PROYECTO DE ESTRUCTURA METÁLICA EJECUTADA CON PERFILES CONFORMADOS EN FRÍO.

Máster en Estructuras de la Edificación
Módulo 4_2 Estructuras de perfiles de acero de pequeño espesor

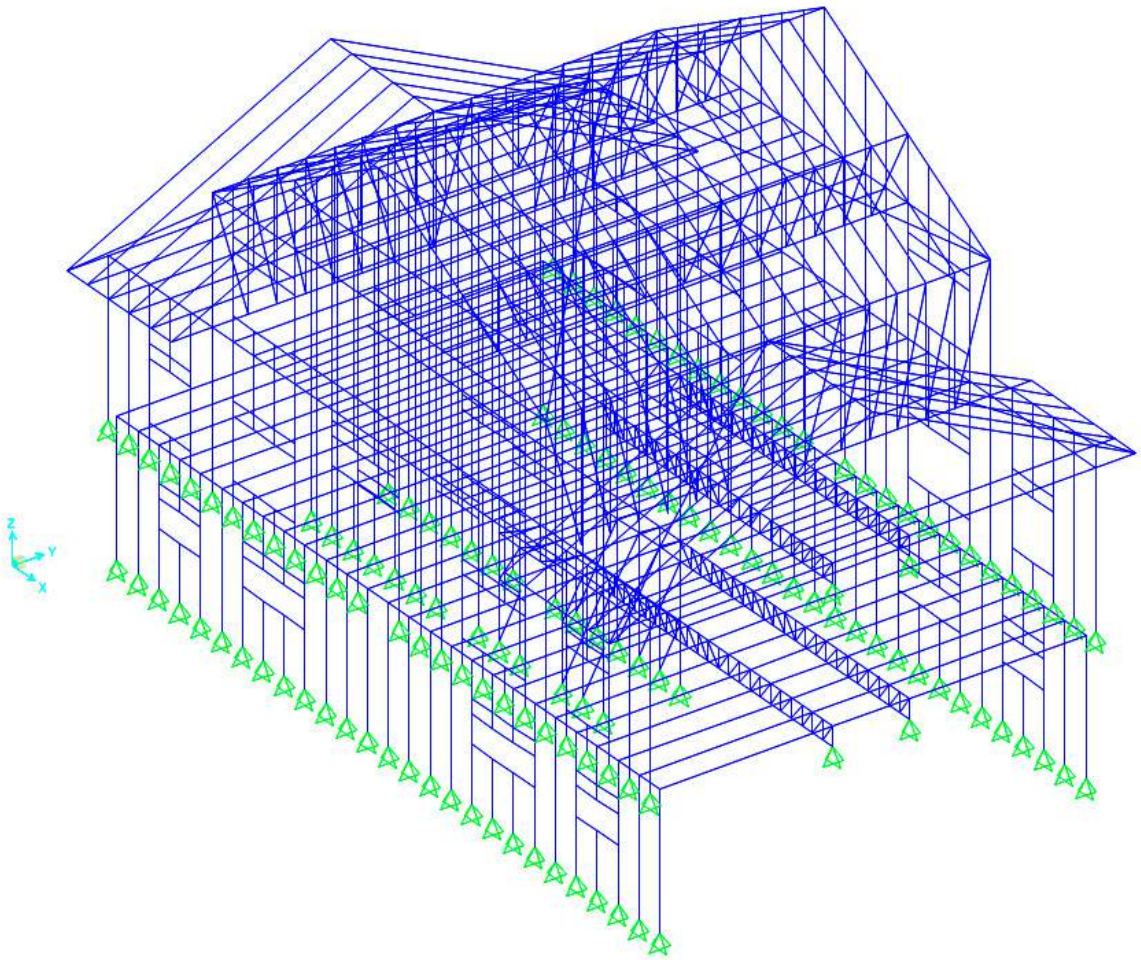
ÍNDICE

1- Definición de la estructura 3
2- Materiales 4
3- Acciones de cálculo 4
4- Hipótesis de combinación de acciones 6
5- Propiedades de los perfiles elegidos 6
6- Modelo de la estructura 14
7- Dimensionado 17
8- Uniones 29
9- Detalles 32

1. Definición de la estructura

El proyecto que se propone consiste en la reforma de un edificio existente en el que se pretende eliminar todos los forjados existentes y sustituirlos por otros compuestos por perfiles conformados en frío de chapa galvanizada.

El esquema estructural propuesto se adjunta en la siguiente figura:



Para ello, se resuelve la estructura mediante soportes tipo U cada 600mm (según la modulación de los paneles de asilamiento), en los que se apoyan perfiles tipo C, que conforman los forjados de cada planta. Las cubiertas se componen de perfiles tipo C formando dos planos inclinados.

Además, el forjado se realiza mediante chapa galvanizada y una losa de hormigón armado, mientras que en la cubierta se utilizará un tablero de madera OSB y un acabado de chapa. Este revestimiento de la cubierta le proporcionará rigidez en su plano dando un cierto arriostramiento a la misma.

Por último, cabe mencionar la ejecución de celosías con perfiles tipo U (por motivos constructivos).

Más adelante se detallarán las propiedades geométricas y mecánicas de los perfiles empleados en la resolución de la estructura.

Conviene destacar que en los perfiles en U que albergan otros perfiles se aumenta la anchura 3 mm para permitir la introducción.

2. Materiales

· Acero galvanizado:

Resistencia característica f_{yk} = 235 N/mm^2
Tensión de rotura f_u = 360 MPa

· Hormigón armado HA-25:

Resistencia característica f_{yk} = 25 N/mm^2

3. Acciones de cálculo

Para el cálculo de cargas hemos considerados las siguientes acciones:

PLANTAS INTERIORES				
G1	PESO PROPIO			
	Forjado de chapa grecada con capa de hormigón		2	kN/m^2
G2	ELEMENTOS CONSTRUCTIVOS			
	Solado: Pavimento de madera		1	kN/m^2
Q1	USO			
	A1-Viviendas		2	kN/m^2
Q2	VIENTO			
			Madrid, zona A	
	qb		0.42	kN/m^2
	Grado de aspereza del entorno	IV	Ce = 1.9	
	Altura del punto de actuación del viento	12 m		
	VIENTO PERPENDICULAR A FACHADA CORTA (E-O)	Presión	0.64	kN/m^2
		Succión	-0.32	kN/m^2
	VIENTO PERPENDICULAR A FACHADA LARGA (N-S)	Presión	0.64	kN/m^2
		Succión	-0.40	kN/m^2
CUBIERTA				
G1	PESO PROPIO			
	Cubierta de tablero de madera y acabado de chapa		1	kN/m^2
Q1	USO			
	G1-Cubiertas accesibles únicamente para conservar con inclinación		0.5	kN/m^2
Q2	NIEVE			
			0.2	kN/m2
Q3	VIENTO			
	Presión		0.56	kN/m2
	Succión		0.40	kN/m2

En el cálculo de las acciones gravitatorias no se ha tenido en cuenta la sobrecarga de la tabiquería, ya que estas particiones se crean mediante la propia estructura de perfiles de pequeño espesor, por lo que las cargas correspondientes a la tabiquería se engloban en el peso propio de la estructura.

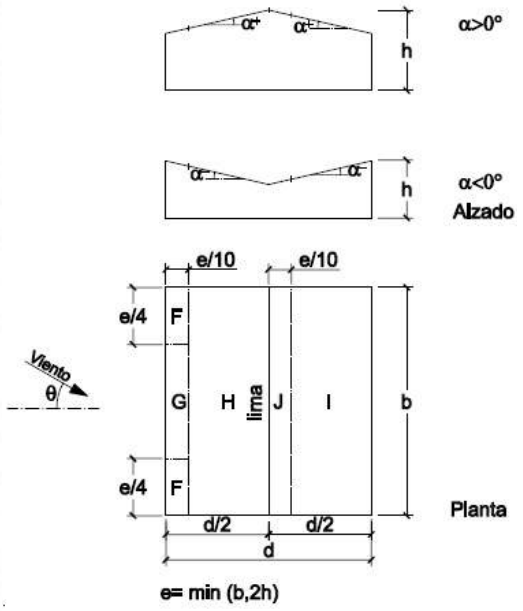
Se ha supuesto que las acciones de viento sobre las fachadas seran absorbidas por los muros existentes de más de 60 cm de espesor.

Las acciones de viento en las cubiertas inclinadas se han calculado siguiendo lo establecido en el CTE-SE - Acciones en la Edificación:

Tabla D.6 Cubiertas a dos aguas

a) Dirección del viento $-45° \leq \theta \leq 45°$

Pendiente de la cubierta α	A (m²)	Zona (según figura) F	G	H	I	J
-45°	≥ 10	-0,6	-0,6	-0,8	-0,7	-1
	≤ 1	-0,6	-0,6	-0,8	-0,7	-1,5
-30°	≥ 10	-1,1	-0,6	-0,8	-0,5	-0,8
	≤ 1	-2	-1,5	-0,8	-0,5	-1,4
-15°	≥ 10	-2,5	-1,3	-0,9	-0,5	-0,7
	≤ 1	-2,8	-2	-1,2	-0,5	-1,2
-5°	≥ 10	-2,3	-1,2	-0,8	0,2 -0,6	0,2 -0,5
	≤ 1	-2,5	-2	-1,2	0,2 -0,6	0,2 -0,5
5°	≥ 10	-1,7 +0,0	-1,2 +0,0	-0,6 +0,0	-0,6	0,2 -0,6
	≤ 1	-2,5 +0,0	-2 +0,0	-1,2 +0,0	-0,6	0,2 -0,5
15°	≥ 10	-0,9 0,2	-0,6 0,2	-0,3 0,2	-0,4 +0,0	-1 +0,0
	≤ 1	-2 0,2	-1,5 0,2	-0,3 0,2	-0,4 +0,0	-1,5 +0,0
30°	≥ 10	-0,5 0,7	-0,5 0,7	-0,2 0,4	-0,4 0	-0,5 0
	≤ 1	-1,5 0,7	-1,5 0,7	-0,2 0,4	-0,4 0	-0,5 0
45°	≥ 10	-0,0 0,7	-0,0 0,7	-0,0 0,6	-0,2 +0,0	-0,3 +0,0
	≤ 1	-0,0 0,7	-0,0 0,7	-0,0 0,6	-0,2 +0,0	-0,3 +0,0
60°	≥ 10	0,7	0,7	0,7	-0,2	-0,3
	≤ 1	0,7	0,7	0,7	-0,2	-0,3
75°	≥ 10	0,8	0,8	0,8	-0,2	-0,3
	≤ 1	0,8	0,8	0,8	-0,2	-0,3



Teniendo en cuenta una pendiente de los faldones de 30º, se han obtenido los coeficientes de presión y succión de la cubierta. Como simplificación, y del lado de la seguridad, no se ha dividido la cubierta en zonas, sino que se ha utilizado el mayor coeficiente para presión y el mayor para succión en todo el ámbito de la cubierta. De esta manera, se ha utilizado el valor de 0,7 para presión, y de 0,5 para succión.

En todos los casos, las cargas se han introducido en el modelo informático mediante cargas lineales sobre barras, multiplicando el valor superficial especificado en la tabla anterior por el ámbito de carga. En todos los casos el ámbito de carga es de 0,6 metros.

4. Hipótesis de combinación de acciones

Para la formulación de hipótesis de cargas, consideramos las siguientes combinaciones:

ESTADOS LÍMITES ÚLTIMOS:

COMB1: 1.35G + 1.5Q
COMB2: 1.35G + 1.5Q + 0.9W (E-O)
COMB3: 1.35G + 1.5Q - 0.9W (E-O)
COMB4: 1.35G + 1.5Q + 0.9W (N-S)
COMB5: 1.35G + 1.5Q - 0.9W (N-S)
COMB6: 1.35G + 1.05Q + 1.5W (E-O)
COMB7: 1.35G + 1.05Q - 1.5W (E-O)
COMB8: 1.35G + 1.05Q + 1.5W (N-S)
COMB9: 1.35G + 1.05Q - 1.5W (N-S)

ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO:

COMB 1: 1G + 1Q
COMB 2: 1G + 1Q + W (E-O)
COMB 3: 1G + 1Q - W (E-O)
COMB 4: 1G + 1Q + W (N-S)
COMB 5: 1G + 1Q - W (N-S)

5. Propiedades de los perfiles elegidos

A través del programa AISIWIN se obtienen las propiedades de los perfiles que se utilizarán en la estructura. Además también se obtienen los axiles resistentes teniendo en cuenta el efecto de pandeo particular característico de este tipo de perfiles. Se han utilizado 4 tipos diferentes de perfiles, dos de tipo U y dos de tipo C. Los perfiles en U se utilizan para los montantes que forman los soportes/muros, las cumbreras de la cubierta y los cordones superiores e inferiores de las cerchas. Los perfiles en C se utilizan para las vigas de planta, las correas de la cubierta, y las diagonales en algunas de las cerchas.

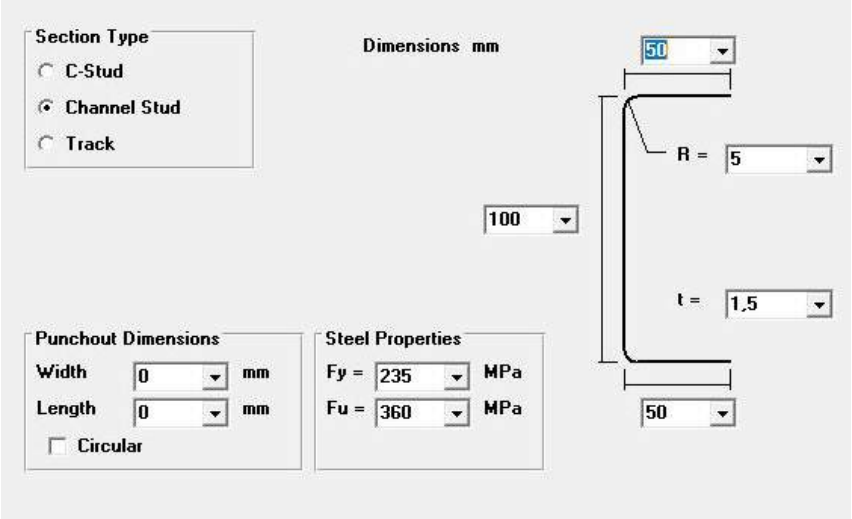
Perfiles en U:
U 100x50x1,5 mm Soportes interiores + cercha tipo 2 y 3
U 210x70x1,5 mm Soportes trasdosados al muro + cercha tipo 1

Perfiles en C:
C 100x50x1,5 labio 20 mm Correas de la cubierta + tirantes de cubierta y muros
C 210x70x1,5 labio 30 mm Vigas de forjado

A continuación se muestran las propiedades de cada uno de estos perfiles

PERFIL U: 100x50x1,5 mm

Este tipo de perfil se utiliza en los soportes y cerchas, por lo que trabajará exclusivamente a axil. Los soportes tienen una altura de 2,8 metros.



INPUT PROPERTIES:

Web Height =	100,00	mm	Steel Thickness =	1,500	mm
Top Flange =	50,00	mm	Inside Corner Radius =	5,000	mm
Bottom Flange =	50,00	mm	Yield Stress, Fy =	235	Mpa
			Fy With Cold-Work, Fya =	235	Mpa

OUTPUT PROPERTIES:

Effective Section Properties, Strong Axis

Neutral Axis from Top Fiber (Ycg)	55,7	mm
Moment of Inertia for Deflection (Ixx)	408184	mm^4
Section Modulus (Sxx)	6803	mm^ 3
Nominal Flexural Strength * Phi (Phi*Mnx)	1439,02	N-m

Gross Section Properties of Full Section, Strong Axis

Neutral Axis from Top Fiber (Ycg)	50,0	mm
Moment of Inertia (Ixx)	459120	mm^4
Cross Sectional Area (A)	288,1	mm^2
Radius of Gyration (Rx)	39,9203	mm

Section Properties, Weak Axis

Gross Neutral Axis (Xcg) From Web Face	13,4031	mm
Gross Moment of Inertia (Iyy)	73263	mm^4
Radius of Gyration (Ry)	15,9468	mm
Effective Section Modulus (Syy)	1174	mm^3
Effective Neutral Axis (Xcg) from Web Face	8,9696	mm
Nominal Flexural Strength * Phi (Phi*Mny)	248,22	N-m

Other Section Property Data

Member Weight per Foot of Length	22,1756	N/m
Nominal Web Shear Capacity * Phi (Unpunched)	17479	N
Pno * Phi for use in Interaction Equation C5-2	39405	N

Torsional Properties

Dist. from Shear Center to Neutral Axis (Xo)	-31,8747	mm
St. Venant torsion Constant (J x 1000)	216072	mm^4
Warping Constant (Cw)	125847797	mm^6
Radii of Gyration (Ro)	53,5157	mm
Torsional Flexural Constant (Beta)	0,6452	

Nominal Web Crippling Loads * Phi (N)

	25,00mm END BRNG		88,00mm INT BRNG	
	Cond 1	Cond 3	Cond 2	Cond 4
Single Member	1290	1470	3963	1581

Para el predimensionado de las correas se utiliza también el programa AISIWIN. Las cargas de la cubierta son las siguientes:

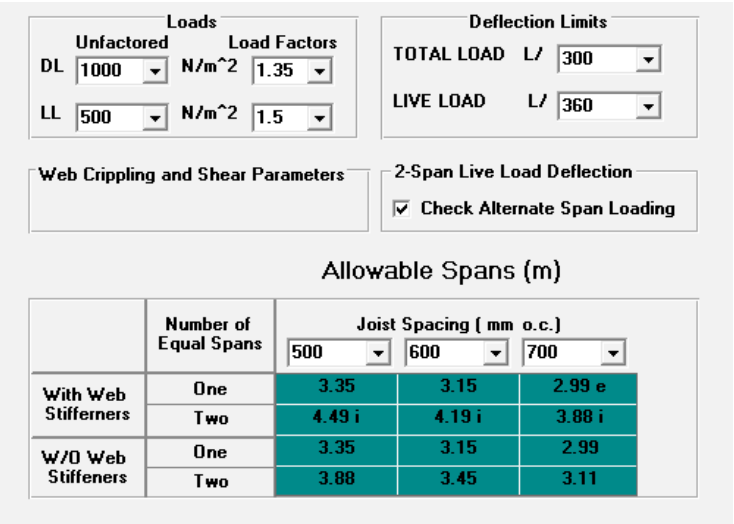
Peso propio (DL): 1 kN/m^2
Sobrecarga Variable (LL): 0,5 kN/m^2

Las correas son de un vano simple, y estan separadas 0,6 metros. La longitud máxima que puede salvar este tipo de perfil son 3,15 metros, por lo que serviran para las correas de la cubierta superior (longitud máxima = 2,25 m)

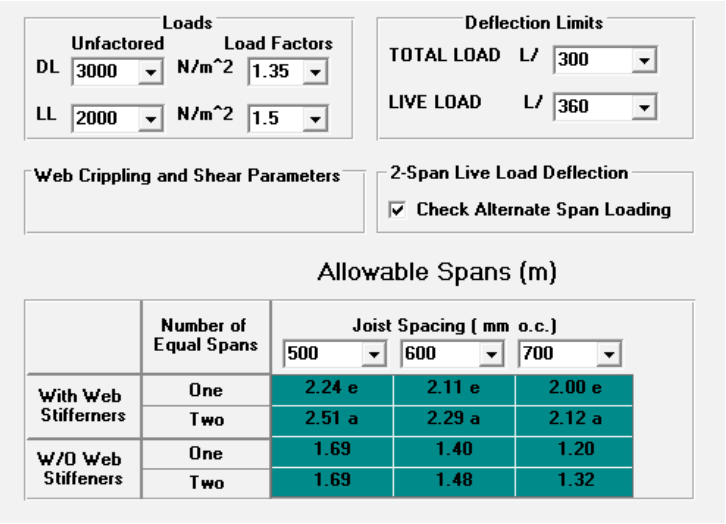
En el caso de las vigas de forjado, cuya cargas son:

Peso propio (DL): 3 kN/m^2
Sobrecarga Variable (LL): 2 kN/m^2

Teniendo en cuenta que las vigas salvan 3 vanos y también estan separadas 0,6 metros, la longitud máxima que puede salvar este tipo de perfil en el forjado son 2,30 metros. Estos perfiles no servirian para los forjados, cuya máxima luz es de 3,65 m.



Predimensionado cubierta



Predimensionado forjado

Para el predimensionado de las correas se utiliza también el programa AISIWIN. Las cargas de la cubierta son las siguientes:

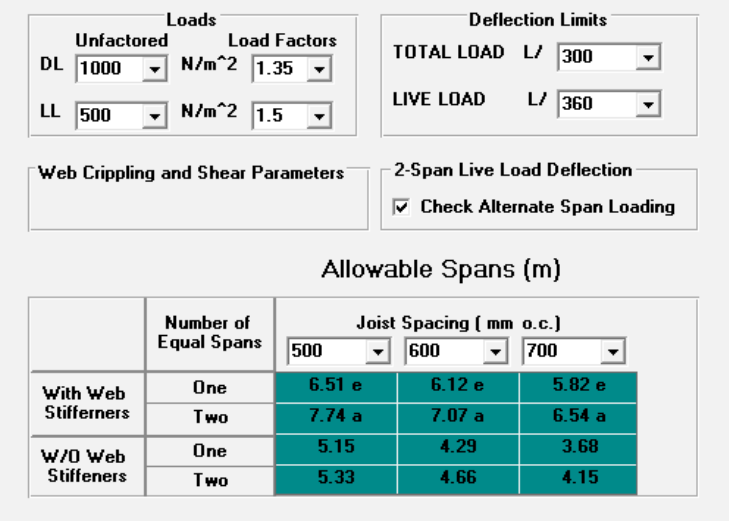
Peso propio (DL): 1 kN/m2
Sobrecarga Variable (LL): 0,5 kN/m2

Las correas son de un vano simple, y estan separadas 0,6 metros. La longitud máxima que puede salvar este tipo de perfil son 6,12 metros, por lo que serviran para las correas de la cubierta inferior (longitud máxima = 6,10 m)

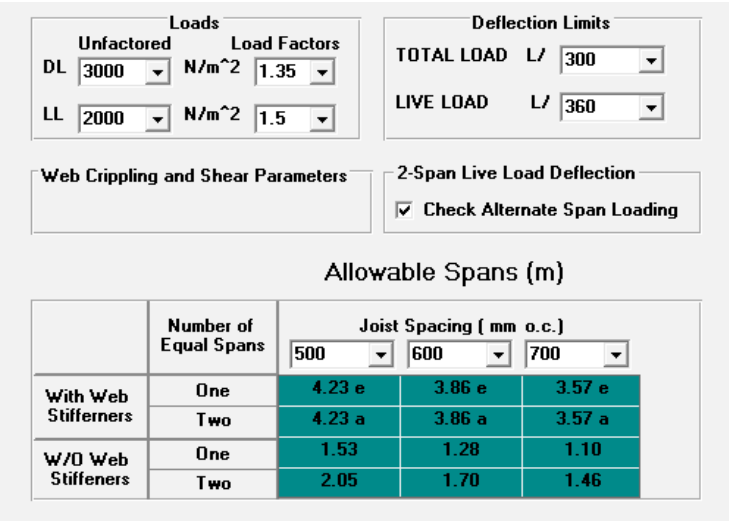
En el caso de las vigas de forjado, cuya cargas son:

Peso propio (DL): 3 kN/m2
Sobrecarga Variable (LL): 2 kN/m2

Teniendo en cuenta que las vigas salvan 3 vanos y también estan separadas 0,6 metros, la longitud máxima que puede salvar este tipo de perfil en el forjado son 3,86 metros. Como predimensionado, estos perfiles servirían para los forjados, cuya máxima luz es de 3,65 m.



Predimensionado cubierta

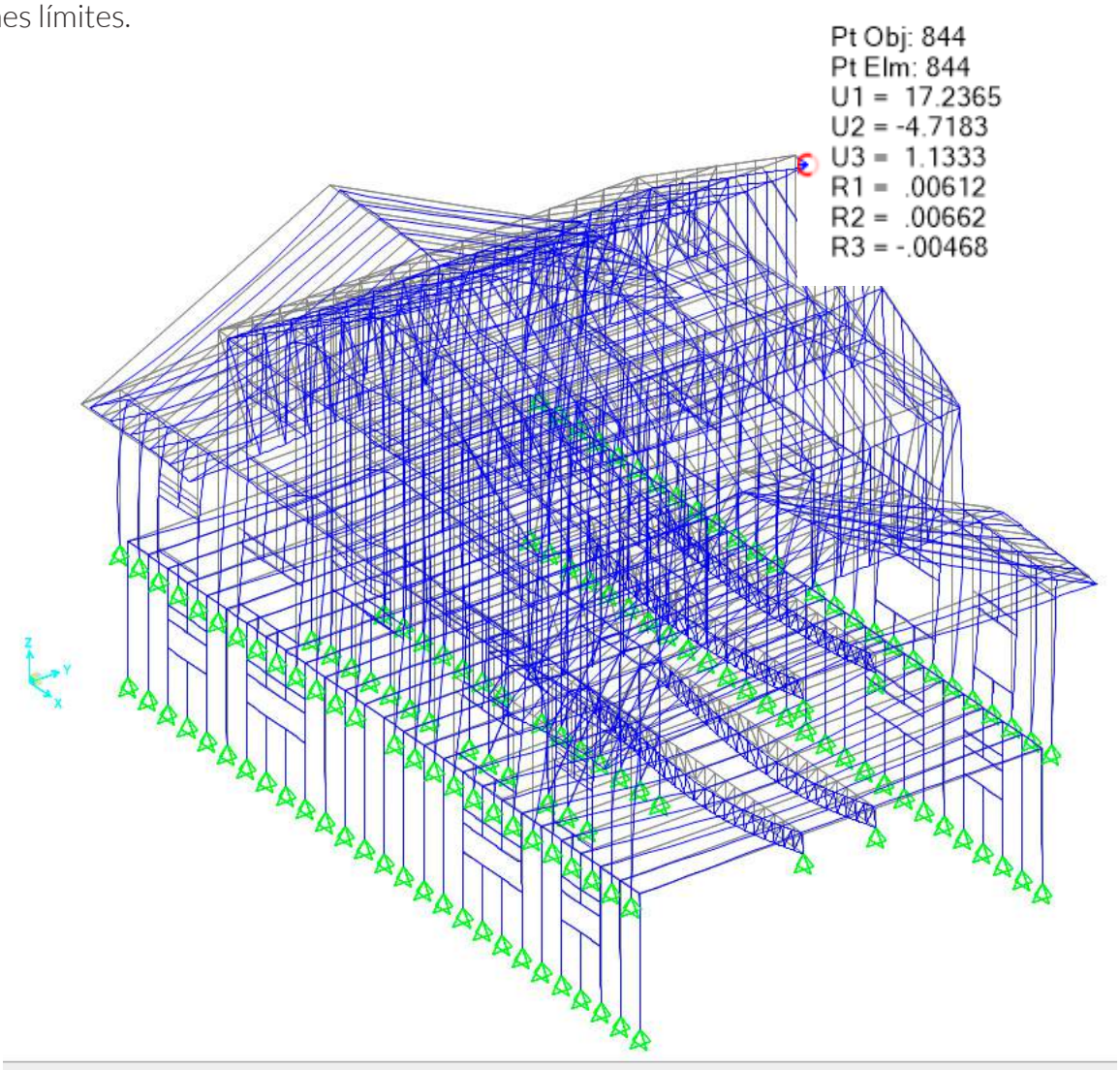


Predimensionado forjado

6. Modelo de la estructura

Tras un primer análisis con el programa SAP2000, se deciden unas secciones para cada elemento de la estructura que luego se comprobarán según sus solicitaciones.

La elección de cada tipo de perfil en cada elemento ha ido en función de la estabilidad global de la estructura y sus deformaciones. Se han ido aumentando algunos perfiles hasta cumplir con las deformaciones límites.

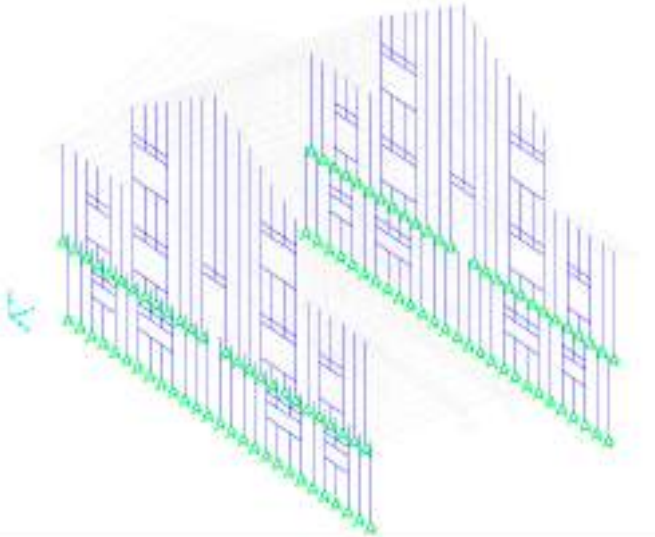


La deformada final cumple todos los requisitos de Estados Límites de Servicio para la combinación 1G+1Q.

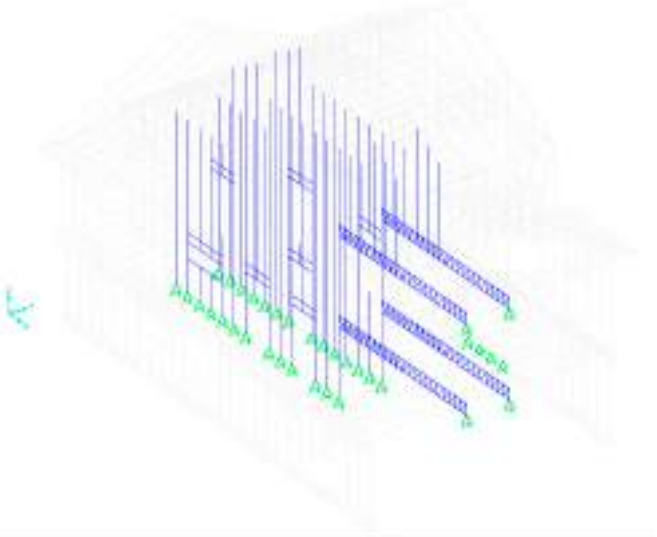
Observamos que se produce una deformación horizontal del orden de 17.23 mm para el punto más alto de la vivienda (H/703) hacia la zona de los huecos posiblemente debido a la menor rigidez de la estructura en esta zona.

Para llegar a estos valores de deformada se han asignada a cada grupo de barras los siguientes perfiles:

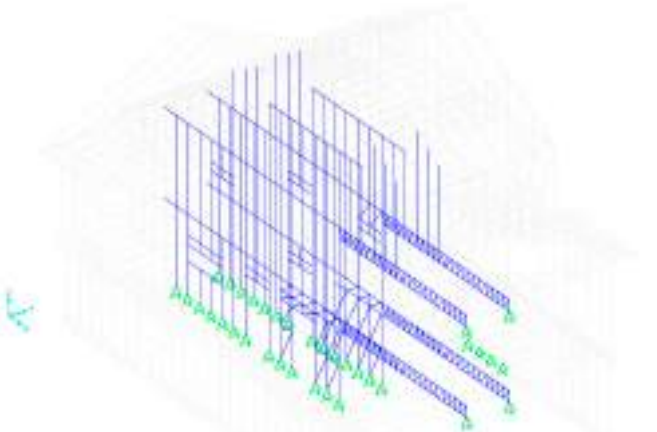
Soportes trasdosados al muro existente:
Los soportes trasdosados al muro se resuelven con perfiles **U_100x50x1,5mm** entre los cuales se sitúa el aislamiento.
Se asignan dos niveles de apoyos ya que el muro en la planta primer pasa de tener un espesor de 1,05m a 0,85m por lo que hay 20 cm para poder apoyar los perfiles de planta primera. Las cargas de estos perfiles serán recibidas por el muro existente y llevadas hasta la cimentación.



Soportes interiores y cercha_1:
Los muros existentes en el interior de la vivienda son sustituidos por líneas de soportes de perfiles tipo **U_210x70x1,5 mm**. El muro existente tiene mayor espesor que el nuevo construido de modo que se gana espacio.
El espacio donde no se pueden situar soporte porque no había muro y el hueco a doble altura por donde pasa la escalera se resuelven con unas pequeñas cerchas de 40 cm de canto. Esta parte de la estructura ha sido ha generado bastante problemas debido a su gran deformación, se empezó por un canto de 30 cm pero la deformada era excesiva.

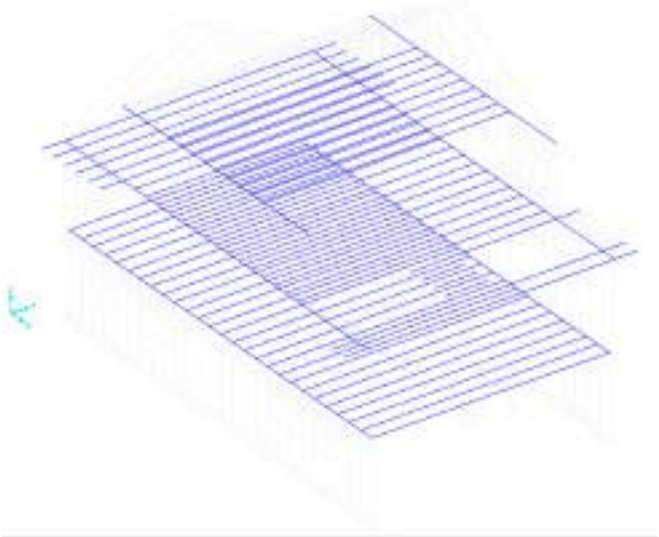


Tirantes en muros interiores:
Aún aumentando el canto a 40 cm la cercha que cubre una luz de 6,6 m aún tenía una deformada excesiva.
Para solucionar esto, se plantea situar en los muros interiores unas diagonales a modo de tirantes que actúan sobre la cercha. Con esto se reduce considerablemente la flecha de la cercha y sin necesidad de aumentar los perfiles o el canto de la misma pasa a tener una deformación de 21,2mm. Lo que da una flecha de L/311.
Cabría la posibilidad de probar la solución de unir las cerchas por la parte inferior de modo que actuaran conjuntamente una con la otra y ver si así se reduce un poco más la deformación.



Aunque se unan las dos cerchas, si son paralelas no mejora su rigidez.Es más ingeniosa la solución que han propuesto, es una manera de darle continuidad.

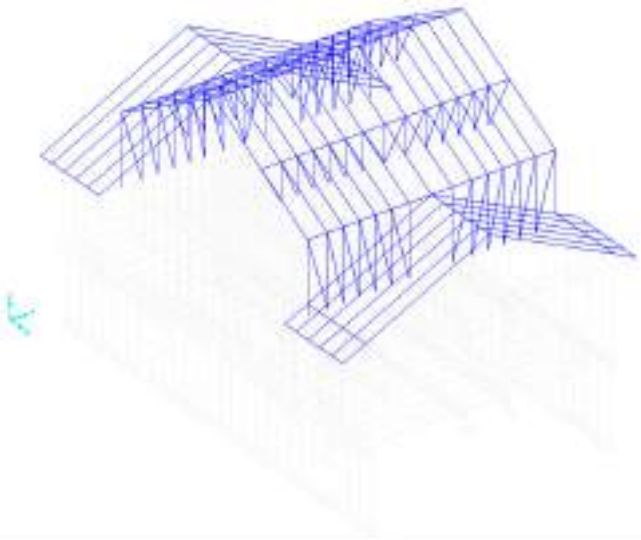
Vigas de entreplanta:
Los forjados de la vivienda son sustituidos por forjados de chapa colaborante más losa de hormigón.
Siguiendo la modulación de los soportes como estructura horizontal se usan perfiles tipo **C_210x70x1,5 mm y labio de 30 mm**.
Las uniones de estos perfiles con los de soportes se consideran articuladas por lo que no trasnmiten momentos, funcionando como una viga simplemente apoyada. Esto es así debido a que las uniones que existen en este tipo de perfiles no son a penas rígidas.

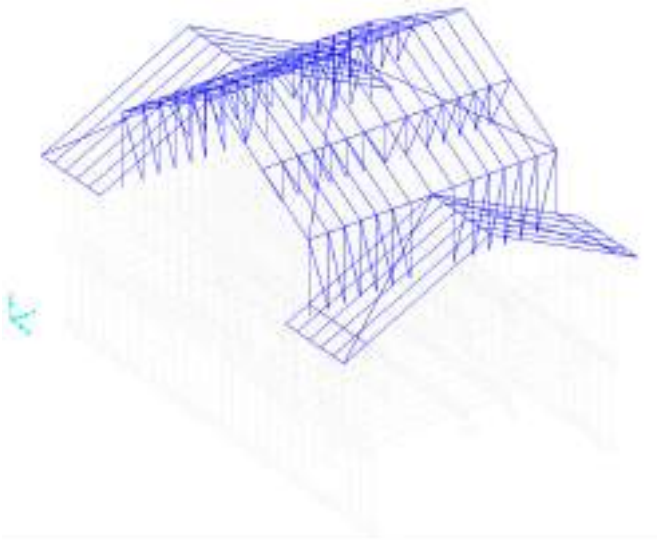


Correas de cubiertas:
La única parte en la que incide el viento es en las cubiertas ya que el resto de la estructura está por el interior del muro de piedra existente por lo que no se ha considerado la acción del viento.
La estructura de las cubiertas se resuelve con perfiles tipo C. Los de la cubierta inferior al tener una mayor luz entre apoyos se resuelven con perfiles **C_210x70x1,5 mm y labios de 30mm**. Mientras que los perfiles de la cubierta superior se resuelven con perfiles **C_100x50x1,5 mm y labio de 20mm**. Los muros sobre los que apoya la cubierta se sustituyen por cerchas que sirven de apoyo para las correas de la cubierta superior por lo que se puede reducir el tipo de perfil ya que la luz se reduce.

Cerchas:
Para las cerchas que se sitúan en el muro de lateral de fachada o en el muro del altillo se utilizan perfiles tipo **U_100x50x1,5 mm** debido a la forma que se ha elegido de construir las cerchas.

Tirantes en cubierta:
Las cubiertas se refuerzan con diagonales que actúan a modo de tirante para reducir la flecha de la cumbrera. Para estas barras se usan perfiles tipo **C_210x70x1,5 mm y labios de 30 mm**.
Con esto se reduce la flecha de la cumbrera y de esta forma también se hace que la cubierta funcione como una plegadura apoyada en todo su perímetro.





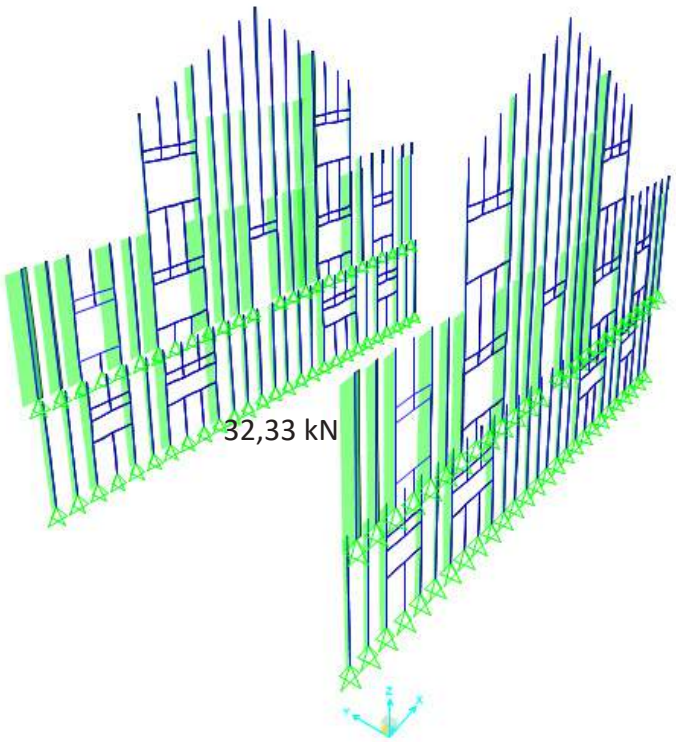
7. Dimensionado

Para el dimensionado, se divide la estructura en grupos de elementos con las mismas caracerísticas, eligiendo uno de los cuatro perfiles anteriormente definidos para cada grupo. Los grupos en los que se ha dividido la estructura para asignar la sección necesaria son los siguientes:

- Soportes trasdosados al muro	U100x50x1.5 mm
- Soportes interiores (tabiquería)	U210x70x1.5 mm
- Tirantes interiores en muros	C210x70x1.5 mm labio de 30 mm
- Vigas de forjado	C210x70x1,5 mm labio de 30 mm
- Correas de cubierta superior	C100x50x1,5 mm labio de 20 mm
- Correas de cubierta inferior	C210x70x1,5 mm labio de 30 mm
- Elementos especiales de cubierta	C100x50x1,5 mm labio de 20 mm
- Cercha tipo 1	C100x50x1,5 labio 20 mm y U100x50x1,5 mm
- Cercha tipo 2	U100x50x1,5 mm
- Cercha tipo 3	C100x50x1,5 labio 20 mm, U100x50x1,5 mm y U210x70x1,5 mm

7.1 Soportes trasdosados al muro: U100x50x1.5 mm

Teniendo en cuenta la envolvente de todas las combinaciones, la solicitación máxima de los soportes trasdosados al muro son 29,15 kN. Tal y como se ha comentado anteriormente, los perfiles tipo U100x50x1.5 mm para una longitud de soporte de 2,8 m son capaces de soportar 32,33 kN. Los momentos flectores en todos los perfiles son insignificantes MEd = 0.

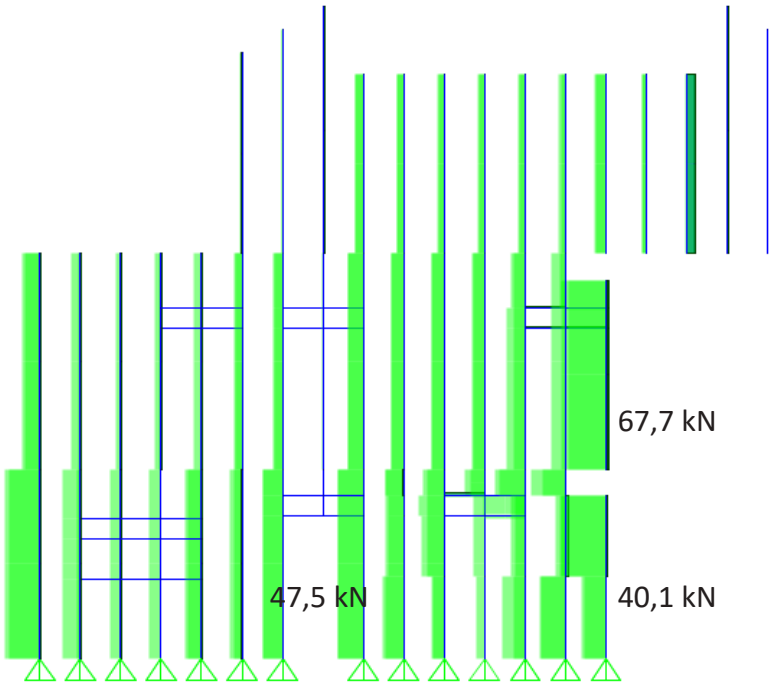


N_{Ed} = 29,15 kN < $N_{b,Rd}$ = 32,33 kN CUMPLE

7.2 Soportes interiores: U210x70x1.5 mm

Teniendo en cuenta la envolvente de todas las combinaciones, la solicitación máxima de los soportes trasdosados al muro son 67,7 kN. La gran mayoría de los soportes no superan los 35,57 kN. Los perfiles más cargados que superan este valor son solamente 8: Los dos soportes que sujetan las cerchas de la escalera, y los dos soportes de cada uno de los tres huecos de las puertas. Los momentos flectores en todos los perfiles son insignificantes MEd = 0.

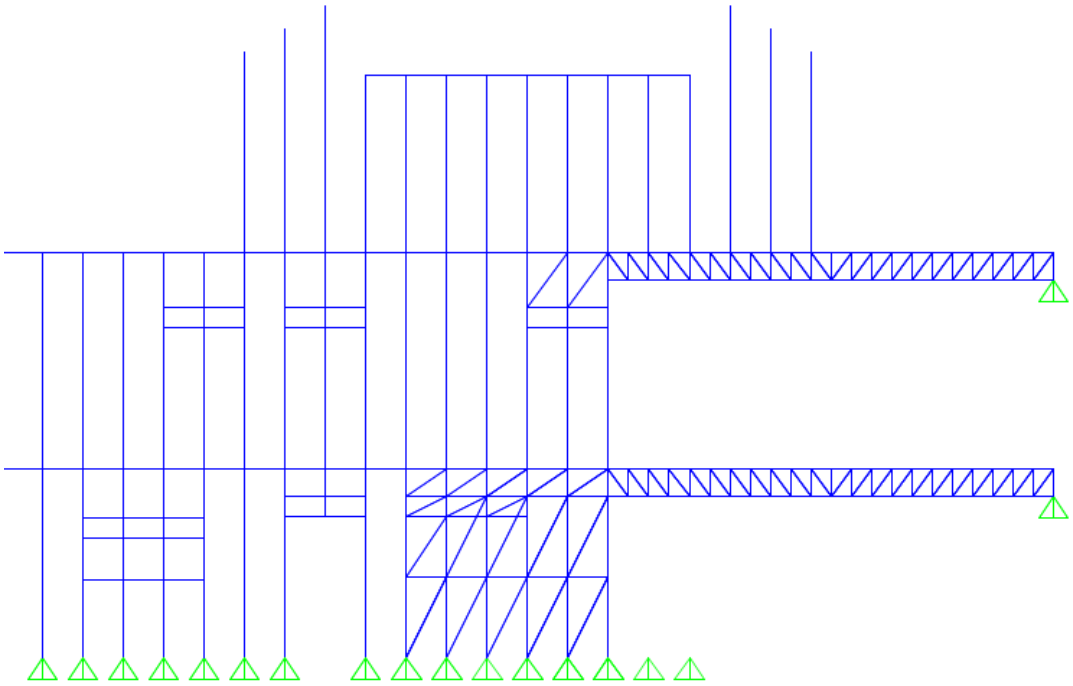
Tal y como se ha comentado anteriormente, los perfiles tipo U100x50x1.5 mm para una longitud de soporte de 2,8 m son capaces de soportar 32,33 kN, mientras que los perfiles U210x70x1.5 mm pueden llegar a soportar 39,68 kN. Los perfiles U210x70x1.5 son capaces de soportar los 35,57 kN de solicitación. En el caso de los 8 soportes cuya solicitación supera los 35,57 kN, se duplica el perfil, obteniendo una resistencia de 71,2 kN.



N_{Ed} = 32,33 kN < $N_{b,Rd}$ = 35,57 kN CUMPLE

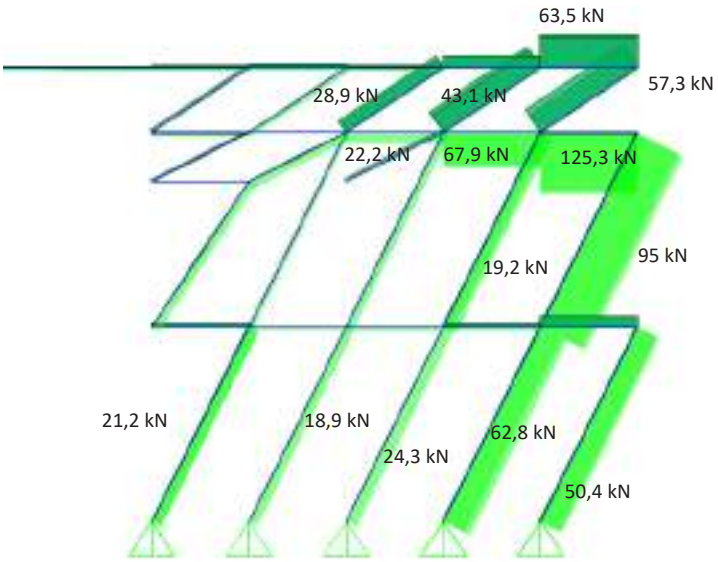
N_{Ed}(8) = 67,7 kN < $N_{b,Rd}$ = 71,2 kN CUMPLE (perfil doble)

En el soporte de las cerchas, el montante inferior (40,1 kN) tiene una menor solicitación que el superior (67,7 kN). Esto se debe a la triangulación situada en el interior de los muros para conseguir controlar la deformación de la cercha. A continuación se muestra el esquema completo de los muros interiores, junto con la cercha y las triangulaciones:

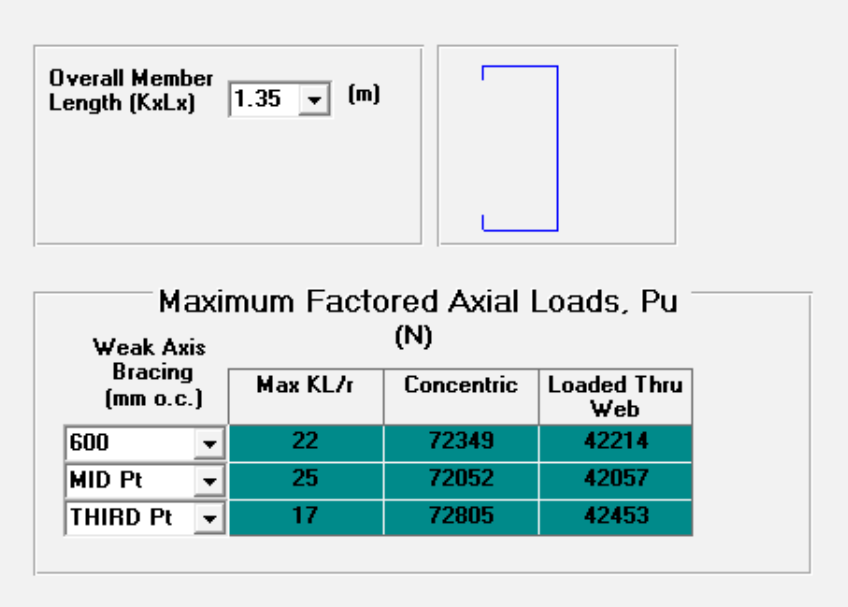


7.3 Tirantes interiores en muros: C210x70x1.5 mm labio de 30 mm

A continuación se muestran las solicitaciones a axil de los tirantes interiores del muro. Los colores verde claro representan los esfuerzos de compresión, mientras que los oscuros representan la tracción. Los momentos flectores en todos los perfiles son insignificantes $M_{Ed} = 0$.



La longitud de los tirantes es de 1,35 m, por lo que la resistencia a axil teniendo en cuenta el pandeo es de 72,35 kN



Solo existen dos elementos en los que la solicitación axil es mayor que $N_{b,R}d$=72,35 kN. En estos casos se duplicara el perfil en C, de manera que la resistencia máxima del perfil conjunto es de 144,7 kN > 125,3 kN.

7.4 Vigas tipo de forjado: C210x70x1,5 labio 30 mm

En el apartado anterior se han predimensionado las vigas de forjado, obteniendose que es necesario un perfil C: 210x70x1,5 labio 30 mm, cuya longitud máxima de viga, teniendo en cuenta las cargas indicadas anteriormente, es de 3,86 m. Las vigas de los forjados tienen una luz maxima de 3,67 m.

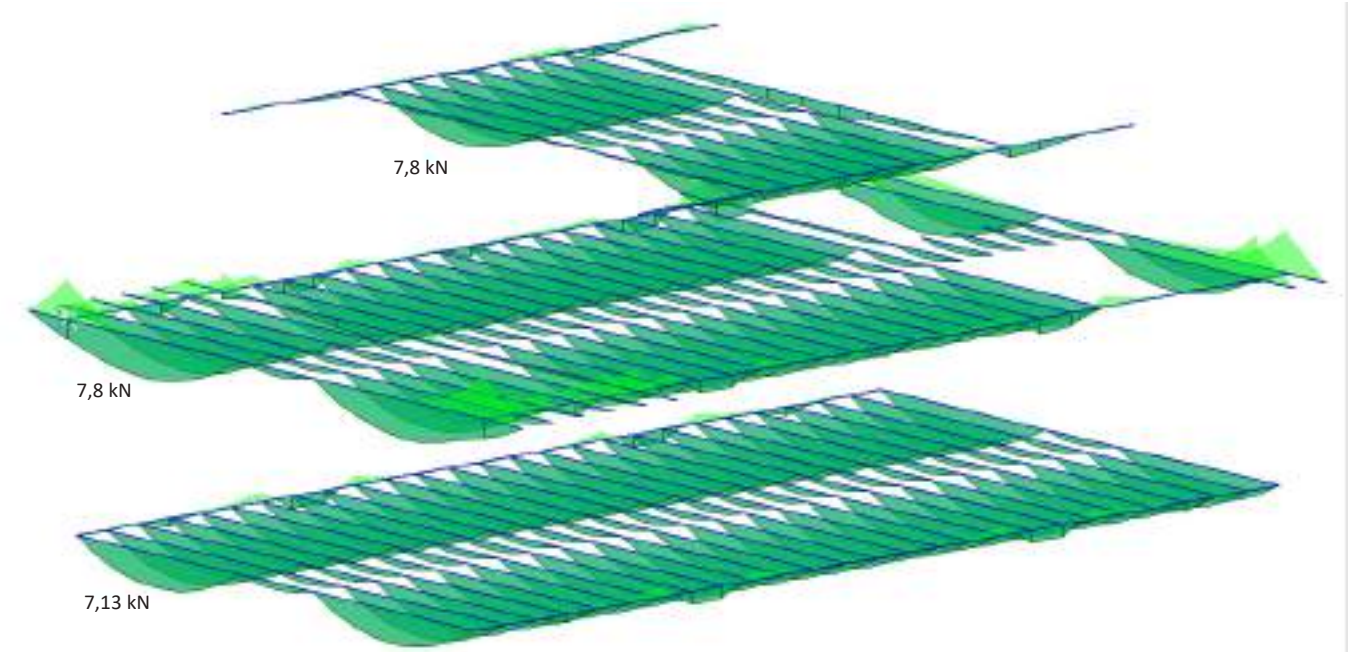
Con este valor obtenido mediante el programa AISIWIN podriamos justificar directamente que el perfil elegido tiene una resistencia mayor que la solicitación, y que la flecha es menor a la establecida en el programa (L/300) y que por lo tanto cumple. No obstante vamos a realizar la comprobación del elemento a flexión:

Según se ha indicado en el apatado "5 Propiedades de los perfiles", para este perfil el valor de W = 35.247 mm^3. Las solicitaciones, obtenidas mediante el modelo realizado en SAP2000 son las siguientes:

M^+ = entre 7 y 7,9 kN·m
M^- = no existen o son insignificantes, ya que todas las barras funcionan como articuladas
N = no existen o son insignificantes

El valor máximo de momento solicitación es de 7,8 kN·m

$M^+ / W = 7{,}8 \cdot 10^6 / 35.247 = 221{,}3$ kN < 223,8 kN = 235/1,05 CUMPLE



Solicitaciones M^+ en vigas tipo del forjado

7.5 Correas de la cubierta superior: C100x50x1,5 labio 20 mm

En el apartado anterior se han predimensionado las correas de la cubierta, obteniendose que es necesario un perfil C: 100x50x1,5 labio 20 mm, cuya longitud máxima de viga, teniendo en cuenta las cargas indicadas anteriormente, y que existen dos vanos iguales, es de 4,9 m. Las correas de la cubierta superior tienen una longitud de vano de 5,5/2 = 2,25 m, < 4,9 metros.

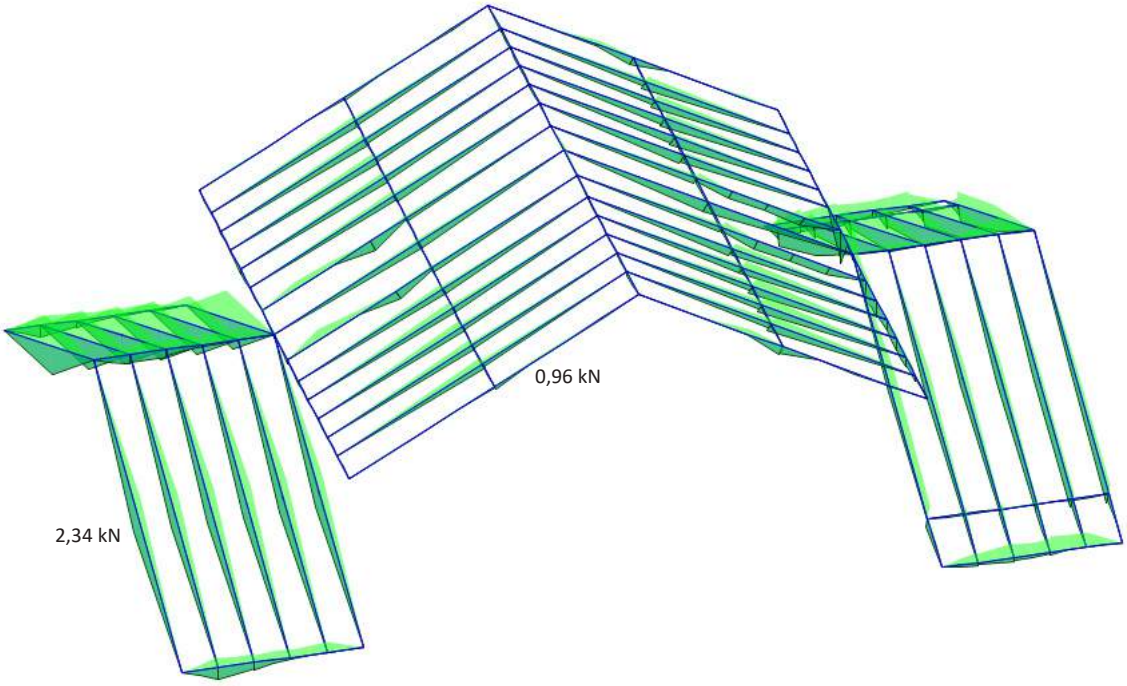
Con este valor obtenido mediante el programa AISIWIN podriamos justificar directamente que el perfil elegido tiene una resistencia mayor que la solicitación, y que la flecha es menor a la establecida en el programa (L/300) y que por lo tanto cumple. No obstante vamos a realizar la comprobación del elemento a flexión:

Según se ha indicado en el apatado "5 Propiedades de los perfiles", para este perfil el valor de W = 10.548 mm^3. Las solicitaciones, obtenidas mediante el modelo realizado en SAP2000 son las siguientes:

M^+ = entre 0,48 kN·m y 0,96 kN·m
M^- = no existen o son insignificantes, ya que todas las barras funcionan como articuladas
N = no existen o son insignificantes

El valor máximo de momento solicitación es de 0,96 kN·m

$M^+ / W = 0{,}96 \cdot 10^6 / 10.548 = 91$ kN < 223,8 kN = 235/1,05 CUMPLE



7.6 Correas de la cubierta inferior: C210x70x1,5 labio 30 mm

Aparentemente el perfil utilizado para las correas de la anterior cubierta, perfil C: 100x50x1,5 labio 20 mm sería una sección válida también para las correas de la cubierta inferior ya que el valor máximo de momento solicitación es de 2,34 kN·m

$M^+ / W = 2{,}34 \cdot 10^6 / 10.548 = 221{,}84$ kN < 223,8 kN = 235/1,05 CUMPLE

Sinembargo en el apartado anterior se han predimensionado las correas de la cubierta, obteniendose que el perfil C: 100x50x1,5 labio 20 mm tiene una longitud máxima de viga, teniendo en cuenta las cargas indicadas anteriormente y que existe un solo vano, de 3,15 metros. La longitud máxima de estas correas es de 6,1 metros, por lo que la sección C: 100x50x1,5 labio 20 mm no sería suficiente.

Aunque en el cálculo anterior se ha demostrado que a resistencia si que cumpliria, el cálculo mediante el programa AISIWIN tiene en cuenta también la limitación de flecha de L/300, motivo por el cual es perfil C: 100x50x1,5 labio 20 mm no es aceptable.

Con la sección C: 210x70x1,5 labio 30 mm y las cargas de cubierta anteriormente definidas, se puede alcanzar una luz de hasta 6,12 m < 6,10 m. Para este perfil la W=35.247 mm^3 por lo que:

$M^+ / W = 2{,}34 \cdot 10^6 / 35.247 = 66{,}4$ kN < 223,8 kN = 235/1,05 CUMPLE

7.7 Elementos especiales de cubierta: C210x70x1,5 labio 30 mm

Aparentemente el perfil utilizado para las correas de la anterior cubierta, perfil C: 100x50x1,5 labio 20 mm sería una sección válida también para las correas de la cubierta inferior ya que el valor máximo de momento solicitación es de 2,34 kN·m

$M^+ / W = 2{,}34 \cdot 10^6 / 10.548 = 221{,}84$ kN $< 223{,}8$ kN $= 235/1{,}05$ CUMPLE

Sinembargo en el apartado anterior se han predimensionado las correas de la cubierta, obteniendose que el perfil C: 100x50x1,5 labio 20 mm tiene una longitud máxima de viga, teniendo en cuenta las cargas indicadas anteriormente y que existe un solo vano, de 3,15 metros. La longitud máxima de estas correas es de 6,1 metros, por lo que la sección C: 100x50x1,5 labio 20 mm no sería suficiente.

Aunque en el cálculo anterior se ha demostrado que a resistencia si que cumpliria, el cálculo mediante el programa AISIWIN tiene en cuenta también la limitación de flecha de L/300, motivo por el cual es perfil C: 100x50x1,5 labio 20 mm no es aceptable.

Con la sección C: 210x70x1,5 labio 30 mm y las cargas de cubierta anteriormente definidas, se puede alcanzar una luz de hasta 6,12 m < 6,10 m. Para este perfil la $W=35.247$ mm^3 por lo que:

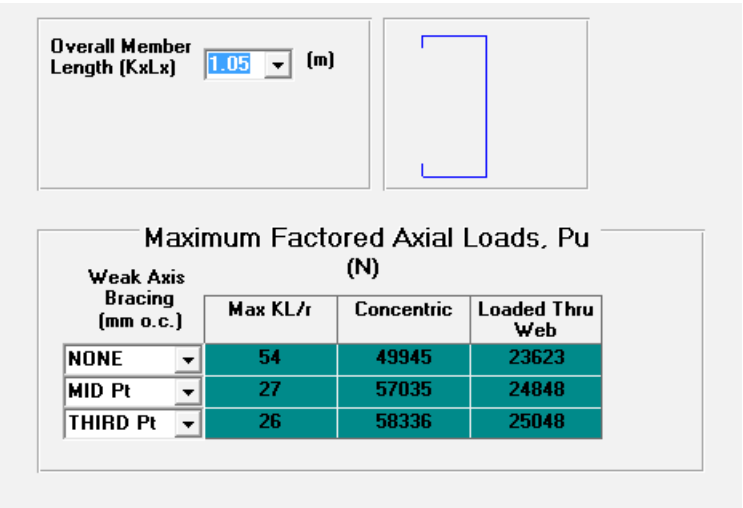
$M^+ / W = 2{,}34 \cdot 10^6 / 35.247 = 66{,}4$ kN $< 223{,}8$ kN $= 235/1{,}05$ CUMPLE

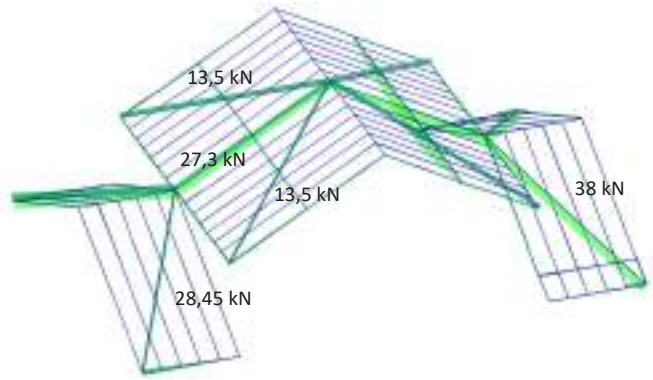
7.8 Elementos especiales de cubierta: C100x50x1,5 labio 20 mm

Al tratarse de una cubierta ligera, para evitar la posibilidad de que se vuele debido a la acción del viento, y para evitar el desplome de la cubierta se disponen una serie de tirantes tal y como se muestra en las siguientes imágenes. Estos perfiles trabajan únicamente a a axil, teniendo una solicitación máxima de 38 kN.

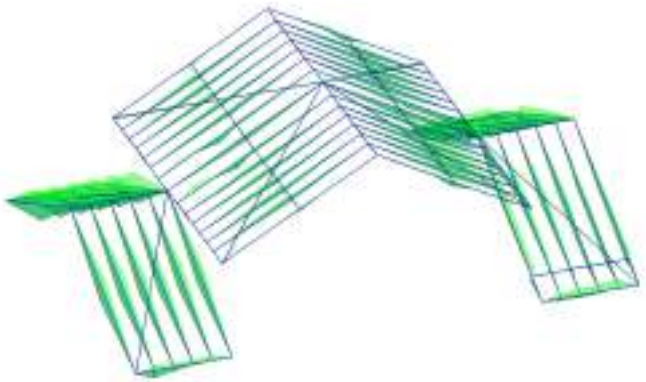
Las correas de la cubierta actuan como arriostramiento de estos tirantes, de manera que la longitud máxima libre es de 1,05 metros. Teniendo en cuenta esto, y utilizando el programa AISIWIN obtenemos que el axil máximo que puede soportar estos perfiles es de 49,95 kN.

$N_{Ed} = 38$ kN $< N_{b,Rd} = 49{,}95$ kN CUMPLE





Solicitaciones axiles en los tirantes.



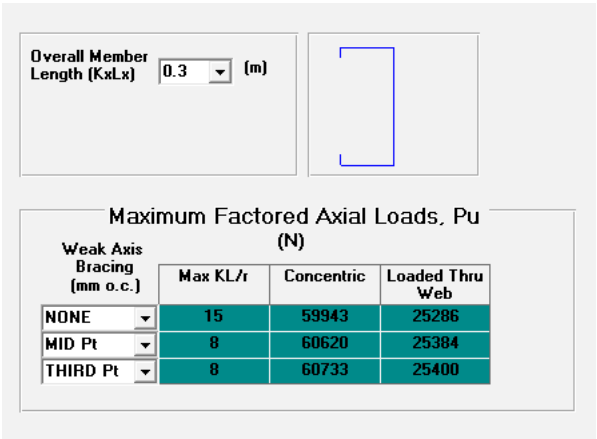
Solicitaciones de momento flector en los tirantes (M=0)

7.9 Cercha tipo 1: C100x50x1,5 labio 20 mm y U100x50x1,5 mm

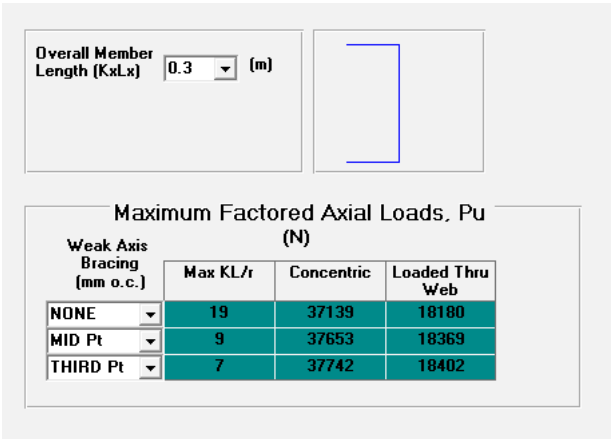
La cercha tipo 1 es la encargada de salvar la luz del hueco de doble altura en el que se sitúa la escalera. La cercha tiene un canto de 0,4 m, una luz de 6,6 m, y una distancia entre montantes de 0,3 m. Las barras de la cercha se consideran biarticuladas, por lo que la única solicitación a la que estaran sometidas es a axil.

La solicitación máxima a axil en los cordones superior e inferior es de 154,9 kN. La resistencia de los perfiles, teniendo en cuenta la longitud de 0,3 metros es la siguiente:

C210x70x1,5 labio 30 mm



U100x50x1,5

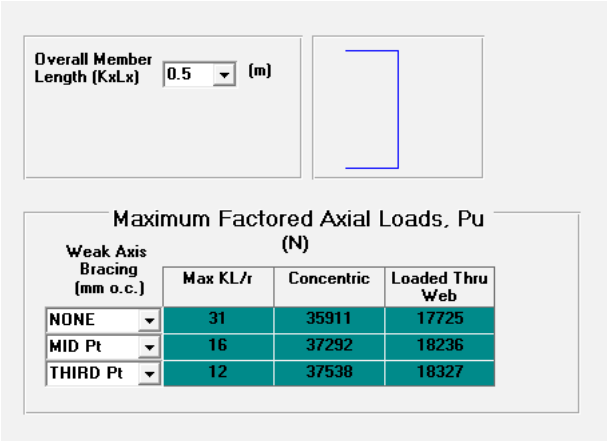


Para los cordones superiores, se utilizará un perfil en U100x50x1,5, al que se le unirán 2 C210x70x1,5 en cada lado. (tal y como se define en el apartado de detalles constructivos). De esta manera la capacidad resistente del perfil compuesto sería de:

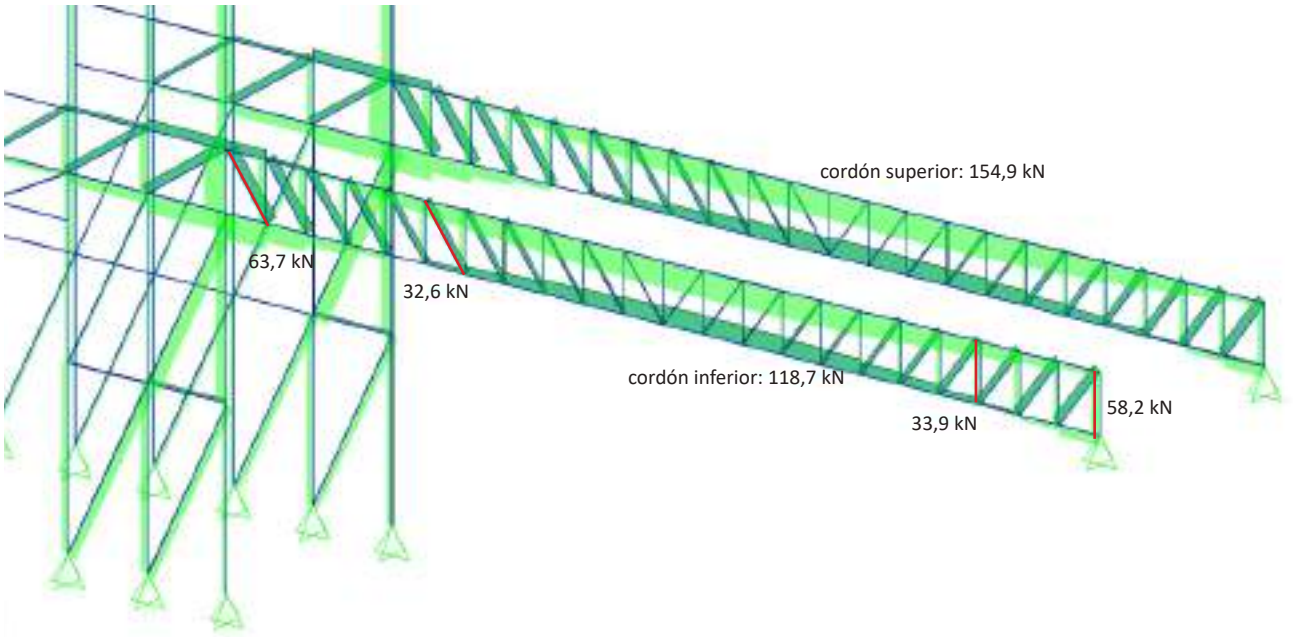
37,1 + (59,95 x 2) = 157 kN de manera que:

$N_{b,Rd}$ = 157 kN > N_{Ed} = 154,9 kN CUMPLE

Para las diagonales y montantes, se utilizan perfiles en U100x50x1.5 mm, duplicándose los perfiles en las barras cuyo axil sea mayor, formando un perfil en forma de tubo (tal y como se indica en los detalles constructivos). En este caso las barras tienen una longitud máxima (diagonales) de 0,5 m, por lo que la resistencia de los perfiles tipo U100x50x1.5mm será:



La resistencia del perfil simple sería de 35,9 kN. Cuando se duplica el perfil, se tomará una resistencia doble, de 71,8 kN. En realidad la capacidad resistente sería algo mayor del doble, ya que la disminución de resistencia debida al pandeo sería menor. No obstante, del lado de la seguridad, tomaremos la resistencia doble.



Las barras de los extremos, concretamente las barras correspondientes a los 4 rectangulos extremos de la cercha, se solucionaran mediante perfil doble:

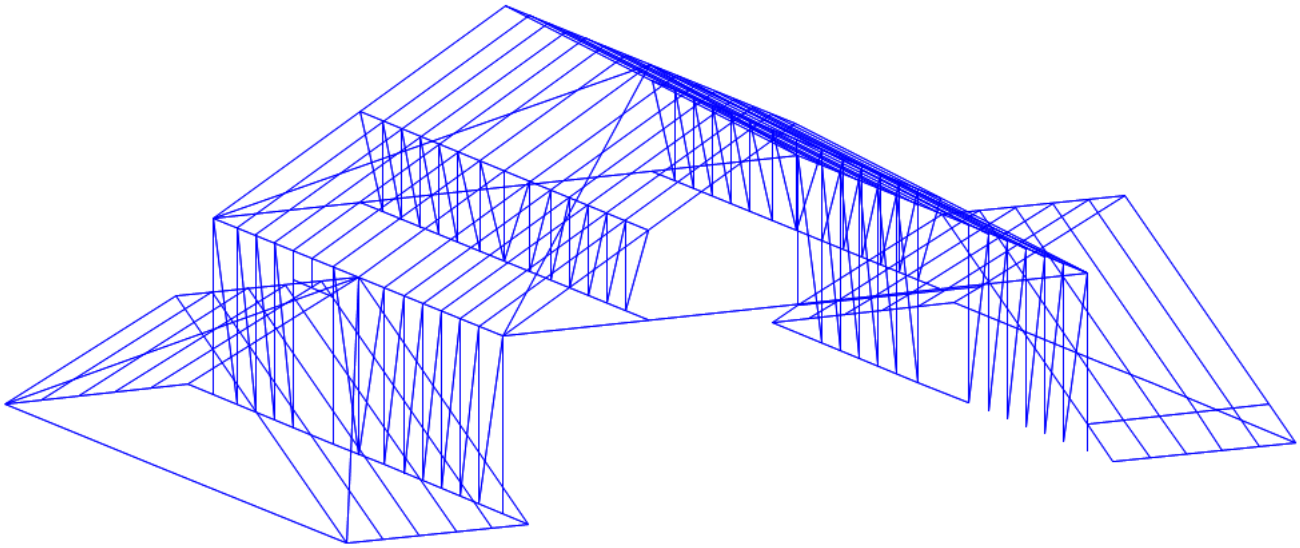
63,7 kN < 71,8 kN CUMPLE

En el resto de perfiles (centro) se resolveran mediante perfil simple:

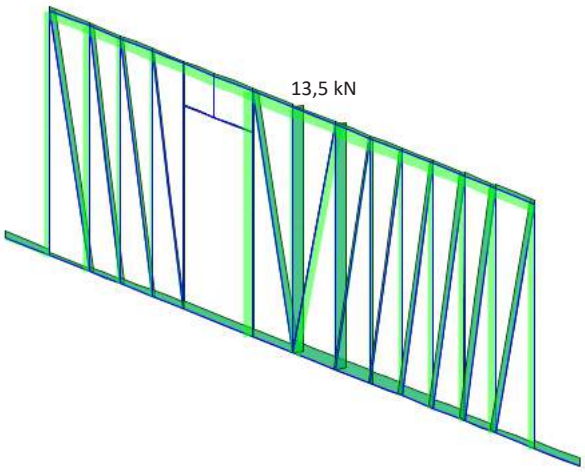
33,9 kN < 35,9 kN CUMPLE

7.10 Cercha tipo 2: U100x50x1,5 mm

La cercha tipo 2 es la encargada de sujetar la cubierta superior desde su base, y transmitir las cargas a los muros exteriores e interiores. El canto de la cercha corresponde con la altura de planta: 2,8 metros. Los montantes estan separados 0,6 metros entre sí, de manera que la longitud de las diagonales es de 2,9 m.



Igual que ocurre con el resto de cerchas, al estar completamente articulada no hay momentos flectores, sino que la única solicitación de la barra es a axil. La barra más solicitada tiene una solicitación a axil de 13,5 kN. La resistencia del perfil, teniendo en cuenta la longitud máxima de 2,9 metros es la siguiente:



Overall Member Length (KxLx) 2.9 (m)

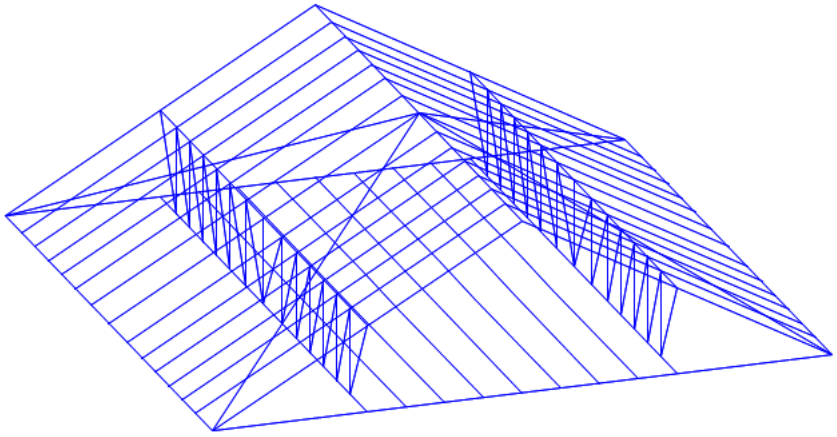
Maximum Factored Axial Loads, Pu (N)

Weak Axis Bracing (mm o.c.)	Max KL/r	Concentric	Loaded Thru Web
600	72	30966	15842
MID Pt	91	23637	12671
THIRD Pt	72	28584	14903

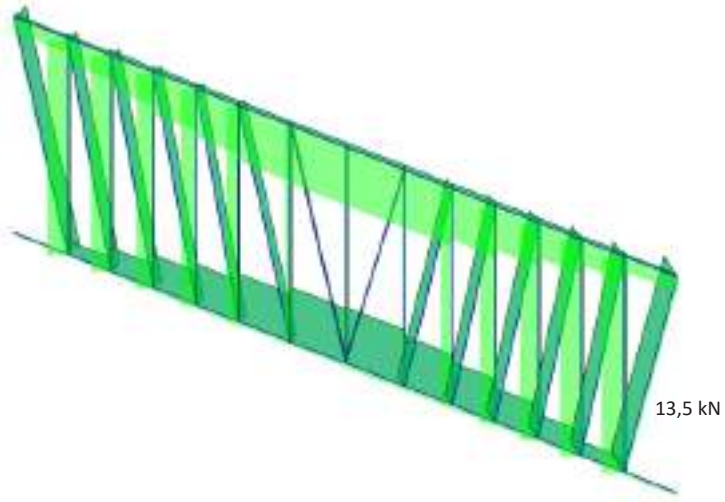
N_{bRd} = 30,96 kN > N_{Ed} = 13,5 kN CUMPLE

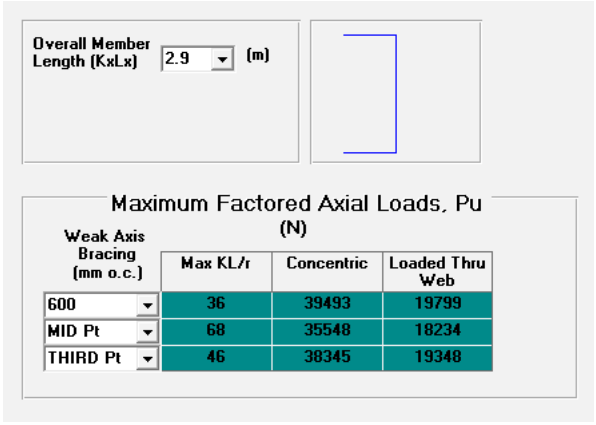
7.11 Cercha tipo 3: U210x70x1,5 mm y U100x50x1,5 mm

La cercha tipo 3 es la encargada de sujetar la cubierta inferior a una longitud intermedia, y transmitir las cargas a los muros exteriores e interiores. El canto de la cercha corresponde con la altura de planta: 2,8 metros. Los montantes estan separados 0,6 metros entre sí, de manera que la longitud de las diagonales es de 2,9 m.



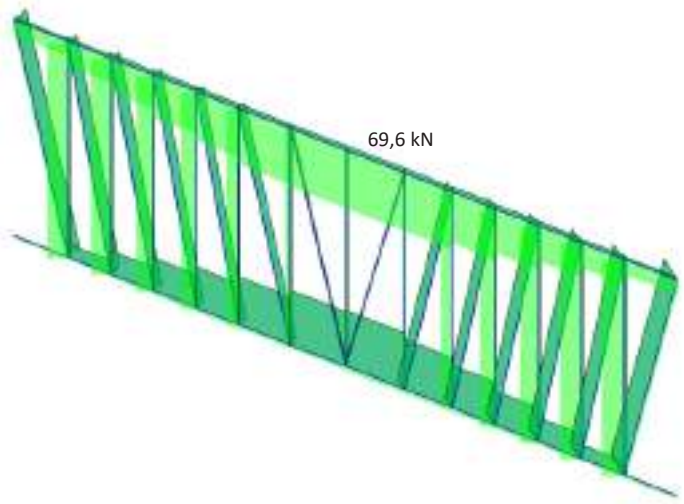
Igual que ocurre con el resto de cerchas, al estar completamente articulada no hay momentos flectores, sino que la única solicitación de la barra es a axil. Entre las barras que forman los montantes y las diagonales, la más solicitada (las 2 extremas) tiene una solicitación a axil de 38,88 kN. La resistencia del perfil, teniendo en cuenta la longitud máxima de 2,9 metros es la siguiente:





N_{bRd} = 39,5 kN > N_{Ed} = 38,8 kN CUMPLE

En el caso de los cordones superior e inferior, la solicitación es mucho mayor, llegando a los 72,6 kN. En este caso, la distancia libre entre apoyos es de 0,6 m, siendo la resistencia del perfil U100x50x1,5 mm la siguiente:



Overall Member Length (KxLx) 0.6 (m)

Maximum Factored Axial Loads, Pu (N)

Weak Axis Bracing (mm o.c.)	Max KL/r	Concentric	Loaded Thru Web
600	38	35102	17423
MID Pt	19	37047	18146
THIRD Pt	15	37398	18275

En los cordones superior e inferior se colocan perfiles dobles formando un tubo, tal y como se muestra en los detalles. De esta manera se duplica la resistencia del perfil:

N_{bRd} = 70,2 kN > N_{Ed} = 69,6 kN CUMPLE

Conviene destacar que de las dos cerchas, parentemente simétrica, la que está situada sobre los huecos de la escalera está mucho más cargada que la otra. Eso se debe a la deformación de los puntos sobre los que apoya esta cercha. Los cálculos se han realizado para esta cercha más cargada, aplicando los resultados a ambas cerchas.

8. U n i o n e s

Las uniones en este tipo de estructura transmiten las cargas por cortante, todas las uniones se consideran articuladas por lo que no transmiten momento. Según UNE-EN_1993-1-3 este tipo de uniones sometidas a una combinación de cortante y tracción se pueden verificar mediante la siguiente expresión.

$$\frac{F_{t,Ed}}{\min.(F_{p,Rd}, F_{o,Rd})} + \frac{F_{v,Ed}}{\min.(F_{b,Rd}, F_{n,Rd})} \leq 1$$

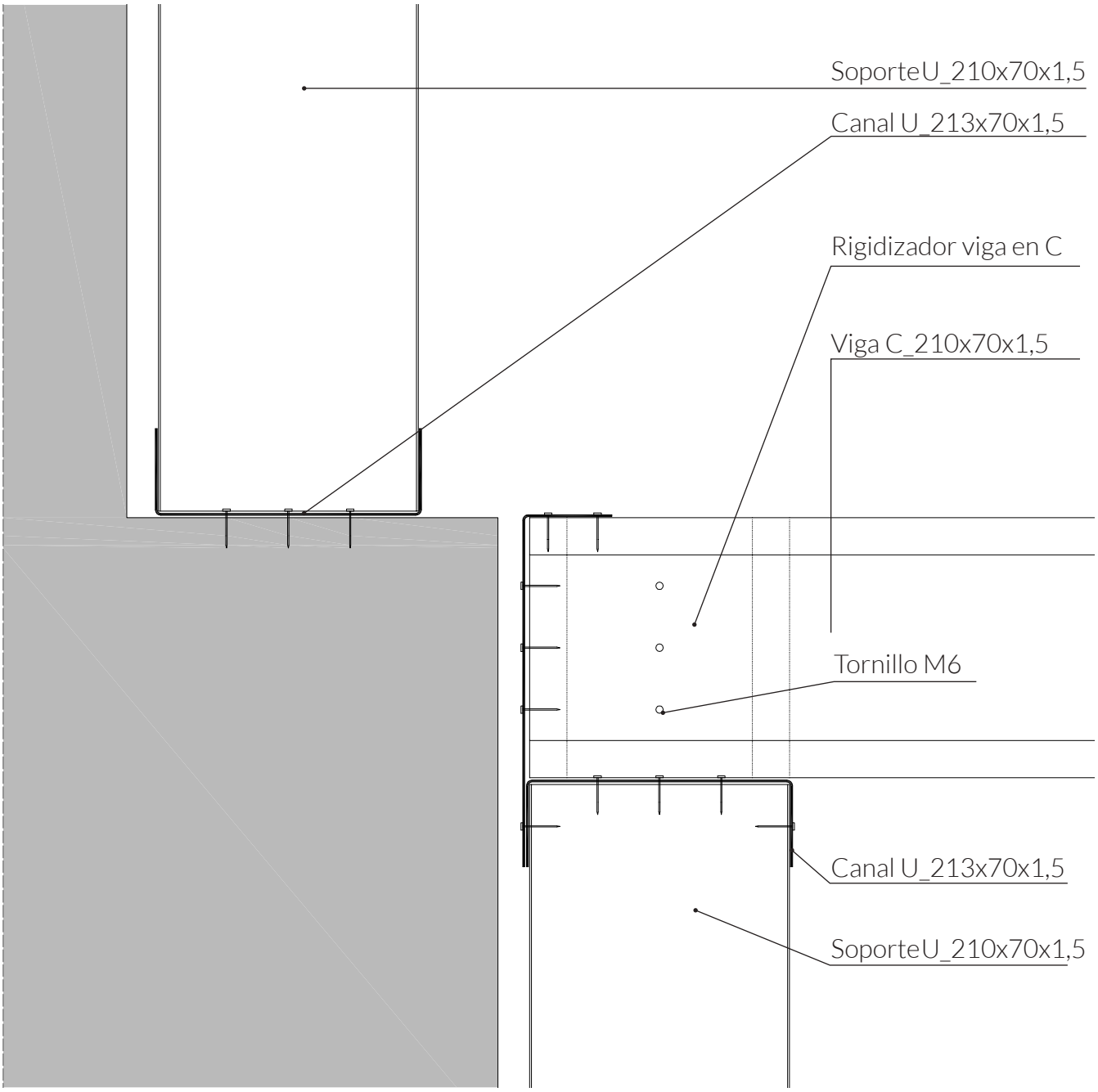
$F_{t,Ed}$ → Solicitación de tracción
$F_{v,Ed}$ → Solicitación de cortante
$F_{p,Rd}$; $F_{o,Rd}$; $F_{b,Rd}$; $F_{n,Rd}$ → valores de resitencia de la unión obtenido a partir de la siguiente tabla.

Tabla 8.2 – Valores de cálculo de la resistencia para tornillos roscachapa (autorroscantes) [1)]

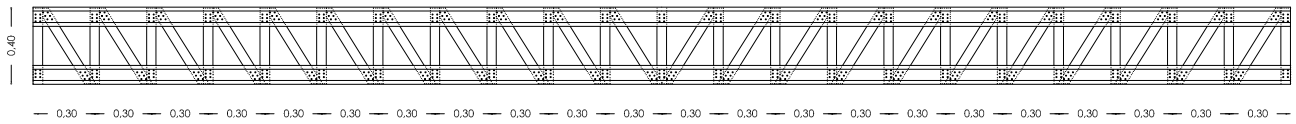
Tornillos sometidos a cortante:
Resistencia a aplastamiento: $F_{b,Rd} = \alpha f_u d t / \gamma_{M2}$ En donde α viene dada por lo siguiente: – si $t = t_1$: $\alpha = 3{,}2\sqrt{t/d}$ siendo $\alpha \leq 2{,}1$ – si $t_1 \geq 2{,}5t$ y $t < 1{,}0$ mm: $\alpha = 3{,}2\sqrt{t/d}$ siendo $\alpha \leq 2{,}1$ – si $t_1 \geq 2{,}5t$ y $t \geq 1{,}0$ mm: $\alpha = 2{,}1$ – si $t < t_1 < 2{,}5t$: se obtiene α por interpolación lineal. Resistencia de la sección neta: $F_{n,Rd} = A_{net} f_u / \gamma_{M2}$ Resistencia a cortante: $F_{v,Rd}$ a determinar mediante ensayos [*2)] $F_{v,Rd} = F_{v,Rk} / \gamma_{M2}$
Condiciones: [4)] $F_{v,Rd} \geq 1{,}2 F_{b,Rd}$ o $\Sigma F_{v,Rd} \geq 1{,}2 F_{n,Rd}$
Tornillos sometidos a tracción:
Resistencia a perforación: [2)] – para cargas estáticas: $F_{p,Rd} = d_w t f_u / \gamma_{M2}$ – para tornillos sometidos a fuerzas de viento y combinación de fuerzas de viento y fuerzas estáticas: $F_{p,Rd} = 0{,}5\, d_w t f_u / \gamma_{M2}$ Resistencia a extracción: Si $t_{sup}/s < 1$: $F_{o,Rd} = 0{,}45\, d\, t_{sup} f_{u,sup} / \gamma_{M2}$ (s es el paso de rosca) Si $t_{sup}/s \geq 1$: $F_{o,Rd} = 0{,}65\, d\, t_{sup} f_{u,sup} / \gamma_{M2}$ Resistencia a tracción: Resistencia a tracción $F_{t,Rd}$ a determinar mediante ensayos [*2)]
Condiciones: [4)] $F_{t,Rd} \geq \Sigma F_{p,Rd}$ o $F_{t,Rd} \geq F_{o,Rd}$
Rango de validez: [3)]
En general: $e_1 \geq 3d$ $p_1 \geq 3d$ $3{,}0\text{ mm} \leq d \leq 8{,}0\text{ mm}$ $e_2 \geq 1{,}5d$ $p_2 \geq 3d$ Para tracción: $0{,}5\text{ mm} \leq t \leq 1{,}5\text{ mm}$ y $t_1 \geq 0{,}9$ mm $f_u \leq 550$ N/mm^2

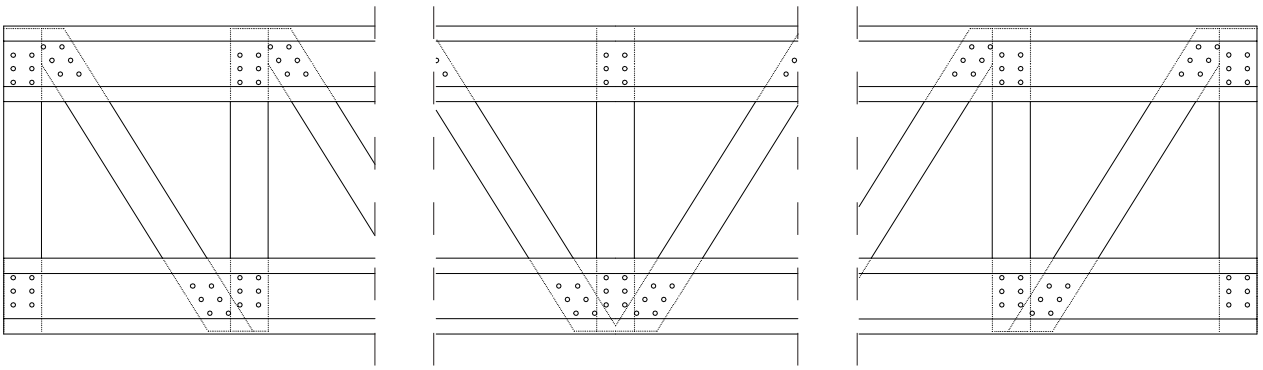
9. Detalles

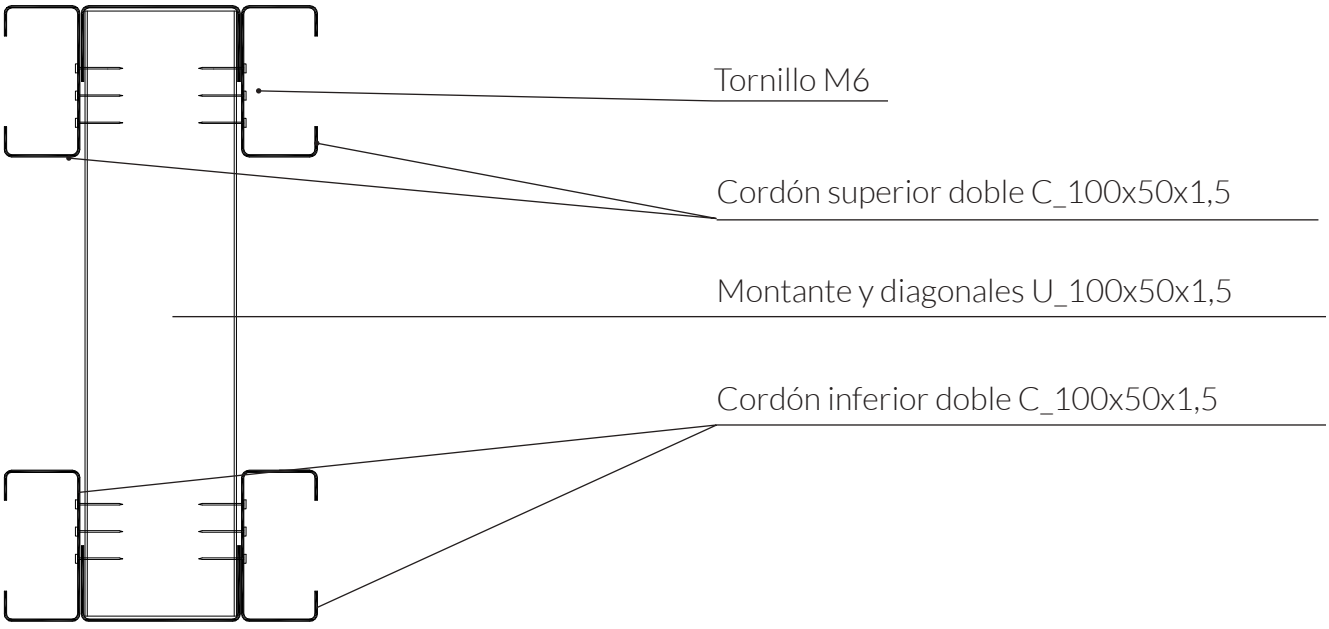
Encuentro viga-pilar y estrechamiento del muro



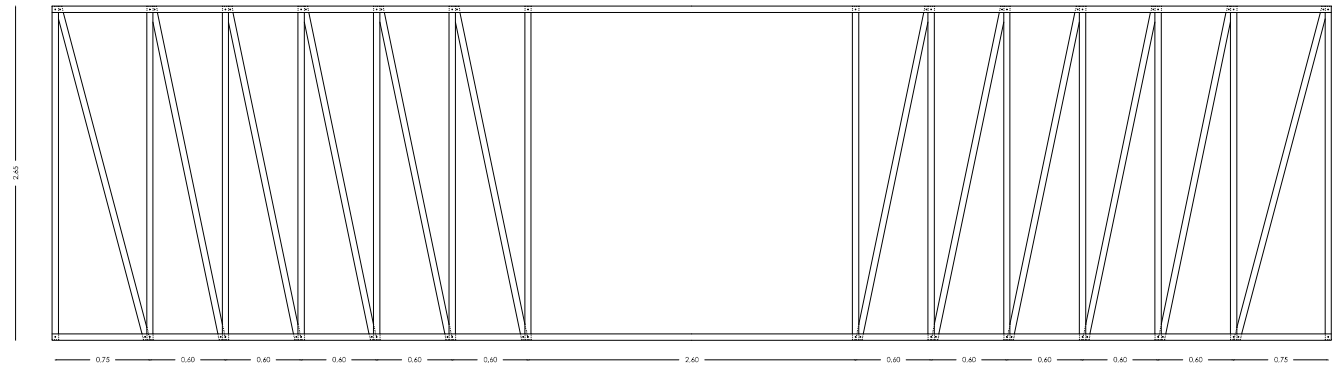
Detalle cercha 1 (canto 40 cm)

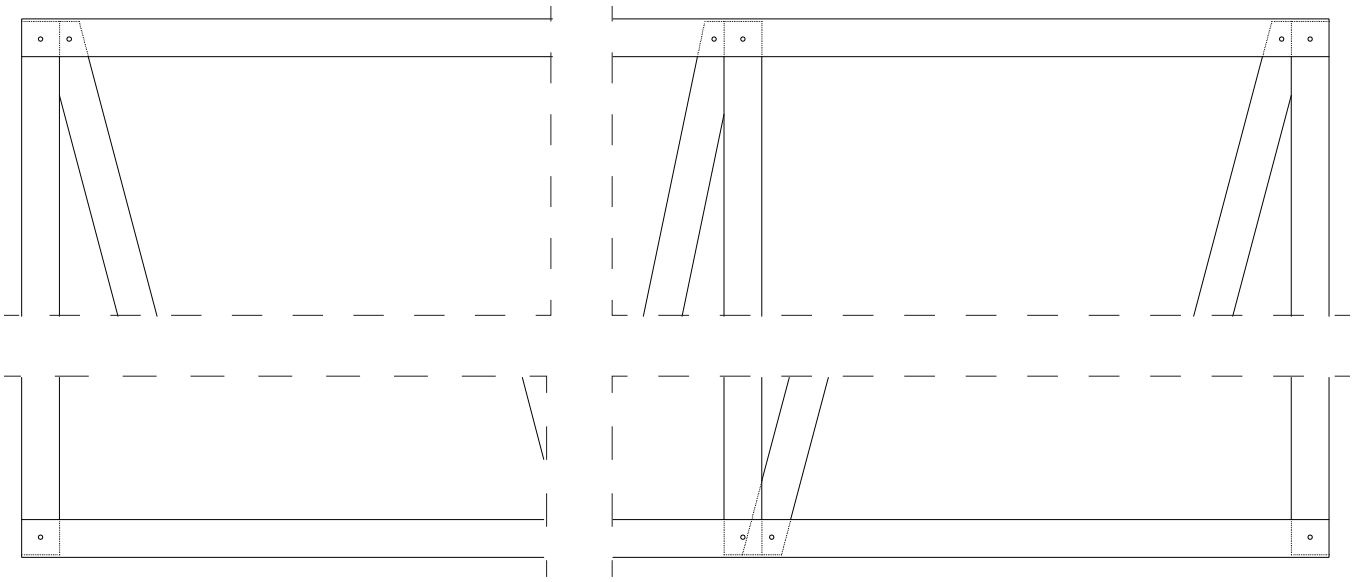


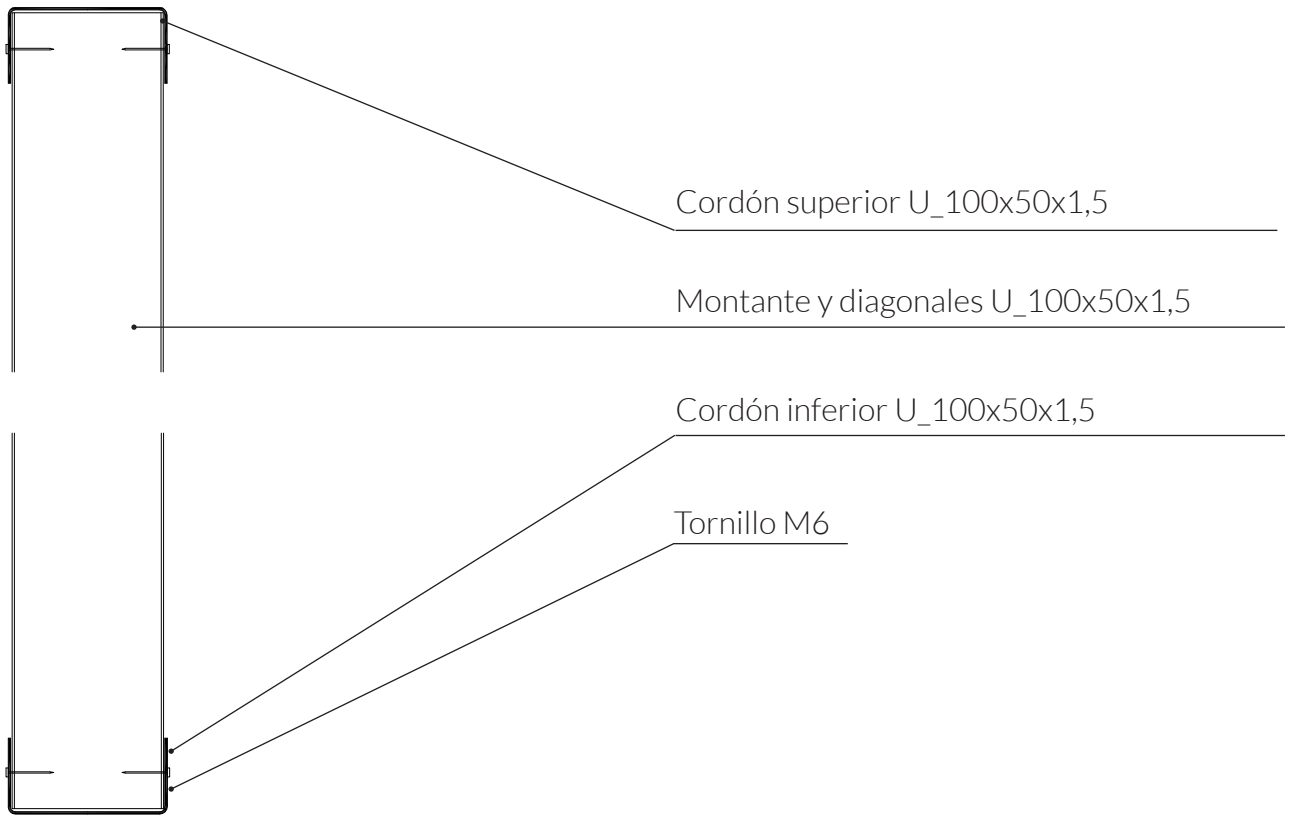




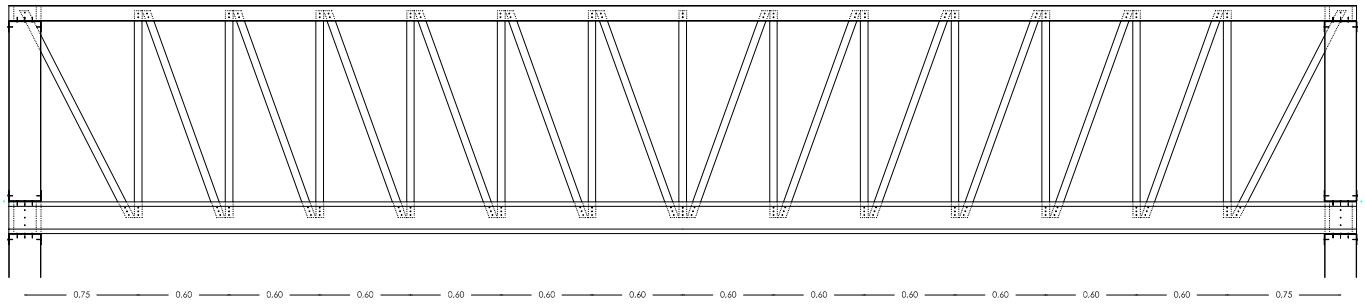
Detalle cercha 2 (canto 265 cm)

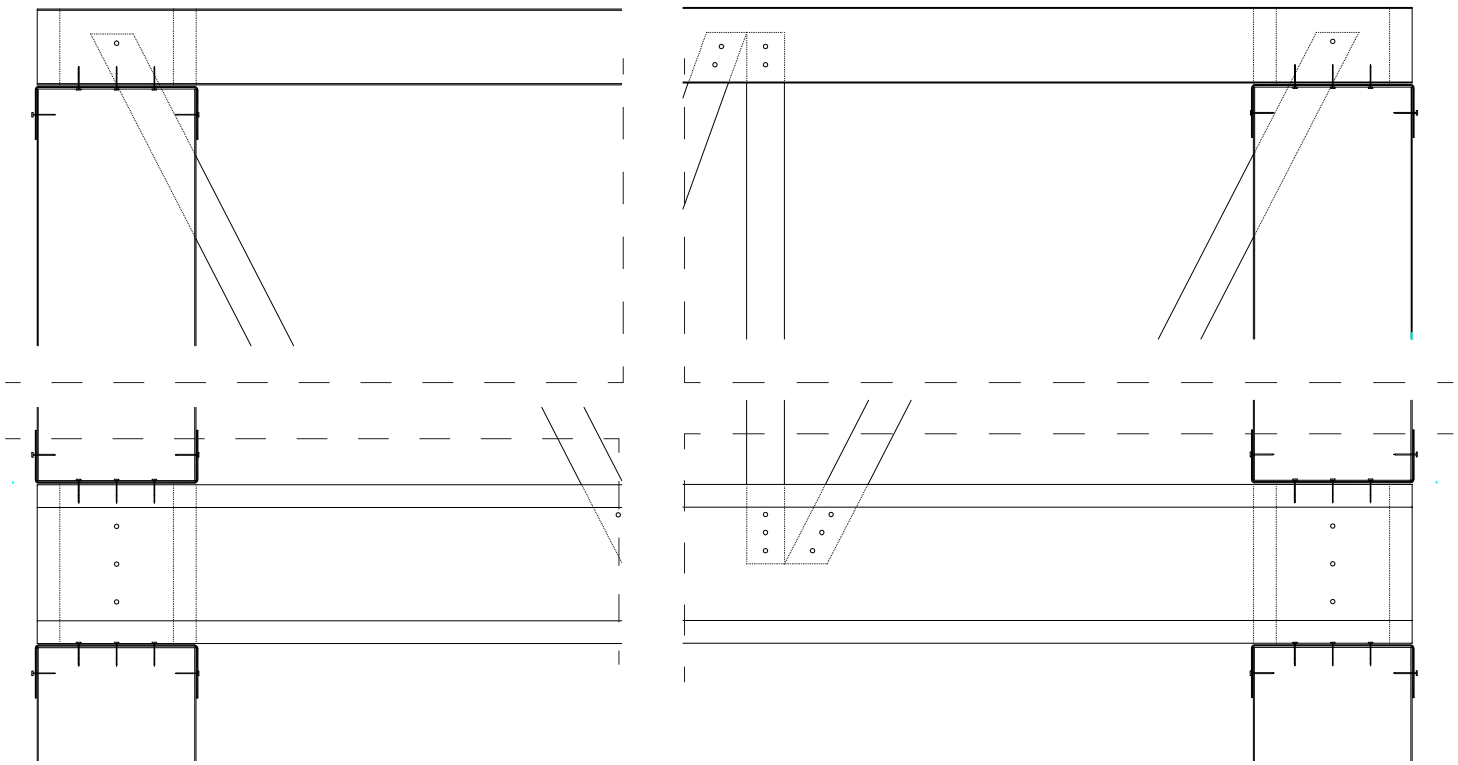


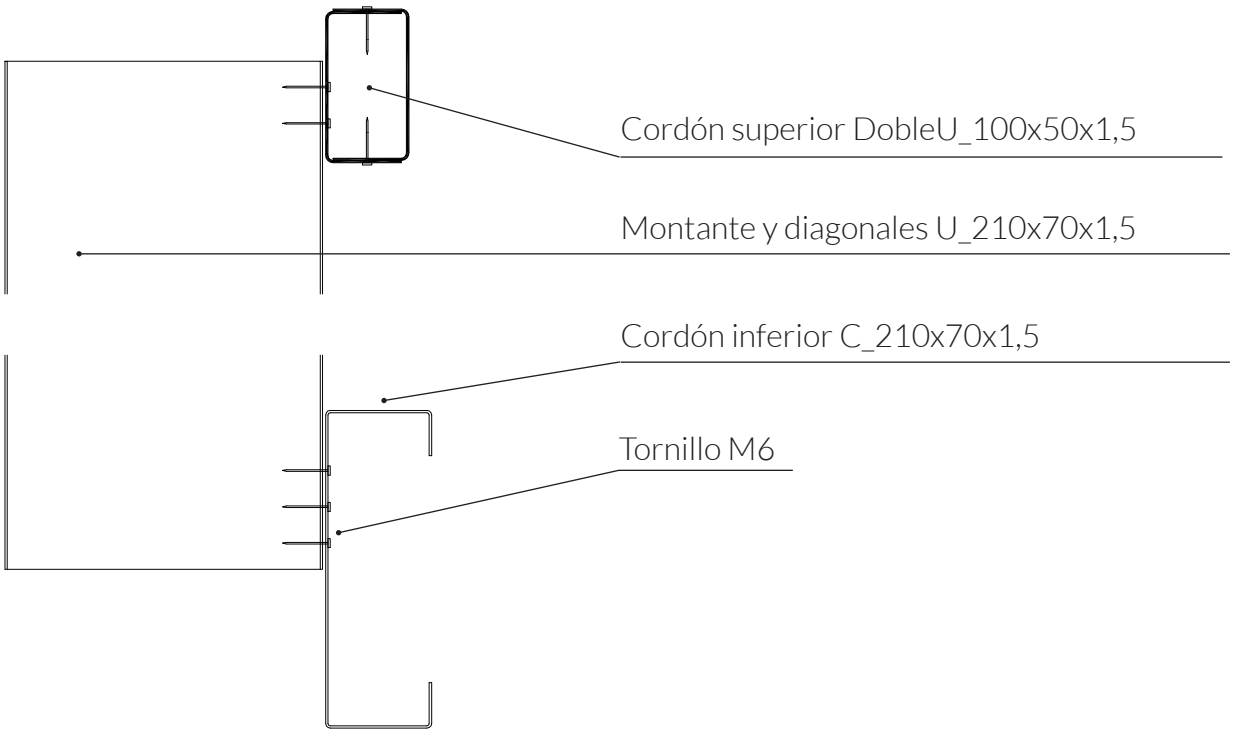




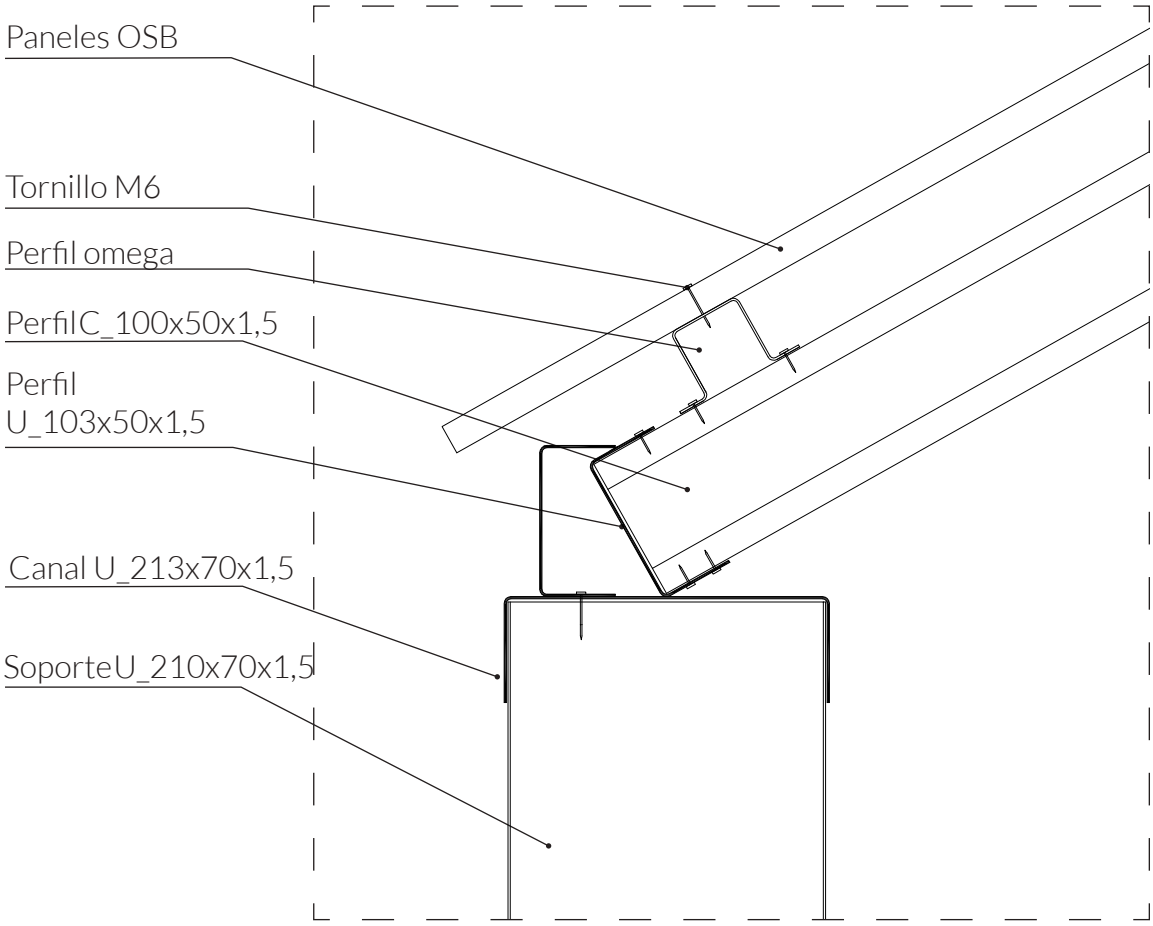
Detalle cercha 3 (canto 135 cm)



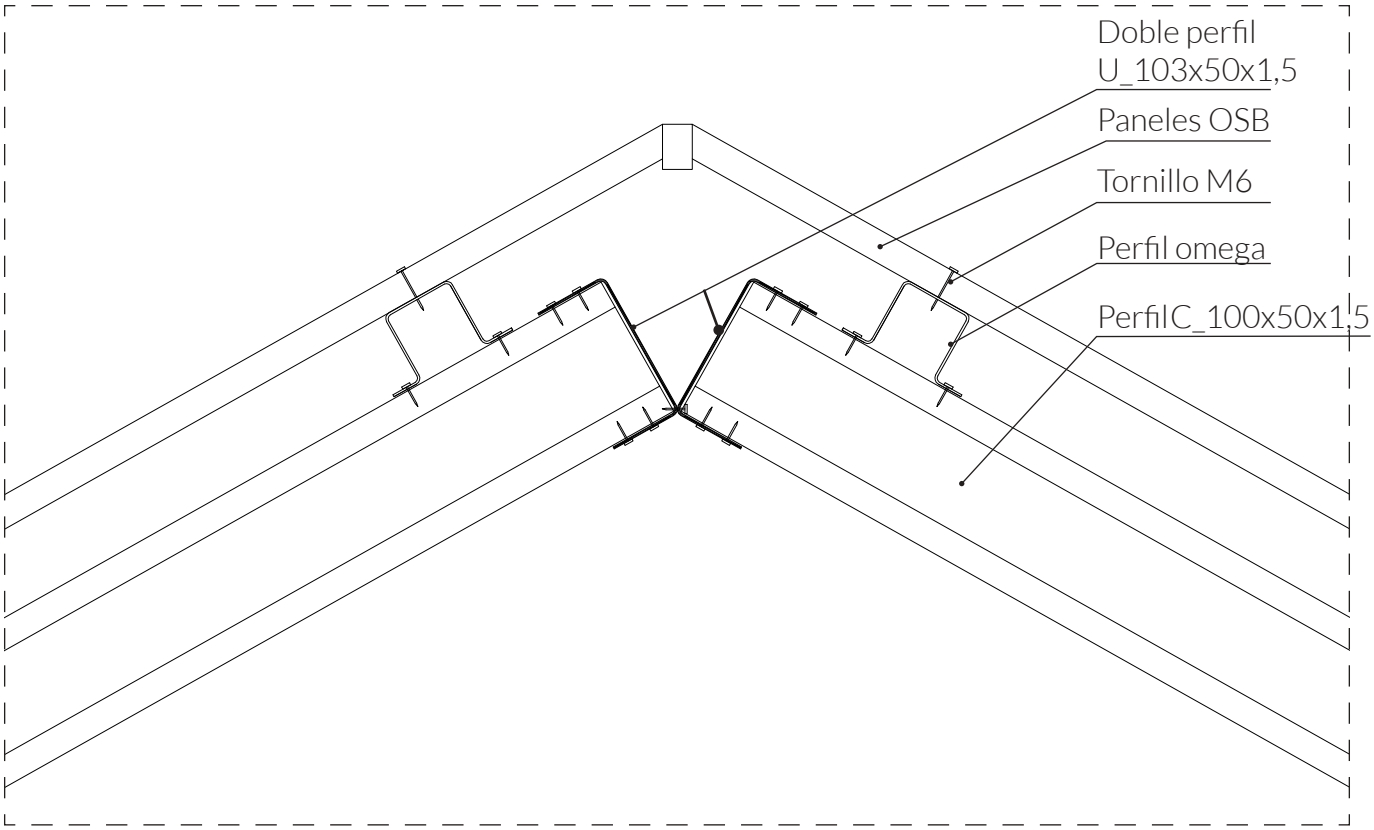




Detalle encuentro cubierta pilar



Detalle de cumbrera



PRÁCTICA 4.2
PERFILES DE ACERO DE PEQUEÑO ESPESOR

Máster Oficial de Estructuras de Edificación
Curso 2016-2017

INDICE MEMORIA:

- Descripción y planteamiento iniciales……2
- Acciones consideradas……3
- Combinaciones de acciones……4
- Material y perfiles a utilizar. Propiedades geométricas y resistentes……4
- Creación del modelo de SAP……9
- Análisis de esfuerzos y comprobaciones……11
- Uniones……20
- Incendio……21

PLANOS:

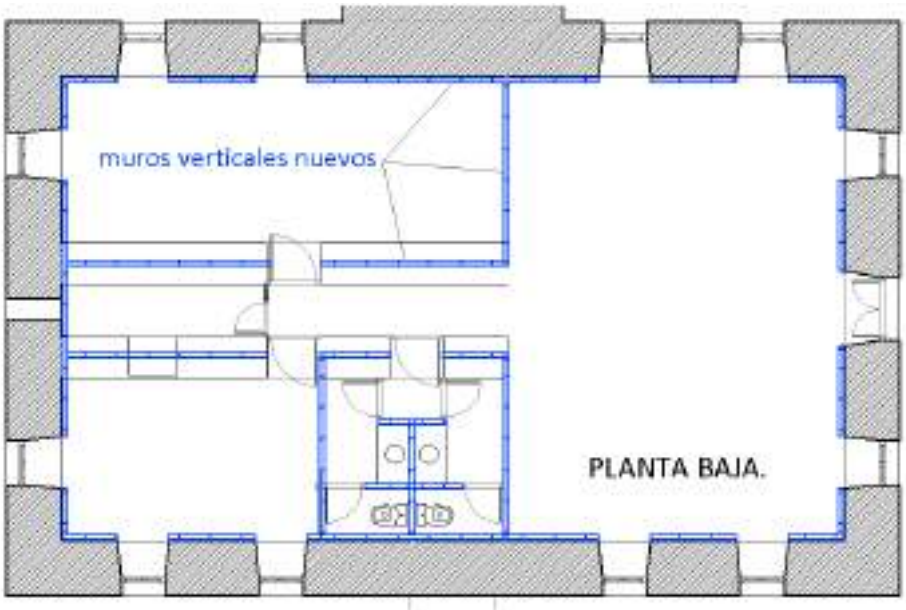
- P1 Estructura, planta, secciones y perspectiva……23
- P2 Estructura, detalles constructivos……24

DESCRIPCIÓN Y PLANTEAMIENTO INICIALES

Se trata de una vivienda unifamiliar antigua, en la que se eliminarán todos los forjados antiguos existentes, y se sustituirán por unos nuevos forjados realizados con perfiles de tipología Steel Framing apoyados sobre unos nuevos paneles verticales, pegados por el interior a los muros existentes que si se conservarán.

Lo que no se conservará será la antigua cubierta y se sustituirá también por una nueva realizada con esta tipología estructural.

También se eliminarán los muros interiores antiguos y se sustituirán también por nuevos paneles verticales que respetarán la distribución en planta original.



ACCIONES A CONSIDERAR

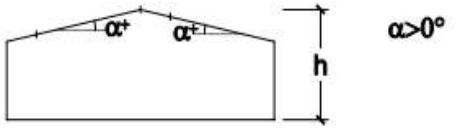
ACCION (KN/m2)	Característica	Coef. Seguridad	Cálculo
Peso propio estructura Steel Framing	0,08	1,35	0,11
Peso propio forjado húmedo, hormigón + chapa	1	1,35	2,02
Solados	1	1,35	1,35
Sobrecarga de uso en forjados de plantas	2	1,5	2,7
Peso propio cubierta tablero OSB + teja mixta	1	1,35	1,35
Nieve en cubierta	0,6	1,6	0,9

Viento en cubierta:

Sólo se tendrá en cuenta la acción de viento en la cubierta de la vivienda, ya que los muros de fábrica existentes se llevan dicha acción y protegen a la nueva estructura de las paredes de Steel Framing.

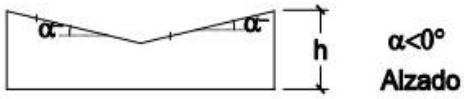
La presión estática, q_e puede expresarse como

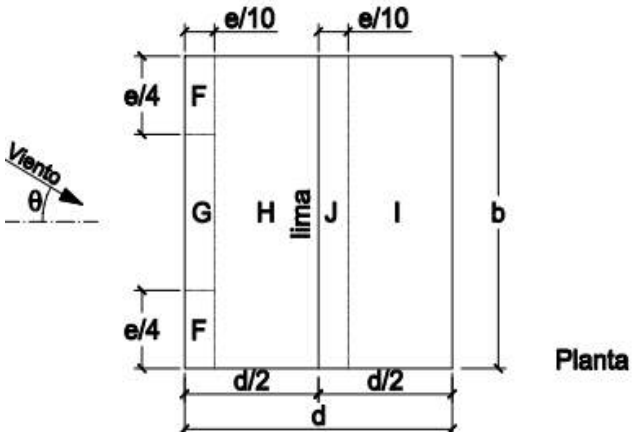
$$q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p$$



Según el anejo D, la presión dinámica del viento en zona A (Figura D.1) q_b =0,42 KN/m^2

El coeficiente de exposición c_e según DB SE-AE 3.3.3 para Grado de aspereza III (Zona rural accidentada) y altura media del edificio de 12 m, es c_e= 2,5.





Y teniendo en cuenta la tabla D.4 del CTE DB SE-AE en la que se dan los coeficientes de presión para cubiertas a dos aguas, para una inclinación de 34º:

Zona H c_p= -0,2 y zona I c_p= -0,4

Pendiente de la cubierta α	A (m^2)	Zona (según figura)				
		F	G	H	I	J
30º	≥ 10	-0,5 0,7	-0,5 0,7	-0,2 0,4	-0,4 0	-0,5 0

Por tanto los valores de succión de viento en nuestra cubierta serán:

Zona H q_e = 0,42·2,5· -0,2= - 0,21 kN/m^2

Zona I q_e = 0,42·2,5· -0,4= - 0,42 kN/m^2

COMBINACIONES DE ACCIONES CONSIDERADAS

Según las tablas 4.1 y 4.2 de CTE DB-SE, los coeficientes parciales de seguridad y de combinación son:

ACCION	Coeficientes de seguridad (γ)	Coeficientes de combinación (ψ)
Carga permanente G	1,35	1
Sobrecarga SCU	1,5	0,7
Viento W	1,5	0,6
Nieve N	1,5	0,5

- COMBINACIÓN 1: La 1ª combinación considerada es la de cargas gravitatorias en la que la acción variable determinante es la sobrecarga de Uso:

$$G \cdot 1{,}35 + SCU \cdot 1{,}5 + 1{,}5 \cdot 0{,}5 \cdot N$$

- COMBINACIÓN 2: En esta 2ª combinación tendremos en cuenta el efecto del viento en la cubierta, por lo que dicho viento será la acción variable determinante:

$$G \cdot 1{,}35 + W \cdot 1{,}5 + 1{,}5 \cdot 0{,}7 \cdot SCU$$

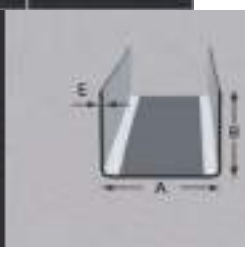
MATERIAL Y PERFILES A UTILIZAR. PROPIEDADES GEOMÉTRICAS

Tras consultar en la Web de Galvanálisis y Brausa, optamos por utilizar un acero galvanizado de utilización común en España, de calidad S280 GD, cuyo límite elástico fy= 280 N/mm^2.

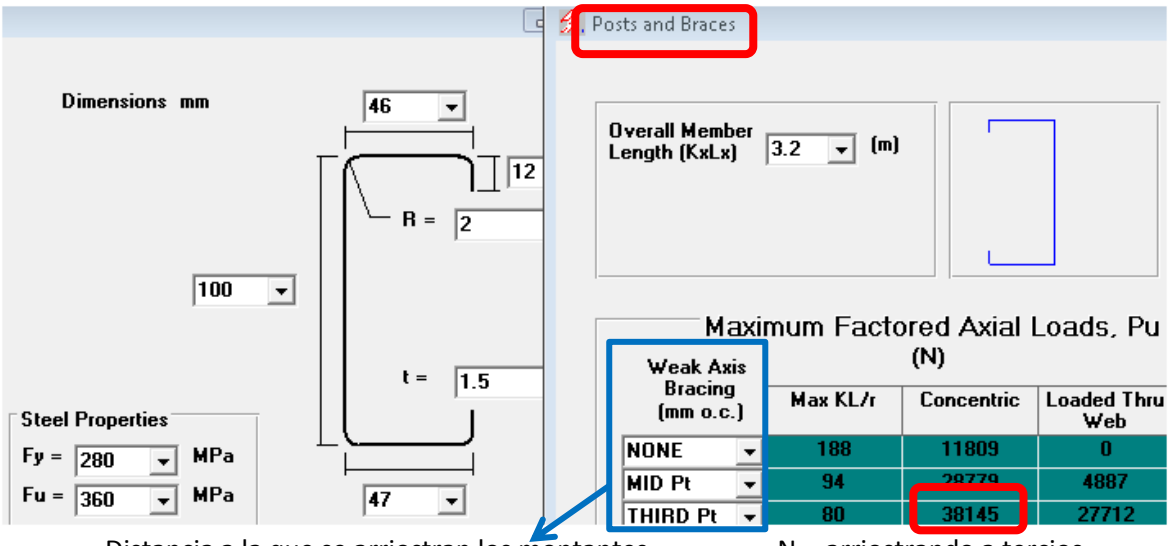
ACERO GALVANIZADO						
NORMA	UNE – EN 10346					
Descripción	Chapas y bobinas de acero estructural galvanizadas en continuo por inmersión en caliente. espesor <= 4 mm					
Designación	S220GD	S250GD	S280GD	S320GD	S350GD	S550GD
L. Elástico (N/mm²)	220	250	280	320	350	550
R. Tracción(N/mm²)	300	330	360	390	420	560
Recubrimiento	Z (cinc) o ZF (hierro-cinc) ... 275 (masa de recubrimiento g/m2)					
Utilización	Cierta resistencia mecánica y buena resistencia a la corrosión					Límite elástico garantizado

Los perfiles que utilizaremos los hemos sacado del catálogo de “PERFILES BLANCO”

REFERENCIA	COTAS (mm)				
	ESPESOR	A	B	C	PERFORACIÓN
PM-90	1,0 / 1,2 / 1,5	90	47	6	70x28
PM-100	1,0 / 1,2 / 1,5	98	47	12	70x28
PM-120	1,0 / 1,2	120	47	12	60
VF-200	1,5 / 2,0	200	50	12	-
CA-100	1,0 / 1,2 / 1,5	102	40		
CA-120	1,0 / 1,2 / 1,5	122	40		
CA-140	1,0 / 1,2	142	40		



A continuación utilizamos el programa AISIWIN v7.0 para hallar las propiedades geométricas de los perfiles elegidos. Perfil **C 100 x 50 x 1,5** en montantes verticales de muros:



Distancia a la que se arriostran los montantes

N_{Rd} arriostrando a tercios

SECTION DESIGNATION: C 100x50x1.5 Single

INPUT PROPERTIES:

Web Height =	100.00	mm	Steel Thickness =	1.500	mm
Top Flange =	47.00	mm	Inside Corner Radius =	2.000	mm
Bottom Flange =	47.00	mm	Yield Stress, Fy =	280	Mpa
Stiffening Lip =	12.00	mm	Fy With Cold-Work, Fya =	306	Mpa

OUTPUT PROPERTIES:

Effective Section Properties, Strong Axis

Neutral Axis from Top Fiber (Ycg)	51.1	mm
Moment of Inertia for Deflection (Ixx)	497628	mm^4
Section Modulus (Sxx)	9453	mm^ 3
Nominal Flexural Strength * Phi (Phi*Mnx)	2747.05	N-m

Gross Section Properties of Full Section, Strong Axis

Neutral Axis from Top Fiber (Ycg)	50.0	mm
Moment of Inertia (Ixx)	497628	mm^4
Cross Sectional Area (A)	310.9	mm^2
Radius of Gyration (Rx)	40.0064	mm

Section Properties, Weak Axis

Gross Neutral Axis (Xcg) From Web Face	15.1586	mm
Gross Moment of Inertia (Iyy)	92027	mm^4
Radius of Gyration (Ry)	17.2042	mm
Effective Section Modulus (Syy)	2839	mm^3
Effective Neutral Axis (Xcg) from Web Face	16.1542	mm
Nominal Flexural Strength * Phi (Phi*Mny)	755.12	N-m

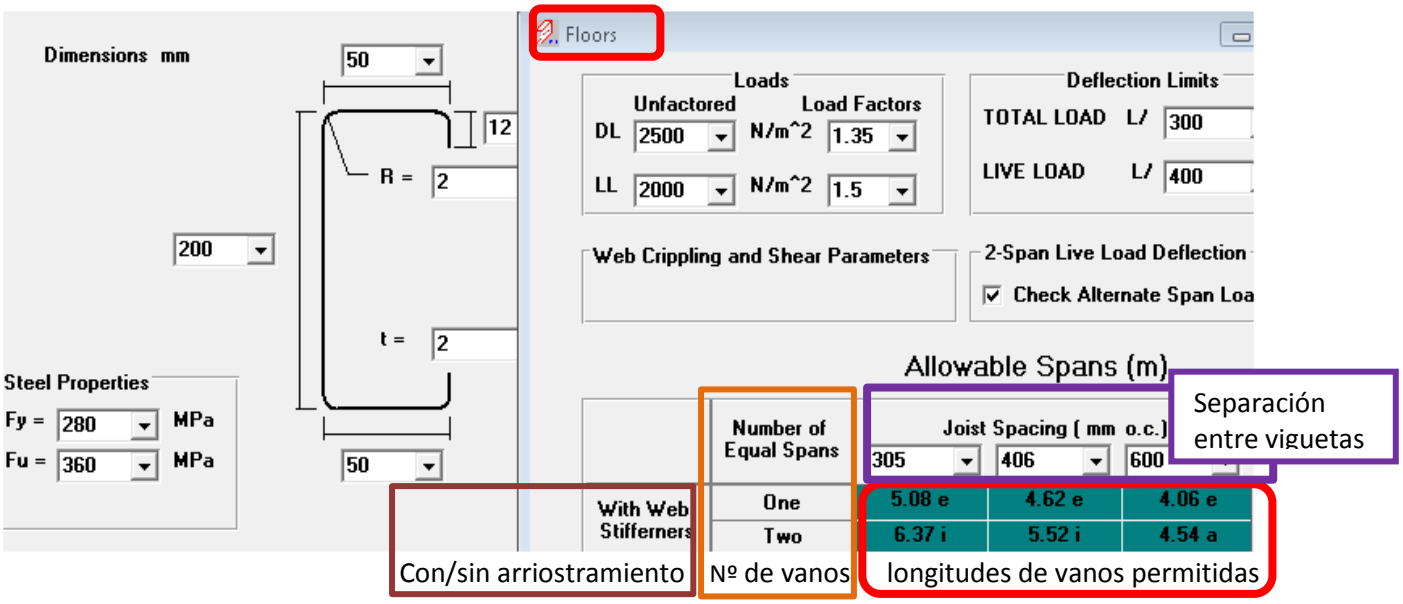
Other Section Property Data

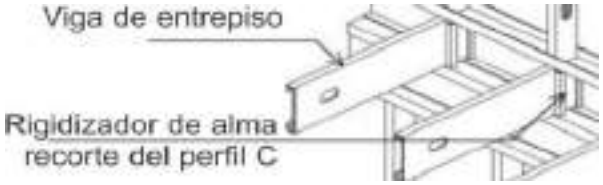
Member Weight per Foot of Length	23.9323	N/m
Nominal Web Shear Capacity * Phi (Unpunched)	22262	N
Pno * Phi for use in Interaction Equation C5-2	59792	N

Torsional Properties

Dist. from Shear Center to Neutral Axis (Xo)	-36.8998	mm
St. Venant torsion Constant (J x 1000)	233189	mm^4
Warping Constant (Cw)	193470277	mm^6
Radii of Gyration (Ro)	57.0797	mm
Torsional Flexural Constant (Beta)	0.5821	

Perfil **C 200x50x2** en viguetas de forjados:





e = poner rigidizador en los extremos
i = rigidizar solo en el apoyo interior
a = rigidizar en todos los apoyos

SECTION DESIGNATION: C 200x50x2 Single

INPUT PROPERTIES:

Web Height =	200.00	mm	Steel Thickness =	2.000	mm
Top Flange =	50.00	mm	Inside Corner Radius =	2.000	mm
Bottom Flange =	50.00	mm	Yield Stress, Fy =	280	Mpa
Stiffening Lip =	12.00	mm	Fy With Cold-Work, Fya =	311	Mpa

OUTPUT PROPERTIES:

Effective Section Properties, Strong Axis

Neutral Axis from Top Fiber (Ycg)	101.3	mm
Moment of Inertia for Deflection (Ixx)	3458639	mm^4
Section Modulus (Sxx)	33393	mm^ 3
Nominal Flexural Strength * Phi (Phi*Mnx)	9861.01	N-m

Gross Section Properties of Full Section, Strong Axis

Neutral Axis from Top Fiber (Ycg)	100.0	mm
Moment of Inertia (Ixx)	3458639	mm^4
Cross Sectional Area (A)	621.7	mm^2
Radius of Gyration (Rx)	74.5869	mm

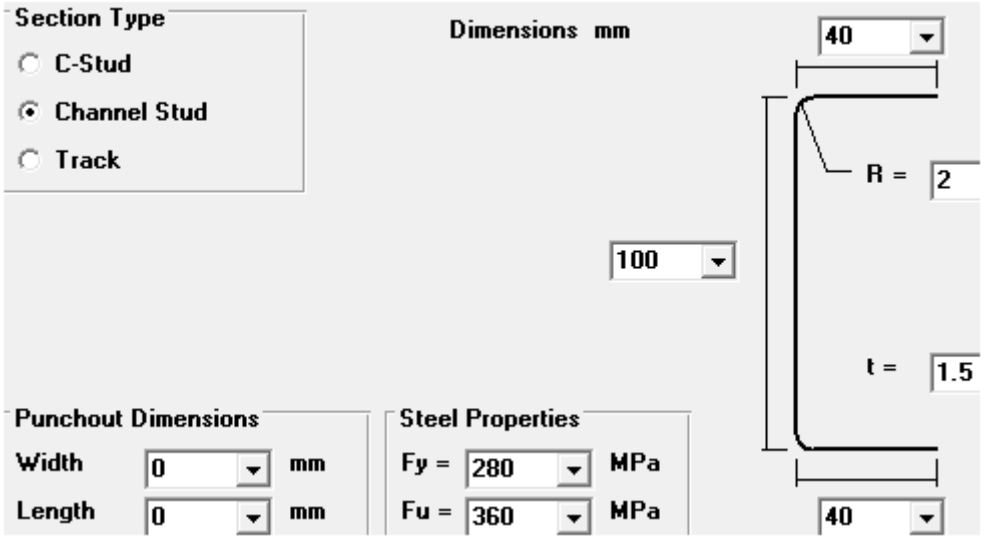
Section Properties, Weak Axis

Gross Neutral Axis (Xcg) From Web Face	11.4114	mm
Gross Moment of Inertia (Iyy)	169305	mm^4
Radius of Gyration (Ry)	16.5023	mm
Effective Section Modulus (Syy)	4252	mm^3
Effective Neutral Axis (Xcg) from Web Face	13.7601	mm
Nominal Flexural Strength * Phi (Phi*Mny)	1131.08	N-m

Other Section Property Data

Member Weight per Foot of Length	47.8539	N/m
Nominal Web Shear Capacity * Phi (Unpunched)	38863	N
Pno * Phi for use in Interaction Equation C5-2	96603	N

Perfil canal **U 100x40x1,5** en parte inferior y superior de muros verticales, cargaderos y albardillas de ventanas, y en cordones de celosías de forjados:



SECTION DESIGNATION: U 100x1,5 Single

INPUT PROPERTIES:

Web Height =	100.00	mm	Steel Thickness =	1.500	mm
Top Flange =	40.00	mm	Inside Corner Radius =	2.000	mm
Bottom Flange =	40.00	mm	Yield Stress, Fy =	280	Mpa
			Fy With Cold-Work, Fya =	280	Mpa

OUTPUT PROPERTIES:

Effective Section Properties, Strong Axis

Neutral Axis from Top Fiber (Ycg)	54.7	mm
Moment of Inertia for Deflection (Ixx)	360698	mm^4
Section Modulus (Sxx)	6147	mm^ 3
Nominal Flexural Strength * Phi (Phi*Mnx)	1549.19	N-m

Gross Section Properties of Full Section, Strong Axis

Neutral Axis from Top Fiber (Ycg)	50.0	mm
Moment of Inertia (Ixx)	396315	mm^4
Cross Sectional Area (A)	262.0	mm^2
Radius of Gyration (Rx)	38.8959	mm

Section Properties, Weak Axis

Gross Neutral Axis (Xcg) From Web Face	9.5775	mm
Gross Moment of Inertia (Iyy)	40046	mm^4
Radius of Gyration (Ry)	12.3641	mm
Effective Section Modulus (Syy)	844	mm^3
Effective Neutral Axis (Xcg) from Web Face	6.8411	mm
Nominal Flexural Strength * Phi (Phi*Mny)	212.76	N-m

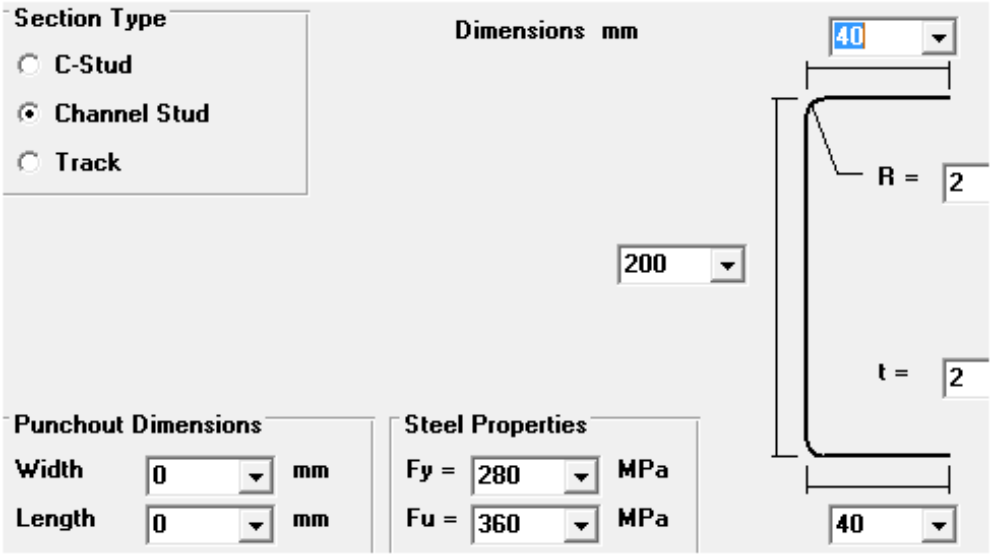
Other Section Property Data

Member Weight per Foot of Length	20.1637	N/m
Nominal Web Shear Capacity * Phi (Unpunched)	22262	N
Pno * Phi for use in Interaction Equation C5-2	40791	N

Torsional Properties

Dist. from Shear Center to Neutral Axis (Xo)	-22.9705	mm
St. Venant torsion Constant (J x 1000)	196469	mm^4
Warping Constant (Cw)	68801328	mm^6
Radii of Gyration (Ro)	46.8338	mm
Torsional Flexural Constant (Beta)	0.7594	

Perfil canal **U 200x40x2** en perímetro de forjados:



SECTION DESIGNATION: C 200x40x2 Single

INPUT PROPERTIES:

Web Height =	200.00	mm	Steel Thickness =	2.000	mm
Top Flange =	40.00	mm	Inside Corner Radius =	2.000	mm
Bottom Flange =	40.00	mm	Yield Stress, Fy =	280	Mpa
			Fy With Cold-Work, Fya =	280	Mpa

OUTPUT PROPERTIES:

Effective Section Properties, Strong Axis

Neutral Axis from Top Fiber (Ycg)	105.3	mm
Moment of Inertia for Deflection (Ixx)	2712010	mm^4
Section Modulus (Sxx)	24089	mm^ 3
Nominal Flexural Strength * Phi (Phi*Mnx)	6071.12	N-m

Gross Section Properties of Full Section, Strong Axis

Neutral Axis from Top Fiber (Ycg)	100.0	mm
Moment of Inertia (Ixx)	2771695	mm^4
Cross Sectional Area (A)	546.8	mm^2
Radius of Gyration (Rx)	71.1932	mm

Section Properties, Weak Axis

Gross Neutral Axis (Xcg) From Web Face	6.5674	mm
Gross Moment of Inertia (Iyy)	62128	mm^4
Radius of Gyration (Ry)	10.6589	mm
Effective Section Modulus (Syy)	1454	mm^3
Effective Neutral Axis (Xcg) from Web Face	5.4708	mm
Nominal Flexural Strength * Phi (Phi*Mny)	366.50	N-m

Other Section Property Data

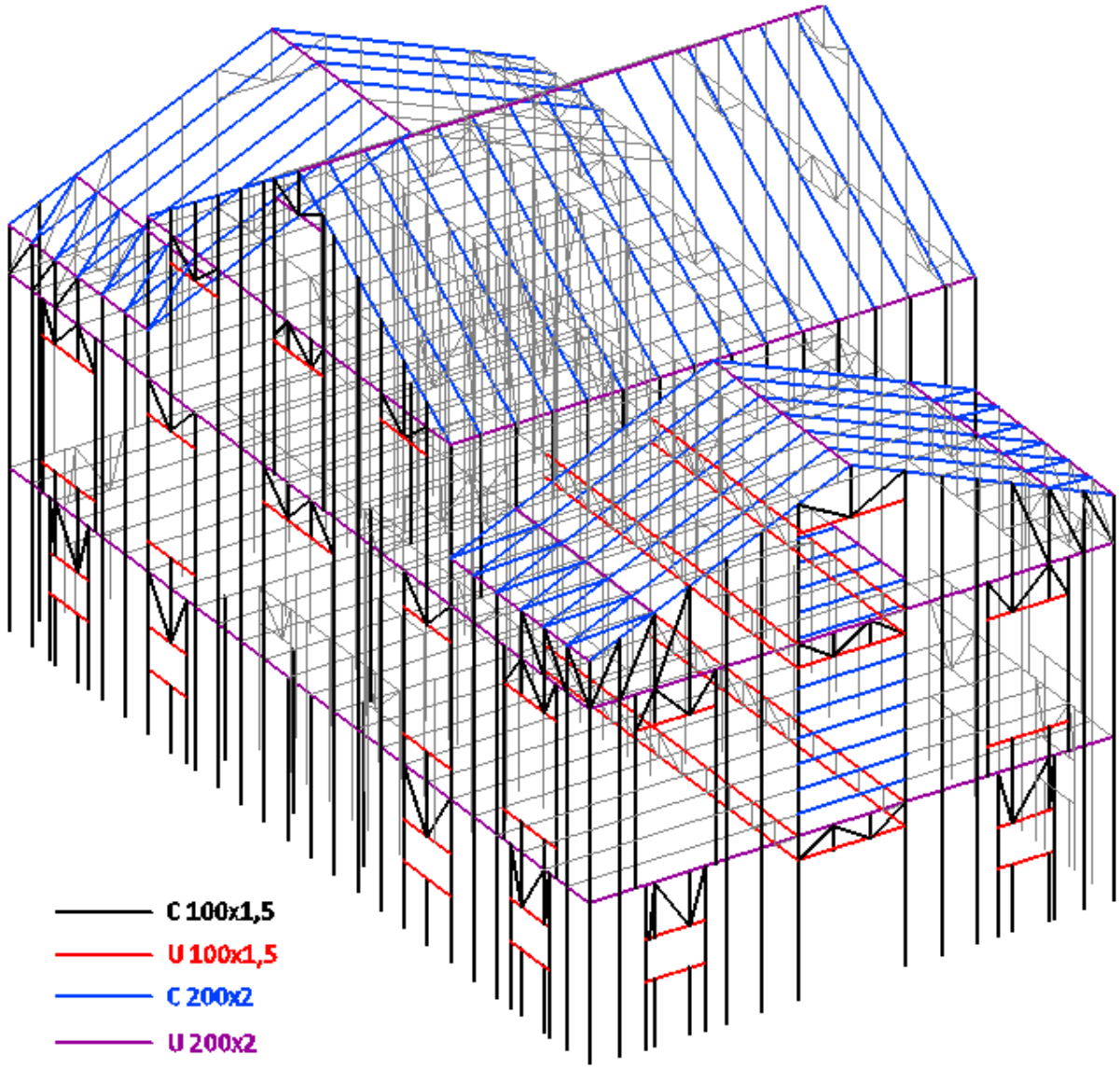
Member Weight per Foot of Length	42.0926	N/m
Nominal Web Shear Capacity * Phi (Unpunched)	38863	N
Pno * Phi for use in Interaction Equation C5-2	72952	N

Torsional Properties

Dist. from Shear Center to Neutral Axis (Xo)	-16.3242	mm
St. Venant torsion Constant (J x 1000)	729133	mm^4
Warping Constant (Cw)	459140024	mm^6
Radii of Gyration (Ro)	73.8144	mm
Torsional Flexural Constant (Beta)	0.9511	

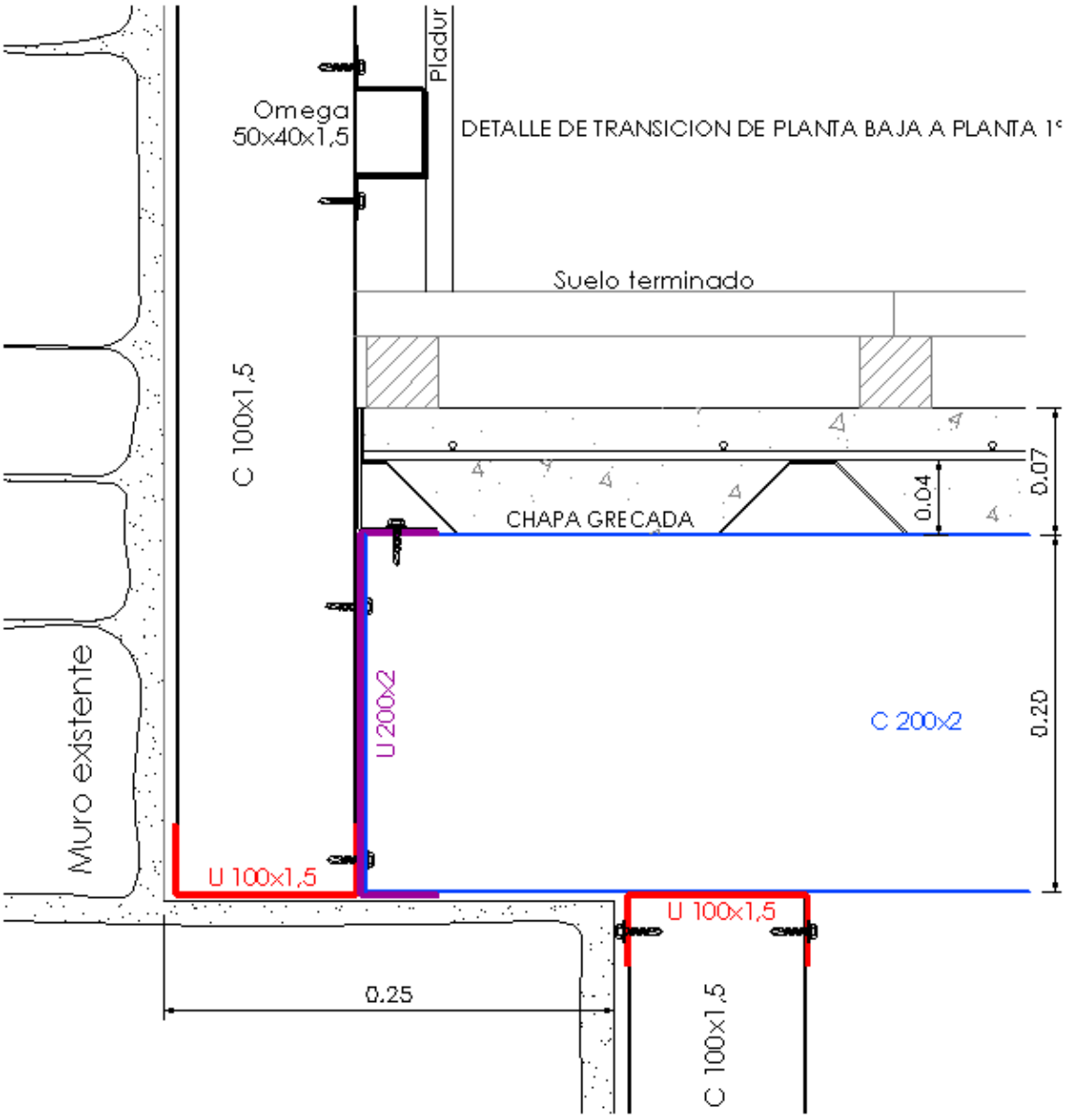
CREACIÓN DEL MODELO DE SAP

Hemos creado el siguiente modelo de barras en Autocad para exportarlo y realizar un análisis de esfuerzos con el programa SAP 2000:

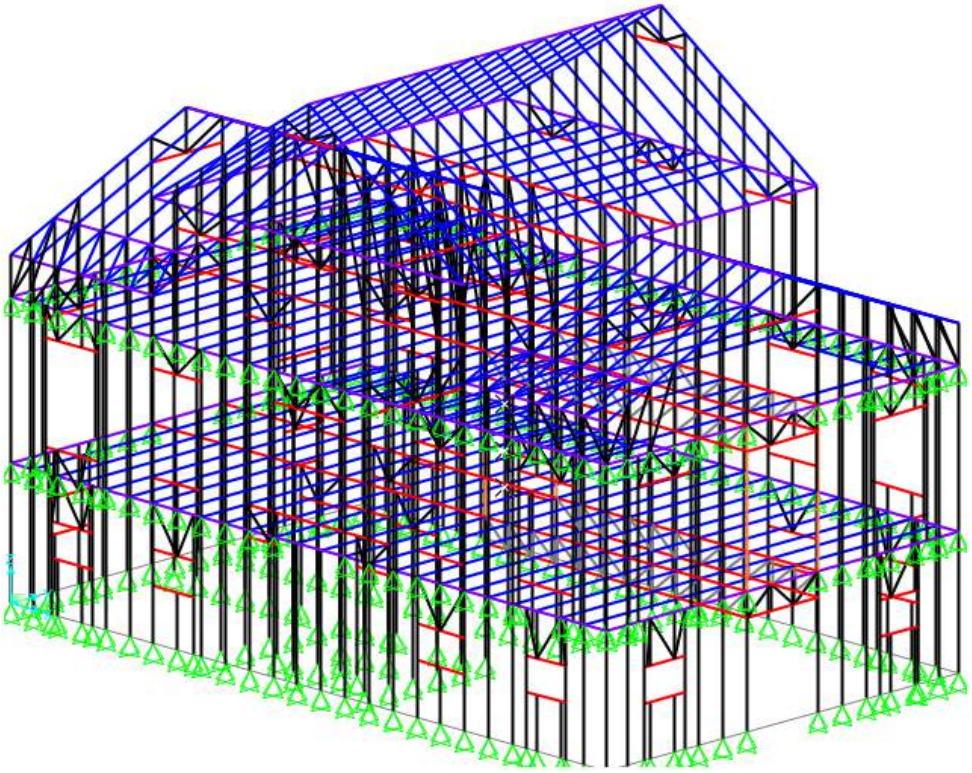


- Como ya se ha mencionado, vamos a utilizar el perfil C 200x2 como vigueta de forjado así como en los pares de cubierta. En todo el perímetro de cada forjado existe un perfil U 200x2.
- En las zonas de forjado donde no hay tabiques interiores que sirven de apoyo a las anteriores viguetas se disponen como se puede ver unas celosías formadas por el perfil U 100x1,5 en cordones superior e inferior, y C 100x1,5 en montantes y diagonales.
- Se puede observar también que disponemos elementos en celosías siempre en los cargaderos de los huecos tanto de ventanas como de balcones.
- Se introducen unas diagonales en los diferentes aleros de la cubierta con objeto de arriostrar frente a viento, ya que es la única parte de la estructura en la consideraremos esta acción por estar el resto protegida por los gruesos muros de fachada existentes.

- Con objeto de simplificar algo el modelo de SAP, no se incluyen los perfiles Omega de arrostramiento frente a pandeo de los perfiles verticales. Estos perfiles Omega 50x40x1,5 evidentemente si se han tenido en cuenta antes, cuando hallábamos las propiedades resistentes.
- Se ha introducido también en el modelo la planta de "altillo" bajo cubierta, y en la que se han metido entre los montantes verticales unas diagonales para ayudar a arriostrar la cubierta.
- En el modelo de SAP, se dejan de lado la contribución de los paneles OSB de la cubierta y el efecto de arriostramiento que le confieren. También se deja de lado la contribución a la resistencia y al control de la deformabilidad de la capa de compresión de hormigón de los forjados. Ambas consideraciones están del lado de la seguridad.
- El espesor de los muros de fachada existentes se va reduciendo a medida que vamos subiendo de planta. Los nuevos muros verticales de Steel Framing tienen una mínima separación con respecto a los antiguos, y al pasar de planta aprovechamos para apoyar el forjado en el durmiente que se produce en el cambio de espesor del muro antiguo. Esto lo hemos querido representar en el siguiente detalle, y lo modelizamos en SAP poniendo apoyos en dichos puntos:



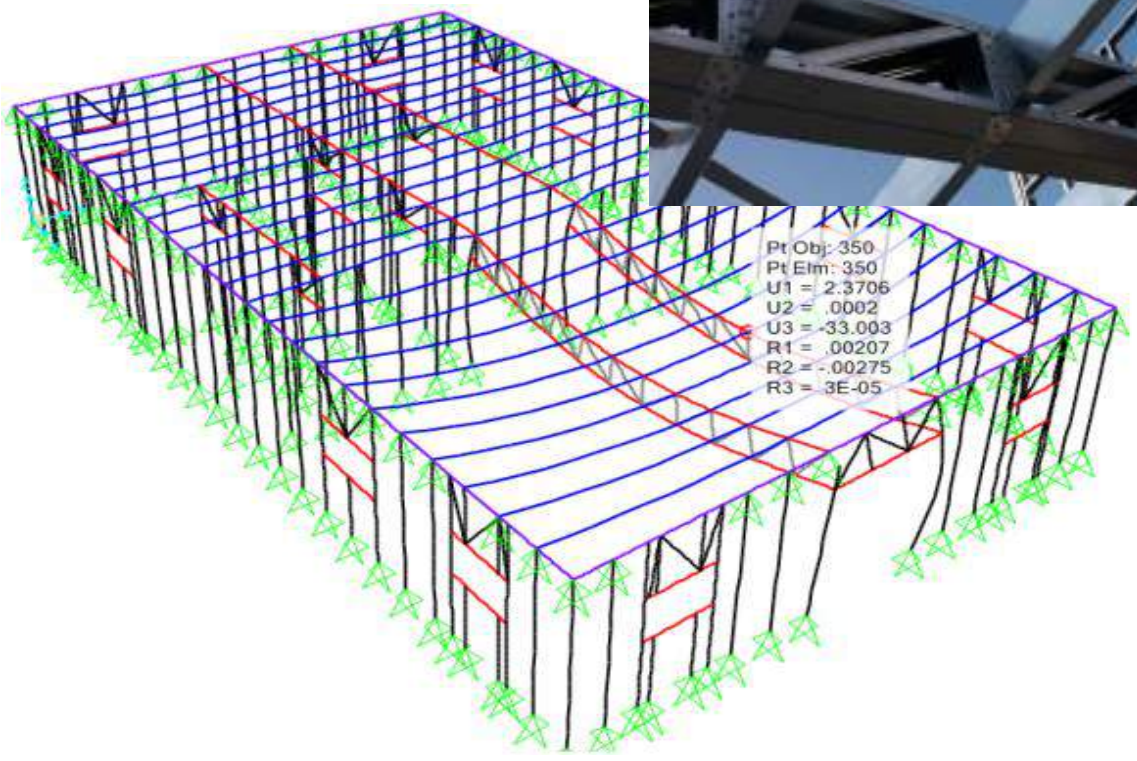
Finalmente este es el modelo que introducimos en SAP, e iremos analizando planta a planta:



ANÁLISIS DE ESFUERZOS Y COMPROBACIONES

PLANTA BAJA:

El primer resultado que nos ofrece el análisis nos llama la atención que las celosías se deforman bastante con una flecha de más de 33 mm en centro de vano, por lo que debemos aumentar su canto y además las pondremos dobles (lo modelizamos en SAP con Set modifiers multiplicando x 2).



Tras calcular de nuevo con las celos ías dobles y un aumento de 40 a 50 cm de canto, vemos que la deformación se ha reducido considerablemente a 17,48 mm, que es L/377.

La flecha en otras viguetas es de 4,69 mm

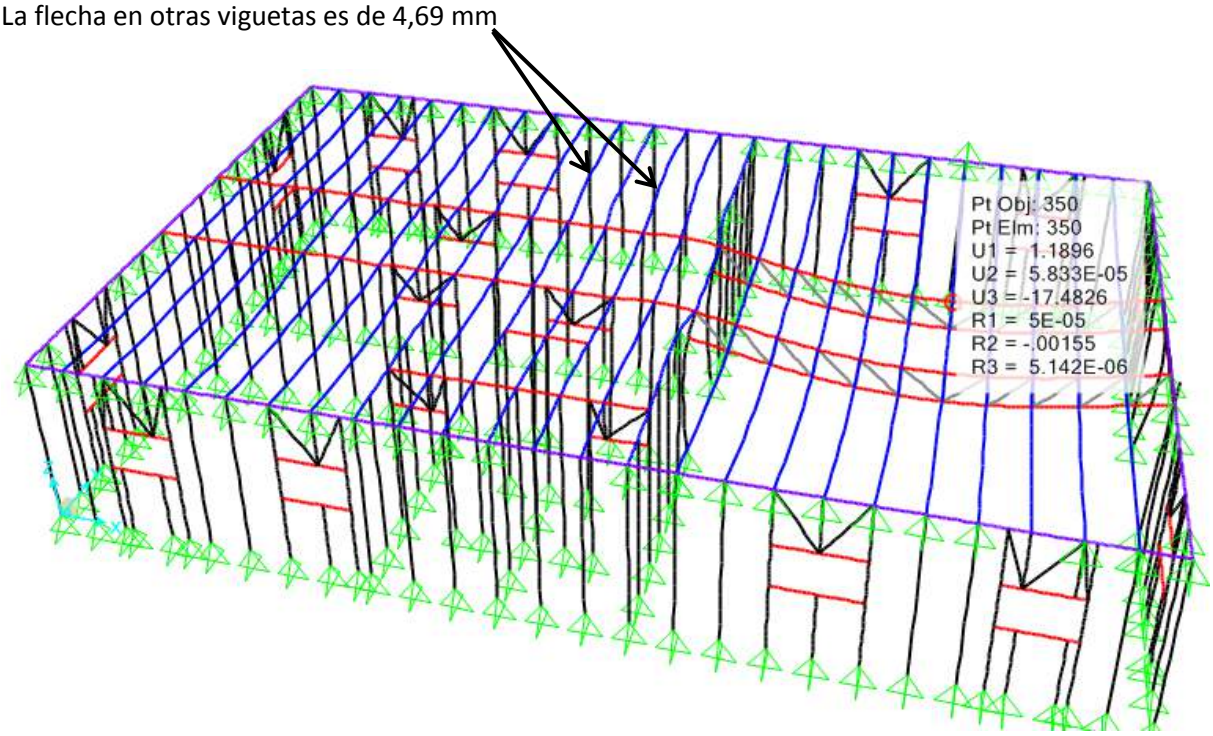


Diagrama de momentos flectores:

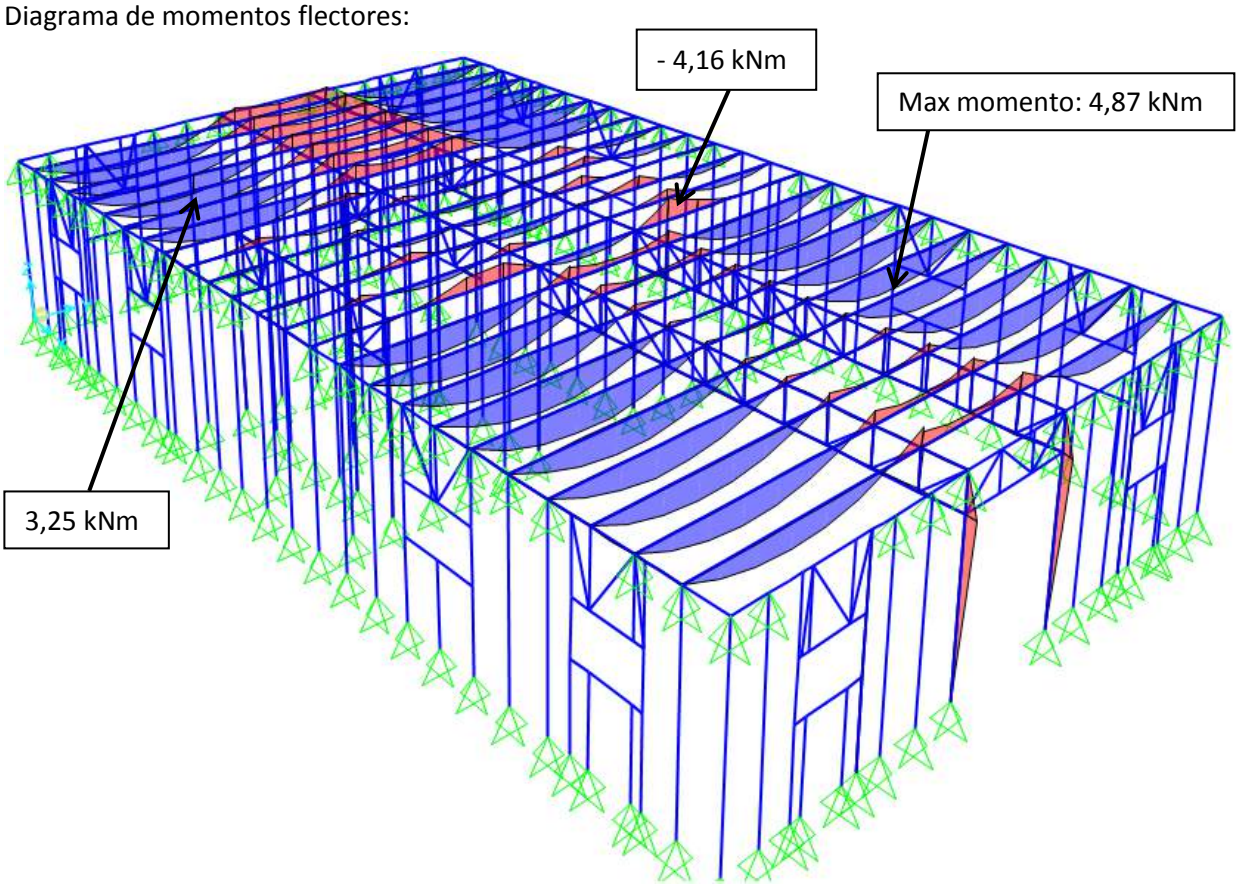
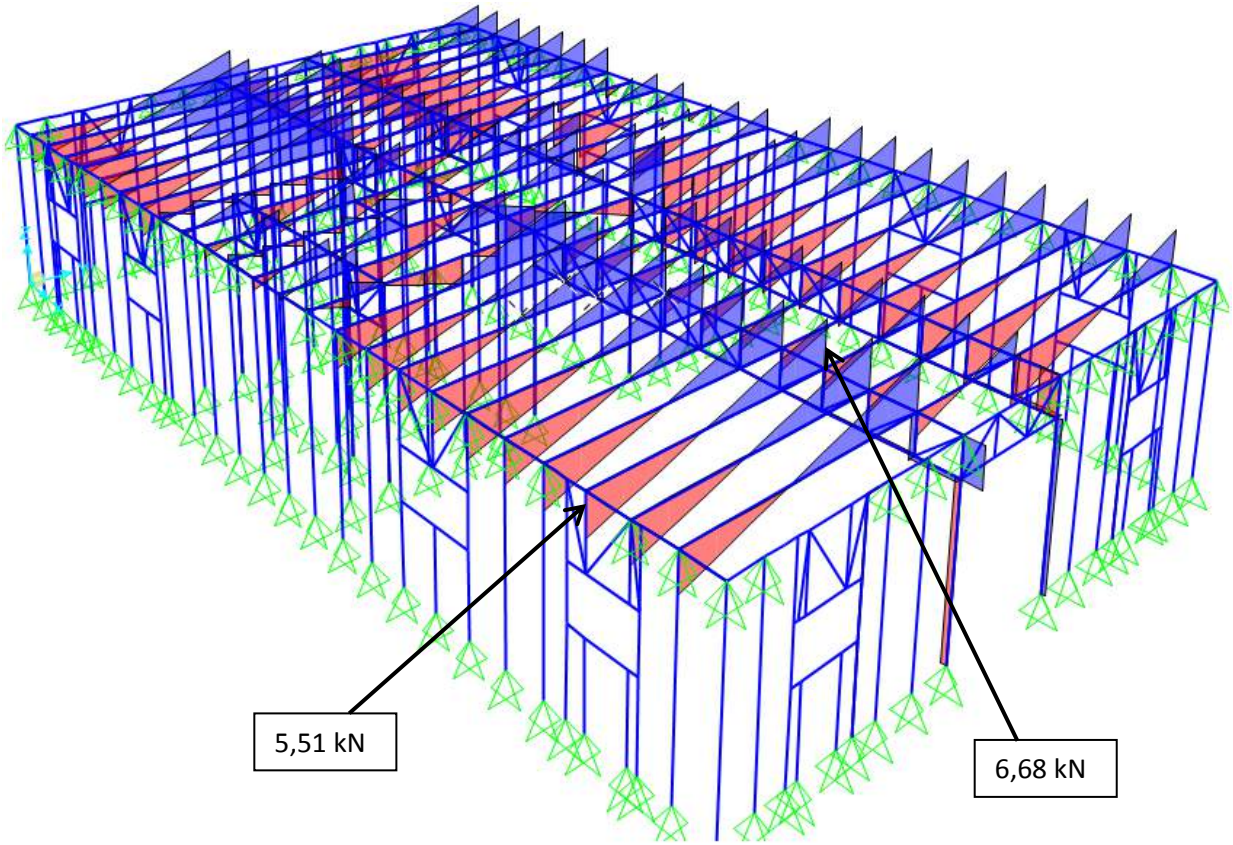
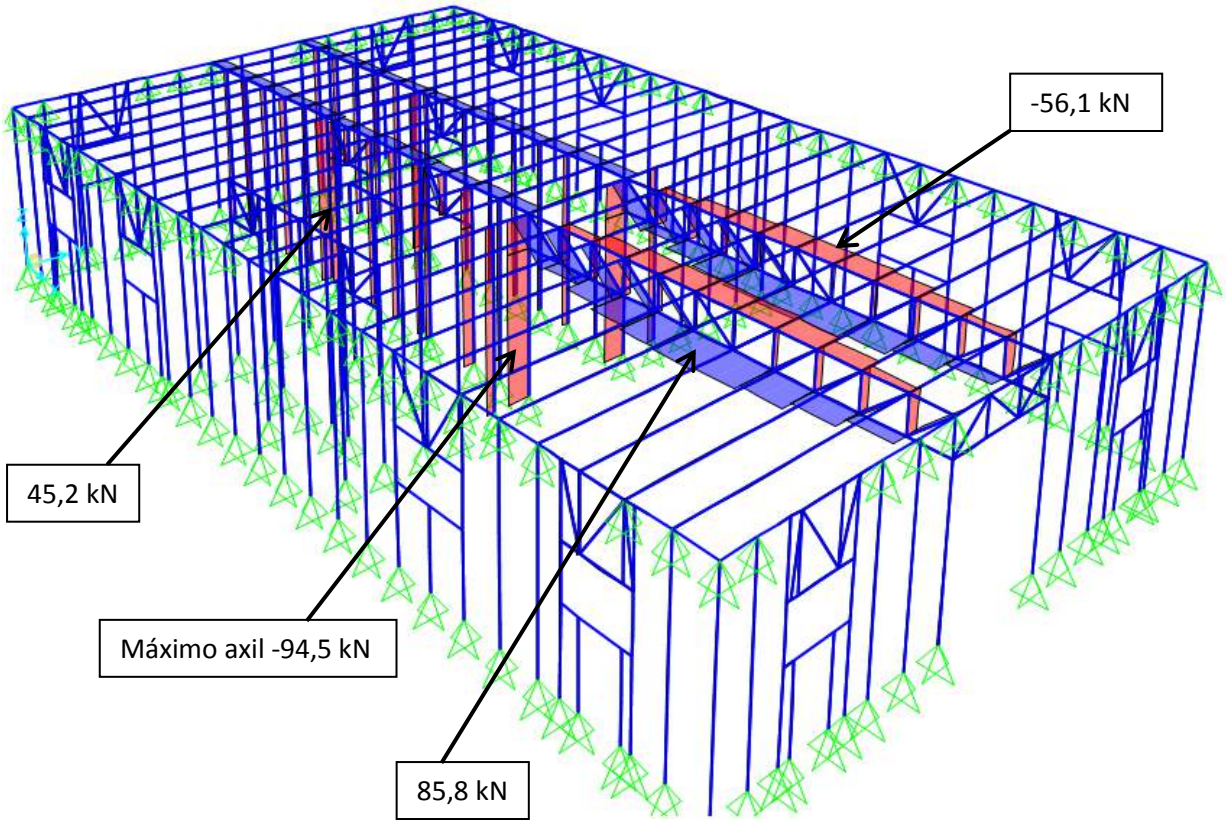


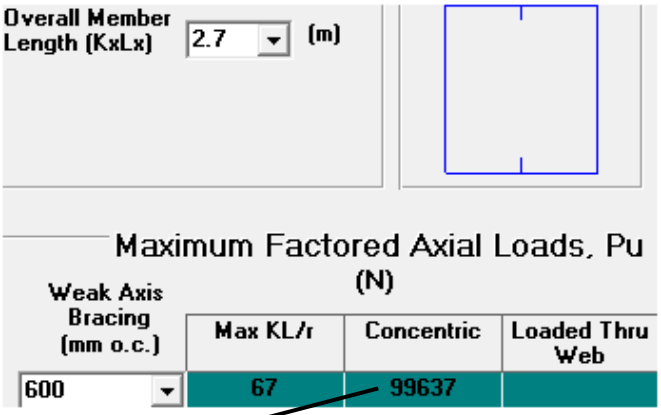
Diagrama de esfuerzos cortantes:



Diagramas de esfuerzos normales:

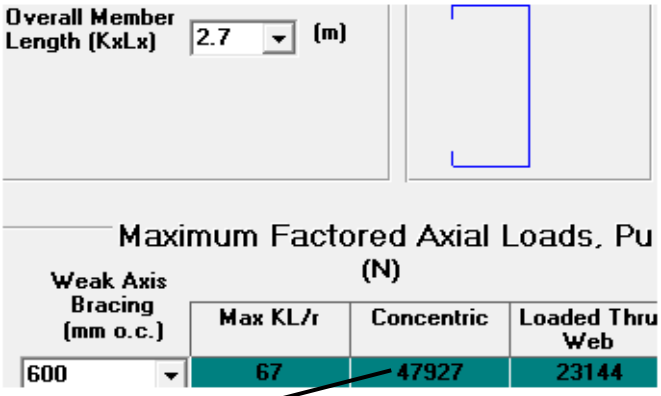


De los resultados podemos ver que el máximo esfuerzo axil de compresión es de -94,5 KN y se produce en el perfil vertical interior donde se apoyan las cerchas. En este caso vamos a poner un perfil C 100x1,5 doble, cuyo N_{Rd} lo calculamos con AISWIN:



DOBLE C 100x1,5	**Wel=**	18906	mm^3		fyd=	280	N/mm^2	
Esfuerzos de cálculo:	**N_{ed}=**	94,50	kN		**M_{ed}=**	0,13	kNm	
Esfuerzos resistidos:	**N_{Rd}=**	99,63	kN	**M_{Rd}=$W_{el}\cdot f_{yd}$=**		5,29	kNm	
Comprobación compresión + flexión	$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}}+\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}<1\rightarrow$			0,9	+	0,02	=	**0,97** **DOBLE C 100x1,5** CUMPLE

Otros perfiles verticales interiores están menos solicitados y tienen un axil solicitación N_{Ed}= 45,2 kN. Volvemos a utilizar el AISWIN para hallar el N_{Rd}:



C 100x1,5	**Wel=**	9453	mm^3		fyd=	280	N/mm^2	
Esfuerzos de cálculo:	**N_{ed}=**	45,20	kN		**M_{ed}=**	0	kNm	
Esfuerzos resistidos:	**N_{Rd}=**	47,92	kN	**M_{Rd}=$W_{el}\cdot f_{yd}$=**		2,65	kNm	
Comprobación compresión + flexión	$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}}+\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}<1\rightarrow$			0,94	+	0,00	=	**0,94** **C 100x1,5** CUMPLE

También se puede observar que los del perímetro apenas trabajan porque hemos dispuesto apoyos sobre los muros de fachada existentes a los que va casi toda la carga de los forjados. Podría ser razonable disminuir los perfiles C 100 x 1,5 de todo el perímetro a un perfil más pequeño.

A continuación se hace la comprobación de las viguetas C 200x2 del forjado:

PERFIL C 200x2	**Wel=**	33393	mm^3		fyd=	280	N/mm^2	
Esfuerzos de cálculo:	**N_{ed}=**	0,001	kN		**M_{ed}=**	4,87	kNm	
Esfuerzos resistidos:	**N_{Rd}=**	20,4	kN	**M_{Rd}=$W_{el}\cdot f_{yd}$=**		9,35	kNm	
Comprobación compresión + flexión	$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}}+\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}<1\rightarrow$			0,00	+	0,52	=	**0,52** **PERFIL C 200x2** CUMPLE

PLANTA 1ª:

Diagrama de Momentos:

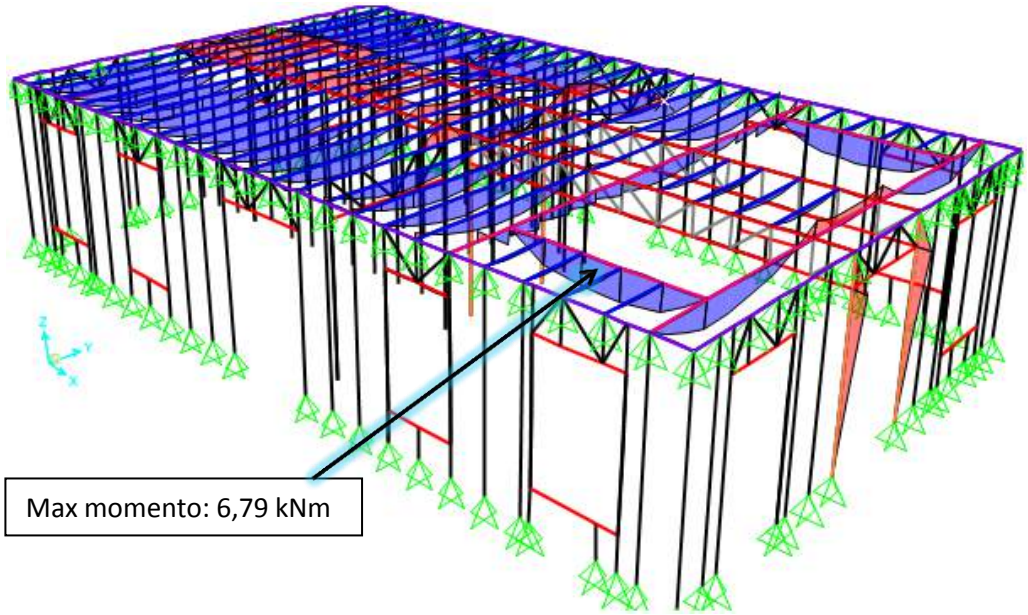


Diagrama de Cortantes:

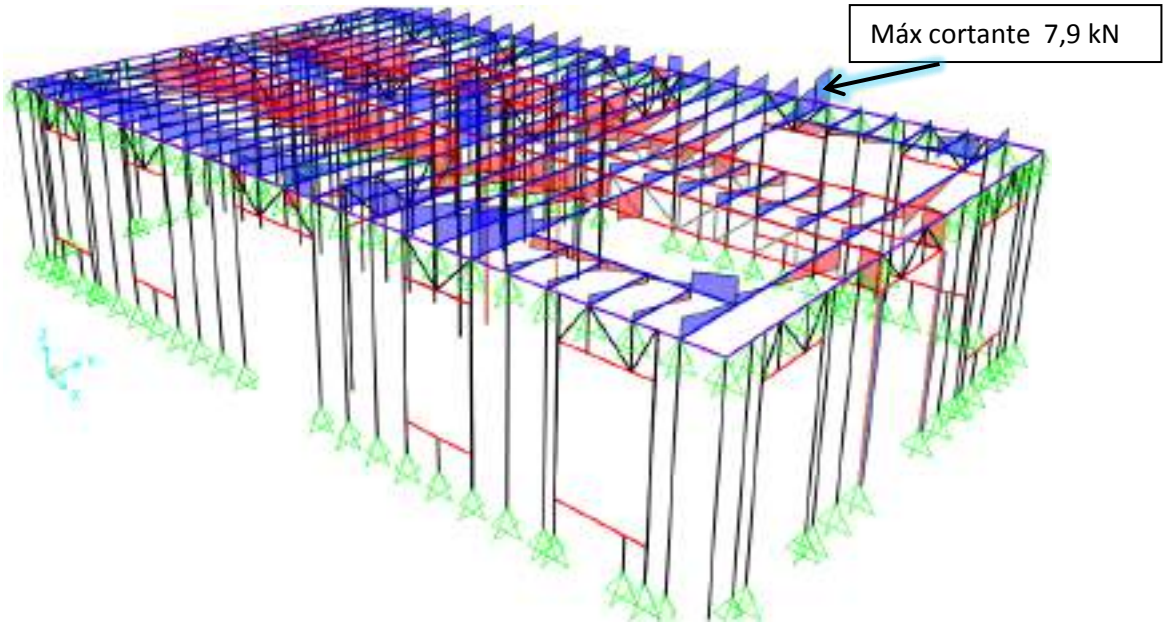
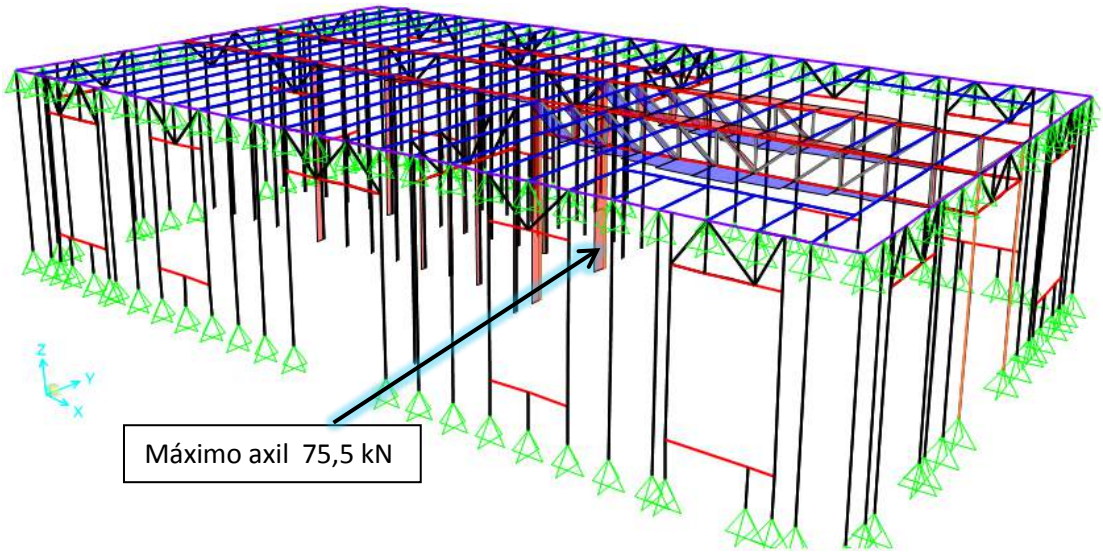
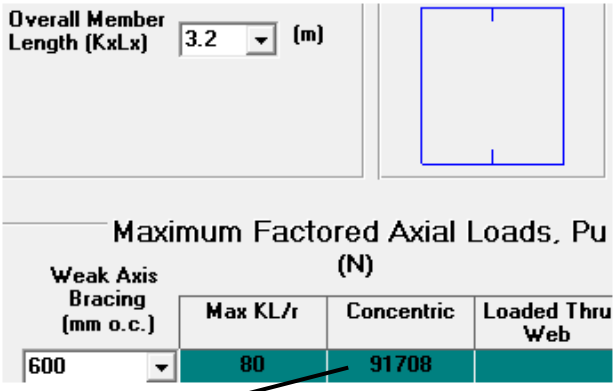


Diagrama de normales:



Esta planta es similar a la baja pero las barras verticales de los muros tienen 3,2 m de altura en vez de 2,7 m.

Volveremos a poner doble perfil C 100x1,5 en los pilares donde descansan las cerchas que son los que tienen más esfuerzo normal:

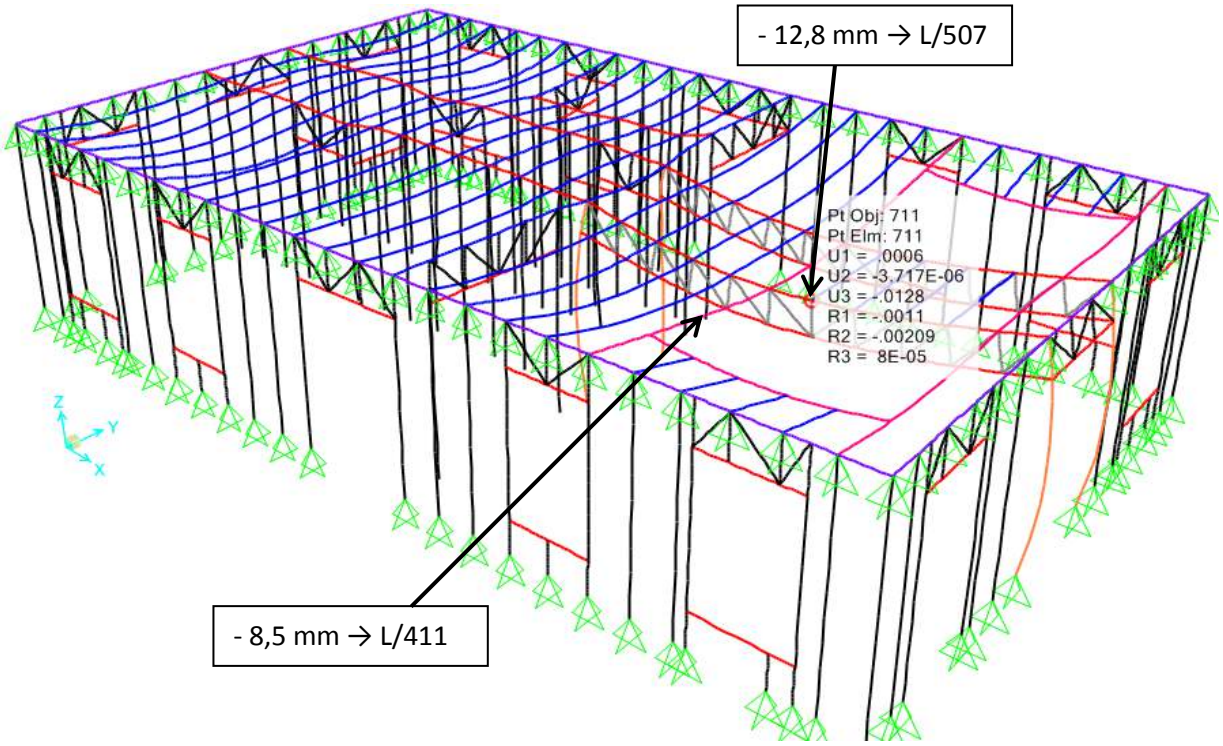


DOBLE C 100x1,5	**Wel=**	18906	mm^3		fyd=	280	N/mm^2	
Esfuerzos de cálculo:	$\mathbf{N_{ed}}$=	75,50	kN		**M_{ed}=**	0	kNm	
Esfuerzos resistidos:	**N_{Rd}=**	91,7	kN	**M_{Rd}=**$W_{el}\cdot f_{yd}$=		5,29	kNm	
Comprobación compresión + flexión	$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}}+\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}<1\rightarrow$			0,82	+	0,00	=	**0,82** **DOBLE C 100x1,5** **CUMPLE**

Vemos que la vigueta más solicitada es la que delimita los huecos de los forjados, uno de los cuales además sirve de apoyo para la escalera. Además sobre esta vigueta descansan los muros verticales de los hastiales de la cubierta. Debido a lo comprometido de esta vigueta se decide meter un doble perfil C 200 x 2 en todo el perímetro de los huecos.

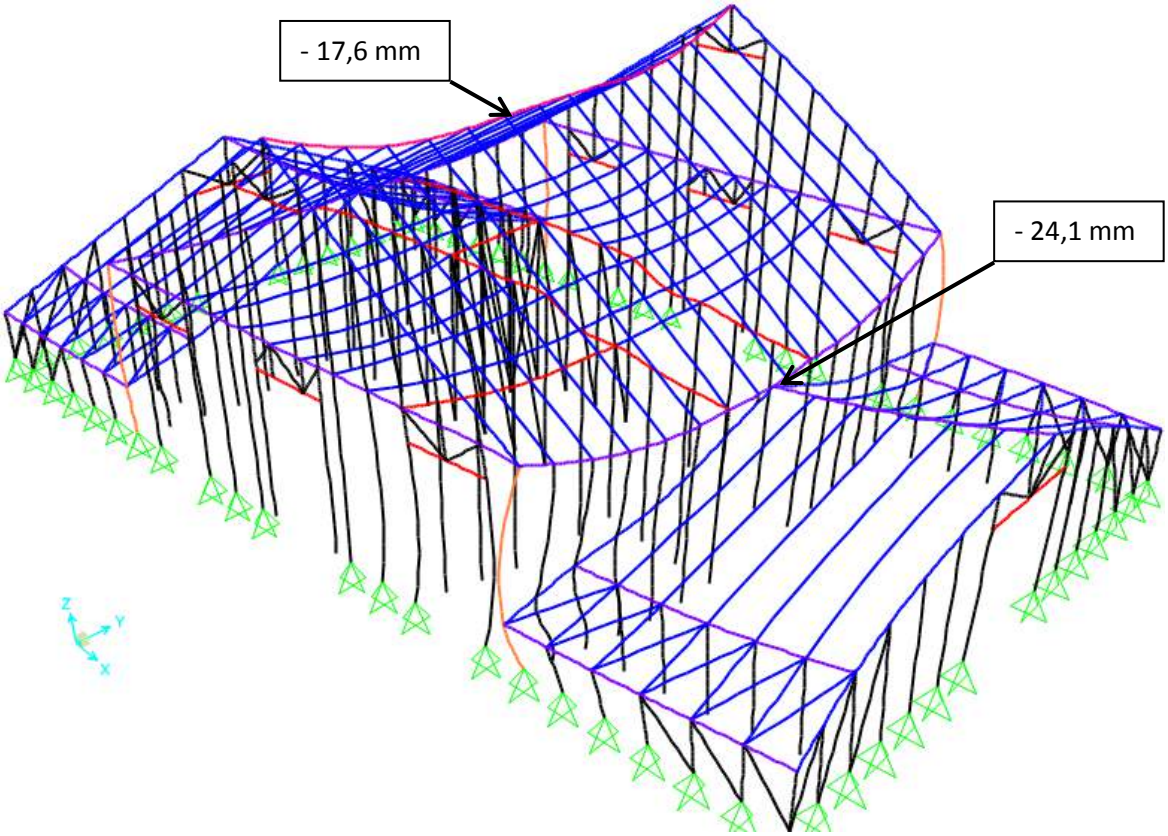
DOBLE C 200x2	**Wel=**	66786	mm^3		fyd=	280	N/mm^2	
Esfuerzos de cálculo:	$\mathbf{N_{ed}}$=	0,43	kN		**M_{ed}=**	6,79	kNm	
Esfuerzos resistidos:	**N_{Rd}=**	134	kN	**M_{Rd}=**$W_{el}\cdot f_{yd}$=		18,70	kNm	
Comprobación compresión + flexión	$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}}+\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}<1\rightarrow$			0,003	+	0,36	=	**0,37** **DOBLE C 200x2** **CUMPLE**

Y las máximas deformaciones de esta planta 1ª son:

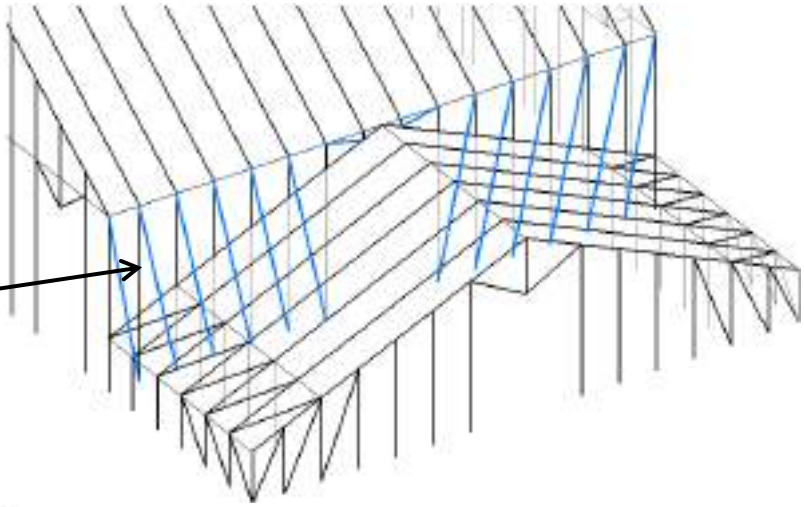


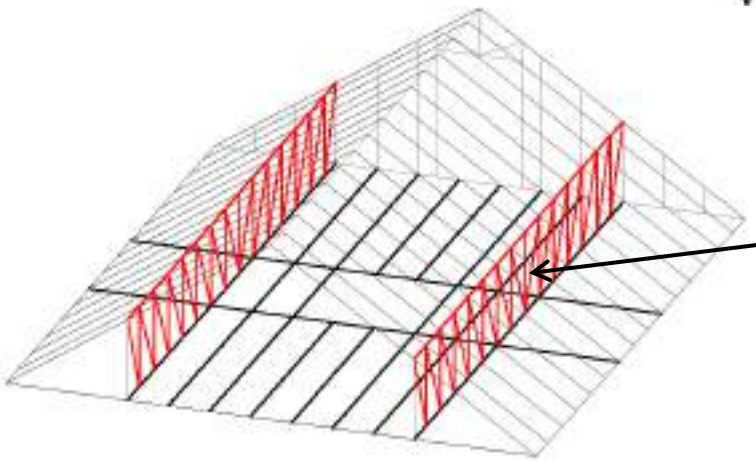
PLANTAS CUBIERTA Y "ALTILLO BAJO CUBIERTA":

Nos llaman la atención estas deformaciones en la Combinación ELS de G·1,35 + SCU·1,5 + 1,5·0,5 ·N



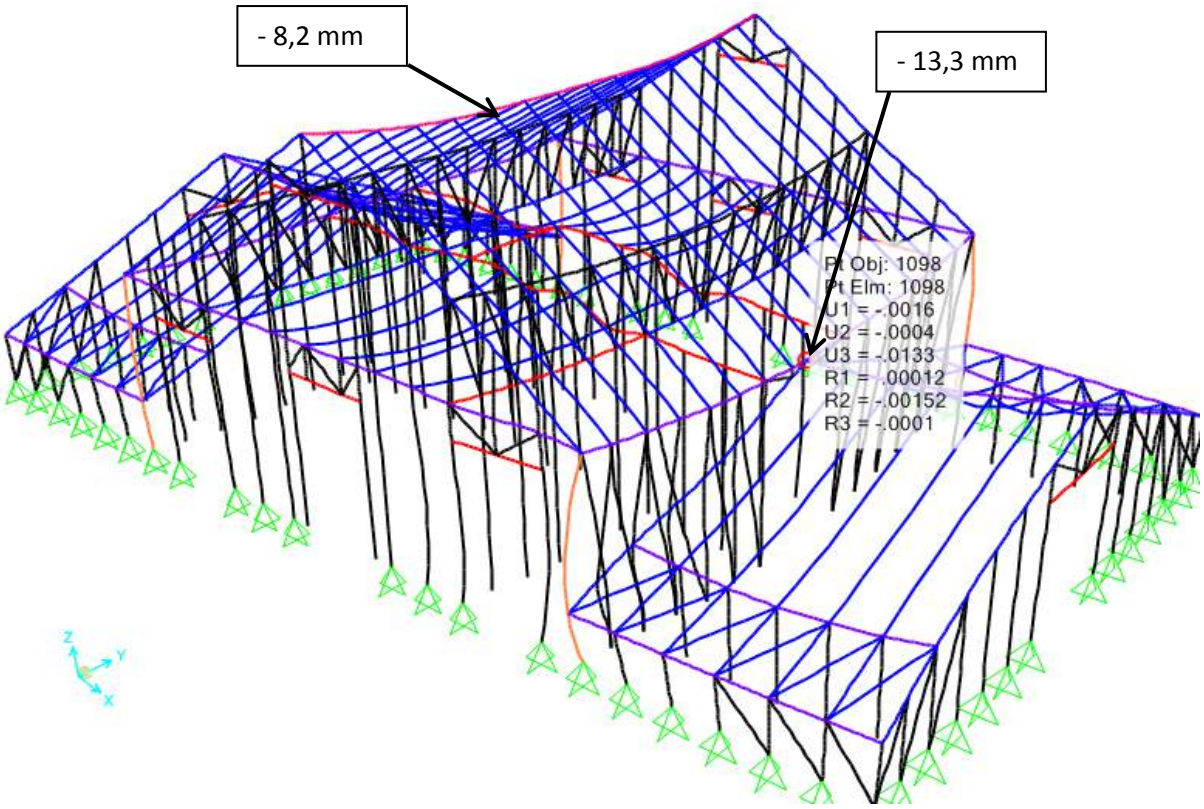
Para reducirlas vamos a aprovechar los hastiales que se forman en las dos cubiertas laterales y la central, y vamos a meter unas diagonales para que estos hastiales trabajen como cerchas.





Y en la cubierta central, vamos a aprovechar la planta "altillo" como cordón inferior de unas cerchas para arriostrar y disminuir la luz de las correas de cubierta.

Tras estos cambios volvemos a calcular y observamos que se han reducido las deformaciones:



Diagramas de Momentos:

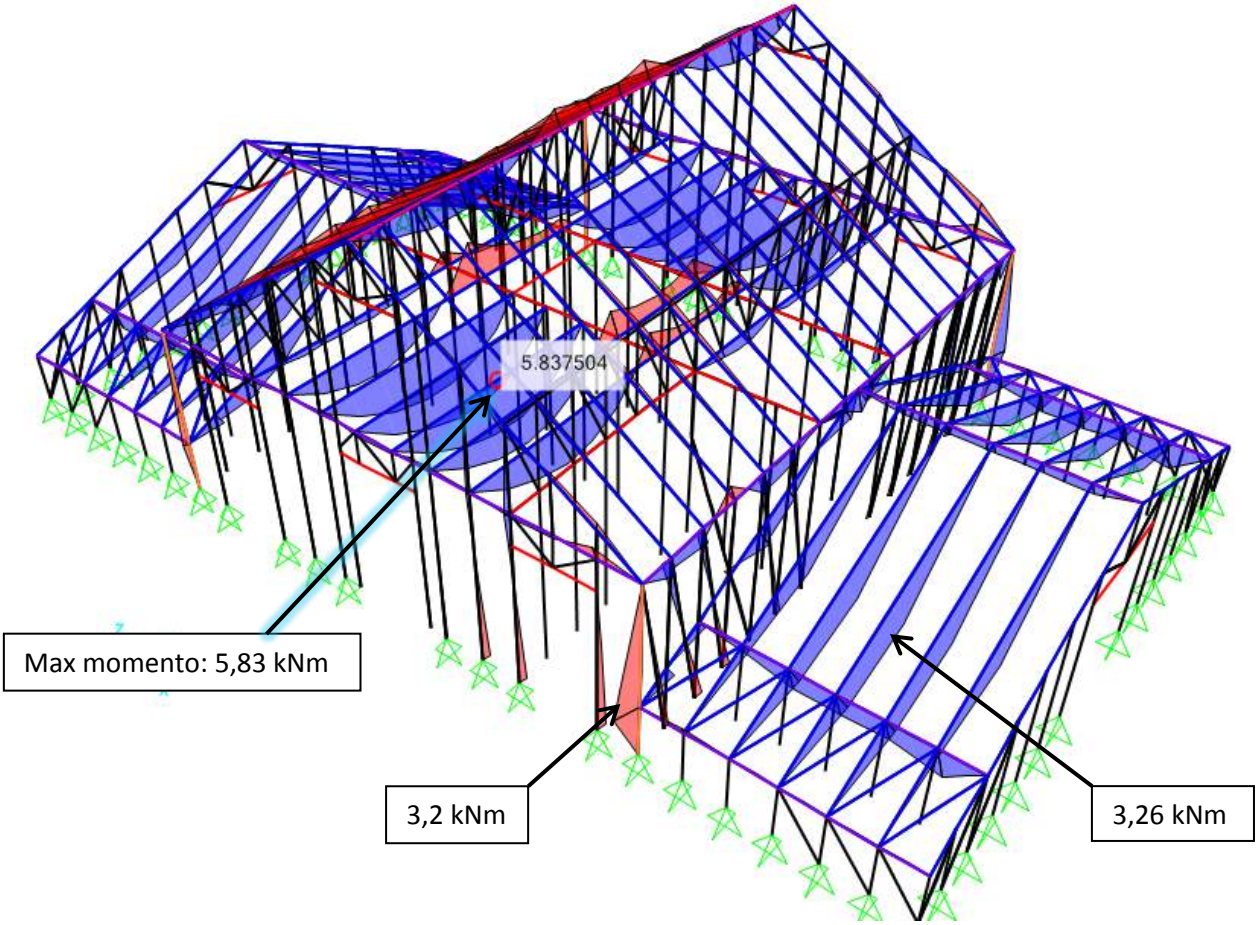
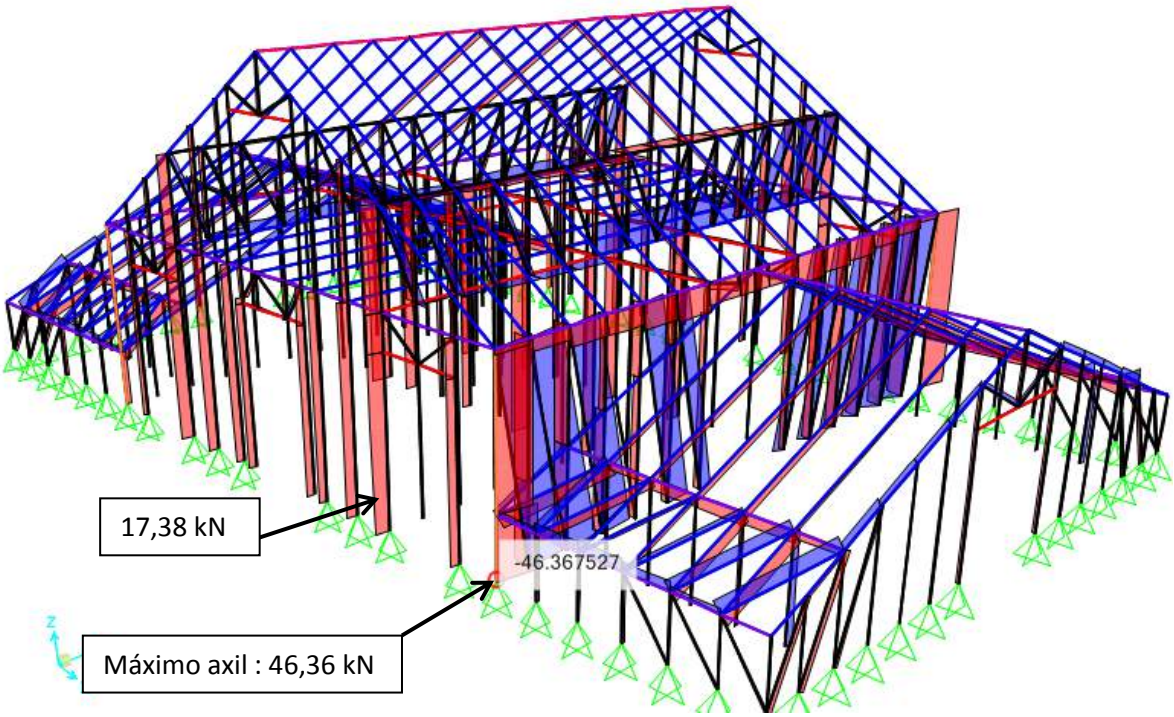


Diagrama de normales:



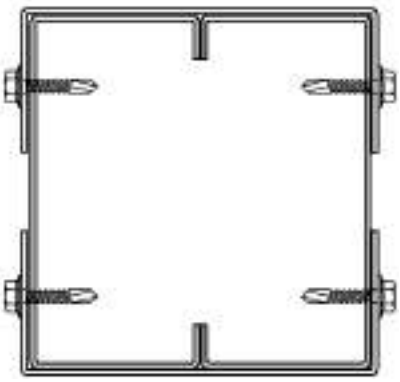
Vamos a comprobar estos pilares de esquina que son los más solicitados a esfuerzo normal y también tienen un momento de 3,2 kN. Probamos primeros con doble C 100x1,5.

DOBLE C 100x1,5	**Wel=**	18906	mm^3		fyd=	280	N/mm^2			
Esfuerzos de cálculo:	$\mathbf{N_{ed}}$=	46,36	kN		$\mathbf{M_{ed}}$=	3,2	kNm			
Esfuerzos resistidos:	$\mathbf{N_{Rd}}$=	99,63	kN	$\mathbf{M_{Rd}}$=$W_{el}\cdot f_{yd}$=		5,29	kNm			
Comprobación compresión + flexión	$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}}+\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}<1\rightarrow$			0,47	+	0,60	=	**1,07**	**DOBLE C 100x1,5** **NO CUMPLE**	

Como hemos visto que no cumple vamos a reforzar estos pilares añadiéndoles dos perfiles U 100x1,5 tal y como se muestra en este detalle:

Pilar de esquina formado por:
Doble C 100x1,5 en cajón
+ 2 U 100x1,5

W_{el}= 38236 mm^3



DOBLE C 100x1,5 + 2 U 100x1,5	**Wel=**	38236	mm^3			280	N/mm^2			
Esfuerzos de cálculo:	$\mathbf{N_{ed}}$=	46,36	kN		$\mathbf{M_{ed}}$=	3,2	kNm			
Esfuerzos resistidos:	$\mathbf{N_{Rd}}$=	167,73	kN	$\mathbf{M_{Rd}}$=$W_{el}\cdot f_{yd}$=		10,71	kNm			
Comprobación compresión + flexión	$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}}+\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}<1\rightarrow$			0,28	+	0,30	=	**0,58**	**DOBLE C 100x1,5 + 2 U 100x1,5** **CUMPLE**	

UNIONES

Para las uniones vamos a emplear tornillos rosca-chapa auto-roscantes de Ø= 5,5 mm, compuestos de un acero de resistencia igual, al menos, al de las chapas que unen.

Vamos a estudiar por ejemplo la unión de la 1ª diagonal (que es la más comprometida) con el montante y el cordón inferior de las cerchas de P 1ª, en la que ambos perfiles tienen un espesor de 1,5mm.

Las uniones trabajan todas a cortadura y su resistencia se ha calculado según EN 1993-1-3 Tabla 8.2 dependiendo del espesor de la chapa más delgada y del diámetro de nuestro tornillo Ø= 5,5:

La resistencia a aplastamiento es $F_{b,Rd} = \frac{\alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$ *(donde* γ_{M2}*= 1,25 y* $\alpha = 3{,}2 \cdot \sqrt{\frac{t}{d}} = 3{,}2 \cdot \sqrt{\frac{1{,}5}{5{,}5}} = 1{,}67$ *)*

$$\text{Luego } F_{b,Rd} = \frac{\alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = \frac{1{,}67 \cdot 360 N/mm^2 \cdot 5{,}5 \cdot 1{,}5}{1{,}25} = 3970 \text{ N} = 3{,}97 \text{ kN}$$

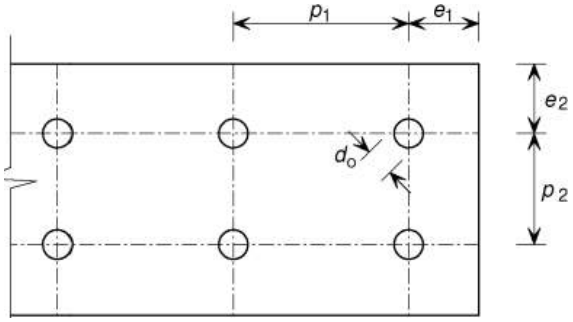
- El axil de cálculo en la diagonal es N_d= 20,8 kN, luego el nº de tornillos necesarios en la diagonal es:

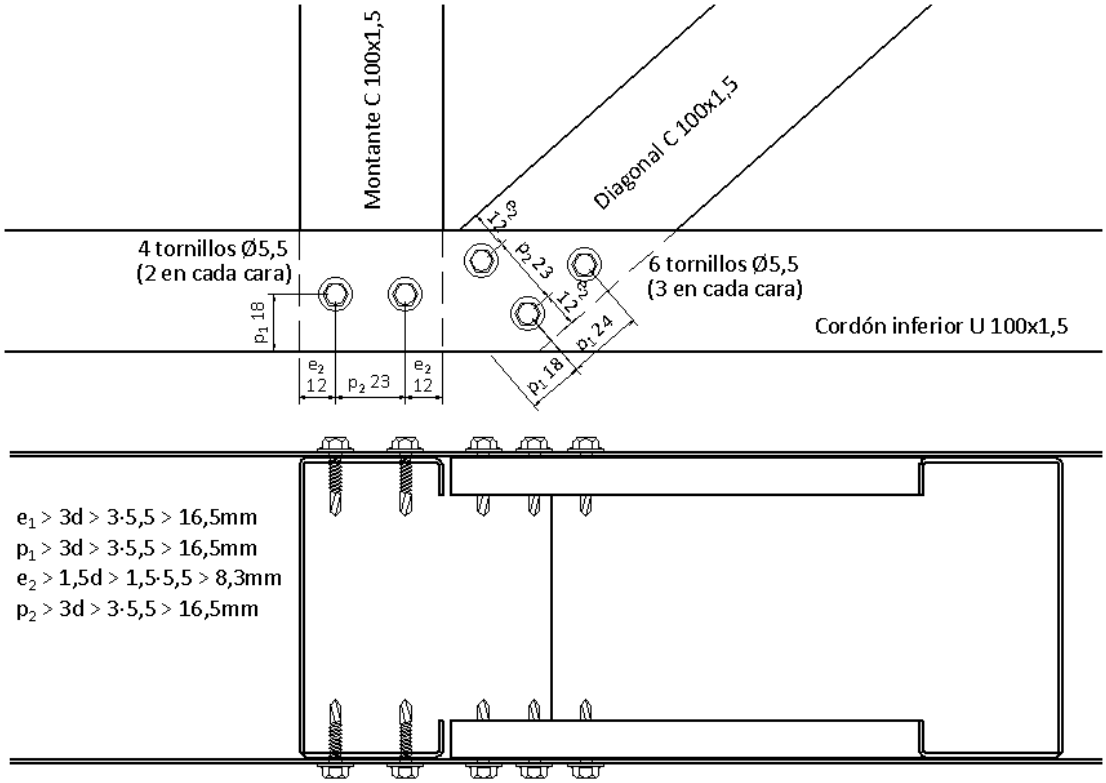
$$\text{nº tornillos} = N_d / F_{b,Rd} = 20{,}8 / 3{,}97 = 5{,}2 \rightarrow 6 \text{ tornillos Ø= 5,5}$$

- El axil de cálculo en el montante es N_d= 13,8 kN, luego el nº de tornillos necesarios en la diagonal es:

$$\text{nº tornillos} = N_d / F_{b,Rd} = 13{,}8 / 3{,}97 = 3{,}5 \rightarrow 4 \text{ tornillos Ø= 5,5}$$

Y teniendo en cuenta la figura 8.1 de EN 1993-1-3 en la que se describen las separaciones mínimas a bordes y entre tornillos, hacemos el siguiente detalle:





INCENDIO

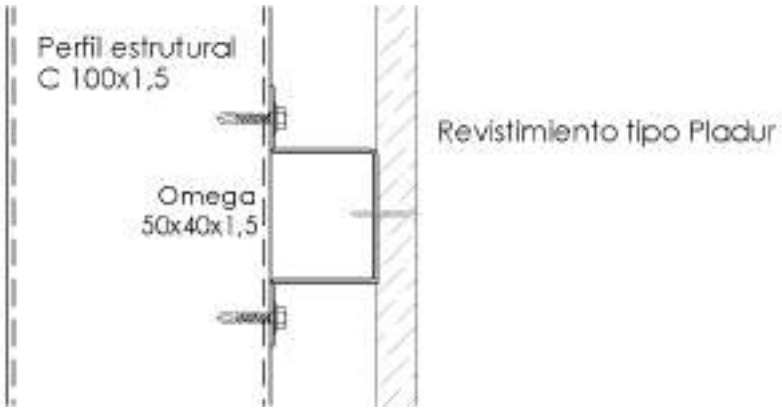
Según la tabla 3.1 de la Sección 6 del CTE DB SI "Resistencia al fuego suficiente de los elementos estructurales", en el caso de nuestra vivienda unifamiliar y con una altura de evacuación inferior de 15 m, se exige un tiempo mínimo de R 30.

El criterio conservador, es limitar la temperatura del perfil a los 350ºC. Este criterio aparece tanto en el Eurocodigo 3-1-3, como en el CTE DB-SI:

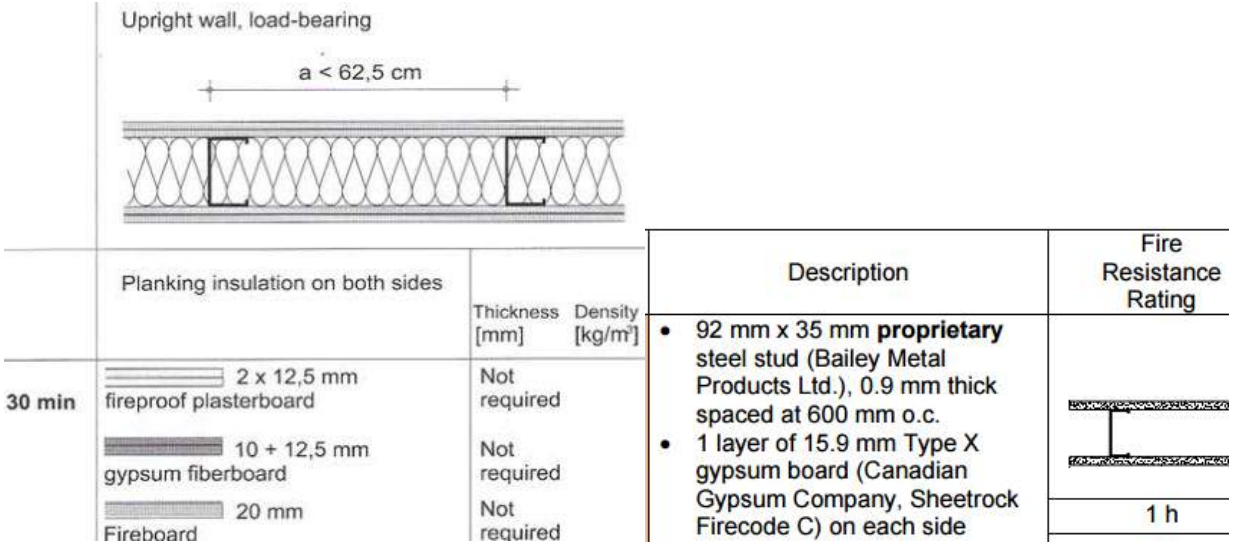
"En elementos con secciones de pared delgada, (clase 4), la temperatura del acero en todas las secciones transversales no debe superar los 350 ºC."

Por tanto la resistencia al fuego requerida se consigue a través del revestimiento de todos nuestros perfiles, para que todos ellos se queden a una temperatura inferior.

La resistencia al fuego mejorará si estos revestimientos están separados de los perfiles estructurales mediante Omegas, que a su vez pueden ejercer una labor de arriostramiento si son del espesor adecuado *(como mínimo 1,5 mm)*:



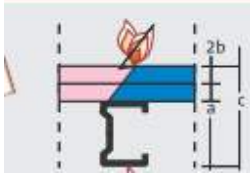
Tanto la ***Steel Framing Alliance*** americana como la ***European Lightweight Steel Frame Construction*** a partir de multitud de ensayos, han hecho unas publicaciones en las que se ven distintas configuraciones de aislamientos y revestimientos con sus correspondientes valores de resistencia al fuego:



European Lightweight Steel Frame Construction *Steel Framing Alliance*

También los diferentes fabricantes de revestimientos como “Pladur”, “Knauf FireBoard”, “Promat” o “Placo” hacen multitud de ensayos, y homologan y publican las resistencias al fuego de sus diferentes sistemas. Aquí están como ejemplo alguno de ellos que hemos consultado:

Fabricante “Placo”

Croquis	Nº de placas, tipo y espesor	Aislante	a	b	c	Sistema	EI
	2 PPF 15 / PPH 15	SIN LM	48	15	78	78/48	**60**
			70	15	100	100/70	60
			90	15	120	120/90	60
			100	15	130	130/100	60
			125	15	155	155/125	60

abricante “Pladur”

ENSAYOS RESISTENCIA AL FUEGO

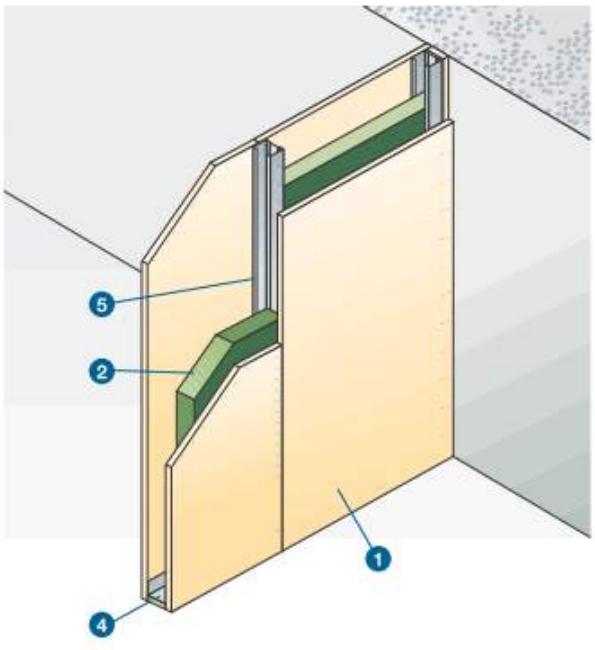
TRASDOSADOS Y TABIQUES

PLADUR uralita

SISTEMAS PLADUR®	DESCRIPCIÓN	ESQUEMA	MOD.	CLASIFICACIÓN	REF.
1. TRASDOSADOS 1.1_AUTOPORTANTE	Trasdosado Pladur® 81/400 (46) 1FOC [46+1x15FOC]		400	EI 30	32313130
	Trasdosado Pladur® 72/400 (46) 2N [46+2x13N]		400	EI 30	63632560
	Trasdosado Pladur® 72/400 (46) 2FOC [46+2x13FOC]		400	EI 45	32313129
	Trasdosado Pladur® 76/400 (46) 2FOC [46+2x15FOC]		400	EI 60	32313128

Fabricante “Promat”

Promat | División de PROMATECT®-100 de 10 mm. Resistencia al fuego EI 60 | Ensayos: AIDICO IE 090225 IC 090050 | 08.01



Datos Técnicos:

1. PROMATECT®-100 de 10 mm atornillada a la estructura de soporte
2. Lana de roca densidad 100 Kg/m³ espesor 40 mm
3. Tira de placa PROMATECT®-100 de 10 mm
4. Canal perimetral de chapa galvanizada de 48 mm
5. Perfil soporte de chapa galvanizada conformado en C de 46 mm
6. Tornillos autorroscantes 4,2 x 25 mm a intérvalos de 250 mm
7. Remache metálico de fijación de 60 mm

Descripción:

Sistema compartimentador ligero tipo sandwich de alta resistencia y excelente acabado.

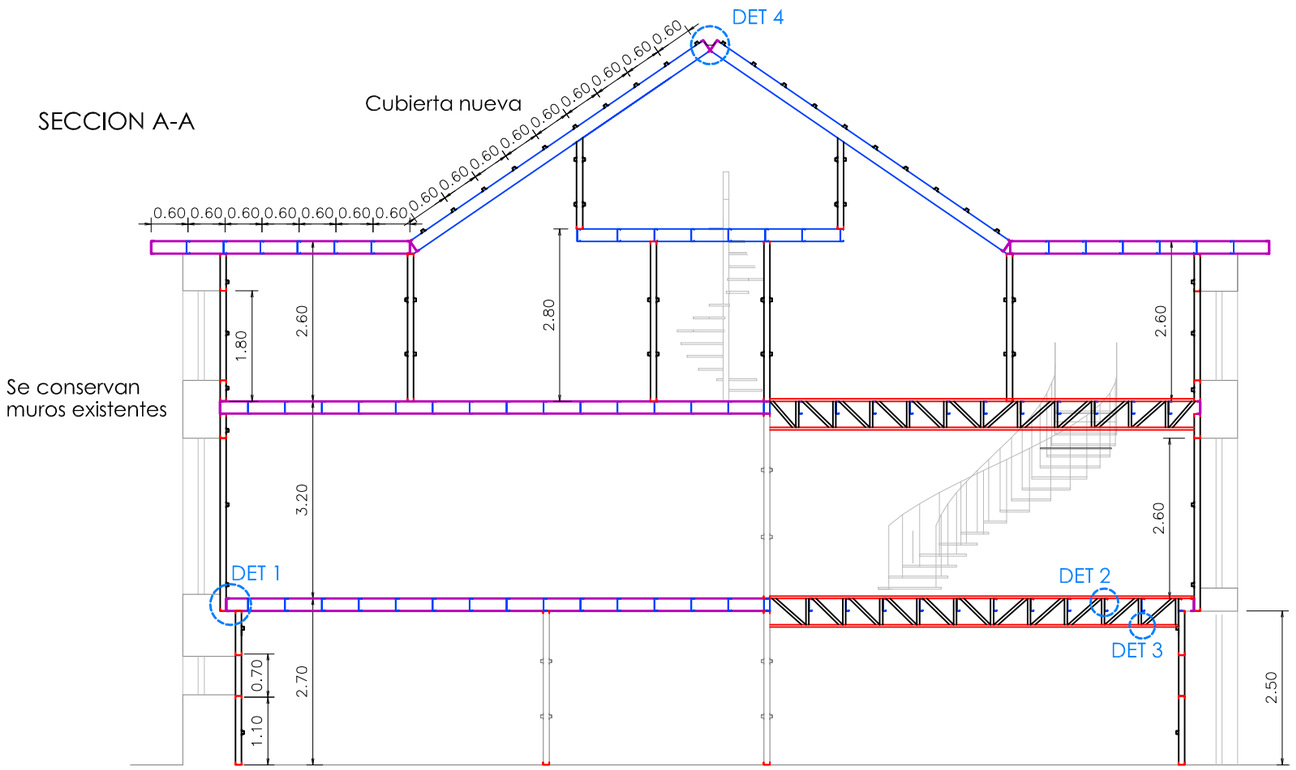
Especialmente recomendado para rehabilitación, obra nueva, naves industriales, y para complementar muros por encima de falsos techos.

Partición diseñada para una altura de hasta 4 m y con longitud ilimitada. Para alturas superiores a los 4 m por favor consulte con nuestro Departamento Técnico.

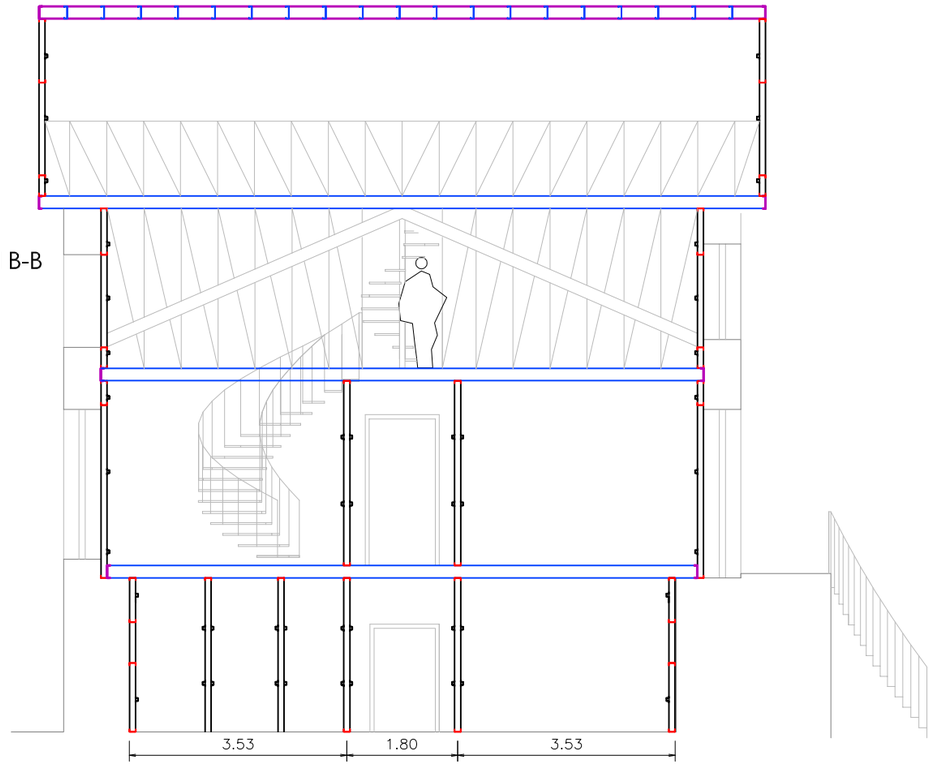
Ensayado con Norma UNE EN 1364 parte 1.

Clasificado EI 60 según Norma UNE EN 13501 parte 2.

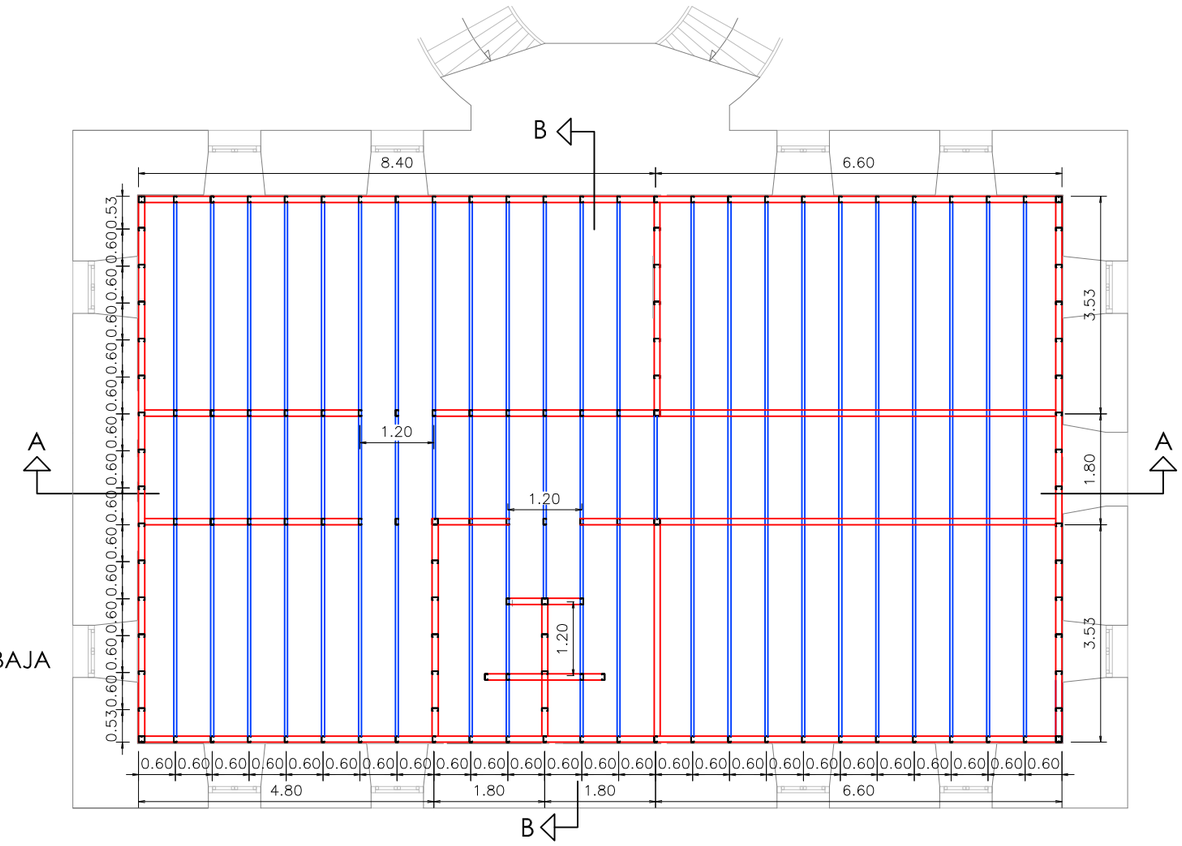
SECCION A-A



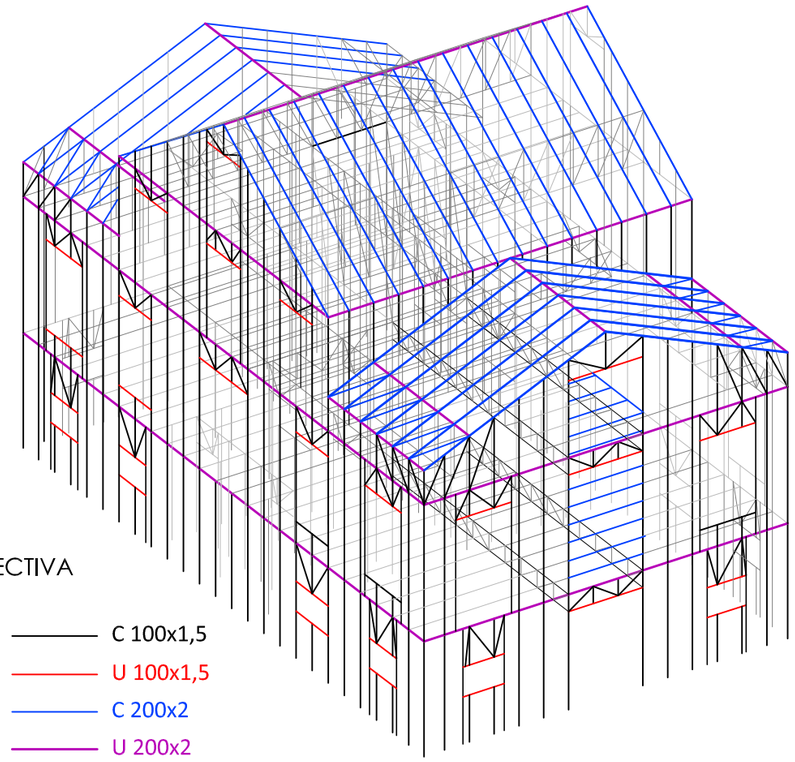
SECCION B-B



PLANTA BAJA



PERSPECTIVA

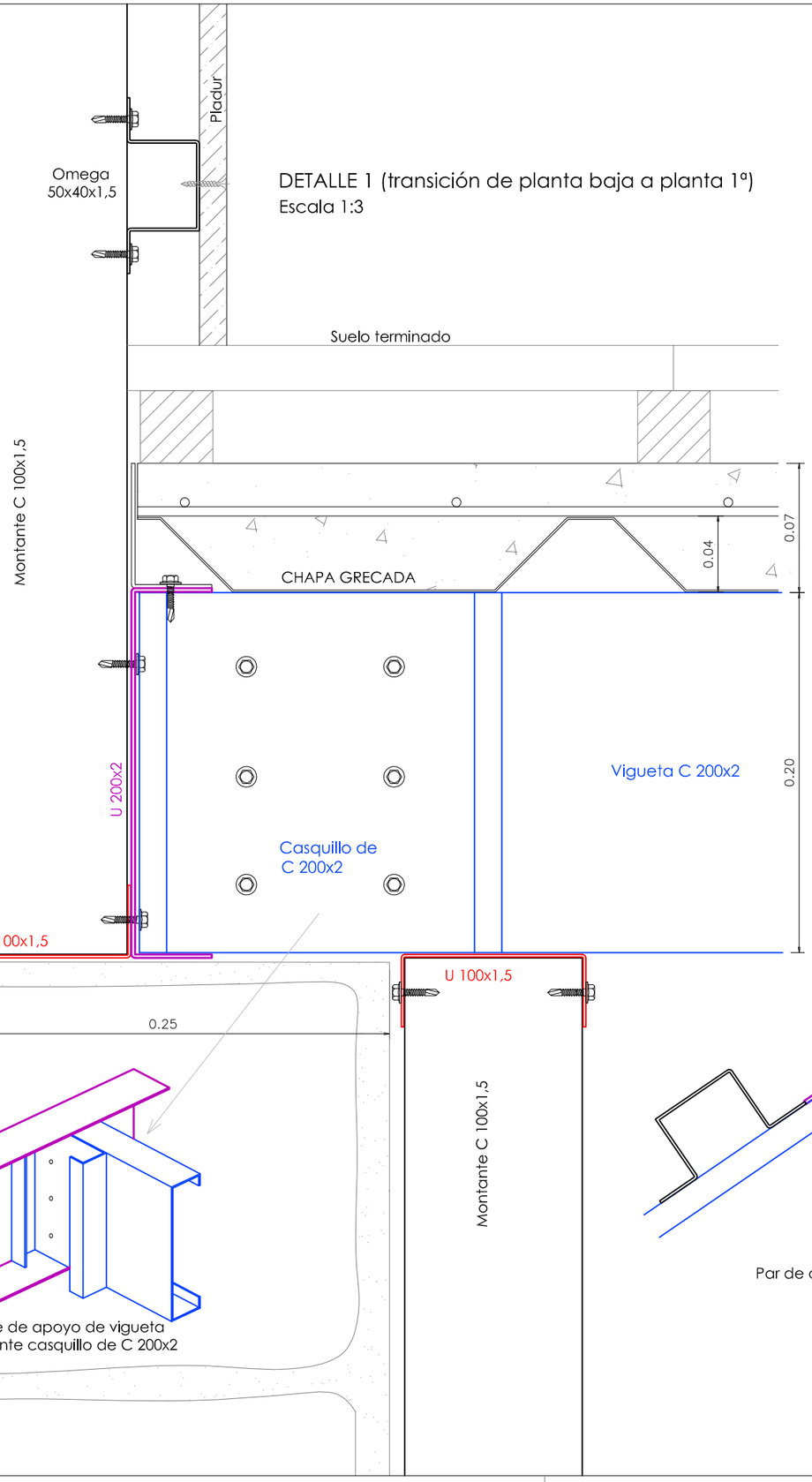


C 100x1,5
U 100x1,5
C 200x2
U 200x2

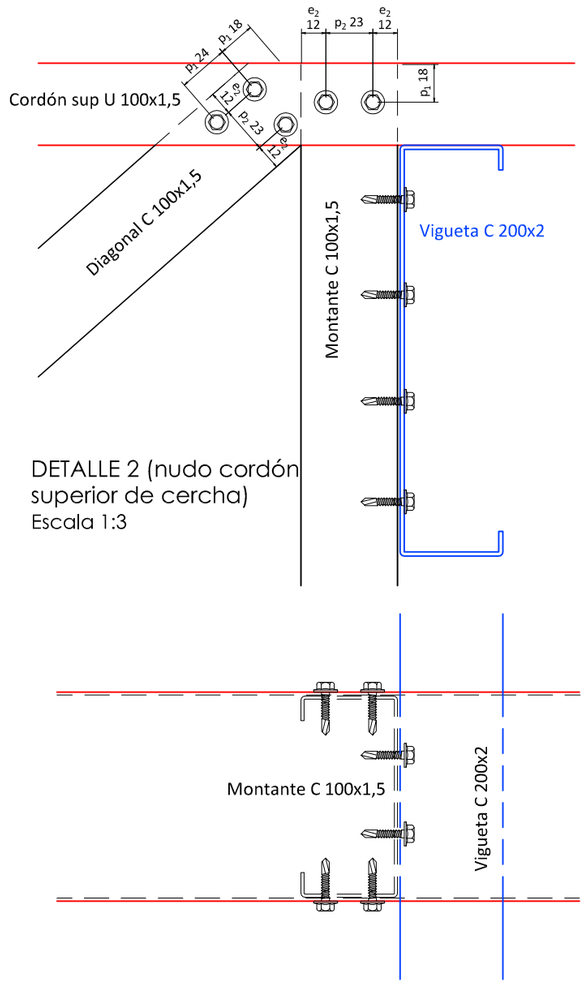
ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA MÁSTER DE ESTRUCTURAS DE EDIFICACIÓN	PRÁCTICA M4_2. PERFILES DE ACERO DE PEQUEÑO ESPESOR	PLANO: ESTRUCTURA STEEL FRAMING PLANTA, SECCIONES Y PERSPECTIVA	Nº: P-1	ESCALA: 1/100 FECHA: Mayo 2017	ALUMNOS:

CAMPUS DE EXCELENCIA INTERNACIONAL
POLITÉCNICA "Ingeniamos el futuro"

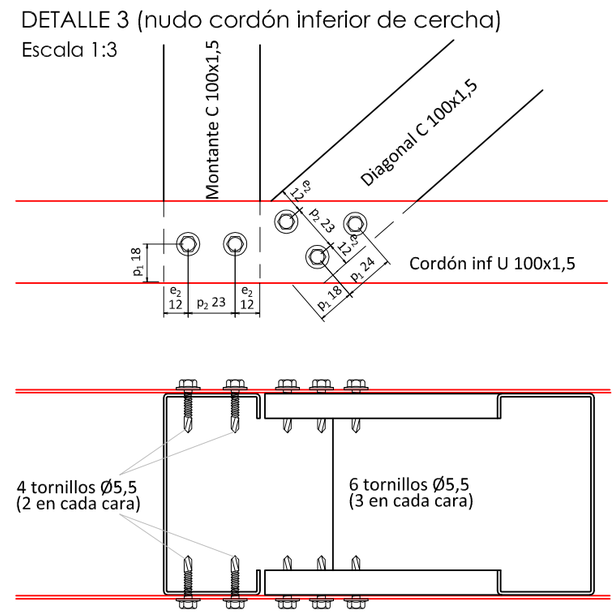
DETALLE 1 (transición de planta baja a planta 1ª)
Escala 1:3



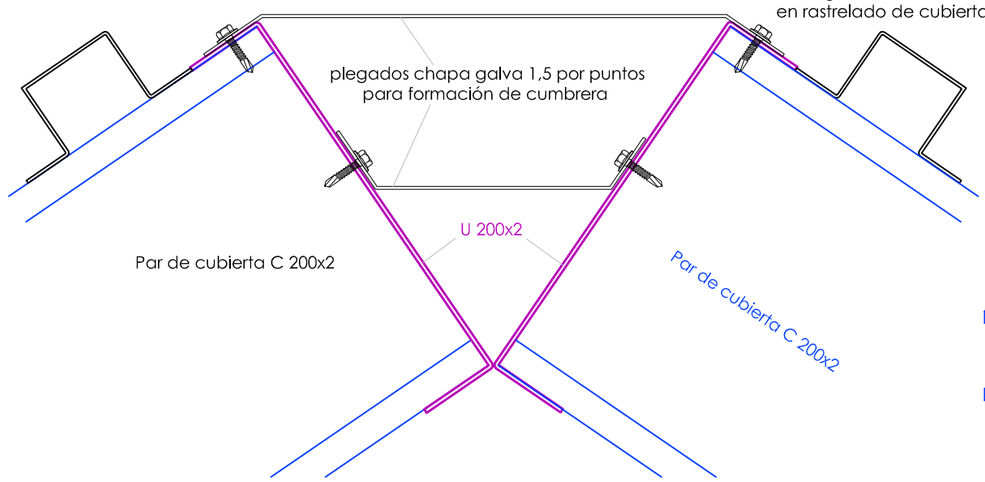
DETALLE 2 (nudo cordón superior de cercha)
Escala 1:3



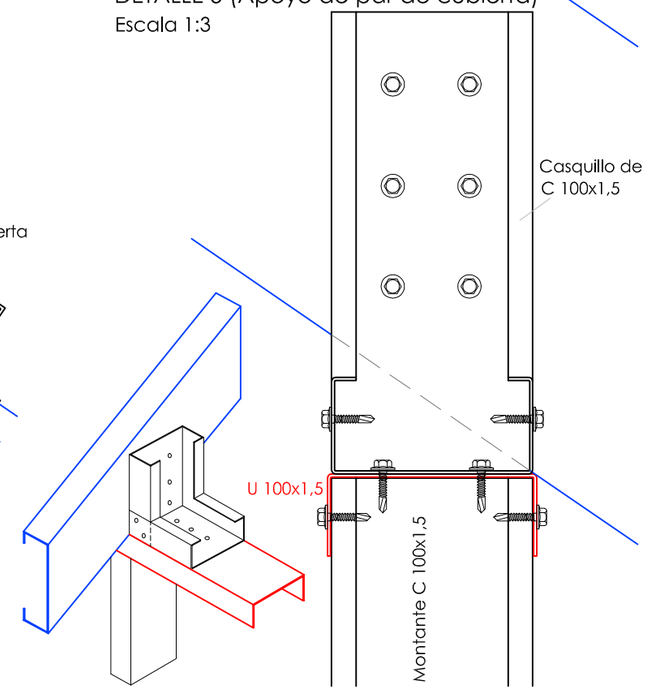
DETALLE 3 (nudo cordón inferior de cercha)
Escala 1:3



DETALLE 4 (Cumbrera cubierta)
Escala 1:3



DETALLE 5 (Apoyo de par de cubierta)
Escala 1:3



POLITÉCNICA "Ingeniamos el futuro" · CAMPUS DE EXCELENCIA INTERNACIONAL	ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA MÁSTER DE ESTRUCTURAS DE EDIFICACIÓN	PRÁCTICA M4_2. PERFILES DE ACERO DE PEQUEÑO ESPESOR	PLANO: ESTRUCTURA STEEL FRAMING DETALLES CONSTRUCTIVOS	Nº: P-2	ESCALA: 1/3 FECHA: Mayo 2017	ALUMNOS:

UNIVERSIDAD POLITECNICA DE MADRID

ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA

MASTER EN ESTRUCTURAS DE EDIFICACION

MODULO M4

M4_2 ESTRUCTURAS DE PERFILES DE ACERO DE PEQUEÑO ESPESOR

PRACTICA 4_2

PROYECTO DE REFORMA DE EDIFICIO EXISTENTE MEDIANTE PERFILES DE CHAPA GALVANIZADA

ALUMNOS: Rodríguez Cimino, Eduardo Javier

1. OBJETO DE LA PRACTICA

El objeto de esta práctica es resolver el proyecto de reforma de un edificio existente en el que se pretende eliminar todos los forjados existentes y sustituirlos por otros. Para ello se utilizarán perfiles conformados en frío de chapa galvanizada.

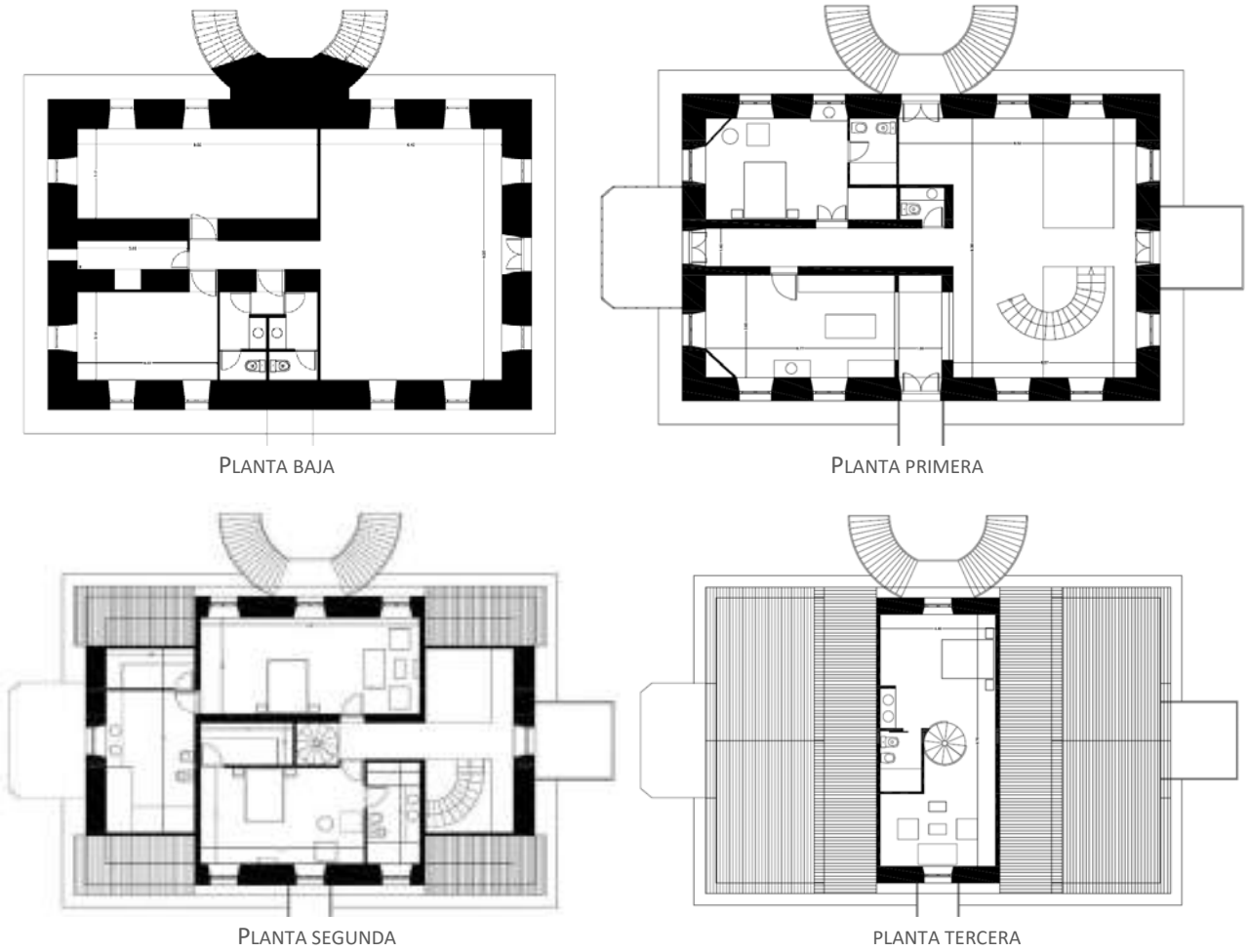


FIG. 1– PLANTAS DE EDIFICIO EXISTENTE

FIG. 2– SECCIONES DE EDIFICIO EXISTENTE

1. MATERIALES

- Acero

Chapas de acero estructural galvanizado S280 GD+Z (EN-10326)

$f_{yb} = 280\ N/mm^2$

$f_u = 360\ N/mm^2$

- Hormigón

HA-25/B/20/I

$\mathrm{f}_{ck} = 25\ N/mm^2$

2. ACCIONES

A. FORJADOS PB/1P/2P

- Cargas permanentes:

Tablero de OSB _____ 0,15 kN/m^2

Capa de hormigón 3 cm _____ 0,75 kN/m^2

Placa de yeso-cartón _____ 0,12 kN/m^2

TOTAL _____ 1,02 kN/m^2

- Cargas variables

Sobrecarga de uso vivienda_____ 2,00 kN/m^2

B. CUBIERTA

- Cargas permanentes:

Tablero de OSB _____ 0,15 kN/m^2

Pizarra, enlistonado y aislante_____ 0,50 kN/m^2

Placa de yeso-cartón _____ 0,12 kN/m^2

TOTAL _____ 0,77 kN/m^2

- Cargas variables

Sobrecarga de uso cubierta ligera (pend. 30º) sobre correas accesible solo para conservación ____ 0,40 kN/m^2

Viento (Madrid)_____ $q_e = 0{,}42\ kN/m^2 \cdot 1{,}9 \cdot -1{,}0 = -0{,}8\ \mathrm{kN/m^2}$

Nieve(Madrid)_____ $q_n = \mu \cdot S_k = 1 \cdot 0{,}6\ kN/m^2 = 0{,}6\ \mathrm{kN/m^2}$

3. DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA

El muro exterior de la vivienda existente se mantiene como estructura perimetral, mientras que el interior, los forjados y cubierta se reemplazan por un entramado metálico de perfiles de chapa galvanizada plegada en frio de pequeño espesor.

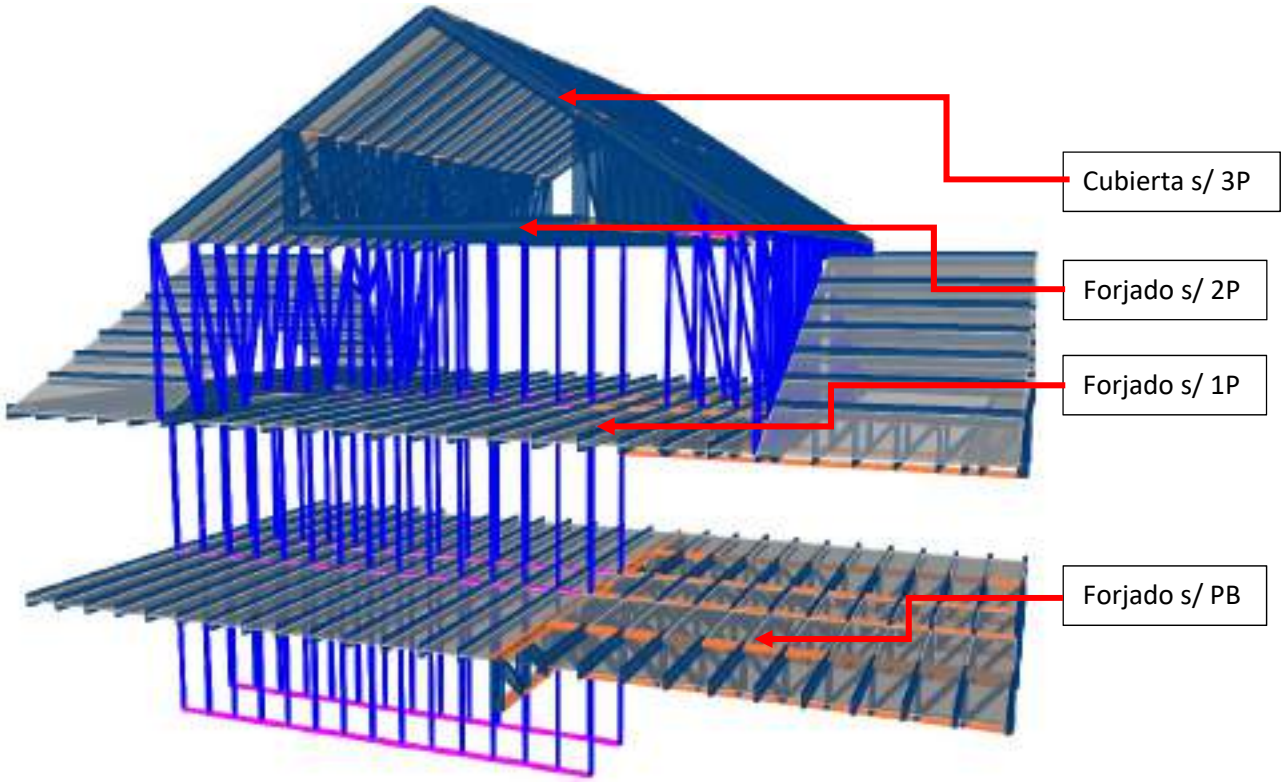


FIG. 3– NUEVA ESTRUCTURA INTERIOR

Los forjados de la planta baja y primera se componen de **correas C 200x45x20x1,5** con una separación de 0,60 m que se apoyan en el perímetro exterior sobre los muros existentes de la vivienda, y en el interior sobre planos portantes formados por un entramado de **soportes** de perfil **C 100x40x20x1,5** de separación 0,60m, arriostrados por perfiles transversales tipo Ω de 50x50x30x1,5 y una **solera de fijación inferior y superior** de perfil **U 103x40x1,5**.

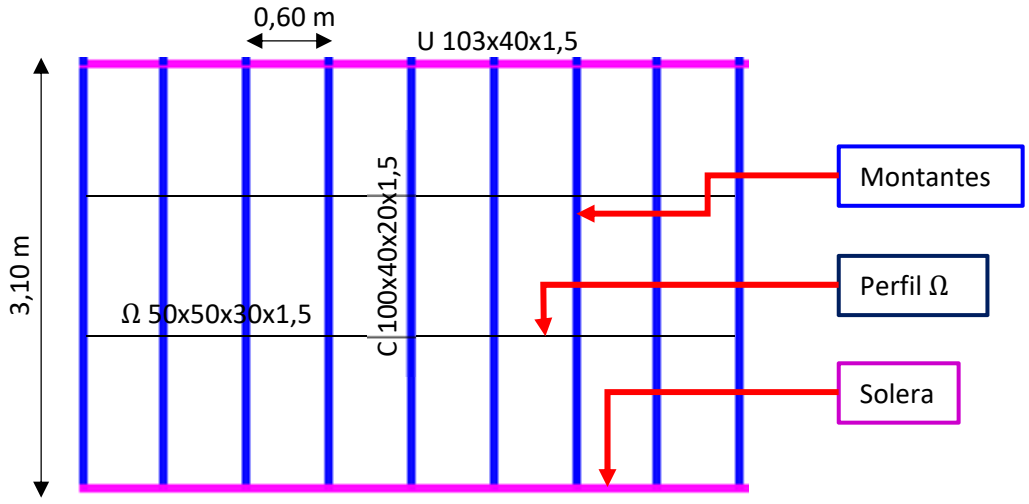


FIG. 4– ENTRAMADO PORTANTE

En los sectores donde no es posible colocar planos portantes por requerimientos funcionales, las luces mayores se salvan mediante **celosías** de 0,60 cm de alto, formadas por cordones de perfiles **U 203x45x2** y **montantes y diagonales de la misma sección que las correas** del forjado.

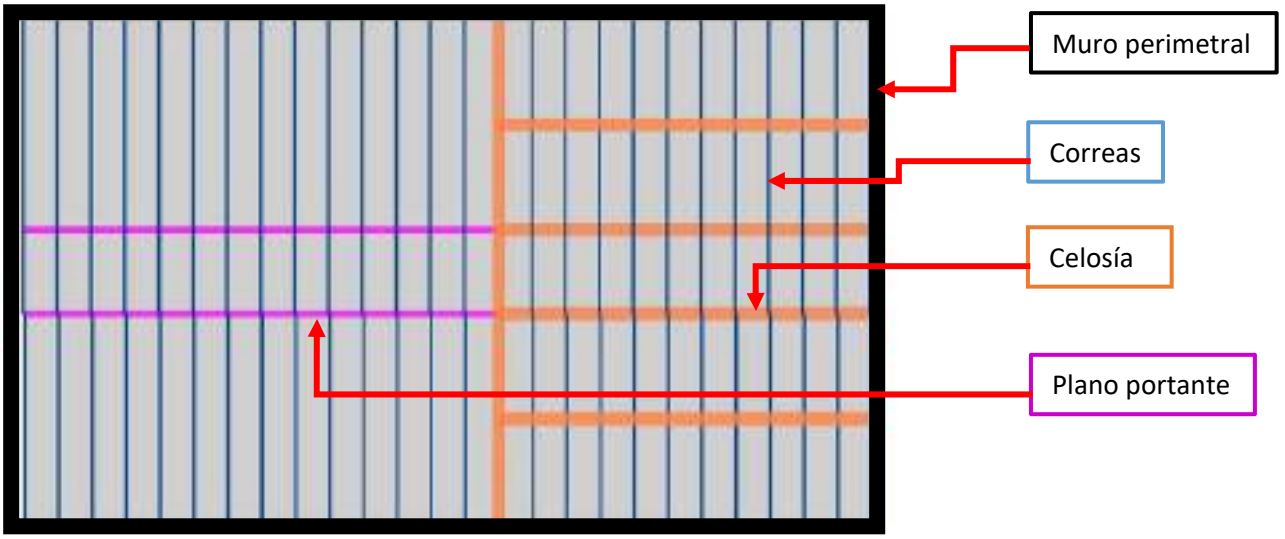


FIG. 5– FORJADO SOBRE PLANTA BAJA

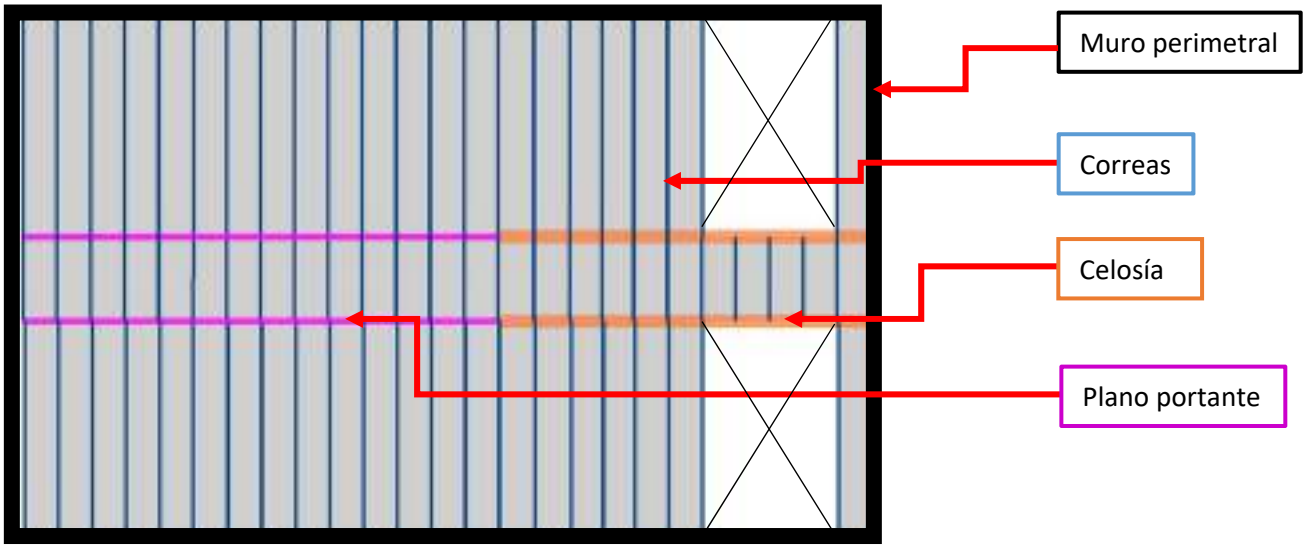


FIG. 6– FORJADO SOBRE PRIMER PISO

El forjado sobre segundo piso se arma transversalmente, apoyado sobre dos grandes celosias de la altura total de las paredes de cerramiento. Se emplean los mismos perfiles que en los niveles anteriores.

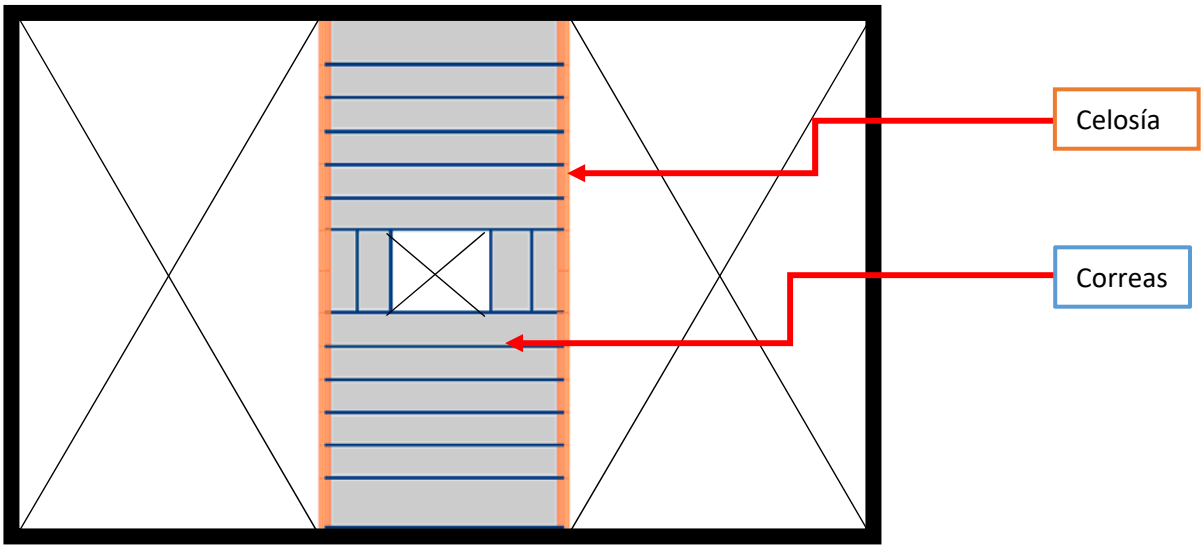


FIG. 7– FORJADO SOBRE SEGUNDO PISO

Los techos inclinados de cubierta forman una superficie plegada rigidizada mediante diagonales y se apoyan sobre el cordón superior de la misma cercha de gran altura que soporta el forjado sobre segundo piso. Los cuatro faldones más bajos que se encuentran sobre el segundo piso, se apoyan sobre el muro perimetral, y sobre dos planos de cerramiento rigidizados que se comportan como grandes celosías de un nivel de altura.

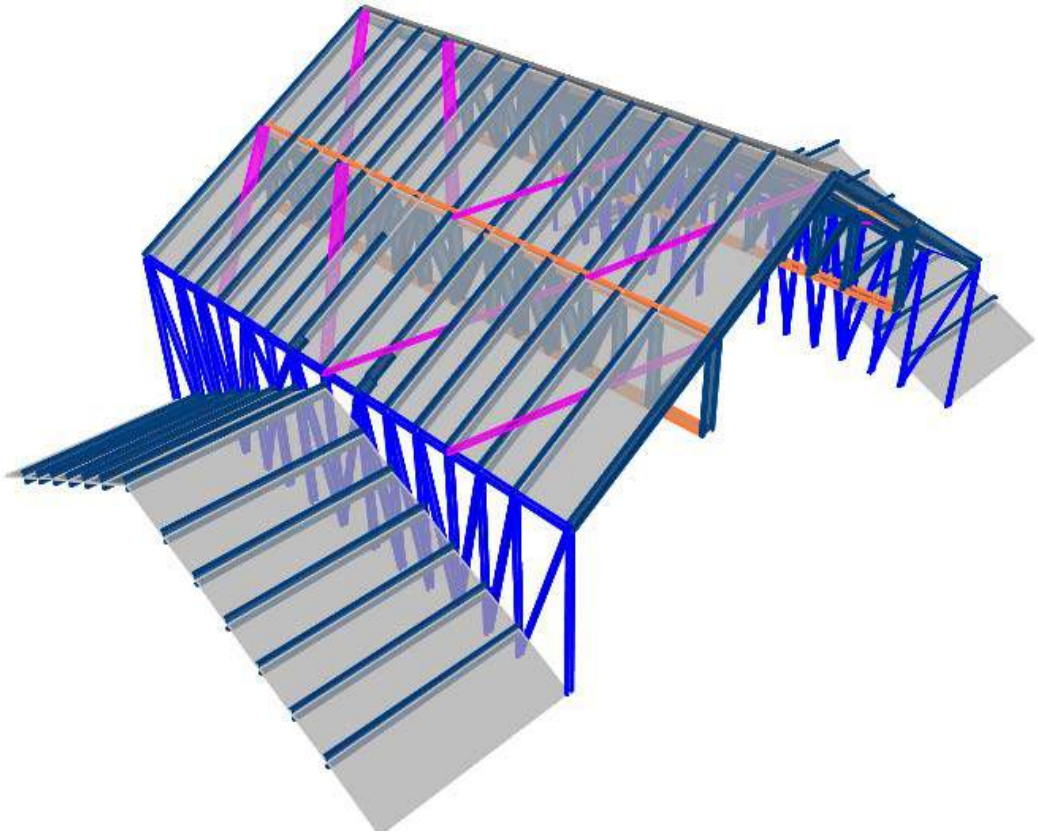


FIG. 8– CUBIERTA

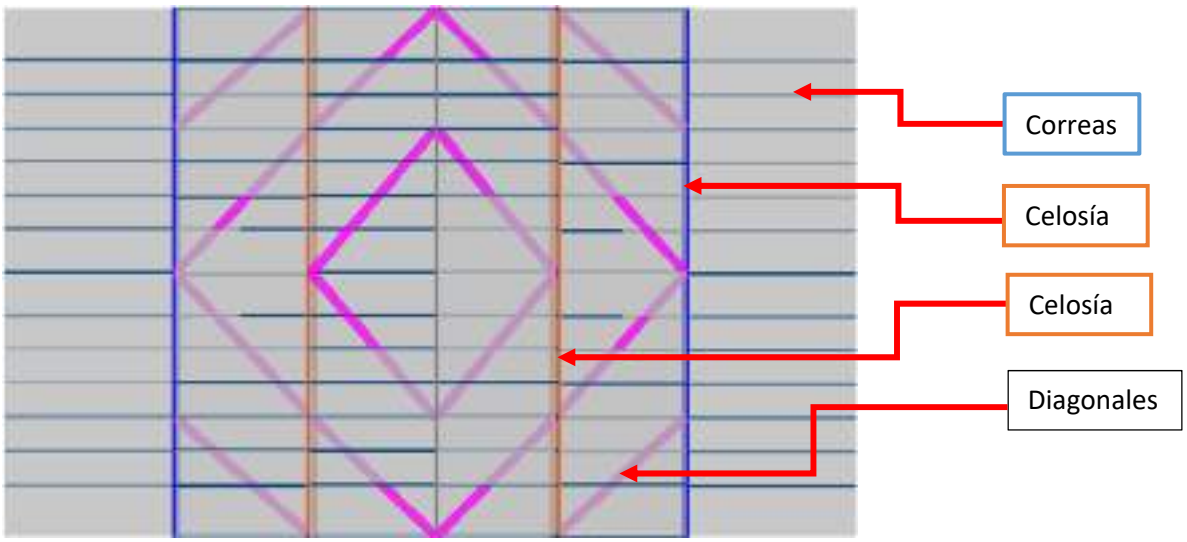
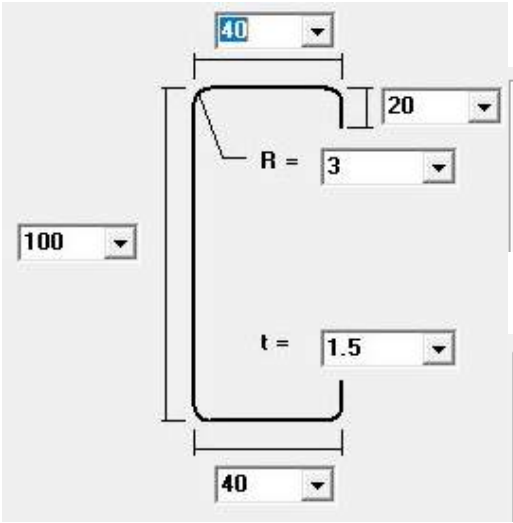


FIG. 9– PLANTA DE CUBIERTA

4. CARACTERISTICAS GEOMETRICAS Y MECANICAS DE LOS PERFILES

A. SOPORTES



Simple

Maximum Factored Axial Loads, Pu (N)

Weak Axis Bracing (mm o.c.)	Max KL/r	Concentric	Loaded Thru Web
THIRD Pt	80	40218	22346

Doble en cajón

Maximum Factored Axial Loads, Pu (N)

Weak Axis Bracing (mm o.c.)	Max KL/r	Concentric	Loaded Thru Web
THIRD Pt	80	92634	

OUTPUT PROPERTIES:

Effective Section Properties, Strong Axis

Neutral Axis from Top Fiber (Ycg)	50.0	mm
Moment of Inertia for Deflection (Ixx)	468023	mm^4
Section Modulus (Sxx)	9360	mm^ 3
Nominal Flexural Strength * Phi (Phi*Mnx)	2773.90	N-m

Gross Section Properties of Full Section, Strong Axis

Neutral Axis from Top Fiber (Ycg)	50.0	mm
Moment of Inertia (Ixx)	468023	mm^4
Cross Sectional Area (A)	311.3	mm^2
Radius of Gyration (Rx)	38.7716	mm

Section Properties, Weak Axis

Gross Neutral Axis (Xcg) From Web Face	14.4354	mm
Gross Moment of Inertia (Iyy)	76930	mm^4
Radius of Gyration (Ry)	15.7191	mm
Effective Section Modulus (Syy)	2945	mm^3
Effective Neutral Axis (Xcg) from Web Face	15.6806	mm
Nominal Flexural Strength * Phi (Phi*Mny)	783.35	N-m

Other Section Property Data

Member Weight per Foot of Length	23.9650	N/m
Nominal Web Shear Capacity * Phi (Unpunched)	21784	N
Pno * Phi for use in Interaction Equation C5-2	63948	N

Torsional Properties

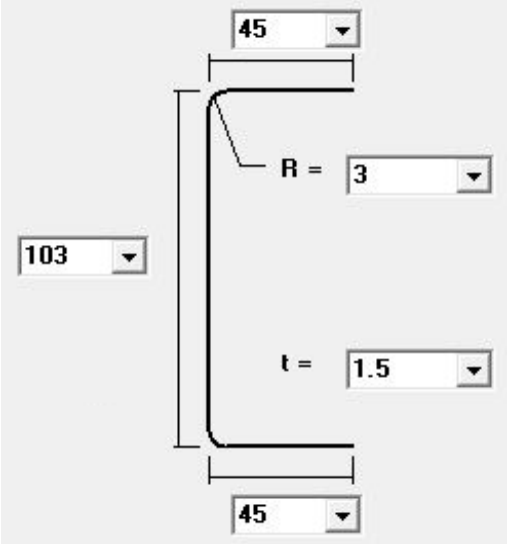
Dist. from Shear Center to Neutral Axis (Xo)	-36.1442	mm
St. Venant torsion Constant (J x 1000)	233507	mm^4
Warping Constant (Cw)	208982524	mm^6
Radii of Gyration (Ro)	55.2877	mm
Torsional Flexural Constant (Beta)	0.5726	

Nominal Web Crippling Loads * Phi (N)

	25.40mm END BRNG		88.90mm INT BRNG	
	Cond 1	Cond 3	Cond 2	Cond 4
Single Member	3539	3331	9528	11270

B. SOLERAS INFERIOR / SUPERIOR DE PLANOS PORTANTES

Este perfil no recibe cargas de manera directa, dado que las correas coinciden con la posición de los soportes. Su función es fijar los extremos de los soportes, conformando el entramado vertical de los planos portantes.



OUTPUT PROPERTIES:

Effective Section Properties, Strong Axis

Neutral Axis from Top Fiber (Ycg)	57.2	mm
Moment of Inertia for Deflection (Ixx)	407896	mm^4
Section Modulus (Sxx)	6636	mm^ 3
Nominal Flexural Strength * Phi (Phi*Mnx)	1672.48	N-m

Gross Section Properties of Full Section, Strong Axis

Neutral Axis from Top Fiber (Ycg)	51.5	mm
Moment of Inertia (Ixx)	459859	mm^4
Cross Sectional Area (A)	280.2	mm^2
Radius of Gyration (Rx)	40.5136	mm

Section Properties, Weak Axis

Gross Neutral Axis (Xcg) From Web Face	11.2438	mm
Gross Moment of Inertia (Iyy)	55772	mm^4
Radius of Gyration (Ry)	14.1090	mm
Effective Section Modulus (Syy)	940	mm^3
Effective Neutral Axis (Xcg) from Web Face	7.3275	mm
Nominal Flexural Strength * Phi (Phi*Mny)	236.79	N-m

Other Section Property Data

Member Weight per Foot of Length	21.5656	N/m
Nominal Web Shear Capacity * Phi (Unpunched)	22364	N
Pno * Phi for use in Interaction Equation C5-2	42236	N

Torsional Properties

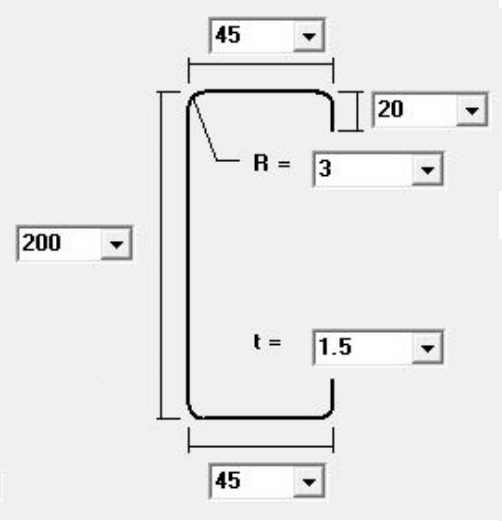
Dist. from Shear Center to Neutral Axis (Xo)	-26.9438	mm
St. Venant torsion Constant (J x 1000)	210129	mm^4
Warping Constant (Cw)	101525537	mm^6
Radii of Gyration (Ro)	50.6594	mm
Torsional Flexural Constant (Beta)	0.7171	

Nominal Web Crippling Loads * Phi (N)

	25.40mm END BRNG		88.90mm INT BRNG	
	Cond 1	Cond 3	Cond 2	Cond 4
Single Member	2461	1853	6211	4390

C. CORREAS / MONTANTES Y DIAGONALES DE CELOSIA

Compresión en montantes



Maximum Factored Axial Loads, Pu (N)

Weak Axis Bracing (mm o.c.)	Max KL/r	Concentric	Loaded Thru Web
NONE	37	65691	29163

Flexión en correas

Allowable Spans (m)

	Number of Equal Spans	Joist Spacing (mm o.c.) 305	600	813
With Web Stiffeners	One	5.69 e	4.46 e	3.83 e
	Two	6.26 i	4.46 a	3.83 a
W/O Web Stiffeners	One	4.86	2.47	1.82
	Two	4.59	2.80	2.21

OUTPUT PROPERTIES:

Effective Section Properties, Strong Axis

Neutral Axis from Top Fiber (Ycg)	103.8	mm
Moment of Inertia for Deflection (Ixx)	2612009	mm^4
Section Modulus (Sxx)	24552	mm^ 3
Nominal Flexural Strength * Phi (Phi*Mnx)	6531.52	N-m

Gross Section Properties of Full Section, Strong Axis

Neutral Axis from Top Fiber (Ycg)	100.0	mm
Moment of Inertia (Ixx)	2632492	mm^4
Cross Sectional Area (A)	476.3	mm^2
Radius of Gyration (Rx)	74.3402	mm

Section Properties, Weak Axis

Gross Neutral Axis (Xcg) From Web Face	11.5415	mm
Gross Moment of Inertia (Iyy)	126683	mm^4
Radius of Gyration (Ry)	16.3079	mm
Effective Section Modulus (Syy)	3541	mm^3
Effective Neutral Axis (Xcg) from Web Face	16.6683	mm
Nominal Flexural Strength * Phi (Phi*Mny)	941.96	N-m

Other Section Property Data

Member Weight per Foot of Length	36.6655	N/m
Nominal Web Shear Capacity * Phi (Unpunched)	16481	N
Pno * Phi for use in Interaction Equation C5-2	70187	N

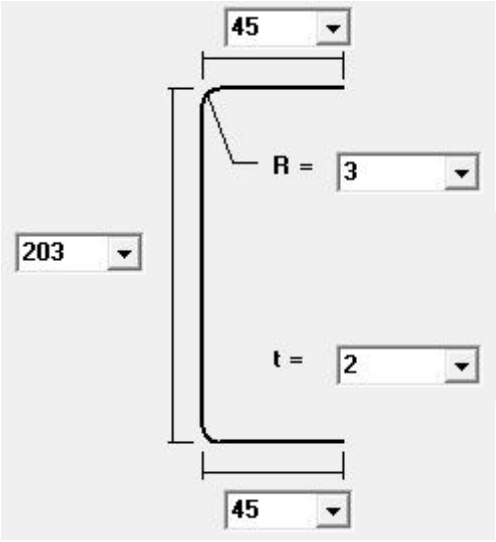
Torsional Properties

Dist. from Shear Center to Neutral Axis (Xo)	-30.6948	mm
St. Venant torsion Constant (J x 1000)	357257	mm^4
Warping Constant (Cw)	1087171728	mm^6
Radii of Gyration (Ro)	82.0645	mm
Torsional Flexural Constant (Beta)	0.8601	

Nominal Web Crippling Loads * Phi (N)

	25.40mm END BRNG		88.90mm INT BRNG	
	Cond 1	Cond 3	Cond 2	Cond 4
Single Member	3246	2439	9167	9660

D. CORDONES DE CELOSIA



Maximum Factored Axial Loads, Pu (N)

Weak Axis Bracing (mm o.c.)	Max KL/r	Concentric	Loaded Thru Web
600	49	68996	30472

OUTPUT PROPERTIES:

Effective Section Properties, Strong Axis

Neutral Axis from Top Fiber (Ycg)	108.1	mm
Moment of Inertia for Deflection (Ixx)	2944550	mm^4
Section Modulus (Sxx)	25344	mm^ 3
Nominal Flexural Strength * Phi (Phi*Mnx)	6387.32	N-m

Gross Section Properties of Full Section, Strong Axis

Neutral Axis from Top Fiber (Ycg)	101.5	mm
Moment of Inertia (Ixx)	3060781	mm^4
Cross Sectional Area (A)	571.1	mm^2
Radius of Gyration (Rx)	73.2062	mm

Section Properties, Weak Axis

Gross Neutral Axis (Xcg) From Web Face	7.7874	mm
Gross Moment of Inertia (Iyy)	87235	mm^4
Radius of Gyration (Ry)	12.3588	mm
Effective Section Modulus (Syy)	1626	mm^3
Effective Neutral Axis (Xcg) from Web Face	5.9061	mm
Nominal Flexural Strength * Phi (Phi*Mny)	409.83	N-m

Other Section Property Data

Member Weight per Foot of Length	43.9617	N/m
Nominal Web Shear Capacity * Phi (Unpunched)	38662	N
Pno * Phi for use in Interaction Equation C5-2	75134	N

Torsional Properties

Dist. from Shear Center to Neutral Axis (Xo)	-19.5646	mm
St. Venant torsion Constant (J x 1000)	761510	mm^4
Warping Constant (Cw)	656409673	mm^6
Radii of Gyration (Ro)	76.7767	mm
Torsional Flexural Constant (Beta)	0.9351	

Nominal Web Crippling Loads * Phi (N)

	25.40mm END BRNG		88.90mm INT BRNG	
	Cond 1	Cond 3	Cond 2	Cond 4
Single Member	4299	3039	11310	8002

5. ANALISIS

A. MODELADO

Se realiza el modelado y análisis de la estructura mediante SAP2000, en 3 dimensiones, con elementos tipo frame y aplicando cargas mediante áreas.

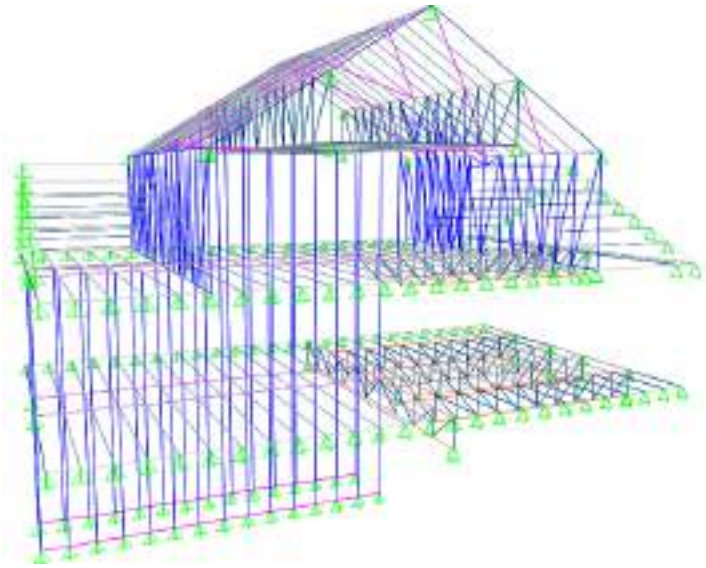


FIG. 10– MODELADO EN SAP2000

B. COMBINACION DE ACCIONES

- Estados límite últimos:

$$\Sigma\ \gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \Sigma\, \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

- Estados límite de servicio:

Poco probable: $\Sigma\ \gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \Sigma\, \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$

Frecuente: $\Sigma\ \gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot \Psi_{1,i} \cdot Q_{k,1} + \Sigma\, \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$

Cuasi-permanente: $\Sigma\ \gamma_G \cdot G_k + \Sigma\, \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$

C. RESULTADOS

- Deformaciones

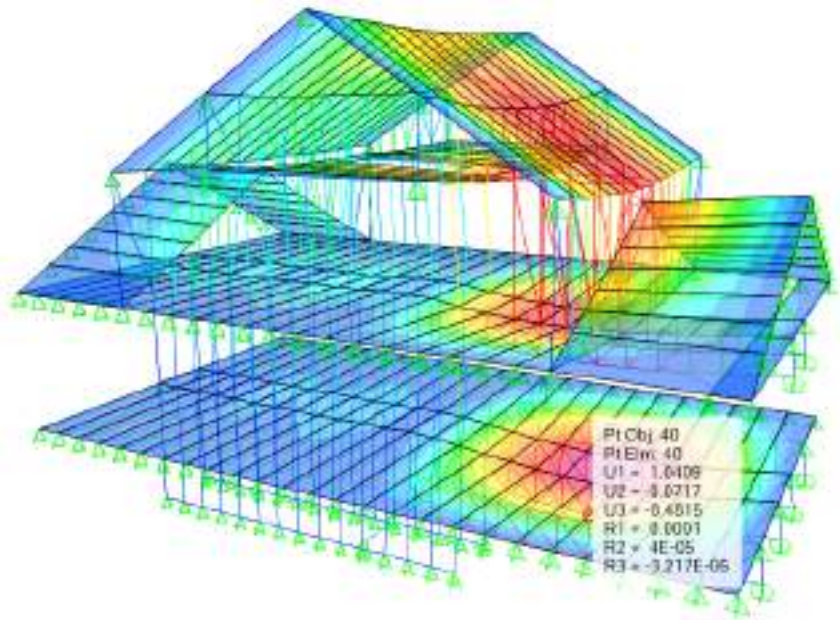


FIG. 11– DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS PARA ELS

El máximo desplazamiento se produce a mitad de la luz de las celosias de planta baja, con un valor de 8,5 mm que representa una relación con la luz que cubre de L/776. El centro de la cumbrera se desplaza 4,8 mm que representa una relación con la luz que cubre de L/1977.

- Diagrama de momentos

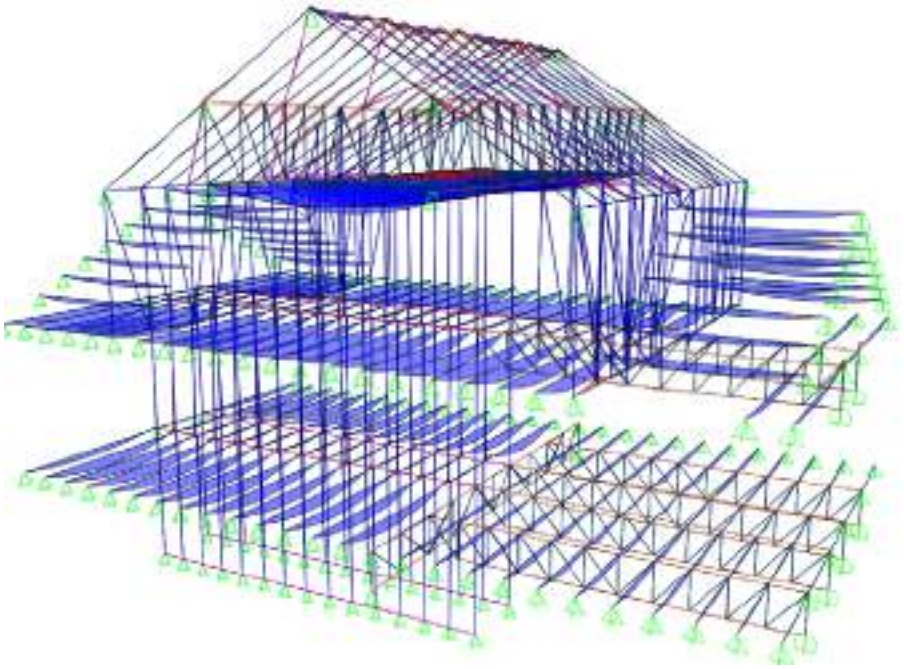


FIG. 12– DIAGRAMA DE MOMENTOS FLECTORES

Se observa en el diagrama que solo las correas poseen diagramas de momentos de consideración, mientras que el resto de los elementos trabaja principalmente a esfuerzos axiles.

- Diagrama de axiles

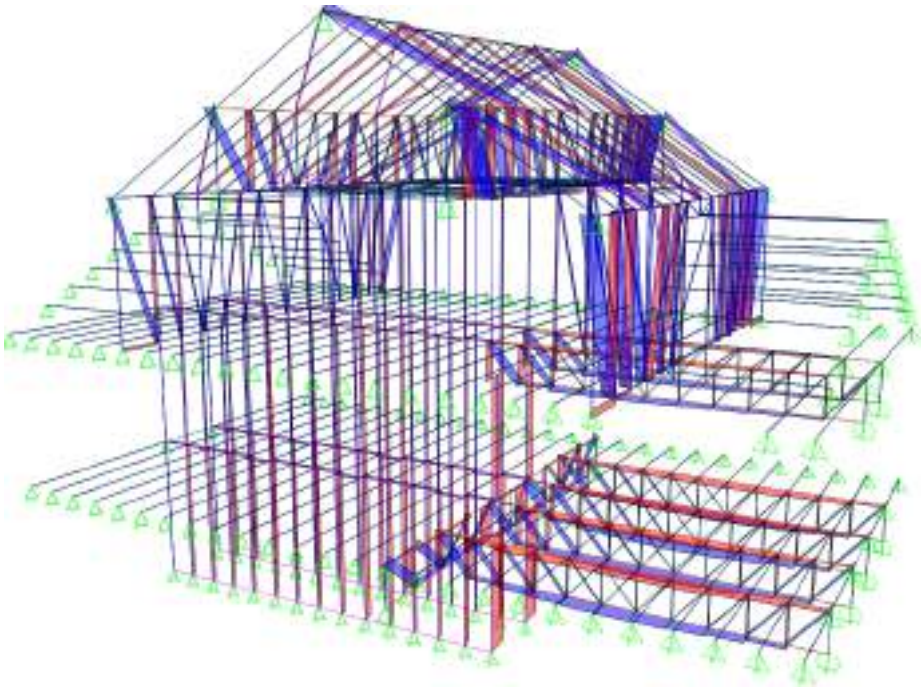


FIG. 13– DIAGRAMA DE AXILES

6. VERIFICACION DE SECCIONES

A. PLANTA BAJA

- Correas

La máxima solicitación a flexión de las correas es de 4,57 kNm, que resulta inferior a capacidad del perfil seleccionado de 6,5 kNm, mientras que las deformaciones son del orden de L/462.

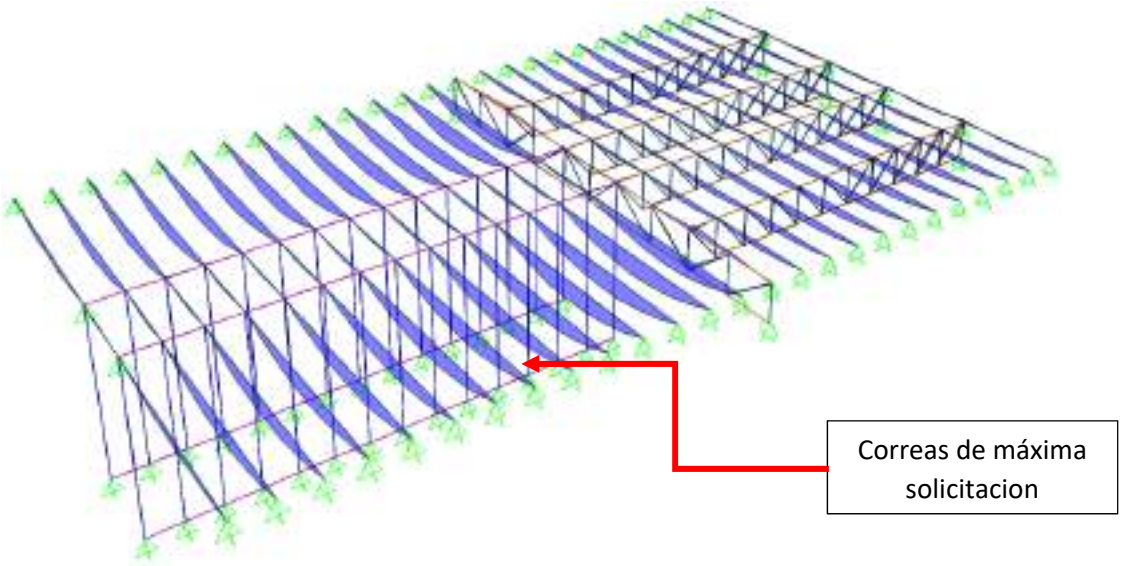


FIG. 14– DIAGRAMA DE MOMENTOS DE ESTRUCTURA DE PLANTA BAJA

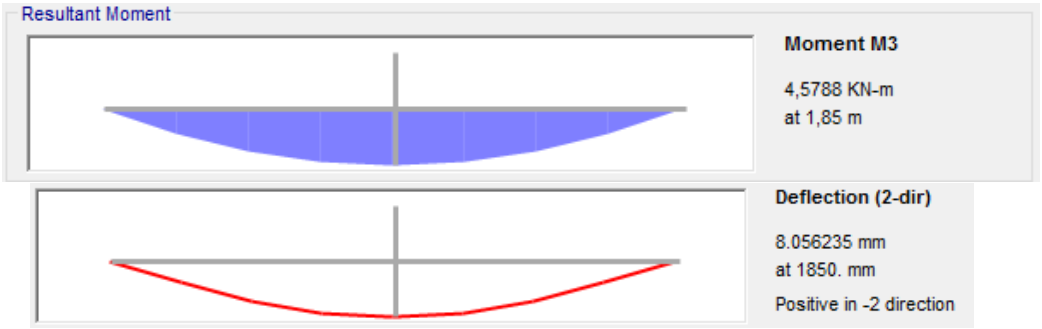


FIG. 15– DIAGRAMA DE MOMENTOS Y DEFORMACIONES DE CORREA DE PLANTA BAJA

- Soportes

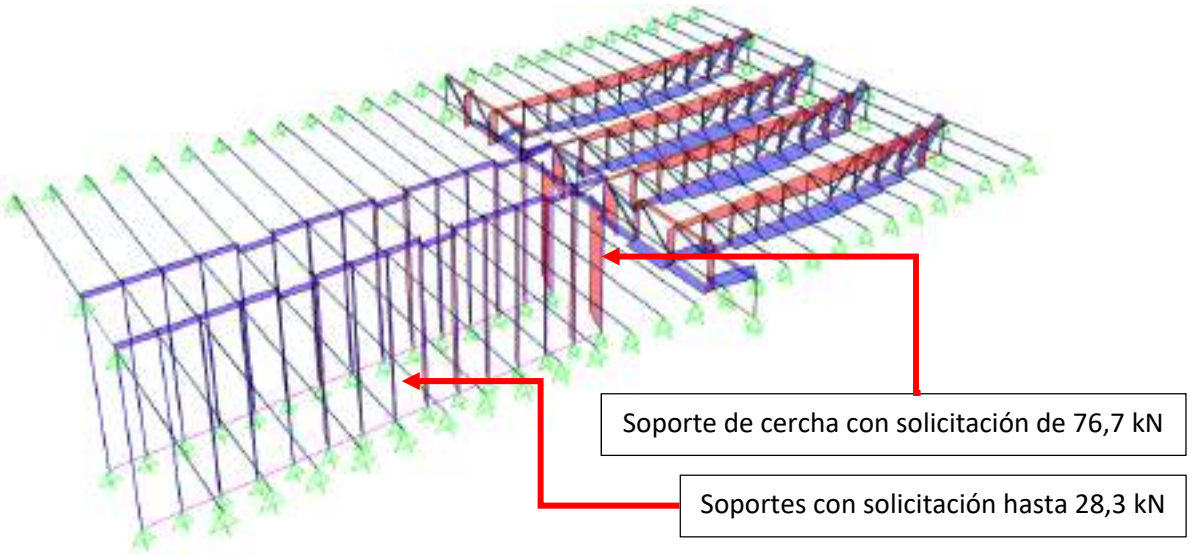


FIG. 16– DIAGRAMA DE AXILES DE ESTRUCTURA DE PLANTA BAJA

Se observa en el diagrama que, a excepción de los soportes donde apoyan las celosias, la solicitación axil máxima es de 28,28 kN. Para estos soportes, se utiliza un perfil simple, con arriostramientos al tercio, cuya capacidad es de 40,2 kN, según lo indicado en el apartado 4.A.

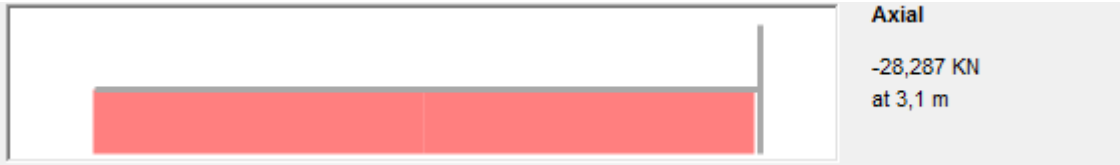


FIG. 17– DIAGRAMA DE AXILES DE SOPORTES DE PLANTA BAJA

Para los soportes donde cargan las celosias, el esfuerzo axil es de 76,73 kN. Para estos casos, se colocará un perfil doble en cajón, con una capacidad de carga de 92 kN.

FIG. 18– DIAGRAMA DE AXILES DE SOPORTE DE APOYO DE CELOSIA DE PLANTA BAJA

- Celosias

El máximo esfuerzo axil de compresión en el cordón superior es de 50,11 kN, mientras que la capacidad resistente es de 68,99 kN.

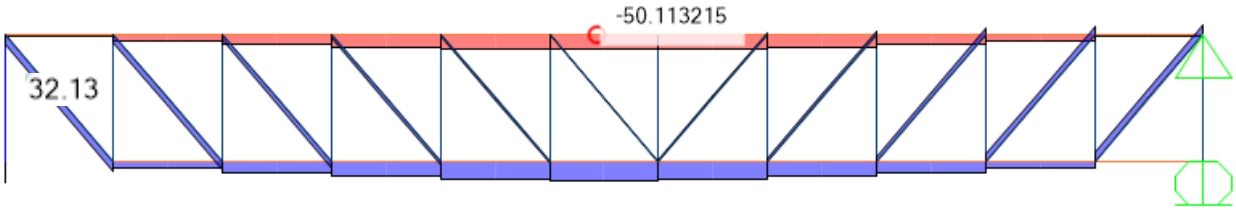


FIG. 19– DIAGRAMA DE AXILES DE CELOSIAS DE PLANTA BAJA

En montantes y diagonales la solicitación máxima de tracción es de 32,13 kN, mientras que la capacidad a tracción de la sección neta es de: $N_{tRd} = \frac{f_{ya} \cdot A_g}{\gamma_{M0}} = \frac{280\ N/mm^2 \cdot 476{,}3\ mm^2}{1} = 133{,}3\ kN$.

B. RIMER PISO

- Correas

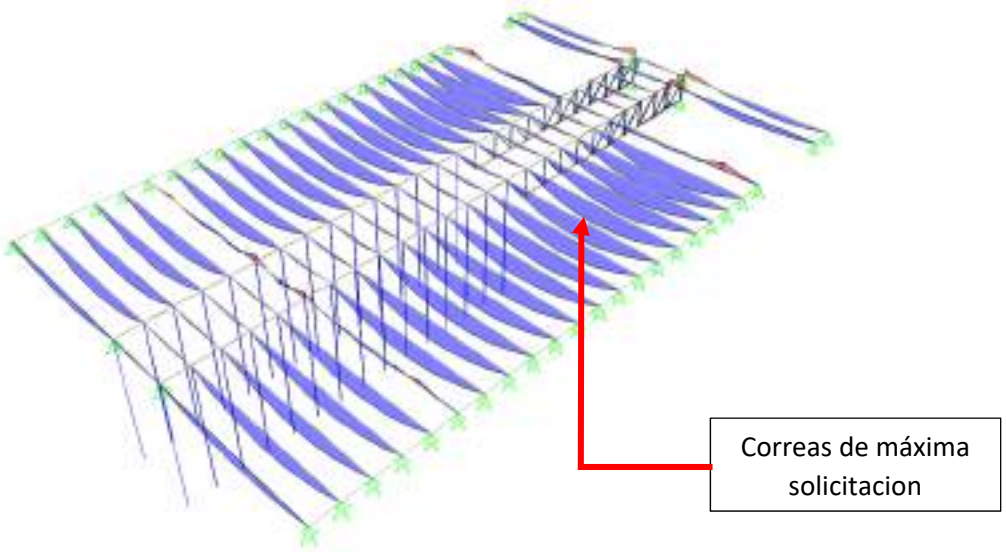


FIG. 20– DIAGRAMA DE MOMENTOS DE ESTRUCTURA DE PRIMER PISO

La máxima solicitación a flexión de las correas es de 5,37 kNm, que resulta inferior a capacidad del perfil C 200x45x20x1,5 seleccionado con 6,5 kNm de resistencia flexional. Las deformaciones son del orden de L/392.

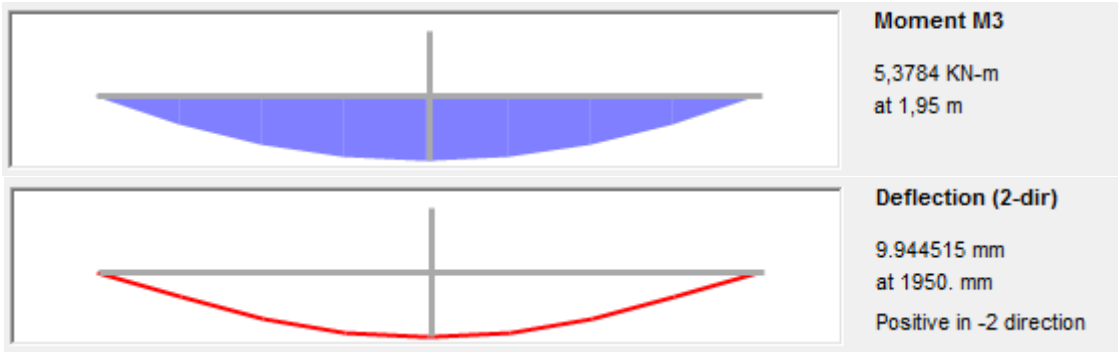


FIG. 21– DIAGRAMA DE MOMENTOS Y DEFORMACIONES DE CORREA DE PRIMER PISO

- Soportes

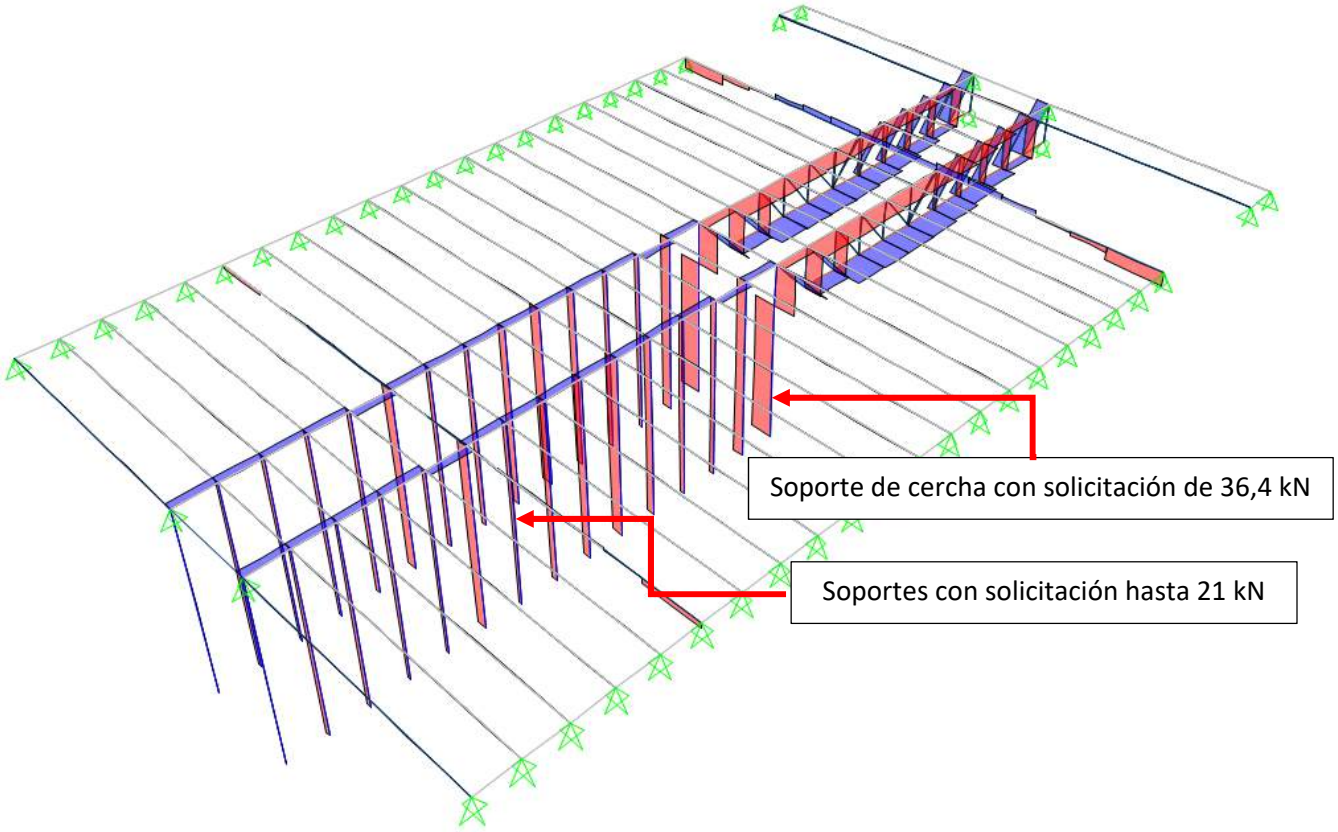


FIG. 22– DIAGRAMA DE AXILES DE ESTRUCTURA DE PLANTA DE PRIMER PISO

Las solicitaciones máximas de los soportes son menores que el nivel inferior, por lo cual pueden utilizarse los mismos perfiles.

- Celosias

El máximo esfuerzo axil de compresión en el cordón superior es de 33,5 kN, mientras que la capacidad resistente del perfil utilizado en el nivel inferior es de 68,99 kN, por lo cual puede mantenerse la misma sección.

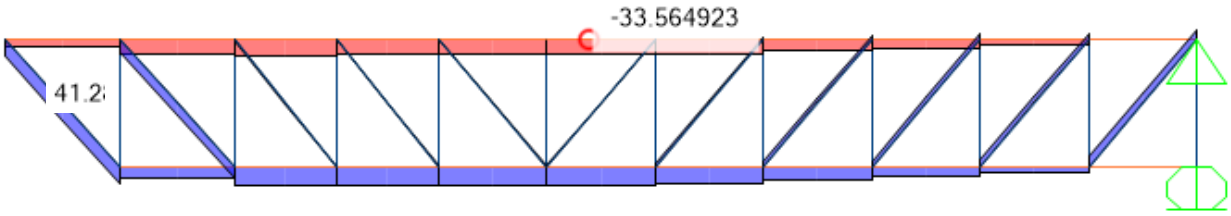


FIG. 23– DIAGRAMA DE AXILES DE CELOSIA DE PRIMER PISO

Para el caso de montantes y diagonales, también se utilizan las mismas secciones del nivel anterior, dado que las solicitaciones son menores.

C. SEGUNDO PISO

- Correas

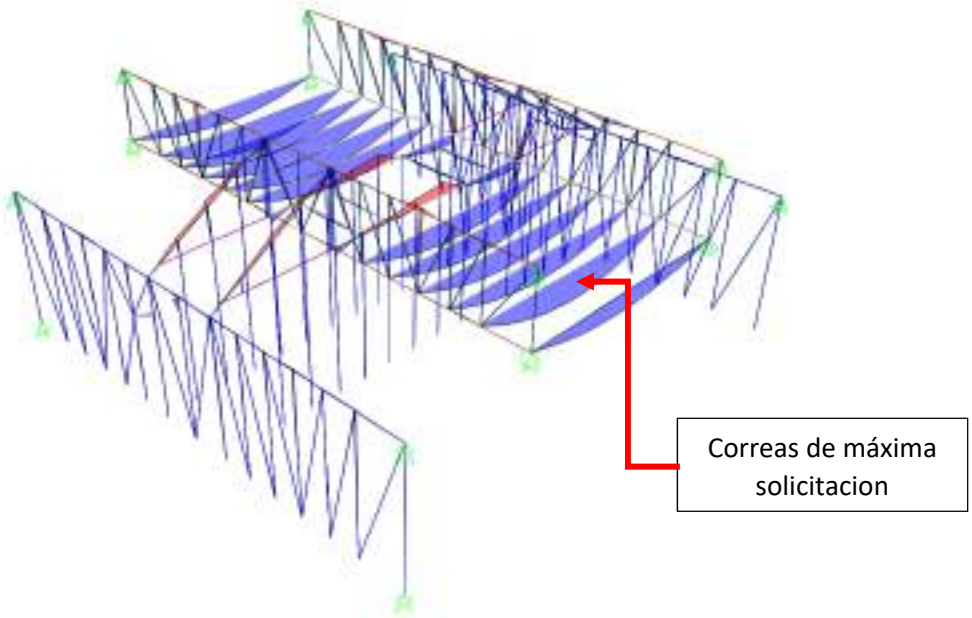


FIG. 24– DIAGRAMA DE MOMENTOS DE ESTRUCTURA DE SEGUNDO PISO

La máxima solicitación a flexión de las correas es de 4,2 kNm, mientras que la capacidad de la correa es de 6.5 kNm. Las deformaciones son del orden de L/330.

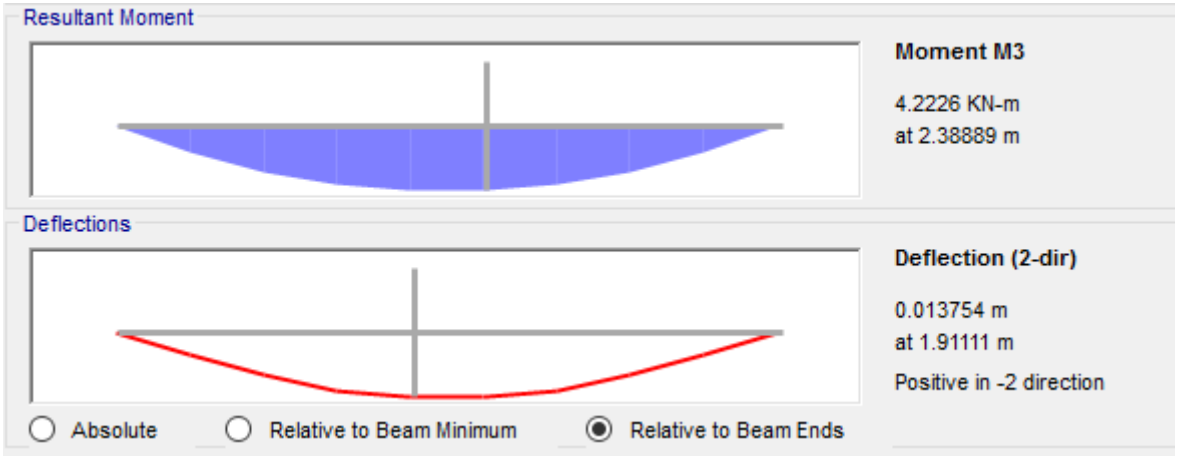


FIG. 25– DIAGRAMA DE MOMENTOS DE CORREA DE SEGUNDO PISO

- Soportes

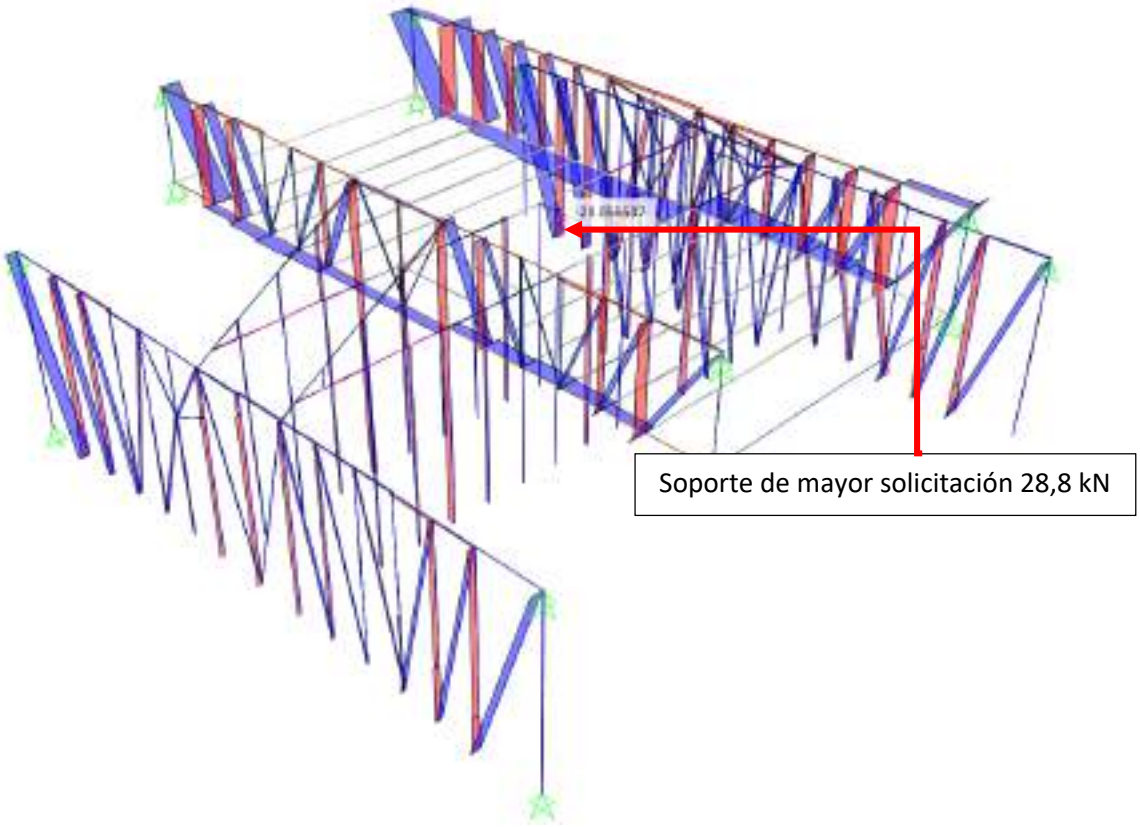


FIG. 26– DIAGRAMA DE AXILES DE ESTRUCTURA DE PLANTA DE SEGUNDO PISO

La solicitación máxima para soportes a compresión es de 28,8 kN, inferior a la capacidad de 40 kN del perfil utilizado. La solicitación máxima de tracción es de 38,17 kN, mientras que la capacidad a tracción de la sección neta es de: $N_{tRd} = \frac{f_{ya} \cdot A_g}{\gamma_{M0}} = \frac{280\ N/mm^2 \cdot 311{,}3\ mm^2}{1} = 87{,}1\ kN$.

- Celosias

El máximo esfuerzo axil de compresión en el cordón superior es de 13 kN, mientras que la capacidad resistente del perfil utilizado es de 68,99 kN, por lo cual puede mantenerse la misma sección.

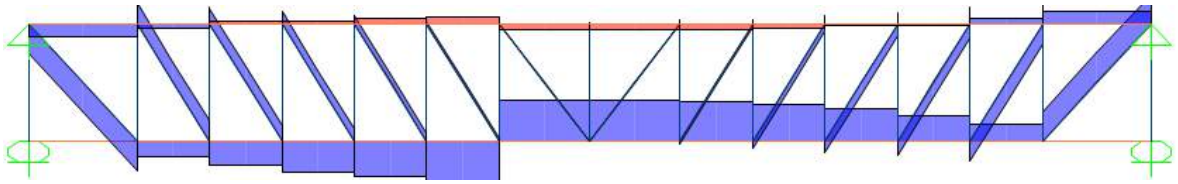


FIG. 27– DIAGRAMA DE AXILES DE CELOSIA DE SEGUNDO PISO

La solicitación máxima de tracción es de 79,5,17 kN, mientras que la capacidad a tracción de la sección neta es de: $N_{tRd} = \frac{f_{ya} \cdot A_g}{\gamma_{M0}} = \frac{280\ N/mm^2 \cdot 571{,}1\ mm^2}{1} = 159{,}9\ kN$.

En montantes y diagonales la solicitación máxima de tracción es de 58,9 kN, mientras que la capacidad a tracción de la sección neta es de: $N_{tRd} = \frac{f_{ya} \cdot A_g}{\gamma_{M0}} = \frac{280\ N/mm^2 \cdot 476{,}3\ mm^2}{1} = 133{,}3\ kN$.

D. CUBIERTA

- Correas

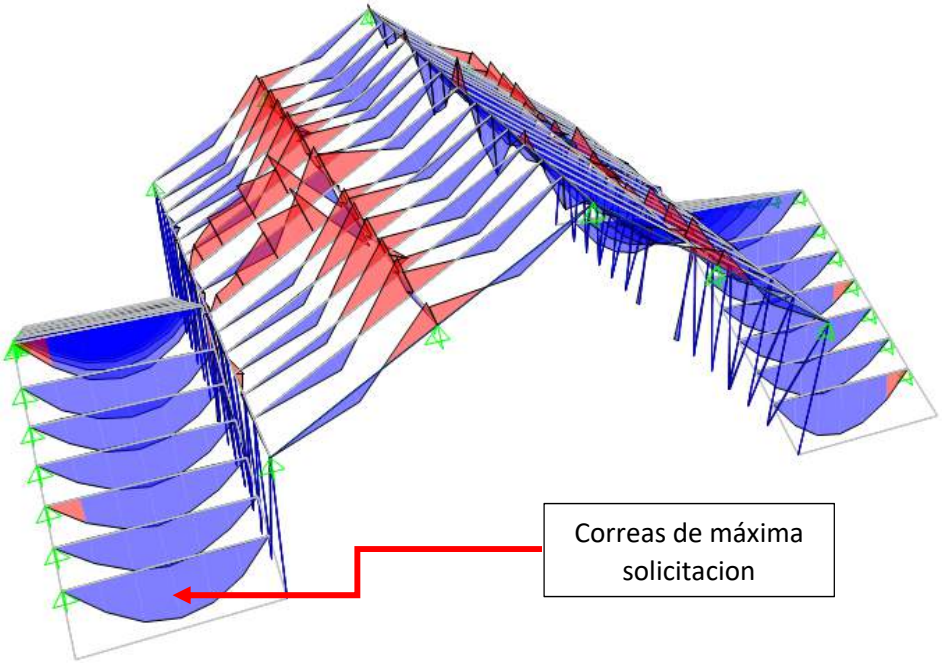


FIG. 28– DIAGRAMA DE MOMENTOS DE ESTRUCTURA DE CUBIERTA

La máxima solicitación a flexión de las correas es de 2 kNm, que resulta inferior a capacidad del perfil seleccionado C 200x45x20x1,5, con 6,5 kNm de resistencia flexional. La deformación correspondiente a dicha correa es de 2,37 mm, que corresponde a una relación L/1260.

FIG. 29– DEFORMACIÓN DE CORREA

El descenso máximo de la cumbrera es de 4,4 mm, que corresponde a una relación L/2000.

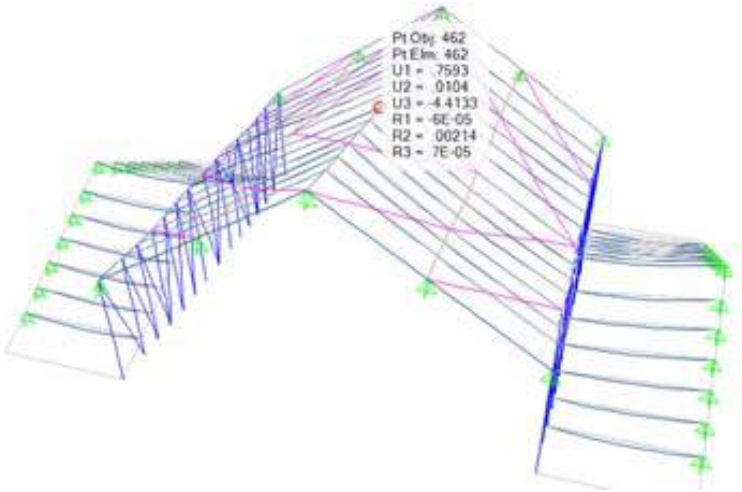
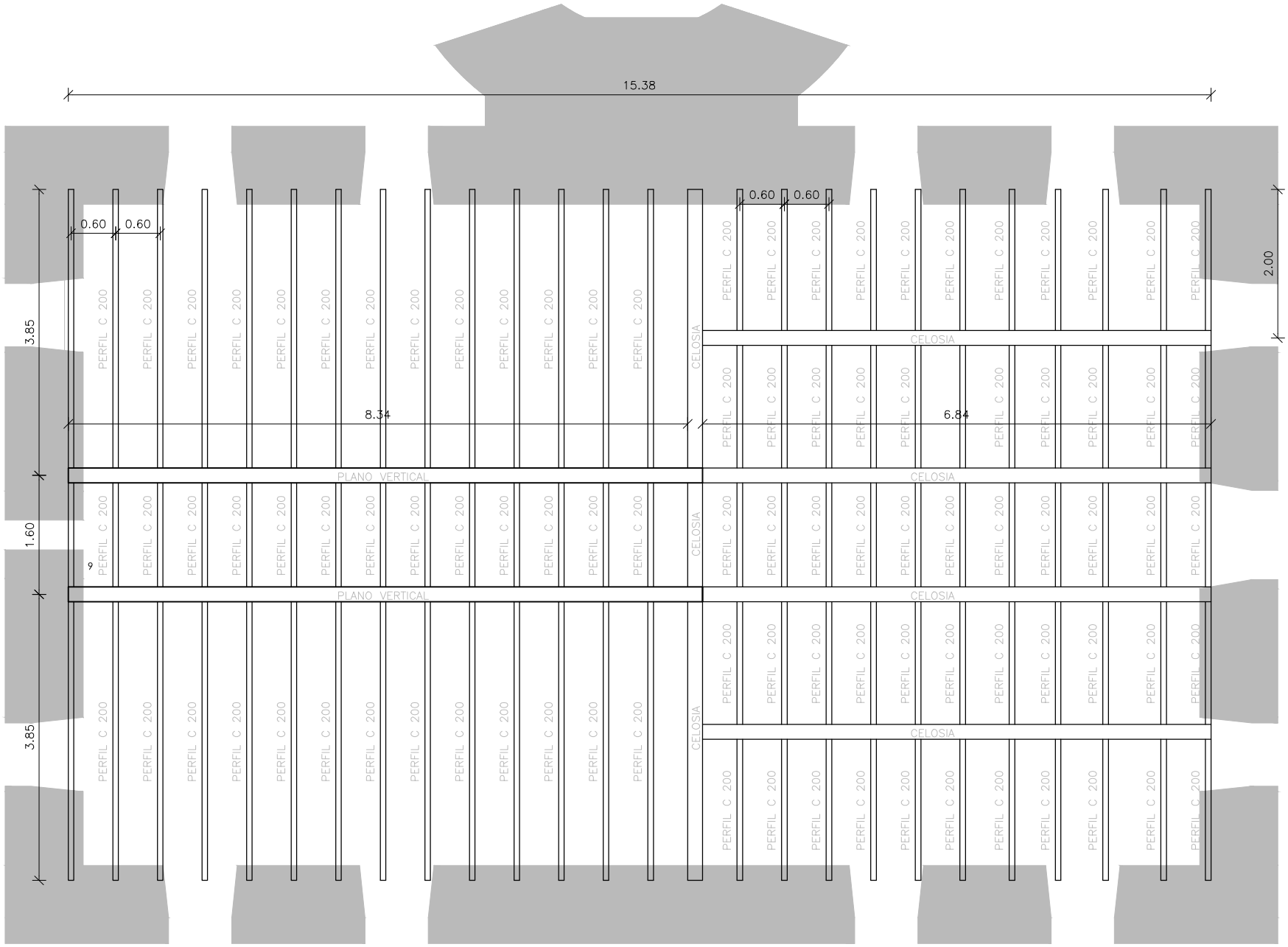


FIG. 30– DEFORMACIONES

- Celosías y montantes

Las celosías y montantes donde se apoyan las correas de cubierta pertenecen al segundo nivel, y fueron verificadas en el apartado correspondiente.



UNIVERSIDAD POLITECNICA DE MADRID
ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA
DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS Y FÍSICA DE LA EDIFICACION
MASTER DE ESTRUCTURAS DE EDIFICACION

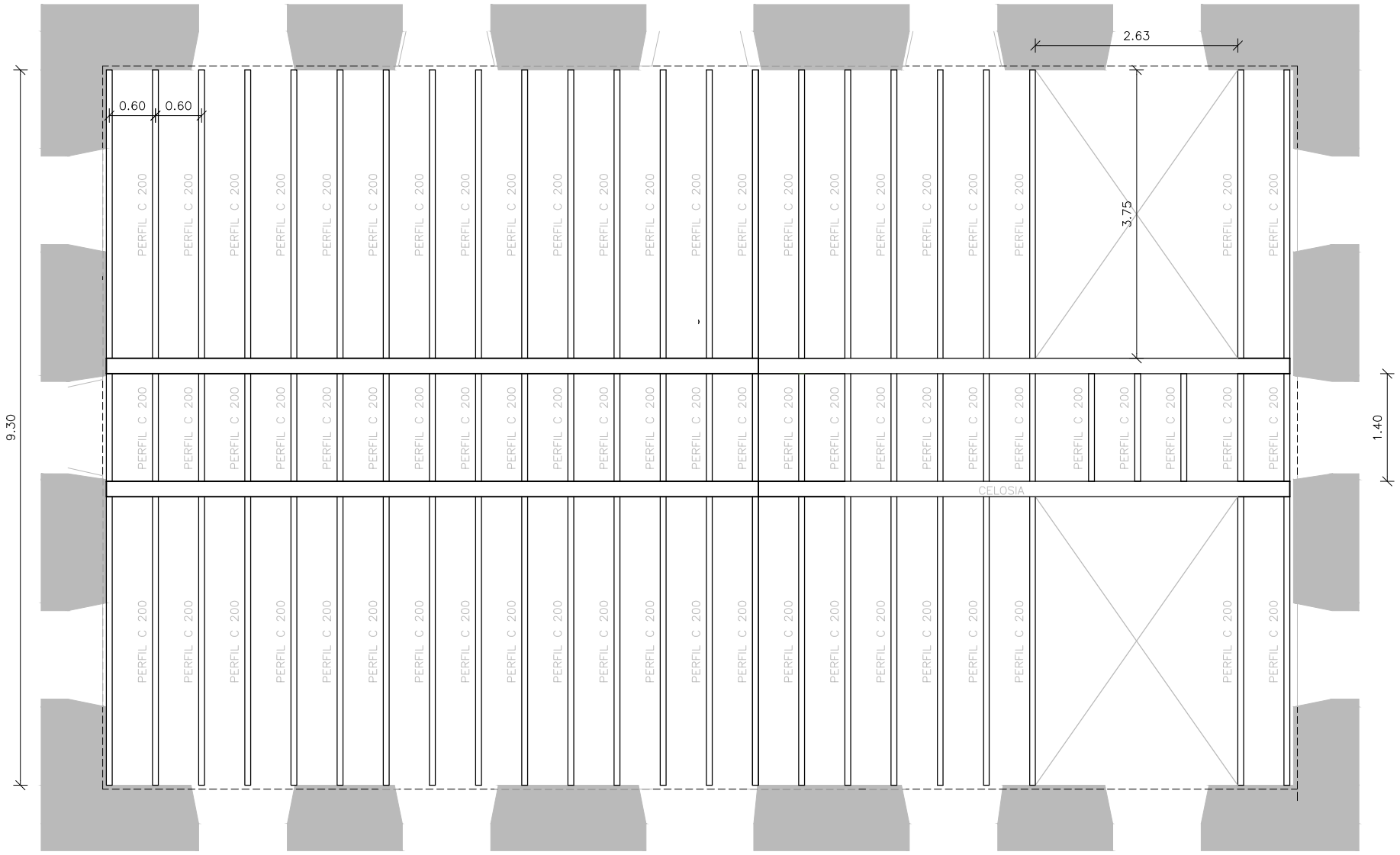
ASIGNATURA:
MODULO M4.2 - ESTRUCTURAS DE PERFILES DE ACERO DE PEQUEÑO ESPESOR

PLANO: FORJADO SOBRE PLANTA BAJA

ALUMNOS:

PLANO Nº: 1

ESCALA: 1:75



UNIVERSIDAD POLITECNICA DE MADRID
ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA
DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS Y FÍSICA DE LA EDIFICACION
MASTER DE ESTRUCTURAS DE EDIFICACION

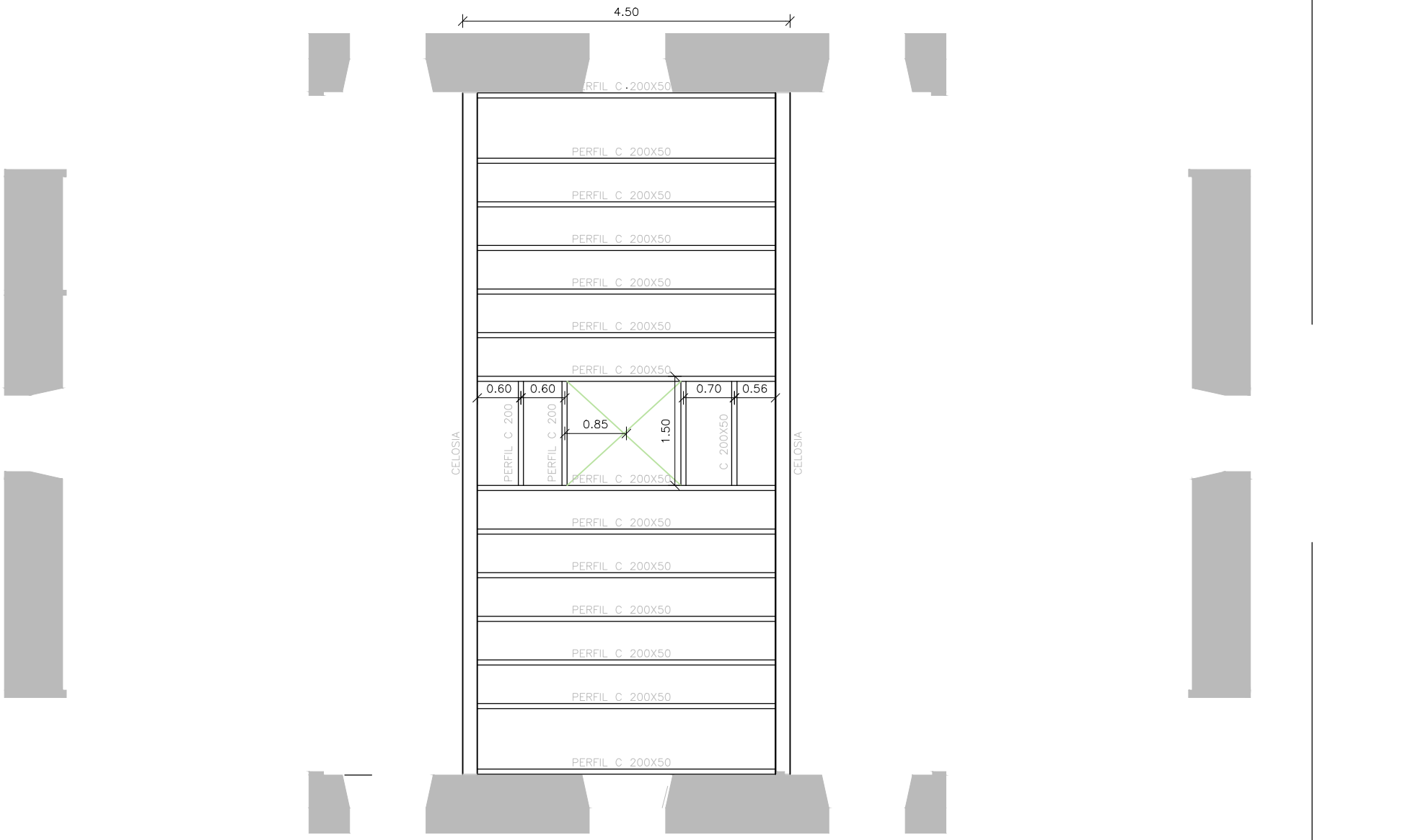
ASIGNATURA:
MODULO M4.2 - ESTRUCTURAS DE PERFILES DE ACERO DE PEQUEÑO ESPESOR

PLANO: FORJADO SOBRE PRIMER PISO

ALUMNOS:

PLANO Nº: 2

ESCALA: 1:75



UNIVERSIDAD POLITECNICA DE MADRID
ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA
DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS Y FÍSICA DE LA EDIFICACION
MASTER DE ESTRUCTURAS DE EDIFICACION

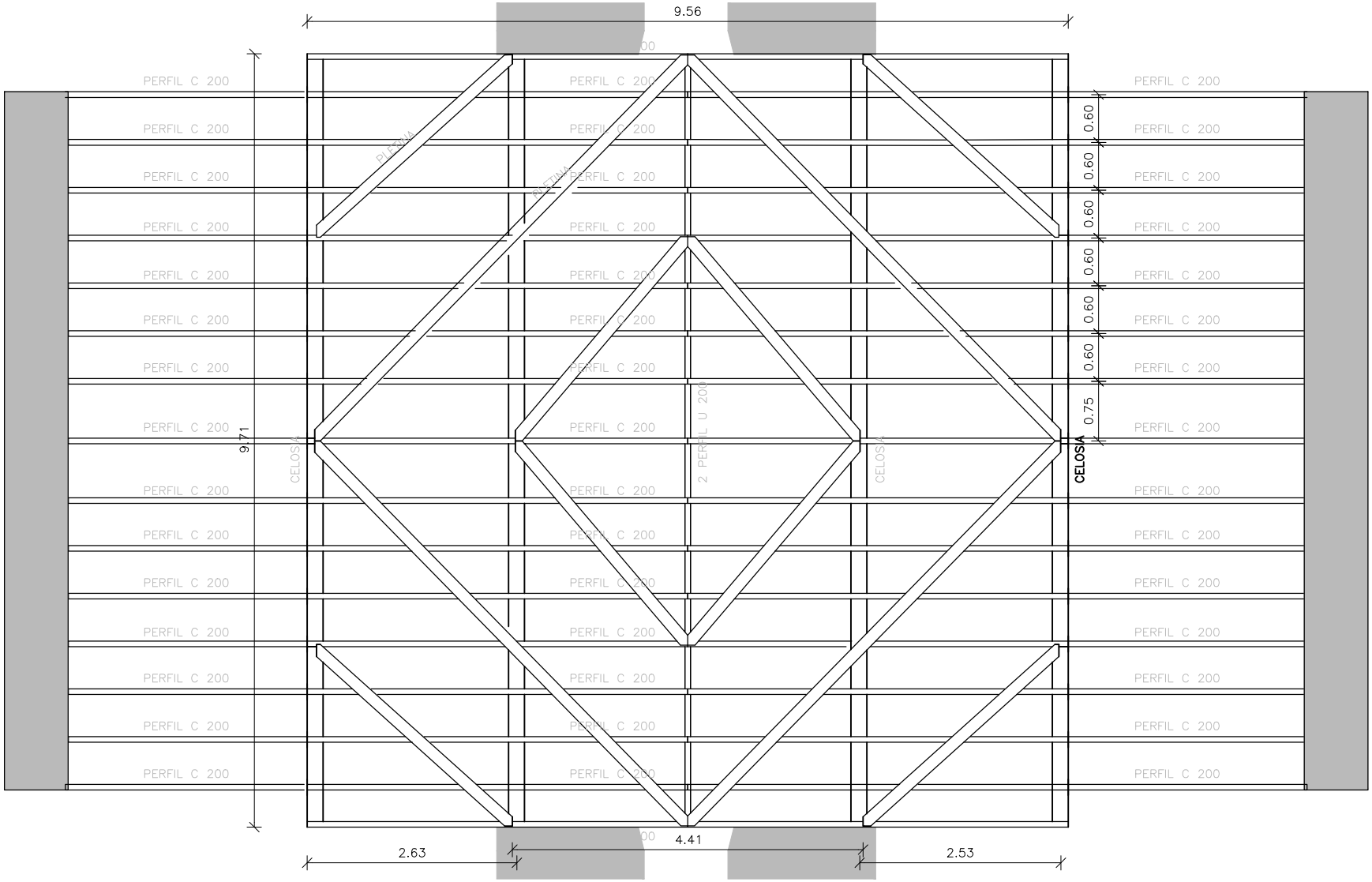
ASIGNATURA:
MODULO M4.2 - ESTRUCTURAS DE PERFILES DE ACERO DE PEQUEÑO ESPESOR

PLANO: FORJADO SOBRE SEGUNDO PISO

ALUMNOS:

PLANO Nº: 3

ESCALA: 1:75



UNIVERSIDAD POLITECNICA DE MADRID
ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA
DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS Y FÍSICA DE LA EDIFICACION
MASTER DE ESTRUCTURAS DE EDIFICACION

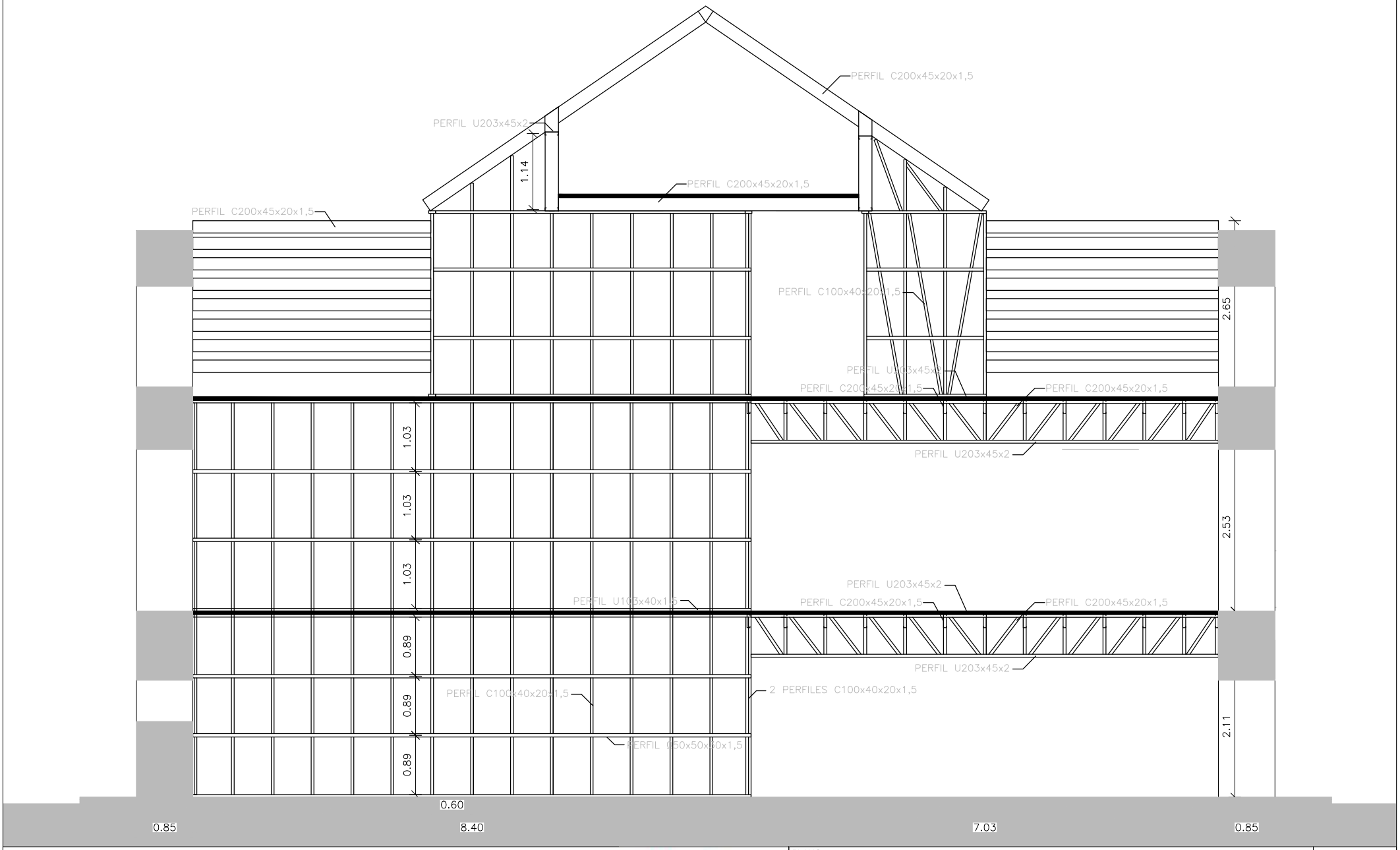
ASIGNATURA:
MODULO M4.2 - ESTRUCTURAS DE PERFILES DE ACERO DE PEQUEÑO ESPESOR

PLANO: FORJADO DE CUBIERTA

ALUMNOS:

PLANO Nº: 4

ESCALA: 1:75



UNIVERSIDAD POLITECNICA DE MADRID
ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA
DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS Y FÍSICA DE LA EDIFICACION
MASTER DE ESTRUCTURAS DE EDIFICACION

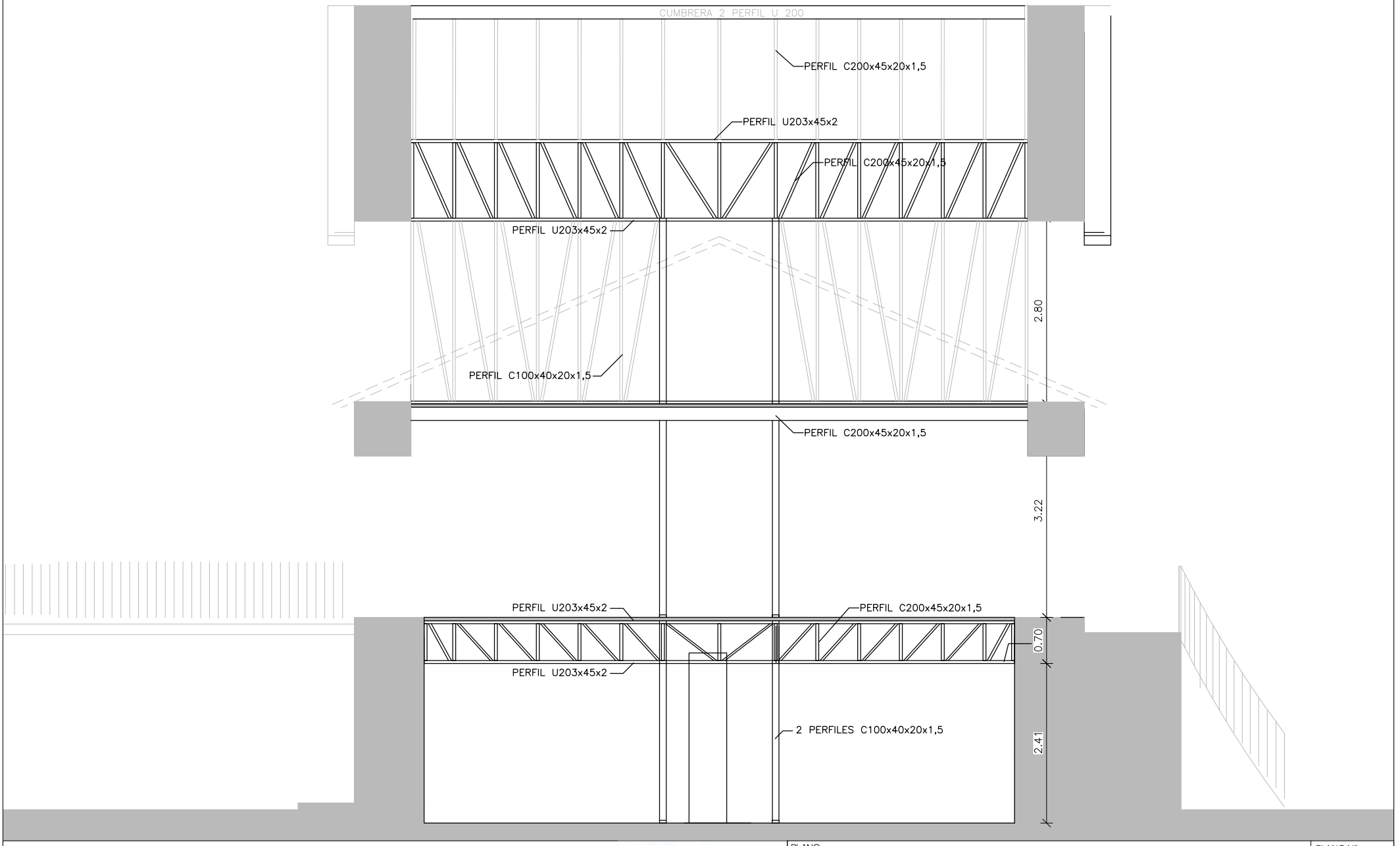
ASIGNATURA:
MODULO M4.2 - ESTRUCTURAS DE PERFILES DE ACERO DE PEQUEÑO ESPESOR

PLANO: SECCION LONGITUDINAL

ALUMNOS:

PLANO Nº: 5

ESCALA: 1:75



UNIVERSIDAD POLITECNICA DE MADRID
ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA
DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS Y FÍSICA DE LA EDIFICACION
MASTER DE ESTRUCTURAS DE EDIFICACION

ASIGNATURA:
MODULO M4.2 - ESTRUCTURAS DE PERFILES DE ACERO DE PEQUEÑO ESPESOR

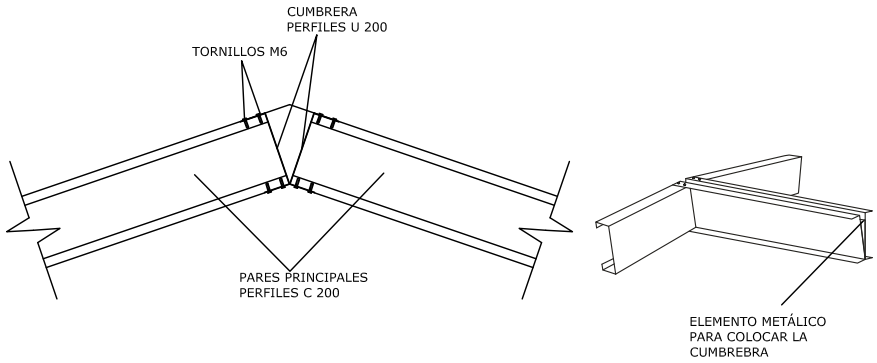
PLANO: SECCION TRANSVERSAL

ALUMNOS:

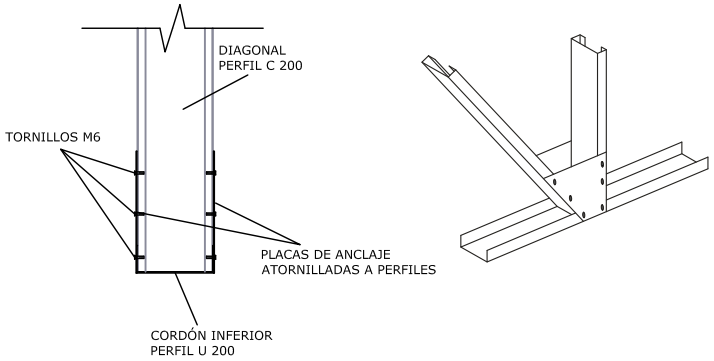
PLANO Nº: 6

ESCALA: 1:75

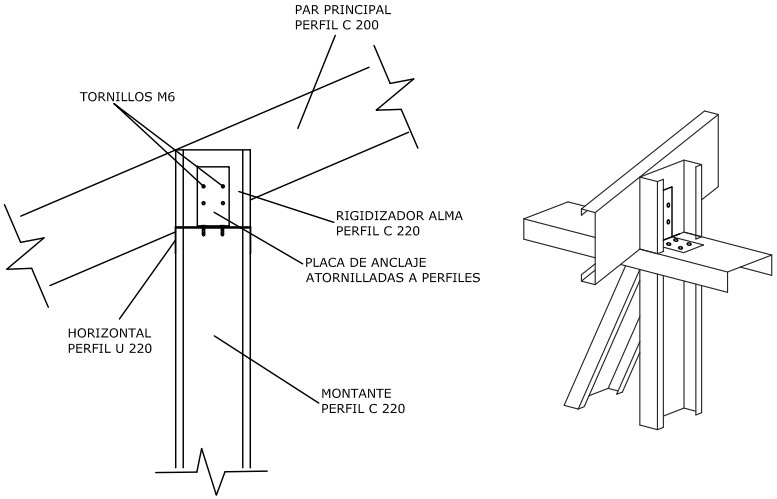
ENCUENTRO PARES PRINCIPALES EN CUMBRERA



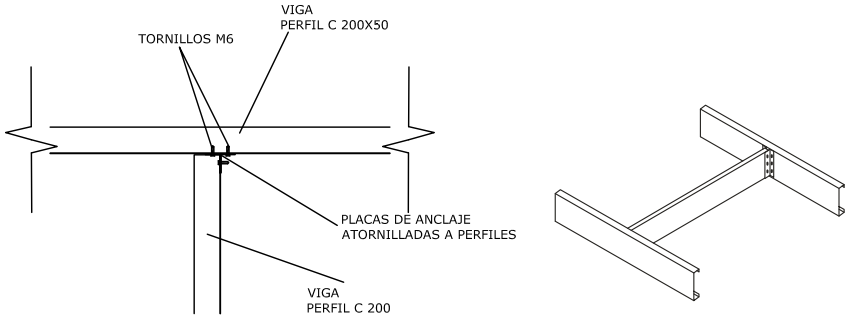
ENUENTRO DIAGONALES CORDÓN INFERIOR



ENCUENTRO PAR - MONTANTE



VIGA - VIGA HUECO ESCALERA



UNIVERSIDAD POLITECNICA DE MADRID
ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA
DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS Y FÍSICA DE LA EDIFICACION
MASTER DE ESTRUCTURAS DE EDIFICACION

ASIGNATURA:
MODULO M4.2 - ESTRUCTURAS DE PERFILES DE ACERO DE PEQUEÑO ESPESOR

PLANO: DETALLES DE UNIONES

ALUMNOS:

PLANO Nº: 7

ESCALA: 1:10