paneles de CLT o pórticos de madera maciza o laminada, que ya están siendo utilizados por grandes estudios de arquitectura de todo el mundo con el objetivo de comenzar un cambio hacia una arquitectura sostenible más sostenible.

BIBLIOGRAFÍA

FSC España. (2018). *En Madera, otra forma de construir. El material constructivo sostenible del siglo XXI*. Madrid. 248 pp.

Palma Carazo, I. J. (2008). *Sistema de plataforma con entramado ligero de madera. Platform frame. Aplicado a viviendas unifamiliares*. Bellisco Ediciones.

Borgström, E. (2016). *Design of timber structures. Structural aspects of timber construction* (Vol.1). Swedish Wood.

Borgström, E. (2016). *Design of timber structures. Rules and formulas according to Eurocode 5* (Vol.2). Swedish Wood.

American Forest & Paper Association. (2001). *Details for conventional wood frame construction*. American Wood Council.

Kolb, J. (2008). *Systems in timber engineering*. Lignum, DGfH.

Tomasi, R., & Sartori, T. (2013). Mechanical behaviour of connections between wood framed shear walls and foundations under monotonic and cyclic load. *Construction and Building Materials*, 44, 682-690.

Foliente, G. C., Paevere, P., Saito, T., & Kawai, N. (2000). Reliability assessment of timber shear walls under earthquake loads. In *Proc., 12th World Conf. on Earthquake Engineering (12WCEE)*.

Vogrinc, K., Premrov, M., & Šilih, E. K. (2016). Simplified modelling of timber-framed walls under lateral loads. *Engineering structures*, 111, 275-284.

Dhonju, R., D'Amico, B., Kermani, A., Porteous, J., & Zhang, B. (2017, November). Parametric evaluation of racking performance of platform timber framed walls. In *Structures* (Vol. 12, pp. 75-87). Elsevier.

Stewart, W. (1987). The seismic design of plywood sheathed shear walls.

Källsner, B., & Girhammar, U. A. (2009). Plastic models for analysis of fully anchored light-frame timber shear walls. *Engineering structures*, 31(9), 2171-2181.

Dolan, J. D. (1989). *The dynamic response of timber shear walls* (Doctoral dissertation, University of British Columbia).

Judd, J. P., & Fonseca, F. S. (2005). Analytical model for sheathing-to-framing connections in wood shear walls and diaphragms. *Journal of structural engineering*, 131(2), 345-352.

Šilih, E. K., & Premrov, M. (2010). Analysis of timber-framed wall elements with openings. *Construction and Building Materials*, 24(9), 1656-1663.



UNIVERSIDAD
DE GRANADA



**Escuela Técnica Superior de
Arquitectura de Granada**

Departamento de Mecánica de Estructuras e Ingeniería Hidráulica
Escuela Técnica Superior de Arquitectura
Universidad de Granada

