ESTRUCTURAS DE PERFILES DE ACERO DE PEQUEÑO ESPESOR

EDIFICIO DE VIVIENDAS ENTRE MEDIANERAS.

Master en Estructuras de Edificación

Curso 2018/2019 – Módulo M4- ACERO.

Created in Master PDF Editor

MEMORIA.

1. DESCRIPCIÓN DE LA PRÁCTICA.
2. BASES DE CÁLCULO:
   2.1 NORMATIVA DE REFERENCIA.
   2.2 ACCIONES SOBRE LOS FORJADOS.
   2.3 ACCIÓN DELVIENTO.
   2.4 MATERIALES. CARACTERÍSTICAS DE LOS PERFILES EMPLEADOS.
   2.5 RESISTENCIA AL FUEGO DE LA ESTRUCTURA.
   2.6 LIMITACIÓN DE FLECHA.
3. DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL ADOPTADO.
4. ANÁLISIS DE LAS SOLICITACIONES Y DEFORMACIONES, TRICAD.
5. VERIFICACIONES DE SECCIONES.
   5.1 MURO MEDIANERO.
   5.2 PILAR INTERIOR.
   5.3 VIGA PRINCIPAL.
   5.4 VIGUETA DE FORJADO.
6. UNIONES.
7. PLANOS.

Created in Master PDF Editor

1. DESCRIPCIÓN DE LA PRÁCTICA.

El objetivo de esta práctica es dimensionar la estructura de un edificio de viviendas emplazada entre medianeras con la utilización de perfiles conformados en frío de chapa galvanizada del tipo C" tanto para la estructura vertical como horizontal.

Para solucionar los forjados se puede recurrir tanto al empleo de perfiles conformados en frío como al uso de celosías, de la misma tipología de perfil.

Respecto al acabado de suelo del forjado se puede emplear tablero de madera OSB, chapa conformada o de hormigón armado.

2. BASES DE CÁLCULO.

2.1 NORMATIVA DE REFERENCIA.

La normativa que se usa para el dimensionado de la estructura es:

CTE DB-SE: "Seguridad Estructural".

CTE DB SE-AE: Seguridad Estructural. "Acciones en la ed ficación".

EUROCÓDIGO 3 (Parte 1-3) "Perfiles y chapas delgadas conformadas en frio".

2.2 ACCIONES SOBRE LOS FORJADOS.

Se han identificado las cargas que actúan sobre la estructura según la normativa CTE DB SE-AE.

CA GAS PERMANENTES.			
	Qk	γ	Qd
G1. Peso propio, Forjado (kN/m2)	0,50	1,35	0,68
G2. Acabado sobre tablero (kN/m2)	0,50	1,35	0,68
G2. Acabado de tabiquería (kNm2)	0,80	1,35	1,08
G2. Cerramiento (kNm)	5,00	1,35	6,75
CARGAS VARIABLES.			
Q. Sobrecarga de uso (kN/m2)	2,00	1,50	3,00
Q. Sobrecarga de uso cubier a (kN/m2)	1,00	1,50	1,50

Se han utilizado principalmente las tablas C3 y C5, para determinar el peso del forjado como del acabado de tabiquería, por otro lado, la sobrecarga de uso se considera 2,00 kN/m2, tomado de la tabla 3.1, "Valores aracterísticos de la sobrecarga de uso", del mismo documento, así como para la sobrecarga de uso de la cubierta de 1,00 kN/m2.

2.3 ACCIÓN DEL VIENTO.

Para el cálculo de las acciones de viento se ha considerado el CTE-DB-SE-AE. Para definir esta acción hemos considerado la ubicación del edificio en Madrid, obteniéndose:

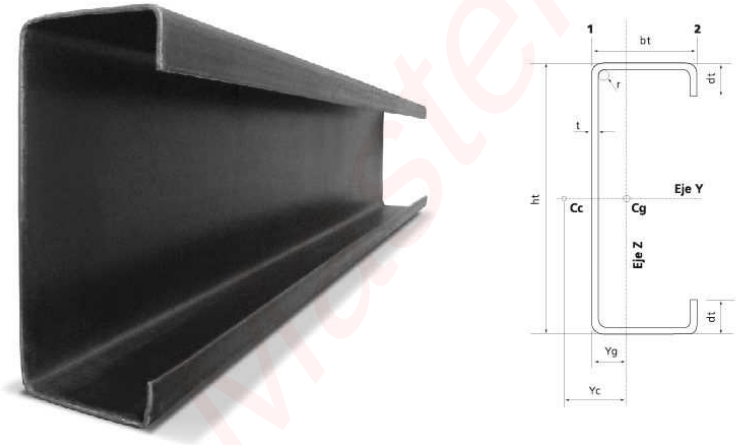
Created in Master PDF Editor

CARACTERÍSTICAS GENERALES	
Emplazamiento geográfico	Madrid, Zona A
qb, Coeficiente de presión dinámica del viento (kN/m2)	0,42
Zona IV, altura del punto considerado. (m)	9,00
Ce, Coeficiente de exposición	1,70
Esbeltez	1,00

	Cp	**Cs**	**Cp+Cs**
COEFICIENTE EÓLICO (Cp y Cs)	0,80	-0,50	1,30
PRESIÓN DE VIENTO POR FORJADOS	Presión (kN/m2)	Succión (kN/m2)	Total (kN/m2)
	0,58	-0 6	1,00

2.4 MATERIALES. CARACTERIZACIÓN DE LOS PERFILES EMPLEADOS.

Para el desarrollo de la estructura se nos propuso un perfil del tipo "C", un elemento estructural cuya función es transmitir las cargas y ser la base donde se coloc n las terminaciones, este tipo de perfiles aportan mayor rigidez a la sección. Respecto al forjado estará formado por tableros estructurales OSB, de un espesor de 15mm.



Mediante el software AISIWIN v7.0 se ha procedido a analizar los perfiles de la estructura, definiéndose las propiedade del acero empleado, así como el espesor necesario y la disposición de estos perfiles.

El acero que se empleó para el dimensionado de los perfiles es el siguiente:

ACERO EMPLEADO EN LOS PERFILES		
	Resistencia característica Fy (Mpa)	Tensión de rotura, Fu (Mpa)
VIGA PRINCIPAL	235	360
MEDIANERA	235	360
PILAR INTERIOR	320	390
VIGUETA DE FORJADO	235	360

Respecto a espesor de los perfiles, está entre 2 y 2.5 mm dependiendo del uso y de su disposición.

Creado in Master PDF Editor

2.5 RESISTENCIA AL FUEGO DE LA ESTRUCTURA.

En el caso de la resistencia al fuego de la estructura nos hemos remitido al *DB-SI, "Seguridad en l caso de incendio"* del CTE, concretamente al apartado *"SI.6 Resistencia al fuego de la estructura"*, donde se encuentra el valor mínimo de resistencia de elementos estructurales como son soportes, vigas y forjados.

En base a la altura del edificio, menor de 15m y su uso, en este caso residencial ivienda, se considera una resistencia al fuego R60.

Tabla 3.1 *Resistencia al fuego* suficiente de los elementos estructurales

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

Al tratarse de una estructura formada por perfiles de pequeño espesor la protección contra el fuego se consigue mediante el revestimiento.

Es por ello, que todos los perfiles deberán ir protegidos por la colocación de falsos techos y las paredes por placas de yeso capaz de resistir altas temperaturas.

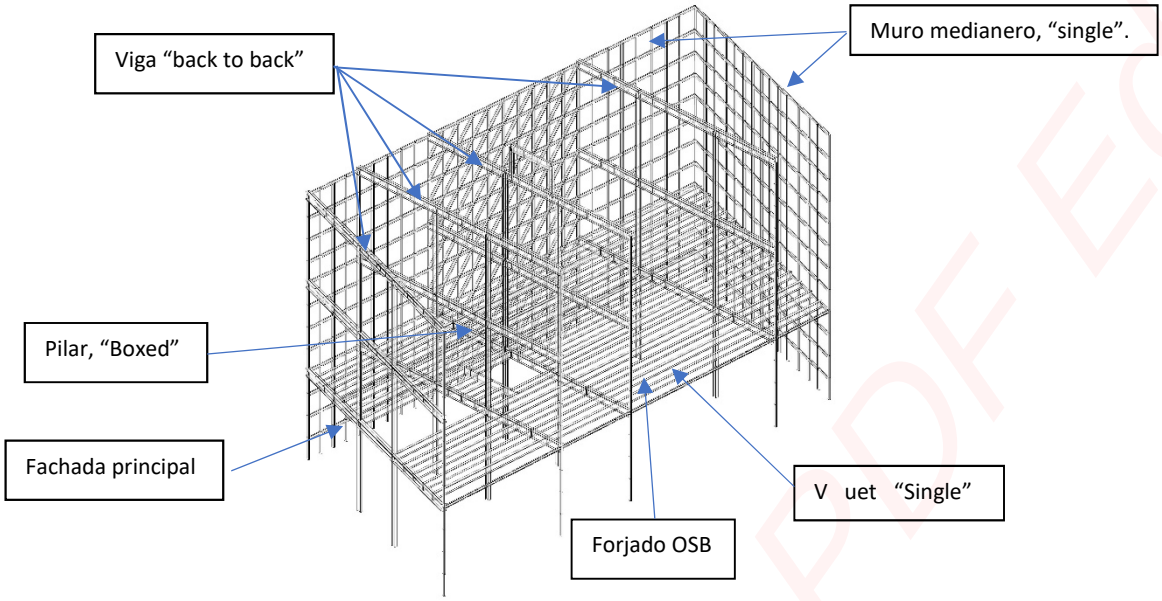
2.6 LIMITACIÓN DE FLECHA.

La deformada por flecha está limitada por:

- Deformación horizontal total de imitada por: H/500.
- Flecha en elementos horizontales delimitada por: L/300.

Created in Master PDF Editor

3. DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL ADOPTADO.

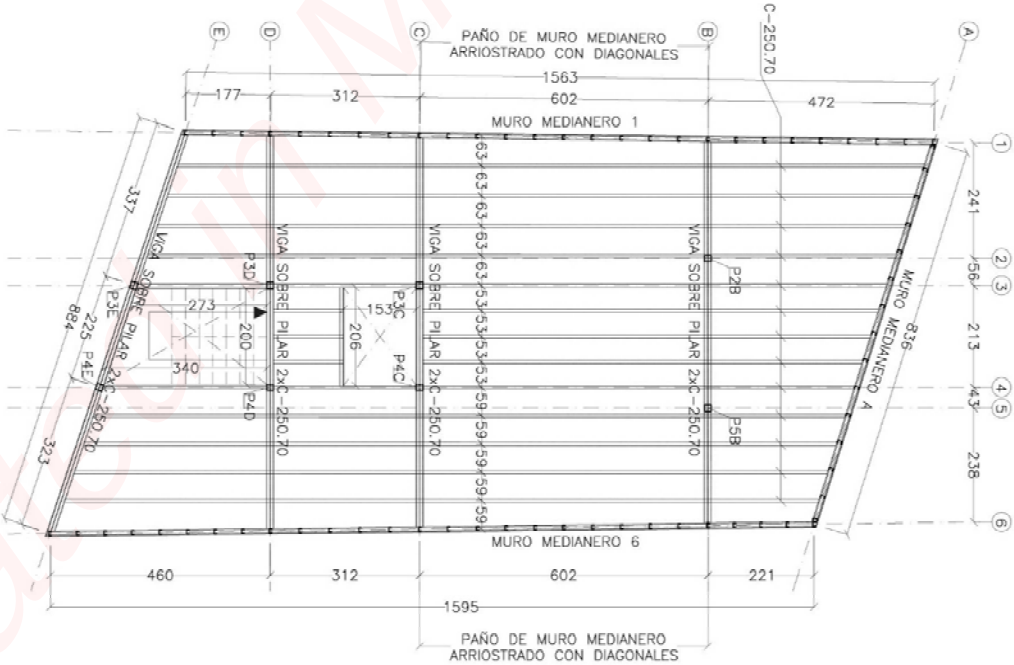


Vista 3D. Planteamiento estructural.

La estructura del edificio se resuelve mediante un sistema de muros medianeros formados por perfiles tipo “C” en vertical modulados cada 60cm y perfiles horizontales en “C” modulados cada 74cm para reducir la longitud de pandeo de los mont ntes verticales. Además, para controlar la deformación vertical, se disponen diagonales en dos de los muros medianeros.

Pórticos interiores formado por pilares en cajón con dos perfiles en “C” y vigas en “I” formado con dos perfiles en “C”, “back to back”.

Para resolver el forjado, se ha plante do una s rie de viguetas de tipo “C”, sobre las cuales se dispondrá el forjado de tablero OSB, estas viguetas son de tipo “single”.

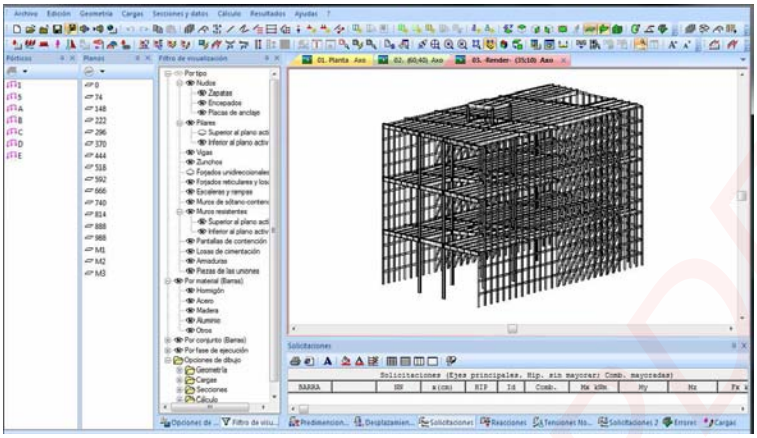


Planta primera. Planteamiento estructural.

Created in Master PDF Editor

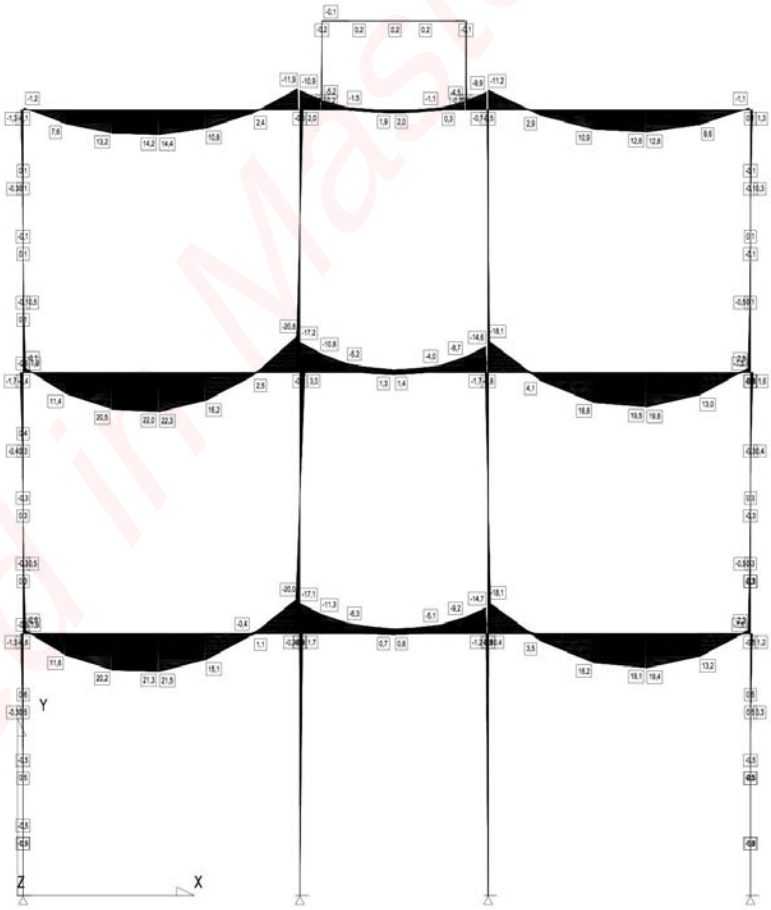
4. ANÁLISIS DE LAS SOLICITACIONES Y DEFORMACIONES, TRICALC.

Para un entendimiento más profundo de lo que se pretende hacer se realizó un modelo en el sof ware *Tricalc*, donde se obtuvieron los momentos, axiles y se analizó la deformada.



Se aplican las cargas ya mencionadas en esta memoria, respecto a tipo de perfil que se usa para su cálculo se intenta partir de unas dimensiones estándares par más adelante dimensionar correctamente en base a los axiles y momentos calculados.

Como se puede ver en la imagen de uno de los pórticos, se naliza las vigas en continuidad, se dispuso de esta forma para obtener unos momentos no an elevados en el centro de cada vano.



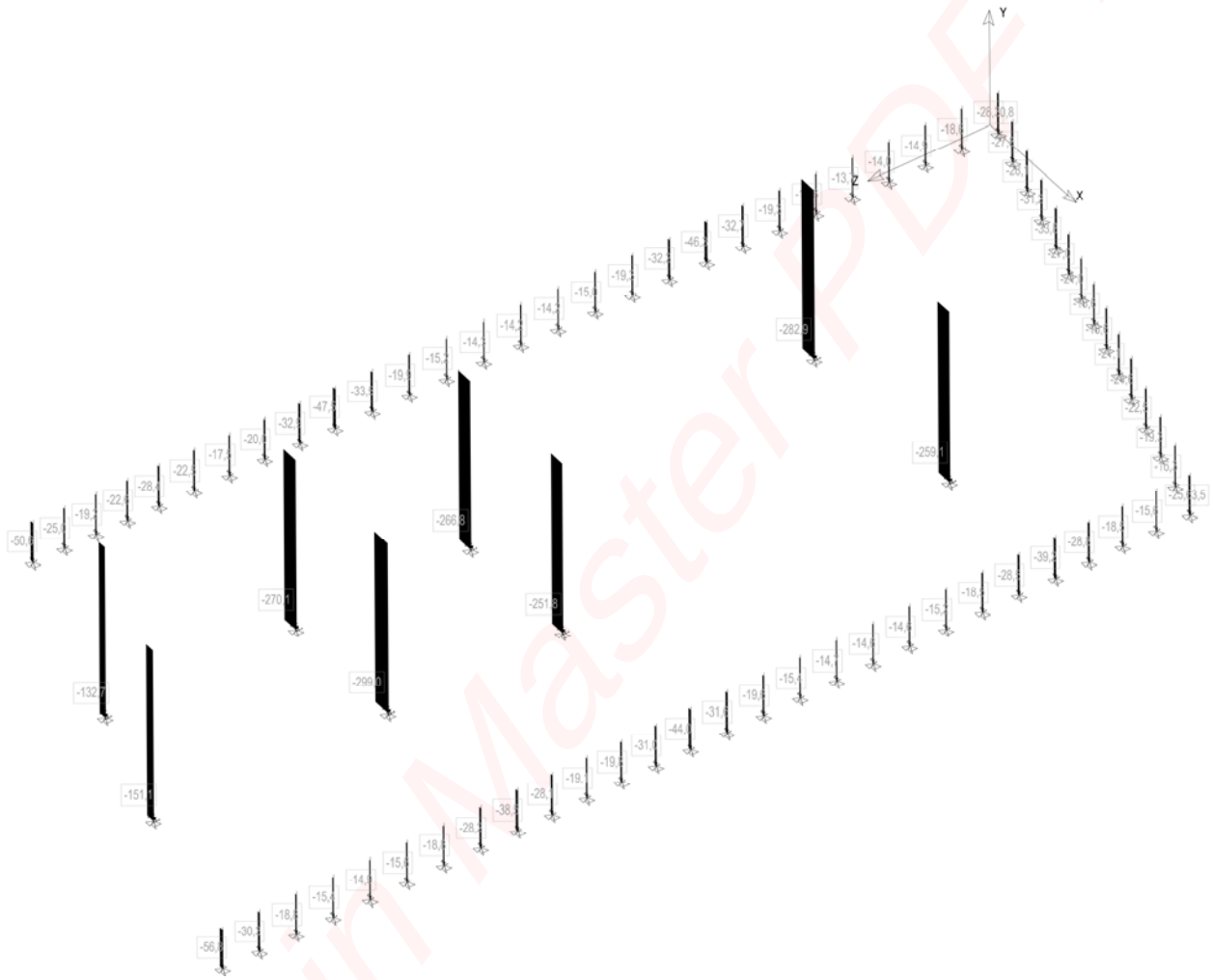
Gráfica de momentos. Pórtico C.

Created in Master PDF Editor

En las viguetas de forjado se obtuvieron un momento de aproximadamente 15kNm.

Respecto a la viga principal, se obtiene un momento máximo de 22kNm, se consideró una viga continua para obtener momentos más pequeños en el centro de cada vano.

En el caso de los axiles del muro medianero se obtuvo un valor máximo de 57kN y en los pilares interiores al recibir mayor carga el axil es de 290kN.



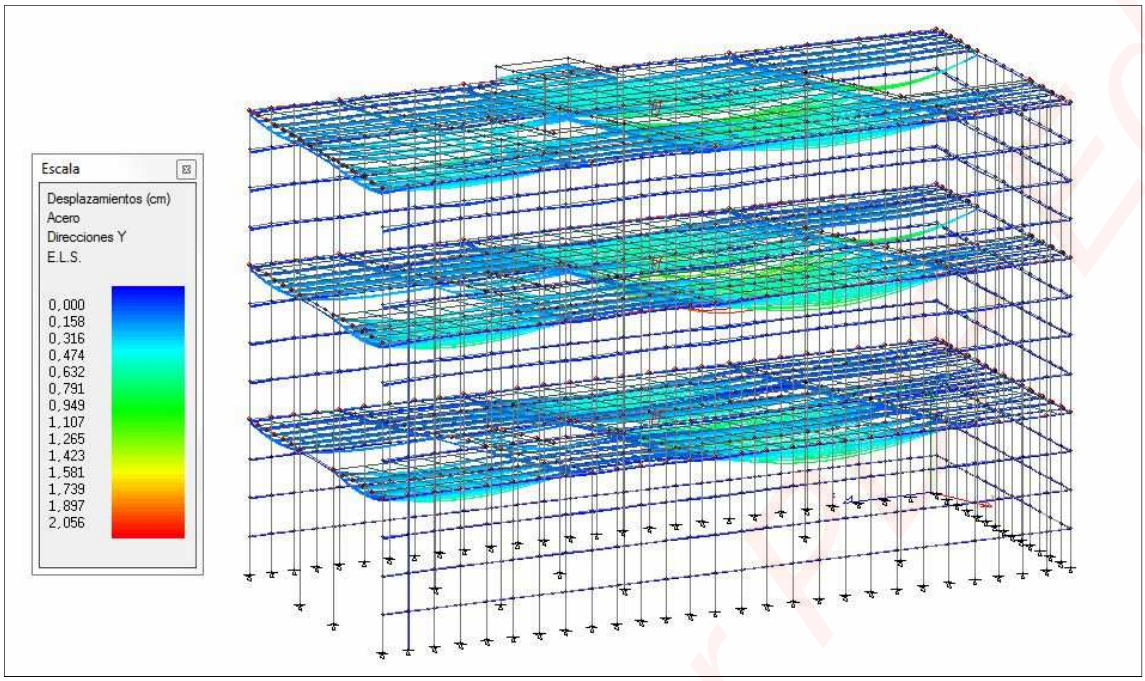
Gráfica Axiles.

Recordemos que el desplazamiento está condicionado por:

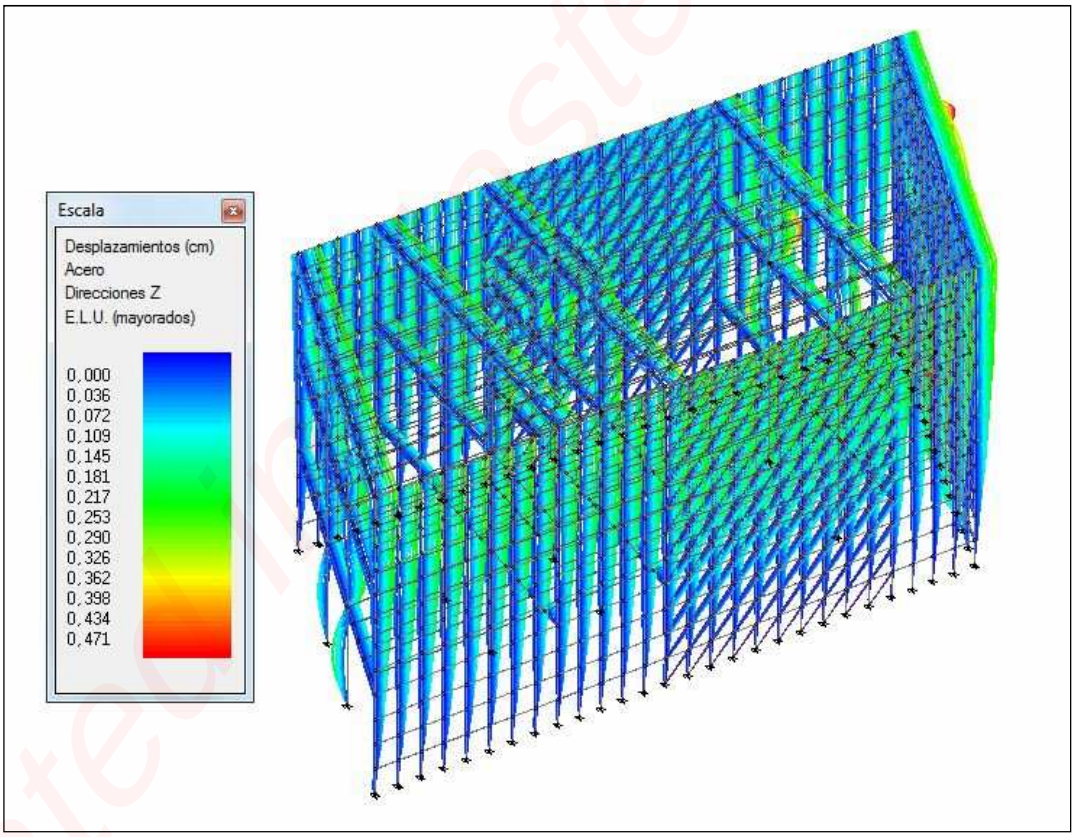
- Def mación horizontal total delimitada por: H/500.
  Flecha en elementos horizontales delimitada por: L/300.

Created in Master PDF Editor

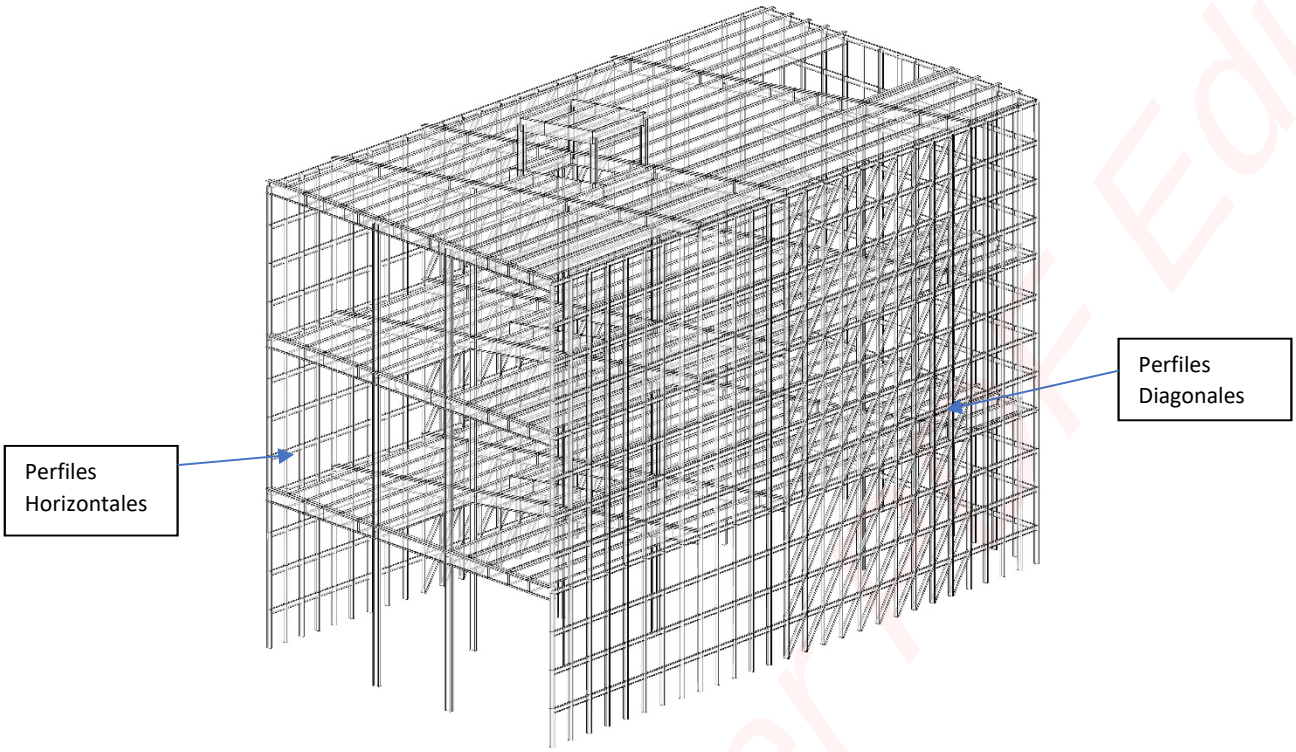
En el eje Y (vertical) se obtiene la siguiente gráfica, flecha máxima de 2,056cm:



Desplazamiento en Z (horizontal) en dirección del viento, se o tiene la siguiente gráfica:



Para cumpli con la deformación horizontal se opta por la colocación de perfiles diagonales en el paño de imitado entre los ejes “B” y “C”, consiguiendo de esta manera reducir casi por completo e desplazamiento horizontal debido al viento y cargas aplicadas en la fachada principal.



El resto de paños de los muros medianeros, se configura como ya se comentó antes, con perfiles horizontales separados 74cm uno del otro a lo largo de oda la altura del edificio, reduciendo de esta forma la longitud de pandeo de los montantes a men ando su resistencia a compresión.

Created in Master PDF Editor

5. VERIFICACIÓN DE SECCIONES.

Una vez se disponen de los momentos y axiles de la estructura se procede a verificar mediant el software AISIWIN v7.0, las dimensiones, espesores y definir el tipo de acero más adecuado

Muro medianero	**C-100.50 SINGLE**	
h	100	mm
b	50	mm
c	20	mm
t	2	mm
r	3	mm
Fy	235	Mpa
Fu	278	MPa
A	450,3	mm2
W (Efectivo)	14096	mm3
Ned	57	kN

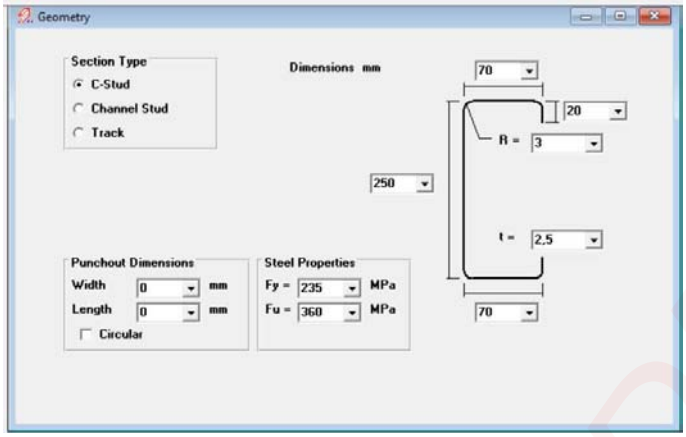
Pilar Interior	**C-140.70 (2) BOXED**	
h	140	mm
b	70	mm
c	20	mm
t	2 5	mm
r	3	mm
Fy	320	Mpa
Fu	39	MPa
A	1513,5	mm2
W (Efectivo)	650 9	mm3
Ned	290	kN

Vigueta de forjado	**C-250.70 SINGLE**	
h	250	mm
b	70	mm
c	20	mm
t	2,5	mm
r	3	mm
Fy	235	Mpa
Fu	272	MPa
A	1031,8	mm2
W (Efectivo)	74068	mm3
Med	15	kNm

Viga principal	**C 250.70(2) BACK TO BACK**	
h	250	mm
b	70	mm
c	20	mm
t	2	mm
r	3	mm
Fy	266	Mpa
Fu	266	MPa
A	1660,5	mm2
W (Efect v)	1166661	mm3
Med	22	kNm

Created in Master PDF Editor

- Vigueta de forjado.



www.clarkwestern.com

2001 North American Specification LRFD
DATE: 03/05/2019

Práctica Perfiles de Pequeño Espesor

SECTION DESIGNATION: C-250.70 Single

INPUT PROPERTIES:

Web Height =	250,00	mm	Steel Thickness =	2,500	mm
Top Flange =	70,00	mm	Inside Corner Radius =	3,000	mm
Bottom Flange =	70,00	mm	Yield Stress, Fy =	235	Mpa
Stiffening Lip =	20,00	mm	Fy With Cold-Work, Fya =	272	Mpa

OUTPUT PROPERTIES:

Effective Section Properties, Strong Axis

Neutral Axis from Top Fiber (Ycg)	125,1	mm
Moment of Inertia for Deflection (Ixx)	9273587	mm^4
Section Modulus (Sxx)	74068	mm^ 3
Nominal Flexural Strength * Phi (Phi*Mnx)	19169,10	N-m

Gross Section Properties of Full Section, Strong Axis

Neutral Axis from Top Fiber (Ycg)	125,0	mm
Moment of Inertia (Ixx)	9273587	mm^4
Cross Sectional Area (A)	1031,8	mm^2
Radius of Gyration (Rx)	94,8058	mm

Section Properties, Weak Axis

Gross Neutral Axis (Xcg) From Web Face	17,8267	mm
Gross Moment of Inertia (Iyy)	613706	mm^4
Radius of Gyration (Ry)	24,3888	mm
Effective Section Modulus (Syy)	11408	mm^3
Effective Neutral Axis (Xcg) from Web Face	21,0698	mm
Nominal Flexural Strength * Phi (Phi*Mny)	2547,01	N-m

Other Section Property Data

Member Weight per Foot of Length	79,4174	N/m
Nominal Web Shear Capacity * Phi (Unpunched)	56912	N
Pno * Phi for use in Interaction Equation C5-2	147570	N

Torsional Properties

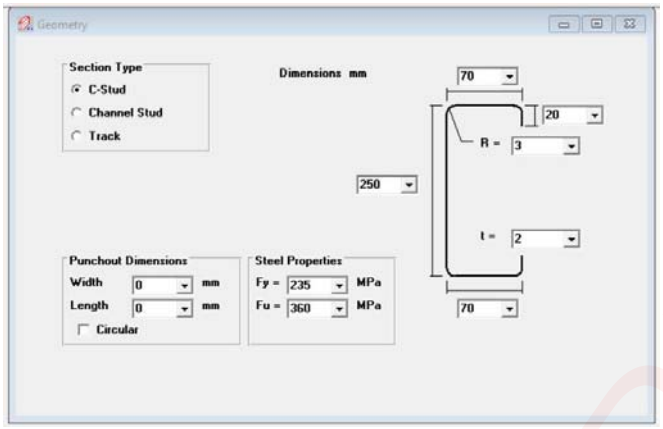
Dist. from Shear Center to Neutral Axis (Xo)	-45,7568	mm
St. Venant torsion Constant (J x 1000)	2149497	mm^4
Warping Constant (Cw)	7668831371	mm^6
Radii of Gyration (Ro)	108,0585	mm
Torsional Flexural Constant (Beta)	0,8207	

Nominal Web Crippling Loads * Phi (N)

	80,00mm END BRNG		88,00mm INT BRNG	
	Cond 1	Cond 3	Cond 2	Cond 4
Single Member	10134	7610	21229	22847

Created in Master PDF Editor

- Viga Principal.



www.clarkwestern.com

2001 North American Specification LRFD
DATE: 03/05/2019

Práctica Perfiles de Pequeño Espesor

SECTION DESIGNATION: C-250.70 (2) Back-to-Back

INPUT PROPERTIES:

Web Height =	250,00	mm	Steel Thickness =	2,000	mm
Top Flange =	70,00	mm	Inside Corner Radius =	3,000	mm
Bottom Flange =	70,00	mm	Yield Stress, Fy =	235	Mpa
Stiffening Lip =	20,00	mm	Fy With Cold-Work, Fya =	266	Mpa

OUTPUT PROPERTIES:

Effective Section Properties, Strong Axis

Neutral Axis from Top Fiber (Ycg)	126,5	mm
Moment of Inertia for Deflection (Ixx)	15019251	mm^4
Section Modulus (Sxx)	116661	mm^ 3
Nominal Flexural Strength * Phi (Phi*Mnx)	29523,73	N-m

Gross Section Properties of Full Section, Strong Axis

Neutral Axis from Top Fiber (Ycg)	125,0	mm
Moment of Inertia (Ixx)	15019251	mm^4
Cross Sectional Area (A)	1660,5	mm^2
Radius of Gyration (Rx)	95,1044	mm

Section Properties, Weak Axis

Gross Moment of Inertia (Iyy)	1533930	mm^4
Radius of Gyration (Ry)	30,3934	mm

Other Section Property Data

Member Weight per Foot of Length	127,8158	N/m
Nominal Web Shear Capacity * Phi (Unpunched)	62182	N
Pno * Phi for use in Interaction Equation C5-2	108338	N

Lateral Buckling Properties for Flexure

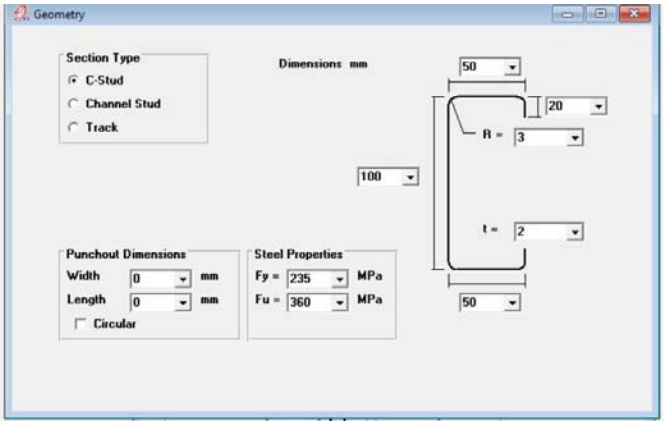
Moment of Inertia of Compression Portion (Iyc)	766965	mm^4

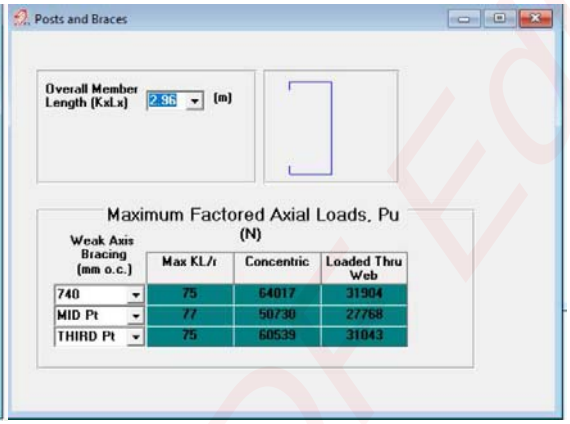
Nominal Web Crippling Loads * Phi (N) Total for (2) Members

	80,00mm END BRNG		88,00mm INT BRNG	
	Cond 1	Cond 3	Cond 2	Cond 4
(2) Back-to-Back	32013		35573	

Created in Master PDF Editor

- Muro Medianero. L= 2.96m.





www.clarkwestern.com

2001 North American Specification LRFD
DATE: 03/05/2019

Práctica Perfiles de Pequeño Espesor

SECTION DESIGNATION: C-100.50 Single

INPUT PROPERTIES:

Web Height =	100,00	mm	Steel Thickness =	2,000	mm
Top Flange =	50,00	mm	Inside Corner Radius =	3,000	mm
Bottom Flange =	50,00	mm	Yield Stress, Fy =	235	Mpa
Stiffening Lip =	20,00	mm	Fy With Cold-Work, Fya =	278	Mpa

OUTPUT PROPERTIES:

Effective Section Properties, Strong Axis

Neutral Axis from Top Fiber (Ycg)	50,0	mm
Moment of Inertia for Deflection (Ixx)	704801	mm^4
Section Modulus (Sxx)	14096	mm^ 3
Nominal Flexural Strength * Phi (Phi*Mnx)	3727,13	N-m

Gross Section Properties of Full Section, Strong Axis

Neutral Axis from Top Fiber (Ycg)	50,0	mm
Moment of Inertia (Ixx)	704801	mm^4
Cross Sectional Area (A)	450,3	mm^2
Radius of Gyration (Rx)	39,5639	mm

Section Properties, Weak Axis

Gross Neutral Axis (Xcg) From Web Face	18,6038	mm
Gross Moment of Inertia (Iyy)	166708	mm^4
Radius of Gyration (Ry)	19,2417	mm
Effective Section Modulus (Syy)	5310	mm^3
Effective Neutral Axis (Xcg) from Web Face	18,6038	mm
Nominal Flexural Strength * Phi (Phi*Mny)	1185,53	N-m

Other Section Property Data

Member Weight per Foot of Length	34,6582	N/m
Nominal Web Shear Capacity * Phi (Unpunched)	24109	N
Pno * Phi for use in Interaction Equation C5-2	86448	N

Torsional Properties

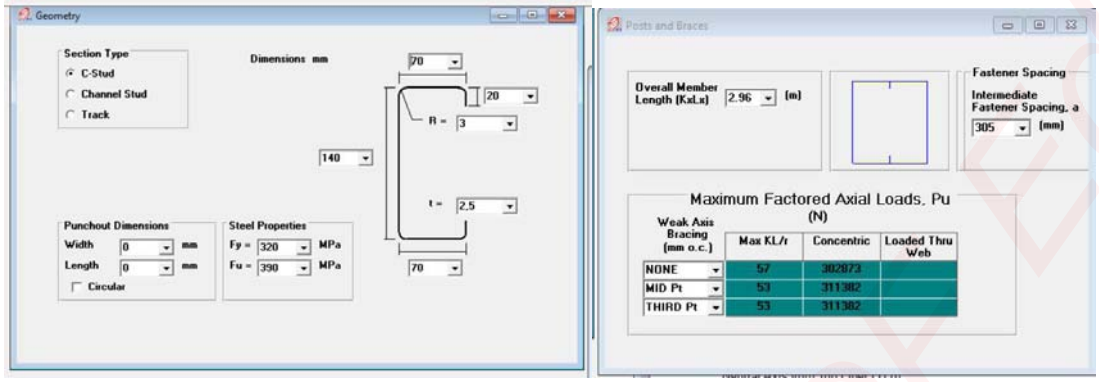
Dist. from Shear Center to Neutral Axis (Xo)	-45,1061	mm
St. Venant torsion Constant (J x 1000)	600354	mm^4
Warping Constant (Cw)	441916273	mm^6
Radii of Gyration (Ro)	63,0088	mm
Torsional Flexural Constant (Beta)	0,4875	

Nominal Web Crippling Loads * Phi (N)

	80,00mm END BRNG		88,00mm INT BRNG	
	Cond 1	Cond 3	Cond 2	Cond 4
Single Member	7367	6446	14213	16999

Created in Master PDF Editor

- Pilar interior. L= 2.96m



www.clarkwestern.com

2001 North American Specification LRFD
DATE: 05/05/2019

Práctica Perfiles de Pequeño Espesor

SECTION DESIGNATION: C-140.70 (2) Boxed

INPUT PROPERTIES:

Web Height =	140,00	mm	Steel Thickness =	2,500	mm
Top Flange =	70,00	mm	Inside Corner Radius =	3,000	mm
Bottom Flange =	70,00	mm	Yield Stress, Fy =	320	Mpa
Stiffening Lip =	20,00	mm	Fy With Cold-Work, Fya =	346	Mpa

OUTPUT PROPERTIES:

Effective Section Properties, Strong Axis

Neutral Axis from Top Fiber (Ycg)	71,3	mm
Moment of Inertia for Deflection (Ixx)	4763987	mm^4
Section Modulus (Sxx)	65317	mm^ 3
Nominal Flexural Strength * Phi (Phi*Mnx)	21493,72	N-m

Gross Section Properties of Full Section, Strong Axis

Neutral Axis from Top Fiber (Ycg)	70,0	mm
Moment of Inertia (Ixx)	4763987	mm^4
Cross Sectional Area (A)	1513,5	mm^2
Radius of Gyration (Rx)	56,1037	mm

Section Properties, Weak Axis

Gross Moment of Inertia (Iyy)	4244817	mm^4
Radius of Gyration (Ry)	52,9585	mm

Other Section Property Data

Member Weight per Foot of Length	116,4997	N/m
Nominal Web Shear Capacity * Phi (Unpunched)	117638	N
Pno * Phi for use in Interaction Equation C5-2	175465	N

Torsional Properties

St. Venant Torsion Constant (J)	6499023	mm^4

Lateral Buckling Properties for Flexure

Maximum Unbraced Length for Full Moment Capacity	34337	mm

Nominal Web Crippling Loads * Phi (N) Total for (2) Members

	80,00mm END BRNG		88,00mm INT BRNG	
	Cond 1	Cond 3	Cond 2	Cond 4
(2) Boxed	29379		59479	

Created in Master PDF Editor

6. UNIONES.

Parta las uniones se usan tornillos de acero con protección de zinc-electrolítica, de esta forma se evita su oxidación.

Para que las uniones sean las más adecuadas se deben diseñar a cortadura, aunque sean capaces de presentar cierta resistencia a tracción.

Las uniones se establecen en el "*Eurocódigo 3-1-3, tabla 8.2*". En la tabla 8.2 se muestran los valores de cálculo de la resistencia para los tornillos autorroscantes.

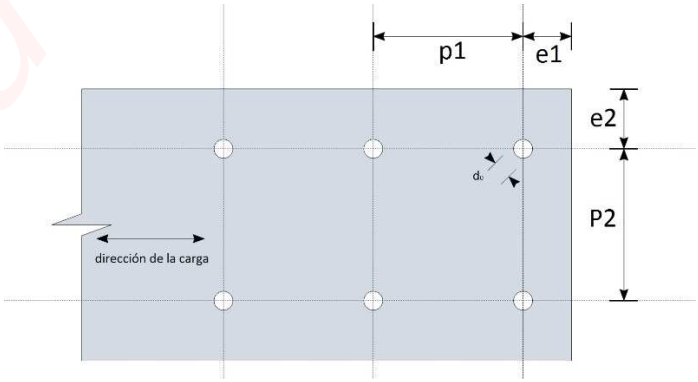
Tabla 8.2 – Valores de cálculo de la resistencia para tornillos roscachapa (autorroscantes) [1)]

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	$\Sigma F_{v,Rd} \geq 1{,}2 F_{n,Rd}$

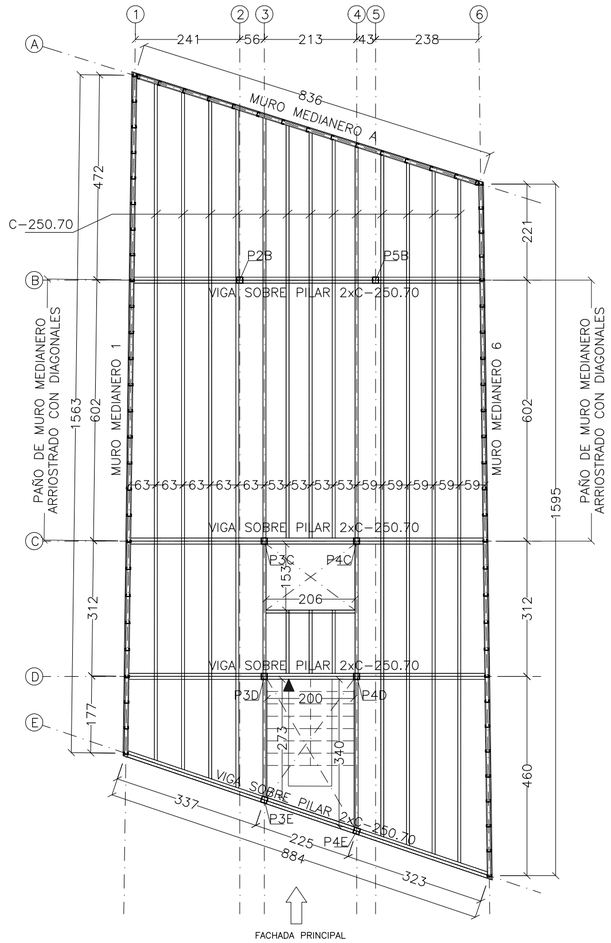
Donde:
- t es el espesor de la parte o chapa conectada más delgada;
- t1 es el espesor de la parte o chapa conectada más gruesa;
- d es el diámetro nominal del elemento de fijación.

Rango de validez: [3)]			
En general:	$e_1 \geq 3d$	$p_1 \geq 3d$	$3{,}0$ mm $\leq d \leq 8{,}0$ mm
	$e_2 \geq 1{,}5d$	$p_2 \geq 3d$	
Para tracción:	$0{,}5$ mm $\leq t \leq 1{,}5$ mm	y	$t_1 \geq 0{,}9$ mm
$f_u \leq 550$ N/mm^2			

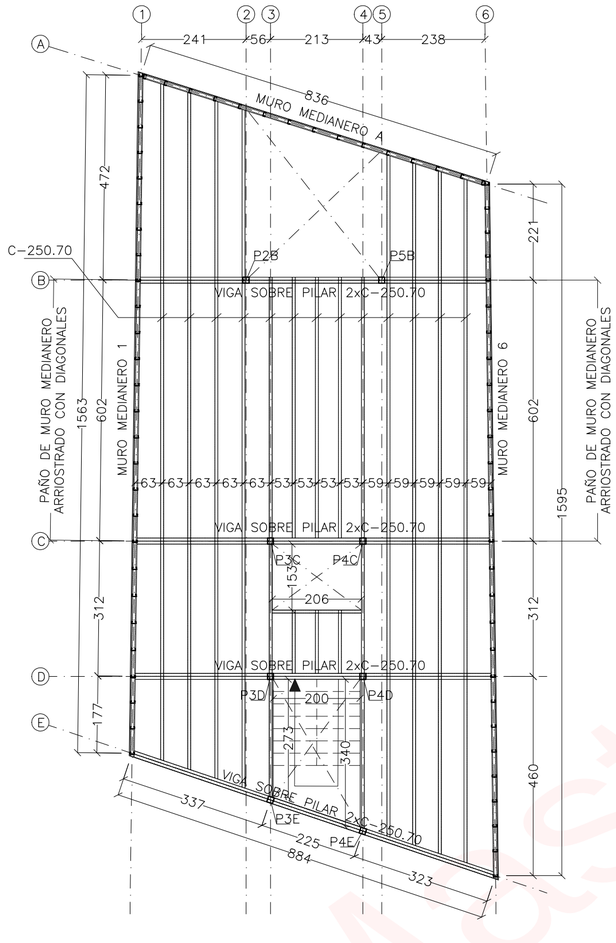
Para el correcto diseño de l s uniones se debe tener en cuenta la geometría y sentido de aplicación de la carga.



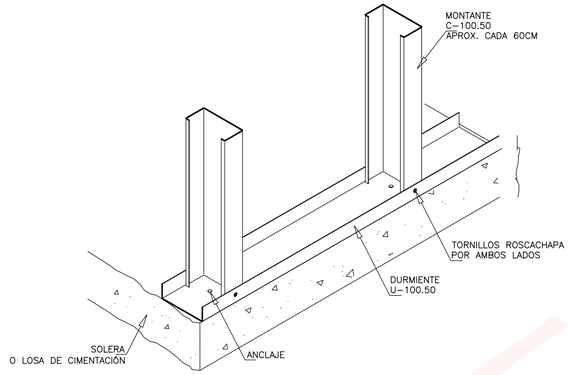
Created in Master PDF Editor



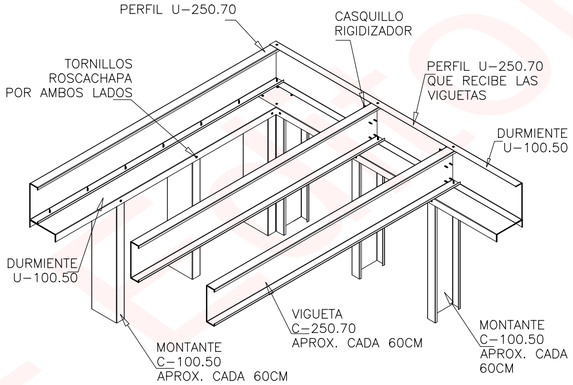
PLANTA PRIMERA
ESCALA 1/100
COTAS EN CENTÍMETROS



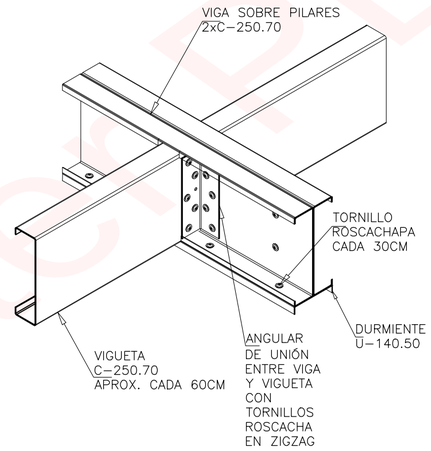
PLANTA TIPO/CUBIERTA
ESCALA 1/100
COTAS EN CENTÍMETROS



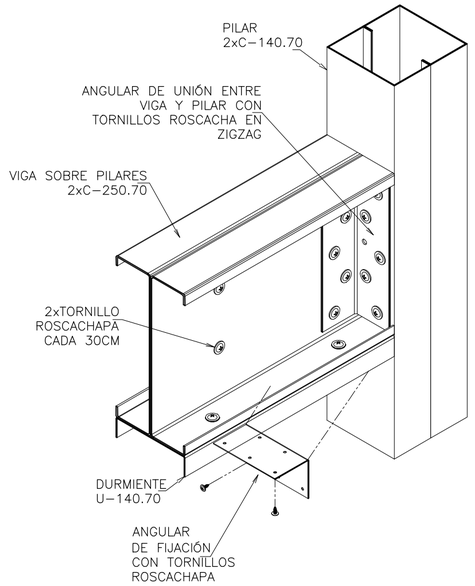
DETALLE CONSTRUCTIVO MURO MEDIANERO



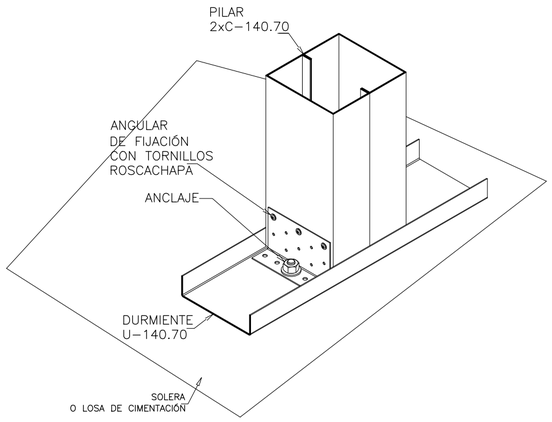
DETALLE CONSTRUCTIVO ESQUINA DE FORJADO



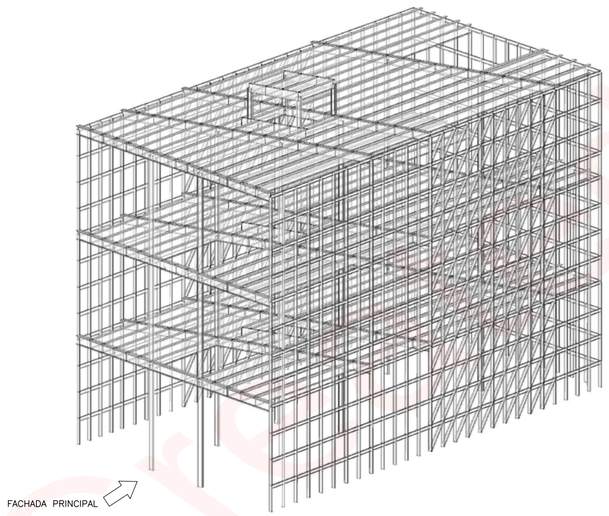
DETALLE CONSTRUCTIVO ENCUENTRO VIGA-VIGUETA



DETALLE CONSTRUCTIVO ENCUENTRO VIGA-PILAR



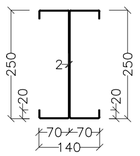
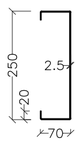
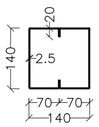
DETALLE CONSTRUCTIVO ARRANQUE PILAR



VISTA 3D

TABLA DE PERFILES EMPLEADOS

ESCALA 1/10
COTAS EN MILÍMETROS

PERFIL EMPLEADO EN MUROS MEDIANEROS	PERFIL EMPLEADO EN VIGAS SOBRE PILARES
C-100.50	2xC-250.70 
PERFIL EMPLEADO EN VIGUETAS DE FORJADO	**PERFIL EMPLEADO EN PILARES**
C-250.70 	2xC-140.70 

CARGAS GRAVITATORIAS	
PESO PROPIO	0.50 kN/m²
ACABADOS	0.50 kN/m²
TABIQUERÍA	0.80 kN/m²
CERRAMIENTO	5.00 kN/m
USO VIVIENDA	2.00 kN/m²
USO CUBIERTA	1.00 kN/m²

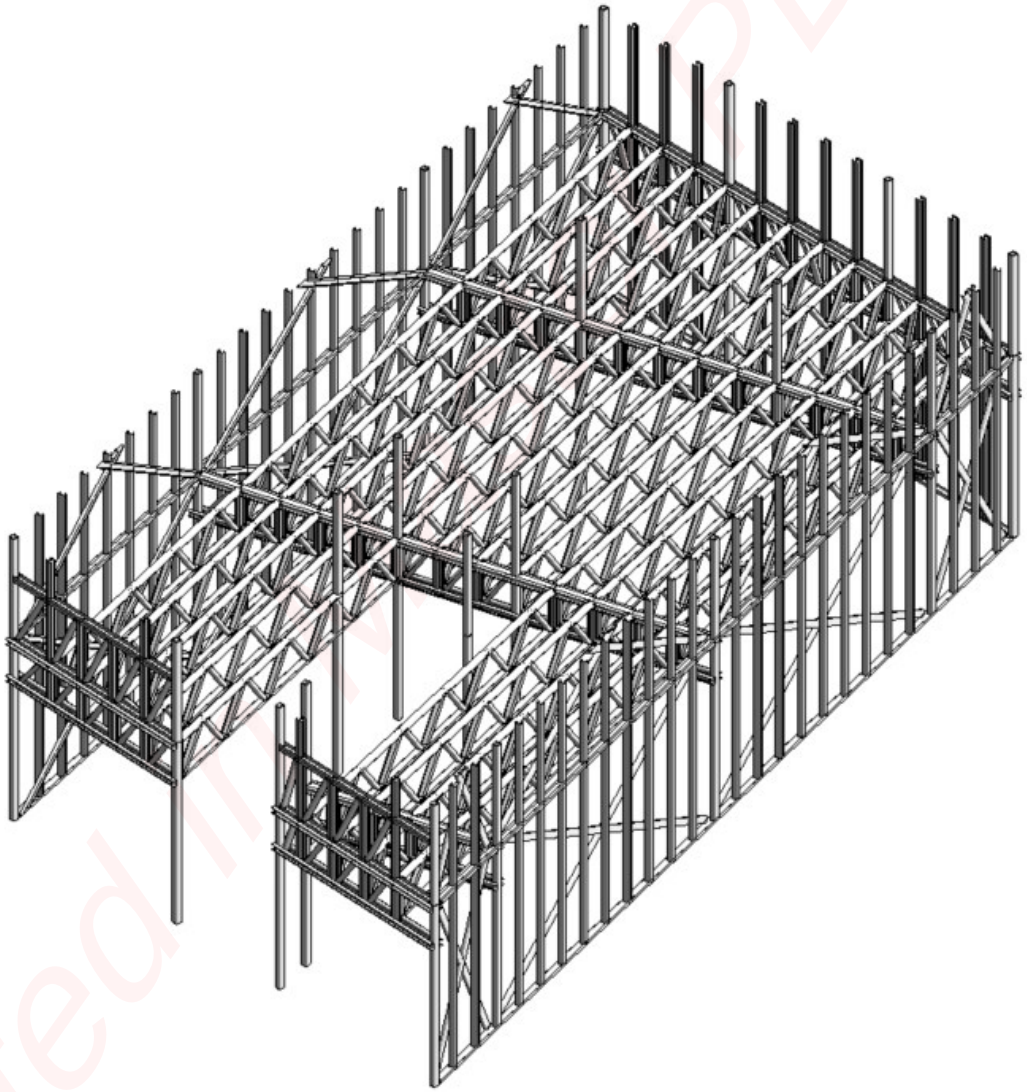
POLITÉCNICA

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA DE MADRID
DPTO. ESTRUCTURAS Y FÍSICA DE LA EDIFICACIÓN
MÁSTER DE ESTRUCTURAS DE EDIFICACIÓN
PERFILES DE PEQUEÑO ESPESOR

PROFESORES:	JOAQUÍN ANTUÑA	PLANO Nº: 1
ALUMNOS:	PALANGO CAIZA, DIEGO IVAN REIMUNDO IZA, HENRY PAUL	ESCALA: 1:100
PLANO:	PLANTA PRIMERA_TIPO/CUBIERTA_Y DETALLES	FECHA: 05/05/2019

Created in Master PDF Editor

MEMORIA PRÁCTICA DE ESTRUCTURAS DE PERFILES DE ACERO DE PEQUEÑO ESPESOR



Created in Master PDF Editor

1 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO 3
2 BASES DE CÁLCULO 3
2.1 Normativa 3
2.2 Resistencia al fuego de la estructura 3
2.3 Datos e hipótesis de partida. 4
2.3.1 Acciones permanentes (G): 4
2.3.2 Acciones variables (Q): 5
2.4 Características de los materiales 7
2.5 Características de los perfiles empleados 7
2.6 Coeficientes parciales de seguridad (Art. 15.3 EH -08) 10
2.6.1 Estados Límite Últimos. 10
2.6.2 Estados Límite de Servicio. 10
2.7 Valores de cálculo de las acciones (A t 12. EHE-08) 11
2.7.1 Estados Límite Últimos. (Art. 12 1 EHE-08) 11
2.7.2 Estados Límite de Servicio. (Art. 12.2 EHE-08) 11
2.8 Combinación de acciones. 11
3 RESUMEN DE ACCIONES 12
4 DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL ADOPTADO 12
5 VERIFICACIÓN ESTABILIDAD GLOBAL 13
6 VERIFICACIÓN DE SECCIONES 14
6.1 Celosías prin ipales 15
6.2 Celosías secundarias 18
6.3 Celosía peto cubierta 19
6.4 Mont ntes fachada 21
6.5 Soportes 22
7 UNIONES 24
8 L STADO DE PLANOS 28

Created in Master PDF Editor

1 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

Se trata de resolver la estructura de un edificio de viviendas entre medianer s utilizando perfiles conformados en frío de chapa galvanizada para la estructura vert cal y horizontal.

Los forjados se resolverán mediante celosías empleando perfiles conformados sin montantes y con tablero de madera OSB. En el caso de la cubiert se utilizará un tablero de madera OSB y un acabado de chapa.

2 BASES DE CÁLCULO

2.1 Normativa

Para la determinación de esfuerzos, dimensionamiento de secciones de los diferentes elementos, comprobación de cordones de las cerchas, etc., se adoptan las Instrucciones y Normas vigentes de obligado cumplimiento, y en concreto:

EC3-UNE-EN-1993: Eurocódigo 3. Proyecto de estructuras de acero Parte 1-3. Reglas adicionales para perfiles y cha as de paredes delgadas conformadas en frío.

CTE: Código Técnico de la Edifica ión. Son de aplicación los siguientes documentos básicos:

- CTE-DB-SE (Seguridad estructural)
- CTE-DB-SE-AE (Acciones en la edificación)
- CTE-DB-SE-A (Estructuras de acero)
- CTE-DB-SI (Seguridad frente a incendio)

2.2 Resistencia al fuego de la estructura

La resistencia al fuego de la estructura se establece según la tabla 3.1 del CTE-DB-SI-6 Como se trata de un edificio con aparcamiento en planta baja y viviendas en las p antas superiores, tenemos dos tipos de resistencias al fuego, siendo para la planta baja un R120 y para las plantas superiores (P. primera, P, segunda y P.tercera) R60, ya que la altura del edificio es de 12.94 m:

Created in Master PDF Editor

Tabla 3.1 *Resistencia al fuego* suficiente de los elementos estructurales

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

(1) La *resistencia al fuego* suficiente R de los elementos estructurales de un suelo que separa *sectores de incendio* es función del uso del sector inferior. Los elementos estructurales de suelos que no delimitan un *sector de incendios*, sino que están contenidos en él, deben tener al menos la *resistencia al fuego* suficiente R que se exija para el uso de dicho sector

(2) En viviendas unifamiliares agrupadas o adosadas, los elementos que formen parte de la estructura común tendrán la *resistencia al fuego* exigible a edificios de *uso Residencial Vivienda*.

(3) R 180 si la *altura de evacuación* del edificio excede de 28 m.

(4) R 180 cuando se trate de *aparcamientos robotizados*.

Para cumplir con la resistencia al fuego qu nos exige la normativa hay que proteger los perfiles de pequeño espesor median e f lsos techos y revestimientos verticales de placas de yeso laminado ignifugo tipo Knauf FireBroad.

2.3 Datos e hipótesis de partida.

2.3.1 Acciones permanen es (G):

Peso propio de la estructura:

Corresponde al peso propio de cada uno de los perfiles de acero utilizados, tanto los perfiles de pequeño espesor conformados en frío como los perfiles el acero laminado del núcleo de comunicaciones.

Además del peso propio de los tableros OSB, los cuales conforman el piso.

Cargas muertas

Se estiman uniformemente repartidas en la planta. Son elementos tales como el pav men o y la tabiquería (aunque esta última podría considerarse una carga variable, sí su posi ión o presencia varía a lo largo del tiempo).

Cargas cerramientos:

Created in Master PDF Editor

Éstos se consideran al margen de la sobrecarga de tabiquería. En el anejo C del DB-SE-AE se incluyen los pesos de algunos materiales y productos.

2.3.2 Acciones variables (Q):

Sobrecarga de uso

Se adoptarán los valores de la tabla 3.1. Los equipos pesados no están cubiertos por los valores indicados. Las fuerzas sobre las barandillas y elementos divisorios: Se considera una sobrecarga lineal de 2 kN/m en los balcones volados e toda clase de edificios.

Acción climática: Viento

Las disposiciones de este documento no son de aplicación en los edificios situados en altitudes superiores a 2.000 m. En general, las estructuras habituales de edificación no son sensibles a los efectos dinámicos del viento y podrán despreciarse estos efectos en edificios cuya esbeltez máxima (relación altura y nchura del edificio) sea menor que 6. En los casos especiales de estructuras sensibl s al viento será necesario efectuar un análisis dinámico detallado.

La presión dinámica del viento q_b $0{,}5 \cdot \delta \cdot V_b^2$. A falta de datos más precisos se adopta δ=1.25 kg/m3. La velocidad del v ento se obtiene del anejo D. Los coeficientes de presión exterior e interior se encuentran en el Anejo D.

$$qe = qb \cdot ce \cdot cp$$

- qb: presión dinámica del viento conforme al mapa eólico del Anejo D.

Zona ólica	B
Grado de aspereza	IV

qb = 0,45 kN/m2

- ce: Es el coeficiente de exposición, determinado conforme a las especificaciones del Anejo D.2, en función del grado de aspereza del entorno y la altura sobre el terreno del punto considerado. Como la altura del edificio es de 12.94m, interpolamos entre los valores de 12m y 15m, obtenemos:

$$c_e = 1{,}40$$

Created in Master PDF Editor

- cp: coeficiente eólico o de presión, calculado según la tabla 3.5 del apartado 3.3.4, en función de la esbeltez del edificio en el plano paralelo al viento.

- Dimensiones:

o	h	12.94 m
o	d	15.75 m
o	b	8.50 m

Viento X:

o	Esbeltez (h/d):	0,820
o	c_p presión:	0,800
o	c_p succión:	- 0.428

Viento Y:

o	Esbeltez (h/b):	1.520
o	c_p presión:	0.800
o	c_p succión:	-0.607

La temperatura:

En estructuras habituales de hormigón estructural o metálicas formadas por pilares y vigas, pueden no considerarse las acciones térmicas cuando se dispongan de juntas de dilatación a una distancia máxima de 40 metros.

Acción climática: Nieve

Este do umento no es de aplicación a edificios situados en lugares que se encuen ren en altitudes superiores a las indicadas en la tabla 3.11. En cualquier caso, incluso en localidades en las que el valor característico de la carga de nieve sobre un er eno horizontal Sk.

- Sobrecarga de nieve: $sc_{nieve} = S_k \cdot \mu = 0.6\ KN/m^2$
- Valor característico (S_k) 0,6

Created in Master PDF Editor

- Coeficiente de forma (μ):

  - Cubierta plana 1

Respecto a la combinación de sobrecarga de uso y nieve, al no ser necesario combinar estas dos cargas variables se tendrá en cuenta únicamente la sobrecarga en todos los cálculos.

Acción accidental:

Los impactos, las explosiones, el sismo, el fuego. Las acciones debidas al sismo están definidas en la Norma de Construcción Sismorresist nte NCSE-02.

EDIFICIO SIN SISMO

Por la situación geográfica de la obra, según la norma de construcción sismorresistente (NCSE_02), la aplicación de esta norma no será obligatoria.

Por tanto, no se han considerado acciones ísmicas.

2.4 Características de los materiales

Acero Estructural:

Acero	Design ción	fyk (N/mm²)	fyb (N/mm²)	fu (N/mm²)
Acero estructural	S 275 JR	275	-	430
Acero estructural conformado en frío	S-280-GD	-	280	360

2.5 Características de los perfiles empleados

Con la ay da del programa explicado en clase ASIWIN, se han obtenido las característic s mecánicas y geométricas de los distintos perfiles a utilizar para resolver la estructu a.

Se utilizan secciones de canto 100 mm y espesor de entre 1,5 y 2,5 mm, recurriendo en las celosías principales cuyas solicitaciones son elevadas a secciones compuestas p r perfiles en U y C. Para poder estimar la capacidad de dicha sección en vez de obtener las capacidades de la sección central en U y los perfiles laterales C back-to-back por

Created in Master PDF Editor

separado, se ha optado por introducir en el programa una sección back-to-back C, a la cual se le aumenta el ala superior en la mitad de la longitud del perfil U central.

2C 100.50.1,5 + U 100.50.1,5

Section Type: C-Stud / Channel Stud / Track

Dimensions mm: 102.5 / 15 / R = 2 / 100 / t = 2.5 / 50

Punchout Dimensions: Width 0 mm, Length 0 mm, Circular

Steel Properties: Fy = 280 MPa, Fu = 360 MPa

Overall Member Length (KxLx) 3.25 (m)

Fastener Spacing: Intermediate Fastener Spacing, a 305 (mm)

Maximum Factored Axial Loads, Pu (N)

Weak Axis Bracing (mm o.c.)	Max KL/r	Concentric	Loaded Thru Web
625	80	200132	
MID Pt	80	200132	
THIRD Pt	80	200132	

SECTION DESIGNATION: 2C100.50.2,5 + U100.50.2,5 (2) Back-to-Back

INPUT PROPERTIES:

Web Height =	100.00	mm	Steel Thickness =	2.500	mm
Top Flange =	102.50	mm	Inside Corner Radius =	2.000	mm
Bottom Flange =	50.00	mm	Yield Stress, Fy =	280	Mpa
Stiffening Lip =	15.00	mm	Fy With Cold-Work, Fya =	280	Mpa

OUTPUT PROPERTIES:

Effective Section Properties, Strong Axis		
Neutral Axis from Top Fiber (Ycg)	45.9	mm
Moment of Inertia for Deflection (Ixx)	2104248	mm^4
Section Modulus (Sxx)	35494	mm^ 3
Nominal Flexural Strength * Phi (Phi*Mnx)	9442.24	N-m
Gross Section Properties of Full Section, Strong Axis		
Neutral Axis from Top Fiber (Ycg)	40.4	mm
Moment of Inertia (Ixx)	2191643	mm^4
Cross Sectional Area (A)	1334.6	mm^2
Radius of Gyration (Rx)	40.5237	mm
Section Properties, Weak Axis		
Gross Moment of Inertia (Iyy)	2702708	mm^4
Radius of Gyration (Ry)	45.0012	mm
Other Section Property Data		
Member Weight per Foot of Length	102.7281	N/m
Nominal Web Shear Capacity * Phi (Unpunched)	72612	N
Pno * Phi for use in Interaction Equation C5-2	136613	N
Lateral Buckling Properties for Flexure		
Moment of Inertia of Compression Portion (Iyc)	1351354	mm^4

Nominal Web Crippling Loads * Phi (N) Total for (2) Members

	25.40mm END BRNG		88.90mm INT BRNG	
	Cond 1	Cond 3	Cond 2	Cond 4
(2) Back-to-Back	43191		69524	

C 100.50.2,5

Section Type: C-Stud / Channel Stud / Track

Dimensions mm: 50 / 15 / R = 2 / 100 / t = 2.5 / 50

Punchout Dimensions: Width 0 mm, Length 0 mm, Circular

Steel Properties: Fy = 280 MPa, Fu = 360 MPa

Overall Member Length (KxLx) 0.9 (m)

Maximum Factored Axial Loads, Pu (N)

Weak Axis Bracing (mm o.c.)	Max KL/r	Concentric	Loaded Thru Web
NONE	49	102049	46361
MID Pt	25	118112	49314
THIRD Pt	23	120977	49724

SECTION DESIGNATION: C100.50.2,5 Single

INPUT PROPERTIES:

Web Height =	100.00	mm	Steel Thickness =	2.500	mm
Top Flange =	50.00	mm	Inside Corner Radius =	2.000	mm
Bottom Flange =	50.00	mm	Yield Stress, Fy =	280	Mpa
Stiffening Lip =	15.00	mm	Fy With Cold-Work, Fya =	317	Mpa

OUTPUT PROPERTIES:

Effective Section Properties, Strong Axis		
Neutral Axis from Top Fiber (Ycg)	50.0	mm
Moment of Inertia for Deflection (Ixx)	845249	mm^4
Section Modulus (Sxx)	16905	mm^ 3
Nominal Flexural Strength * Phi (Phi*Mnx)	5093.97	N-m
Gross Section Properties of Full Section, Strong Axis		
Neutral Axis from Top Fiber (Ycg)	50.0	mm
Moment of Inertia (Ixx)	845249	mm^4
Cross Sectional Area (A)	536.1	mm^2
Radius of Gyration (Rx)	39.7091	mm
Section Properties, Weak Axis		
Gross Neutral Axis (Xcg) From Web Face	17.2465	mm
Gross Moment of Inertia (Iyy)	180435	mm^4
Radius of Gyration (Ry)	18.3467	mm
Effective Section Modulus (Syy)	5509	mm^3
Effective Neutral Axis (Xcg) from Web Face	17.2465	mm
Nominal Flexural Strength * Phi (Phi*Mny)	1465.51	N-m
Other Section Property Data		
Member Weight per Foot of Length	41.2614	N/m
Nominal Web Shear Capacity * Phi (Unpunched)	36306	N
Pno * Phi for use in Interaction Equation C5-2	126040	N
Torsional Properties		
Dist. from Shear Center to Neutral Axis (Xo)	-40.7945	mm
St. Venant torsion Constant (J x 1000)	1116772	mm^4
Warping Constant (Cw)	400499030	mm^6
Radii of Gyration (Ro)	59.8130	mm
Torsional Flexural Constant (Beta)	0.5348	

Nominal Web Crippling Loads * Phi (N)

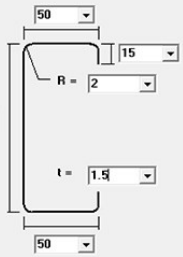
	25.40mm END BRNG		88.90mm INT BRNG	
	Cond 1	Cond 3	Cond 2	Cond 4
Single Member	9682	10172	28037	32526

Created in Master PDF Editor

2C 100.50.1,5

Section Type
- C-Stud
- Channel Stud
- Track

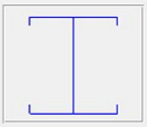
Dimensions mm



Punchout Dimensions
Width 0 mm
Length 0 mm
Circular

Steel Properties
Fy = 280 MPa
Fu = 360 MPa

Overall Member Length (KxLx) 0.6 (m)



Fastener Spacing
Intermediate Fastener Spacing, a 100 (mm)

Maximum Factored Axial Loads, Pu (N)

Weak Axis Bracing (mm o.c.)	Max KL/r	Concentric	Loaded Thru Web
NONE	24	128032	
MID Pt	15	129708	
THIRD Pt	15	129708	

SECTION DESIGNATION: 2C100.50.1,5 (2) Back-to-Back

INPUT PROPERTIES:

Web Height =	100.00	mm	Steel Thickness =	1.500	mm
Top Flange =	50.00	mm	Inside Corner Radius =	2.000	mm
Bottom Flange =	50.00	mm	Yield Stress, Fy =	280	Mpa
Stiffening Lip =	15.00	mm	Fy With Cold-Work, Fya =	304	Mpa

OUTPUT PROPERTIES:

Effective Section Properties, Strong Axis

Neutral Axis from Top Fiber (Ycg)	50.8	mm
Moment of Inertia for Deflection (Ixx)	1062911	mm^4
Section Modulus (Sxx)	20544	mm^ 3
Nominal Flexural Strength * Phi (Phi*Mnx)	5940.76	N-m

Gross Section Properties of Full Section, Strong Axis

Neutral Axis from Top Fiber (Ycg)	50.0	mm
Moment of Inertia (Ixx)	1062910	mm^4
Cross Sectional Area (A)	657.8	mm^2
Radius of Gyration (Rx)	40.1966	mm

Section Properties, Weak Axis

Gross Moment of Inertia (Iyy)	428947	mm^4
Radius of Gyration (Ry)	25.5354	mm

Other Section Property Data

Member Weight per Foot of Length	50.6355	N/m
Nominal Web Shear Capacity * Phi (Unpunched)	44525	N
Pno * Phi for use in Interaction Equation C5-2	65390	N

Lateral Buckling Properties for Flexure

Moment of Inertia of Compression Portion (Iyc)	214473	mm^4

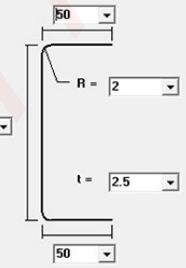
Nominal Web Crippling Loads * Phi (N) Total for (2) Members

	25.40mm END BRNG		88.90mm INT BRNG	
	Cond 1	Cond 3	Cond 2	Cond 4
(2) Back-to-Back	16915		25354	

U 105.50.2,5

Section Type
- C-Stud
- Channel Stud
- Track

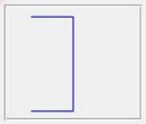
Dimensions mm



Punchout Dimensions
Width 0 mm
Length 0 mm
Circular

Steel Properties
Fy = 280 MPa
Fu = 360 MPa

Overall Member Length (KxLx) 6 (m)



Maximum Factored Axial Loads, Pu (N)

Weak Axis Bracing (mm o.c.)	Max KL/r	Concentric	Loaded Thru Web
1200	145	30821	20177
MID Pt	191	20182	12923
THIRD Pt	145	25984	17039

SECTION DESIGNATION: U105.50.2,5 Single

INPUT PROPERTIES:

Web Height =	105.00	mm	Steel Thickness =	2.500	mm
Top Flange =	50.00	mm	Inside Corner Radius =	2.000	mm
Bottom Flange =	50.00	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)	55.8	mm
Moment of Inertia for Deflection (Ixx)	818966	mm^4
Section Modulus (Sxx)	13644	mm^ 3
Nominal Flexural Strength * Phi (Phi*Mnx)	3438.67	N-m

Gross Section Properties of Full Section, Strong Axis

Neutral Axis from Top Fiber (Ycg)	52.5	mm
Moment of Inertia (Ixx)	845856	mm^4
Cross Sectional Area (A)	493.0	mm^2
Radius of Gyration (Rx)	41.4203	mm

Section Properties, Weak Axis

Gross Neutral Axis (Xcg) From Web Face	13.3084	mm
Gross Moment of Inertia (Iyy)	121385	mm^4
Radius of Gyration (Ry)	15.6909	mm
Effective Section Modulus (Syy)	3086	mm^3
Effective Neutral Axis (Xcg) from Web Face	12.6492	mm
Nominal Flexural Strength * Phi (Phi*Mny)	777.64	N-m

Other Section Property Data

Member Weight per Foot of Length	37.9496	N/m
Nominal Web Shear Capacity * Phi (Unpunched)	38301	N
Pno * Phi for use in Interaction Equation C5-2	99742	N

Torsional Properties

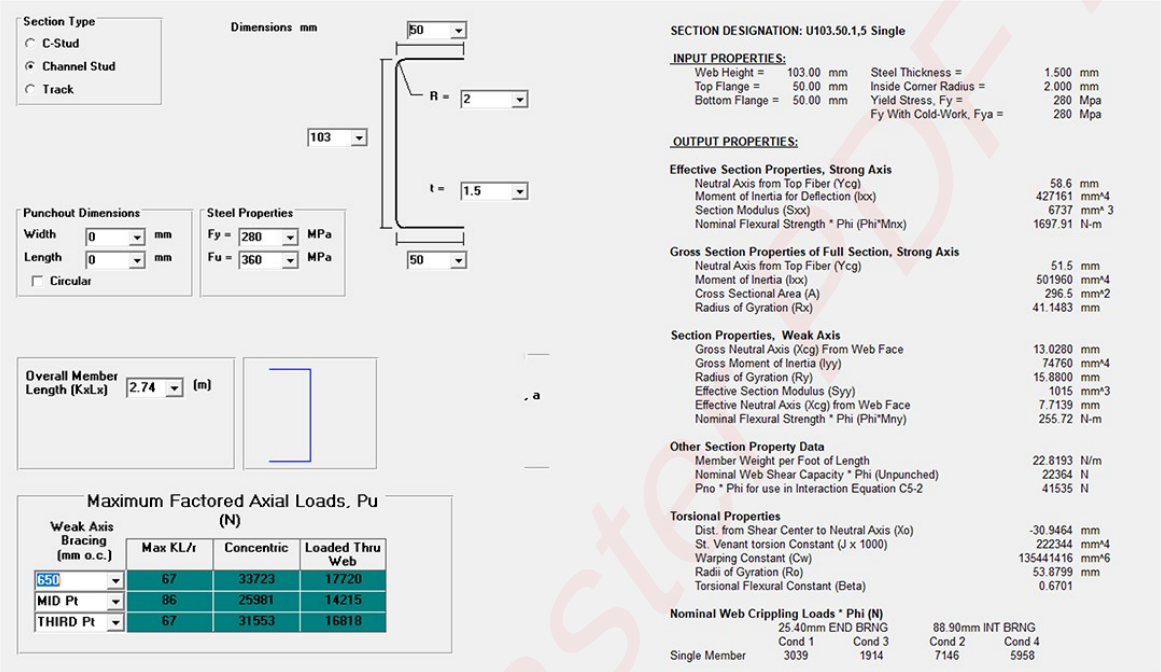
Dist. from Shear Center to Neutral Axis (Xo)	-30.5078	mm
St. Venant torsion Constant (J x 1000)	1027136	mm^4
Warping Constant (Cw)	224556410	mm^6
Radii of Gyration (Ro)	53.7826	mm
Torsional Flexural Constant (Beta)	0.6782	

Nominal Web Crippling Loads * Phi (N)

	25.40mm END BRNG		88.90mm INT BRNG	
	Cond 1	Cond 3	Cond 2	Cond 4
Single Member	9060	4838	20667	19761

Created in Master PDF Editor

U 103.50.1,5



2.6 Coeficientes parciales de seguridad (Art. 15.3 EHE-08)

2.6.1 Estados Límite Últ mos.

- *Acero estructural:*

Situa ión de proyecto	Denominación
Persisten e o transitoria	1.05
Accidental	1.00

2.6.2 Es ados Límite de Servicio.

Par el estudio de los Estados Límite de Servicio se adoptarán como coeficientes parciale de seguridad valores iguales a la unidad.

Created in Master PDF Editor

2.7 Valores de cálculo de las acciones. (Art.12. EHE-08).

2.7.1 Estados Límite Últimos. (Art. 12.1 EHE-08)

Coeficientes parciales de seguridad para las acciones, aplicables para la evaluación de los Estados Límite Últimos (para un nivel de control de ejecución normal)

TIPO DE ACCIÓN	Situación persistente o transitoria		Situación accidental	
	Efecto favorable	Efecto desfavorable	Efecto favorable	Efecto desfavorable
Permanente	$\gamma_G = 1.00$	$\gamma_G = 1.35$	$\gamma_G = 1.00$	$\gamma_G = 1.00$
Pretensado	$\gamma_P = 1.00$	$\gamma_P = 1.00$	$\gamma_P = 1.00$	$\gamma_P = 1.00$
Permanente de valor no constante	$\gamma_{G^*} = 1.00$	$\gamma_{G^*} = 1.50$	$\gamma_{G^*} = 1.00$	$\gamma_{G^*} = 1.00$
Variable	$\gamma_Q = 0.00$	γ = 1 50	$\gamma_Q = 0.00$	$\gamma_Q = 1.00$
Accidental	---	---	$\gamma_A = 1.00$	$\gamma_A = 1.00$

2.7.2 Estados Límite de Servicio. (Art. 12.2 EHE-08)

Coeficientes parciales de seguridad para las acciones, aplicables para la evaluación de los Estados Límite de Servicio

TIPO DE ACCIÓN	Efecto favorable	Efecto desfavorable
Permanente	$\gamma_G = 1.00$	$\gamma_G = 1.00$
Permanente de valor no constante	$\gamma_{G^*} = 1.00$	$\gamma_{G^*} = 1.00$
Variable	$\gamma_Q = 0.00$	$\gamma_Q = 1.00$

2.8 Combinación de cciones.

- Combinación 1 (ELU): $\gamma_G G + \gamma_Q Q$
- Combinac ón 2 (ELS): $G + Q$
- Comb nación 3 (VIENTO): $\gamma_G G + \gamma_Q Q + \gamma_Q \Psi_1 Wx$
- Combinación 4 (VIENTO): $\gamma_G G + \gamma_Q Q - \gamma_Q \Psi_1 Wx$
- Combinación 5 (VIENTO): $\gamma_G G + \gamma_Q Q + \gamma_Q \Psi_1 Wy$
- Combinación 6 (VIENTO): $\gamma_G G + \gamma_Q Q - \gamma_Q \Psi_1 Wy$

Created in Master PDF Editor

- Combinación 7 (VIENTO): $\gamma_G G + \gamma_Q \Psi_2 Q + \gamma_Q Wx$
- Combinación 8 (VIENTO): $\gamma_G G + \gamma_Q \Psi_2 Q - \gamma_Q Wx$
- Combinación 9 (VIENTO): $\gamma_G G + \gamma_Q \Psi_2 Q + \gamma_Q Wy$
- Combinación 9 (VIENTO): $\gamma_G G + \gamma_Q \Psi_2 Q + \gamma_Q Wy$
- Combinación 10 (VIENTO): $\gamma_G G + \gamma_Q \Psi_2 Q - \gamma_Q Wy$

3 RESUMEN DE ACCIONES

PLANTA TIPO (VIVIENDAS)			
CARGAS PERMANENTES (sin mayorar)			
P. P	ACERO DE PEQUEÑO ESPESOR		0,20 kN/m²
	TABLERO OSB e=22mm		0.15 kN/m²
C.M.	ACABADO + TABIQUERIA		1.50 kN/m²
CARGAS VARIABLES (sin mayorar)			
S.U.	VIVIENDAS		2 kN/ m²
VIENTO	VIENTO X	PRESIÓN X	0.66 kN/ m²
		SUCCIÓN X	-0.35 kN/ m²
	VIENTO Y	PRESIÓN Y	0.66 kN/ m²
		SUCCIÓN Y	-0.50 kN/ m²

CUBIERTA			
CARGAS PERMANENTES (sin ayorar)			
P. P	ACERO DE PEQUEÑO ESPESOR		0,20 kN/m²
	TABLERO OSB e=22mm		0.15 kN/m²
	ACABADO DE CHAPA		0.05 kN/m²
C.M.	FORMACION DE PENDIENTE		0.50 kN/m²
CARGAS VARIABLES (sin mayorar)			
S.U.	MANTENIMIENTO		1 kN/ m²
VIENTO	VIENTO X	PRESIÓN X	0.66 kN/ m²
		SUCCIÓN X	-0.35 kN/ m²
	VIENTO Y	PRESIÓN Y	0.66 kN/ m²
		SUCCIÓN Y	-0.50 kN/ m²
NIEVE	CUBIERTA		0.60 kN/m²

4 DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL ADOPTADO

En un primer momento se pretendía resolver el forjado mediante una única familia d celosías con diagonales (sin montantes) pero debido a las luces que tenemos se ha optado por solucionar el forjado con una familia principal de celosías con diagonales y

Created in Master PDF Editor

montantes para poder recibir la segunda familia de celosías compuestas únicamente por diagonales.

Uno de los condicionantes es que el forjado se realiza mediante paneles OSB por lo que las celosías deben estar al mismo nivel, optando en las dos familias por celosías de canto 0,6 m, separadas la segunda familia cada 0,625 m ya que este es un múltiplo de las dimensiones de los paneles (2,5x1,25 m). Obteniendo finalmente un si tema compuesto por unas celosías secundarias con luces de 6m y separación de 0 625m y unas celosías principales con una luz máxima de 3,25 m.

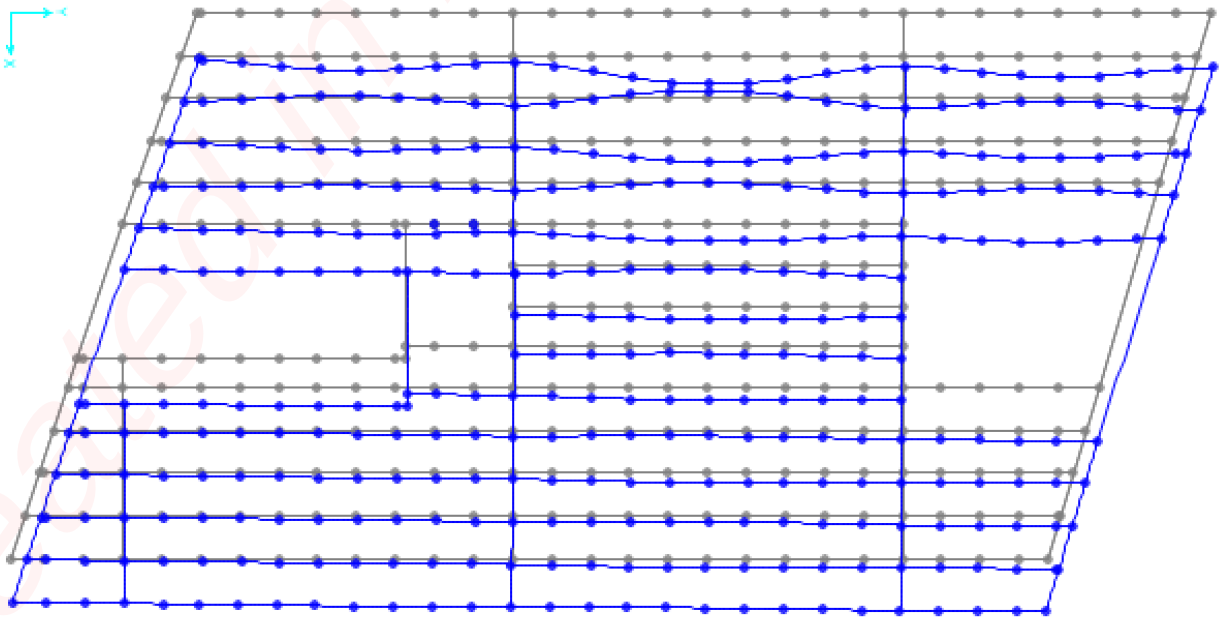
Las fachadas se han resuelto mediante montantes cada 0 6 metros en las 3 medianeras, asegurando la estabilidad del edificio. La fachada principal se resuelve mediante las celosías principales que reciben las secundaria y unas celosías colocada sobre estas para resolver los huecos de fachada.

Por último, tanto los soportes principales como el núcleo de comunicaciones se resuelven mediante perfiles de acero laminad S275

5 VERIFICACIÓN ESTABILIDAD GLOBAL

Se ha comprobado la es abilidad g obal del edificio mediante un modelo de SAP, de forma que el desplazamiento máximo es de 20,98 mm siendo el límite del edificio:

Joint Object	2649	Joint Element	2649
	1	2	3
Trans	0.02098	7.898E-04	-3.886E-04
Rotn	7.622E-05	2.443E-04	0.00144



Created in Master PDF Editor

$$\frac{H}{500} = \frac{12{,}84\ m \cdot 1000}{500} = 25{,}68mm > 20{,}98\ mm$$

6 VERIFICACIÓN DE SECCIONES

Para la verificación de las secciones se ha realizado un modelo en SAP con perfiles conformados en frío obtenidos de un predimensionado realizado a mano. Posteriormente con los esfuerzos obtenidos se han sustituido dichas secciones por las calculadas.

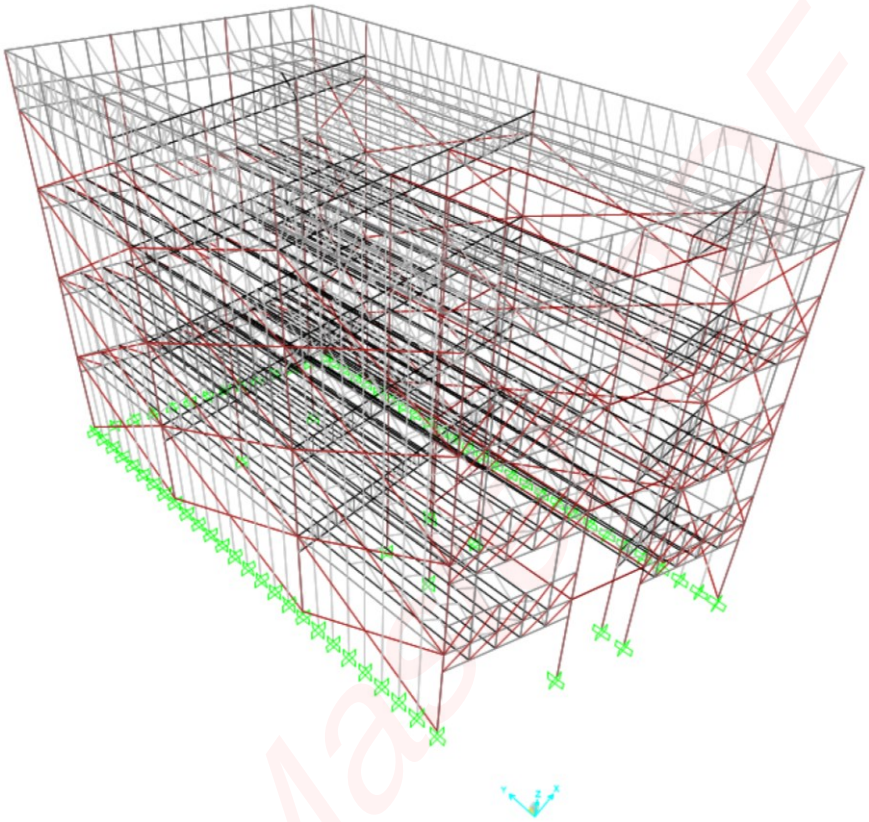
Como no existe un prontuario de perfiles conformados n frío al que acceder directamente desde el programa, se han introducido manualmente las secciones con las dimensiones correspondientes, y aquellas secciones compuestas, como los cordones de las celosías principales o los montantes back-to-back se h n realizado mediante la herramienta Section-Designer.

El modelo se ha realizado con el acero eleccionado S280GD y con las cargas indicadas en el apartado resumen de acciones de es a memoria, diferenciando las de las plantas tipo de vivienda y las de la planta de cubierta.

Para modelar el efecto diaf agma del forjado se ha optado por incorporar elementos área Shell-Thin cuyas propiedades son todas nulas menos la opción de Membrana F12, la cual imitaría el efecto diafragma permitiendo la transmisión de axiles que la propia opción diafragma d l programa no realiza, obteniendo los esfuerzos reales de la estructura.

Created in Master PDF Editor

Se han generado todas las combinaciones de carga para ELU y ELS, teniendo en cuenta el viento de presión y succión en la dirección de "x" e "y" y las sobrecargas de u o. Optando en todo momento por la combinación más desfavorable a la hora de comprobar la resistencia de las secciones.



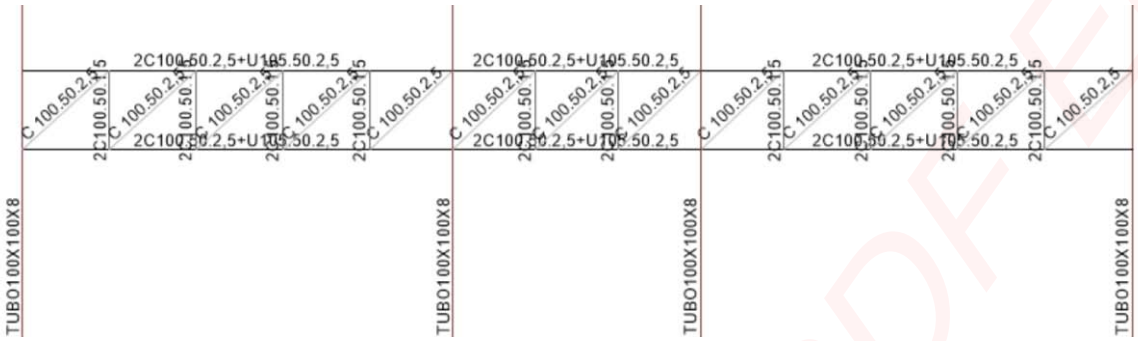
6.1 Celosías principales

En el proyecto encontramos las celosías principales de planta tipo y las celosías de planta cubierta debido las diferentes cargas a las que están sometidos los forjados. Los cordones de las elosías no están completamente comprimidos o traccionados debido a la conexión con los soportes principales por lo tanto en los extremos de dichos cordones se inv erten los esfuerzos.

Hemo realizado la comprobación de los elementos más desfavorables obtenidos del modelo SAP, verificando la resistencia en compresión mediante el programa ASIWIN, teniendo e cuenta la longitud total de la celosía y la longitud de pandeo de los distintos elementos. Por otro lado, la resistencia a tracción la obtenemos directamente teniendo e cuenta el área total de la sección y el límite elástico al no haber fenómenos de inestabilidad.

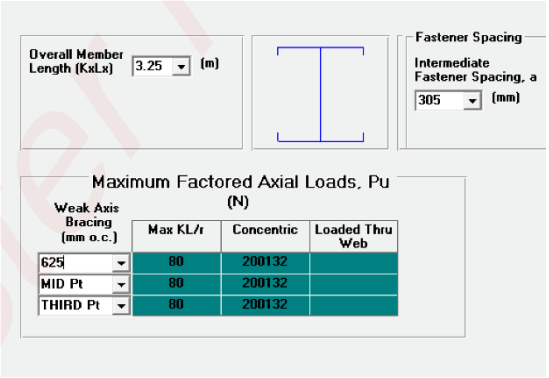
Created in Master PDF Editor

Además, los montantes de las celosías se han realizado mediante dos perfiles C colocados back-to-back debido a la unión que se realizará con las celosías secundarias.



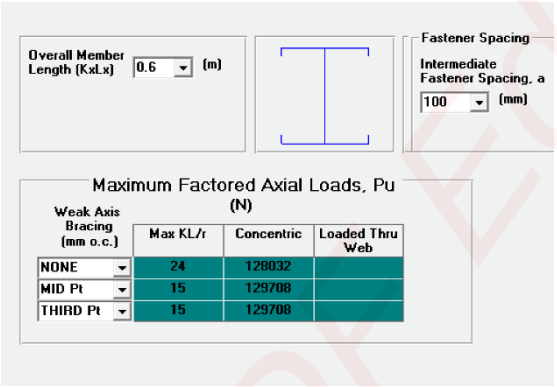
CELOSÍAS PRINCIPALES P. TIPO (VIVIENDA)

CORDON			
LONGITUD (m)	3,25		
LONGITUD PANDEO	0,625		
PERFIL	**2C 100.50.2,5+U 105.50.2,5**		
A (mm2)	1334,6		
	Resistido		Cálculo
M (kNm)	9,442	>	5,25
N max compresión (kN)	200,132	>	52,26
N max tracción (kN)	355,89333	>	36,52
COMPROBACIÓN			
Ned/Nrd+Med/Mrd≤1	0,8171539	<	1

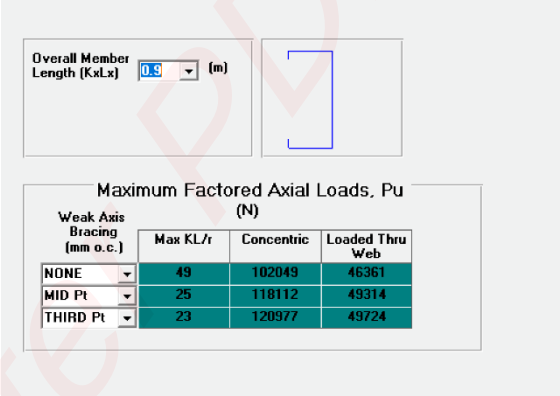


Created in Master PDF Editor

MONTANTE			
LONGITUD (m)	0,6		
LONGITUD PANDEO	0,6		
PERFIL	**2C 100.50.1,5**		
A (mm2)	657,8		
	Resistido		Cálculo
M (kNm)	5,94	>	3,17
N max compresión (kN	128,032	>	28,64
N max tracción (kN)	175,4133	>	34,46
COMPROBACIÓN			
Ned/Nrd+Med/Mrd≤1	0,757364	<	1

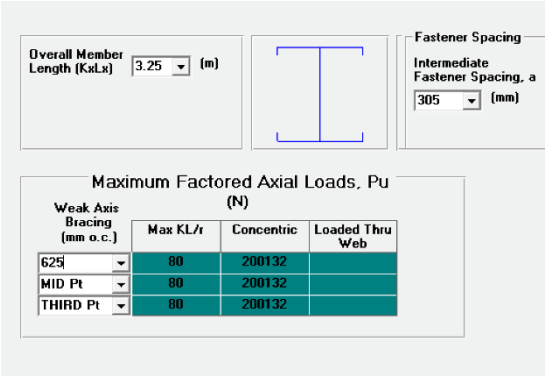


DIAGONAL			
LONGITUD (m)	0,9		
LONGITUD PANDEO	0,9		
PERFIL	**C 100.50.2,5**		
A (mm2)	526,1		
	Resistido		Cálculo
M (kNm)	5,09397	>	1,65
N max compresión (kN	102,049	>	53,68
N max tracción (kN)	140,2933	>	57,62
COMPROBACIÓN			
Ned/Nrd+Med/Mrd≤1	0,849934	<	1

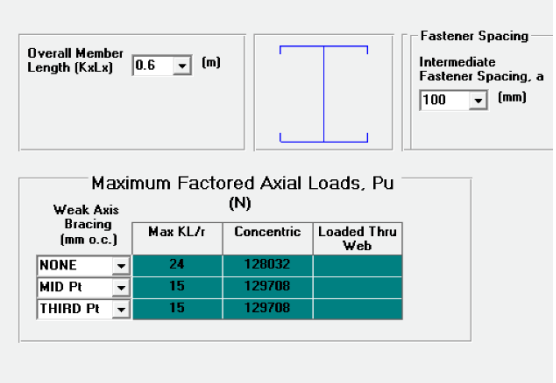


CELOSÍAS PRINCIPALES P. CUBIERTA

CORDON			
LONGITUD (m)	3,25		
LONGITUD PANDEO	0,625		
PERFIL	**2C 100.5 5 EU 105 50.2,5**		
A (mm2)	334 6		
	Resistido		Cálculo
M (kNm)	9,442	>	2,32
N max compresión (kN	200 132	>	38,34
N max tracción (kN)	355 8933	>	13,64
COMPROBACIÓN			
Ned/Nrd+Med/M d≤1	0,43 284	<	1

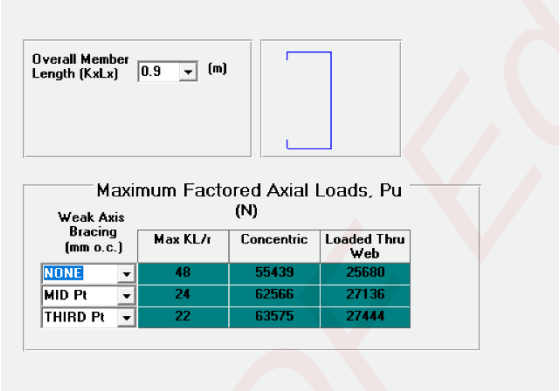


MONTANTE			
LONGITUD (m)	0,6		
LONGITUD PANDE	0,6		
PERFIL	**2C 100.50.1,5**		
A (mm2)	657,8		
	Resistido		Cálculo
M Nm)	5,94	>	1,70
N ma compresión (kN	128,032	>	14,26
N max tracción (kN)	175,4133	>	13,25
COMPROBACIÓN			
Ned/Nrd+Med/Mrd≤1	0,397574	<	1



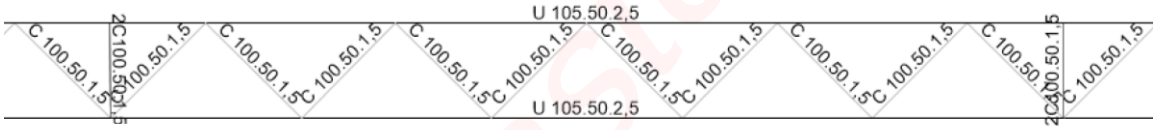
Creado con Master PDF Editor

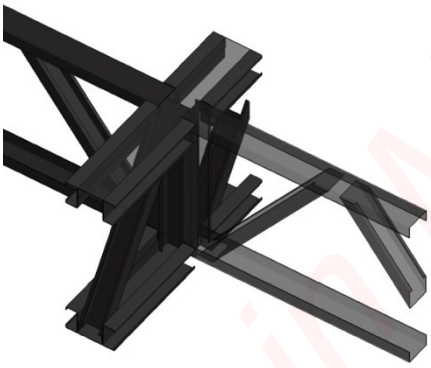
DIAGONAL			
LONGITUD (m)	0,9		
LONGITUD PANDEO	0,9		
PERFIL	**C 100.50.1,5**		
A (mm2)	328,9		
	Resistido		Cálculo
M (kNm)	2,97	>	1,11
N max compresión (kN)	55,439	>	29,83
N max tracción (kN)	87,70667	>	24,00
COMPROBACIÓN			
Ned/Nrd+Med/Mrd≤1	0,911806	<	1



El único cambio que podemos apreciar es la disminución en el espesor del perfil que conforma la diagonal de la celosía de cubierta, ya que estamos trabajando en todo momento con un ancho mínimo de perfil de 100 mm no pudiendo reducirlo de forma que los montantes ya tienen el menor perfil posible al igual que los cordones de dicha celosía.

6.2 Celosías secundarias

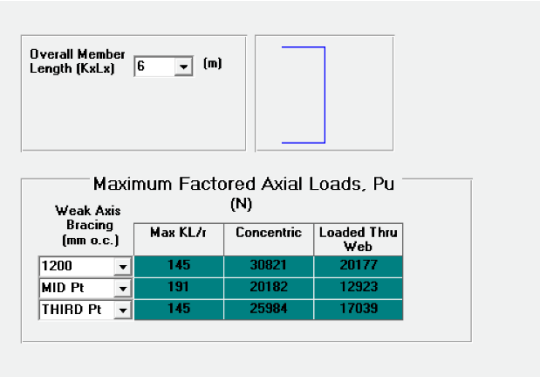




Las celosías secundarias constituidas únicamente por cordones y diagonales se han verificado siguiendo el mismo método utilizado en las celosías principales, obteniendo los siguientes resultados para las solicitaciones más desfavorables.

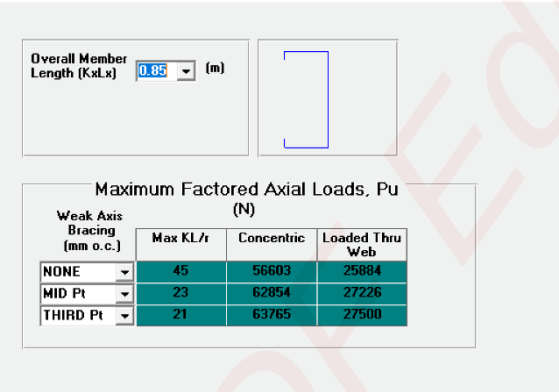
CELOSÍAS SECUNDARIAS P. TIPO (VIVIENDA)

CORDON			
LONGITUD (m)	6		
LONGITUD PANDEO	1,2		
PERFIL	**U 105.50.2,5**		
A (mm2)	493		
	Resistido		Cálculo
M (kNm)	3,438	>	0,36
N compresión (kN)	30,821	>	24,00
N tracción (kN)	131,4667	>	28,36
COMPROBACIÓN			
Ned/Nrd+Med/Mrd≤1	0,883402	<	1



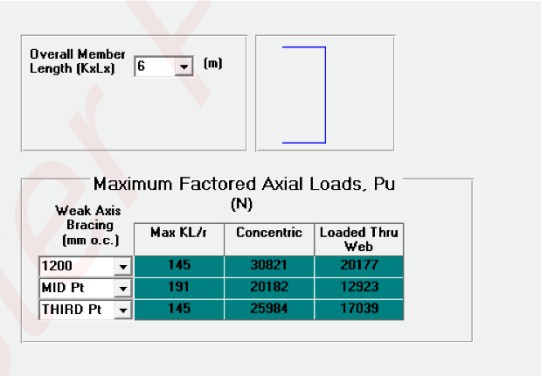
Created in Master PDF Editor

DIAGONAL			
LONGITUD (m)	0,85		
LONGITUD PANDEO	0,85		
PERFIL	**C 100.50.1,5**		
A (mm2)	328,9		
	Resistido		Cálculo
M (kNm)	2,97	>	0,24
N compresión (kN)	56,603	>	15,23
N tracción (kN)	87,70667	>	11,85
COMPROBACIÓN			
Ned/Nrd+Med/Mrd≤1	0,349875	<	1

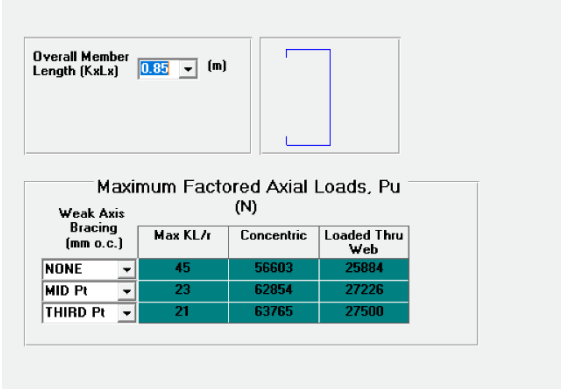


CELOSÍAS SECUNDARIAS P. CUBIERTA

CORDON			
LONGITUD (m)	6		
LONGITUD PANDEO	1,2		
PERFIL	**U 103.50.1,5**		
A (mm2)	493		
	Resistido		Cálculo
M (kNm)	1,697	>	0,16
N max compresión (kN	16,365	>	12,22
N max tracción (kN)	131,4667	>	13,34
COMPROBACIÓN			
Ned/Nrd+Med/Mrd≤1	0,841	<	1



DIAGONAL			
LONGITUD (m)	0,85		
LONGITUD PANDEO	0,85		
PERFIL	**C 100.50.1 5**		
A (mm2)	328 9		
	Resistido		Cálculo
M (kNm)	2,97	>	0,14
N max compresión (kN	56,603	>	7,45
N max tracción (kN)	87,70667	>	5,99
COM ROBACIÓN			
Ned/Nrd+Med/Mrd≤1	0,1 8757	<	1



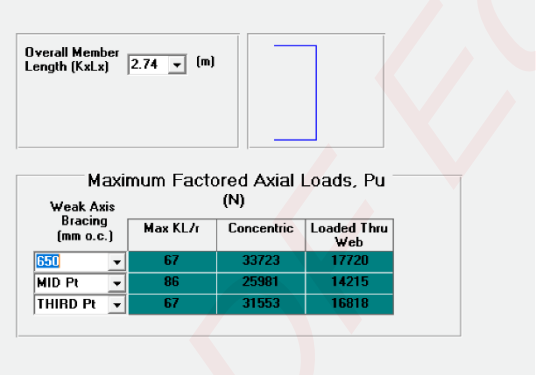
6.3 Celosías peto cubierta

En la cubierta encontramos en todo el perímetro un peto de 1 metro de altura el cual se resuelve mediante una celosía de canto 1,60 m. En dicha celosía de fachada apoya el forjado a una altura intermedia de 0,6 metros en un perfil atornillado a los montantes y en las celosías correspondientes. Dichas celosías se han calculado igual que las anteriores, indicando a continuación las solicitaciones más desfavorables.

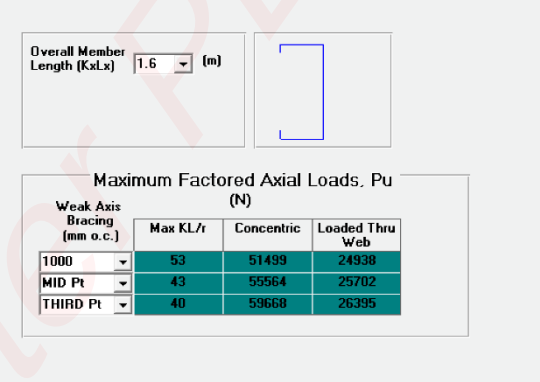
Creado con Master PDF Editor

CELOSÍAS PETO CUBIERTA

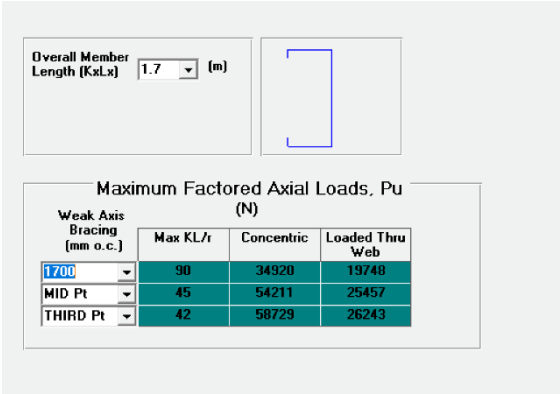
CORDON			
LONGITUD (m)	2,74		
LONGITUD PANDEO	0,65		
PERFIL	**U 103.50.1,5**		
A (mm2)	493		
	Resistido		Cálculo
M (kNm)	1,697	>	0,79
N max compresión (kN	33,723	>	10,00
N max tracción (kN)	131,4667	>	2,57
COMPROBACIÓN			
Ned/Nrd+Med/Mrd≤1	0,762061	<	1



MONTANTE			
LONGITUD (m)	1,6		
LONGITUD PANDEO	1		
PERFIL	**C 100.50.1,5**		
A (mm2)	328,9		
	Resistido		Cálculo
M (kNm)	2,97	>	0,00
N max compresión (kN	51,499	>	8,80
N max tracción (kN)	87,70667	>	6,46
COMPROBACIÓN			
Ned/Nrd+Med/Mrd≤1	0,170877	<	1

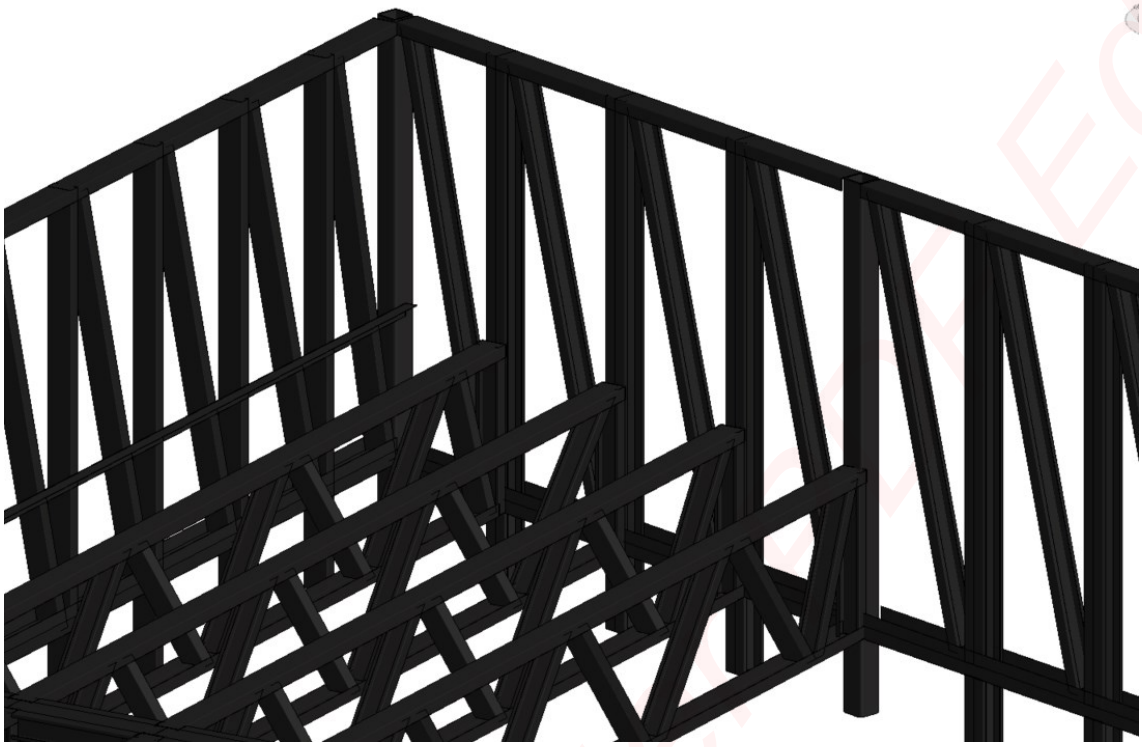


DIAGONAL			
LONGITUD (m)	1,7		
LONGITUD PANDEO	1,7		
PERFIL	**C 100.50 1,5**		
A (mm2)	328,9		
	Resistido		Cálculo
M (kNm)	2,97	>	0,36
N max compresión (kN	34,92	>	10,85
N max tracción (kN)	87,70667	>	10,36
COMPROBACIÓN			
Ned/Nrd+Med/Mrd≤1	0, 319 2	<	1



Las celosí s calculadas anterioremente son las que encontramos en las fachadas longitudina es, las cuales solo constan de un perfil C 100.50.1,5 como montante, mientras que las celosías ubicadas en las fachadas transversales constarán de dos perfiles C colocados back-to-back, ya que estas estarán apoyadas sobre los soportes inferiores cuya sección está compuesta por dichos perfiles para así evitar posibles excentricidades o problemas de uniones.

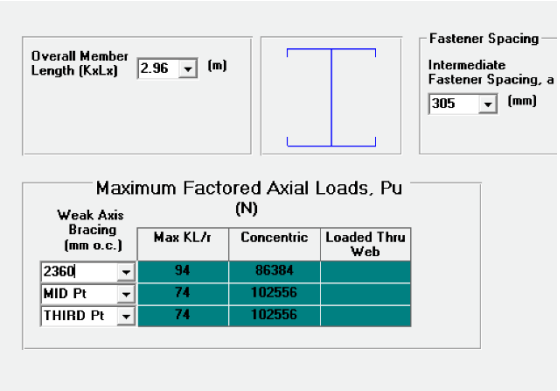
Created in Master PDF Editor



6.4 Montantes fachada

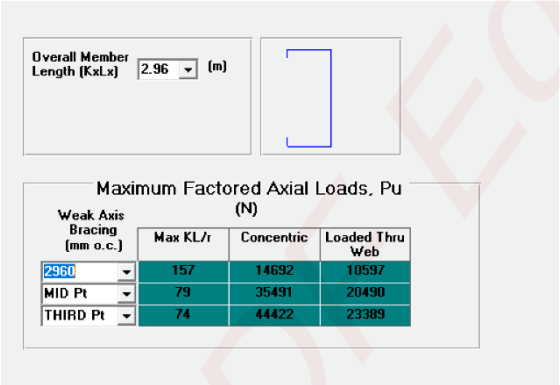
Las 3 fachadas de medianería e tán compuestas por montantes verticales, se distinguen los de la fachada en dirección X y en dirección Y. Esto sucede ya que en la fachada X las celosías secundarias llegan con un montante C100.50.1,5 por lo que al igual que en las celosías principales, e d chos montantes de fachada se duplicarán los perfiles obteniendo una sección de 2 C 100.50.1,5 back-to-back para facilitar la unión. Por el contrario, la fachada Y solo constará de montantes verticales C100.50.1,5 y diagonales interiores que arriostrarán el edificio entre los pilares estructurales, asegurando la estabilidad global de la estructura.

MON ANTES FACHADA X			
CORDON			
LONGITUD (m)	2,96		
LONGITUD ANDEO	2,36		
PERFIL	2C 100.50.1,5		
A (mm2)	328,9		
	Resistido		Cálculo
M kNm)	5,94	>	0,37
N m x compresión (kN)	86,384	>	14,69
COMPROBACIÓN			
Ned/Nrd+Med/Mrd≤1	0,232344	<	1

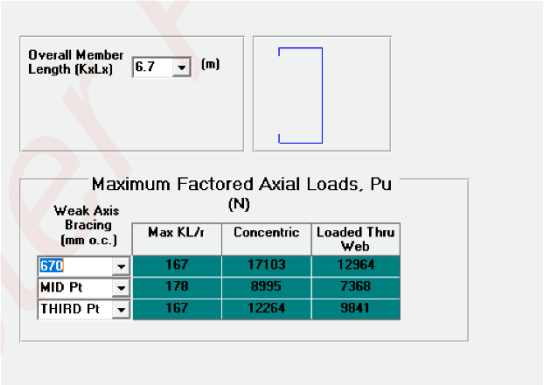


Created in Master PDF Editor

MONTANTES FACHADA			
CORDON			
LONGITUD (m)	2,96		
LONGITUD PANDEO	2,96		
PERFIL	**C 100.50.1,5**		
A (mm2)	328,9		
	Resistido		Cálculo
M (kNm)	2,97	>	0,02
N max compresión (kN	14,692	>	11,28
COMPROBACIÓN			
Ned/Nrd+Med/Mrd≤1	0,774499	<	1



DIAGONALES FACHADA			
DIAGONAL			
LONGITUD (m)	6,7		
LONGITUD PANDEO	0,67		
PERFIL	**C 100.50.1,5**		
A (mm2)	328,9		
	Resistido		Cálculo
M (kNm)	2,97	>	0,00
N max compresión (kN	17,103	>	14,62
N max tracción (kN)	87,70667	>	4,55
COMPROBACIÓN			
Ned/Nrd+Med/Mrd≤1	0,854821	<	1



Mientras que los montantes se comprueban únicamente a compresión ya que en ningún momento hay inversión de esfuerzos y están completamente comprimidos, las diagonales de fachada se encuentran algunas comprimidas y otras traccionadas por lo que se realiza la comp obación en ambos casos.

6.5 Soportes

La estructura está conformada además de por los perfiles conformados en frío por una serie de soportes tubulares de acero laminado, los cuales hemos comprobado siguiendo los mismos pasos que en las prácticas realizadas en la asignatura de Acero.

En primer lugar, comprobamos la resistencia del pilar, sin tener en cuenta el pandeo para hacer un primer tanteo:

Created in Master PDF Editor

$$\frac{N_{ed}}{A} + \frac{M_{ed}}{W_{ply}} \leq 1$$

A continuación, se comprueba que dicho pilar sea válido a pandeo, de fo ma que:

$$N_{b,Rd} = \chi N_{pl,Rd} \geq N_{ed}$$

Según el CTE, para elementos comprimidos y flectados s realizará la comprobación de estabilidad para todas las piezas:

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

Y también sólo en piezas no susceptibles de pandeo por torsión:

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

La última comprobación que hemos alizado es la combinación de flexión y compresión con pandeo según el eurocódigo

$$\frac{N_{ed}}{\chi A} + k_{yy} \frac{M_{ed}}{\chi_{LT} M_{ply}} \leq 1$$

Todas estas comprobaciones se han realizado en el pilar más solicitado, asignando la misma sección al resto de soportes.

P10	PERFIL	Ned (kN)	A(cm2)	imi (cm)	L (m)	β	Lk (cm)	λ	λ	α	χ	Npl,Rd (KN)	Nb,Rd (KN)	My,Ed(kNm)	Mz,Ed(kNm)
	#100.100.8	312,16	27,20	3,6	2,36	0,80	188,80	51,44	0,59	0,49	0,79	712,38	562,62	7,08	5,09

Resistencia	0 73	<	1
Pandeo y	0 89	<	
Pandeo z	0,64	<	
Torsión	0,72	<	

Se ha optado por soportes de sección tubular #100.100.8 debido a las uniones de las celosías con dichos soportes.

Created in Master PDF Editor

7 UNIONES

Para el cálculo de las uniones con elementos de fijación mecánica nos hemos referido al Eurocodigo 3: Proyecto de estructuras de acero, parte 1-3: adicionales para perfiles y chapas de paredes delgadas conformadas en frío.

Los tornillos roscachapa (autorroscantes), tuercas y arandelas deberían ser conformes con los requisitos dados en la Norma EN 1993-1-8.

Procedemos a la determinación de las resistencias de los eleme tos de fijación mecánica sometidas principalmente a cargas estáticas según la tabla .2 para tornillos roscachapa, cumpliendo las distancias mínimas:

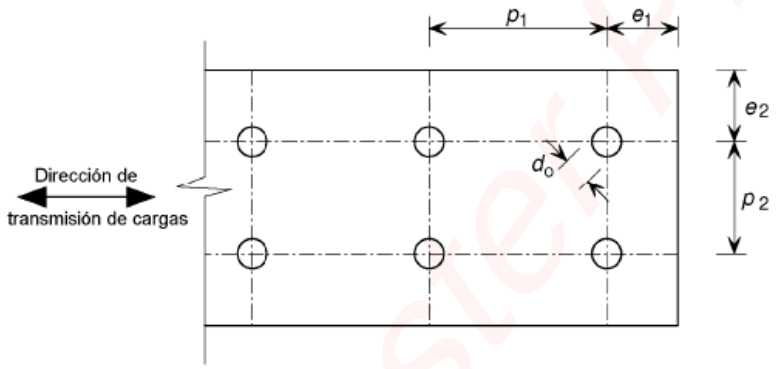


Figura 8.1 – Distancia al extremo, distancia al borde lateral y separación para elementos de fijación y soldaduras por puntos

Para el cálculo de la unión sab mos que las diagonales y los montantes tienen mayormente compresiones y tracciones. Por tanto, los tornillos estarán sometidos a cortante, donde tendremos que comprobar la resistencia a aplastamiento de la chapa. En la siguiente tabla se supone que la chapa más delgada está en contacto con la cabeza del tornillo:

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	$\alpha \le 2{,}1$
– si $t_1 \ge 2{,}5\,t$ y $t < 1{,}0$ mm:	$\alpha = 3{,}2\sqrt{t/d}$	siendo	$\alpha \le 2{,}1$
– si $t_1 \ge 2{,}5\,t$ y $t \ge 1{,}0$ mm:	$\alpha = 2{,}1$		
– si $t < t_1 < 2{,}5\,t$:	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)]	$F_{v,Rd} \ge 1{,}2\, F_{b,Rd}$	o	$\Sigma F_{v,Rd} \ge 1{,}2\, F_{n,Rd}$

Created in Master PDF Editor

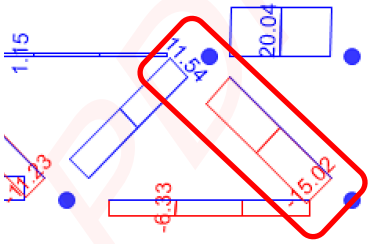
Para el cálculo de la resistencia a aplastamiento se ha tomado como coeficiente parcial de seguridad $\gamma_{M2} = 1{,}25$ para hallar los valores de cálculo de las resistencias de los elementos de fijación mecánica.

Se han resuelto las uniones con mayores esfuerzos, tanto en la cercha secundaría como en la principal, asegurándonos así de que la unión se pueda apli ar a tod s las cerchas del edificio.

- UNION EN CERCHA SECUNDARIA:

Perfiles de la unión:

- Cordón superior U 105.50.2,5
-Diagonales C100.50.1,5
- Esfuerzo a resistir: 15,02Kn



Se procede a calcular la unión según las fórmulas de la tabla anteriormente mencionada y jugando con los diámetros de los tornillos y el número de los mismos, se encuentr una solución, obteniendo:

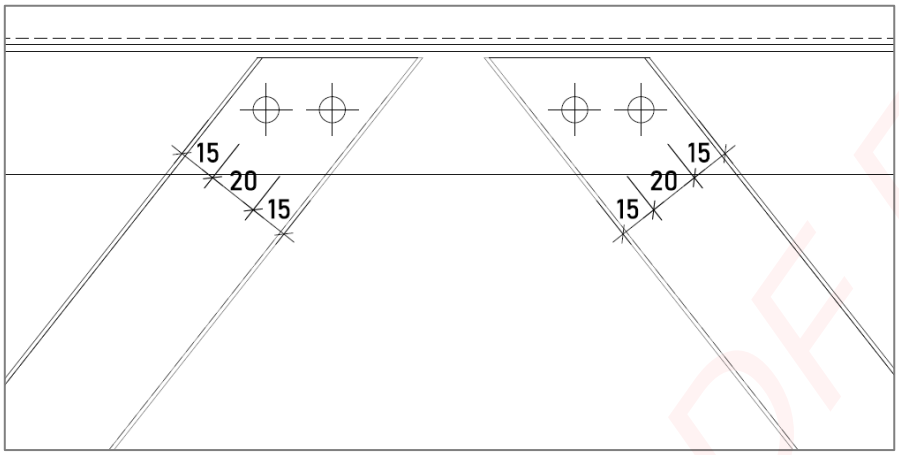
CERCHA SECUNDARIA			
RESISTENCIA A APLASTAMIENTO:	Fb,Rd=α·fu·t·d/γM2		
	α	2.1	
Tensión de rotura	fu	360	N/mm2
chapa más delgada	t	1.5	mm
Diametro de tornillo	d0	5	mm
Coeficiente parcial de seguridad	γM2	1.25	

Resistencia a aplastamien o por tornillo	Fb,Rd	4536	N
		4.536	kN
Numero de tornillos		4	
Número de planos		2	
Número de tornillos por p ano		2	
Resistencia de la unión	Fbj,Rd	18.144	kN
Esfuerzo a resistir	Fb,Ed	15.02	kN
Fbj,Rd > Fb,Ed		CUMPLE	

Como se puede ver, se ha optado por resolver la unión con 4 tornillos totales de 5mm de diámet o. La separación de los tornillos se va teniendo en cuenta a la vez que se resuelv el número de tornillos necesarios, ya que hay que respetar las distancias mínimas que indica el EC3.

SEPARACIONES MÍNIMAS (Figura 8.1 EC3 Parte 1-3)							
Separación a borde paralelo a la carga	e1	15	mm	≥	3d=	15	mm
S paración entre tornillos paralelos a la carga	p1	0	mm	≥	3d=	15	mm
Separación a borde perpendicular a la carga	e2	15	mm	≥	1.5d=	7.5	mm
Separación entre tornillos perpendicular a la carga	p2	20	mm	≥	3d=	15	mm

Created in Master PDF Editor

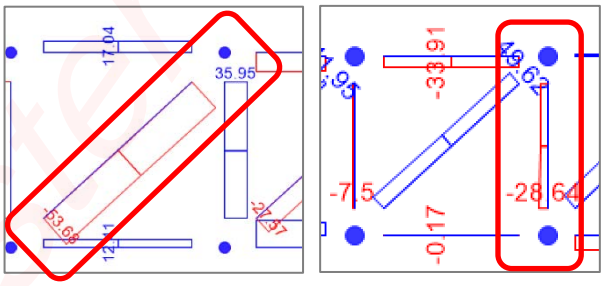


Nudo tipo de cercha secundaria

- UNION EN CERCHA PRINCIPAL:

De la misma manera que se ha resuelto la cercha secundaria, se procede a resolver la cercha principal.
Perfiles de la unión:

- Cordón superior U 105.50.2,5 + 2C 100.50.2,5
-Diagonal C100.50.1,5 (53,68kN)
-Montante 2C 100.50.1,5 (28,64kN)



DIAGONAL

CERCHA PRINCIPAL			
RESISTENCIA A APLASTAMIENTO:	Fb,Rd=α·fu·t·d/γM2		
	α	2.1	
Tensión de rotura	fu	360	N/mm2
chapa más delgada	t	1.5	mm
Diametro de tornillo	d0	5	mm
Coeficiente parcial de s guridad	γM2	1.25	
Resiste cia a aplastamiento por tornillo	Fb,Rd	4536	N
		4.536	kN
Numero de t rnill s		12	
Número de p anos		2	
Número de tor ill s por plano		6	
Resistencia de la unión	Fbj,Rd	54.432	kN
Esf erz a resistir	Fb,Ed	53.68	kN
Fbj,Rd > Fb,Ed		CUMPLE	

SEPARACIONES MÍNIMAS (Figura 8.1 EC3 Parte 1-3)							
Separación a borde paralelo a la carga	e1	20	mm	≥	3d=	15	mm
S paración entre tornillos paralelos a la carga	p1	30	mm	≥	3d=	15	mm
Separación a borde perpendicular a la carga	e2	15	mm	≥	1.5d=	8	mm
Separación entre tornillos perpendicular a la carga	p2	20	mm	≥	3d=	15	mm

Created in Master PDF Editor

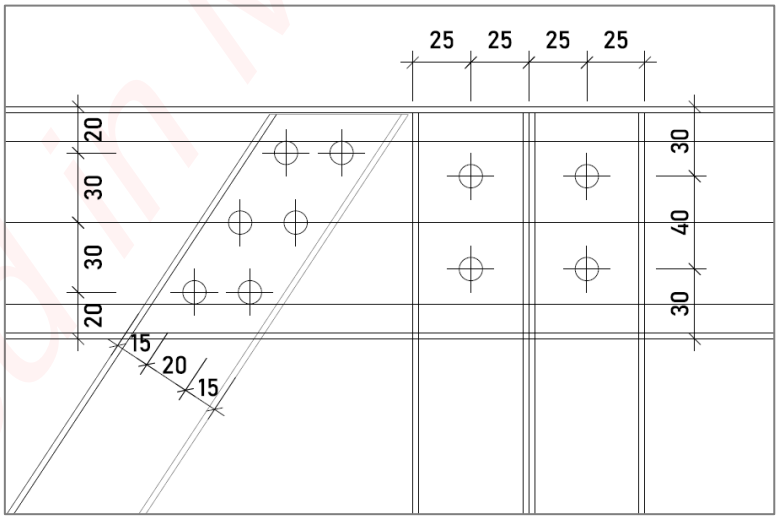
MONTANTE

En este caso, a diferencia de las cerchas secundarias, en las cerchas principa es tenemos montantes formados por 2 C100.50.1,5, se comprueba la resistencia a aplastamiento teniendo en cuenta que cada montante se llevará la mitad del esfuerzo a resistir (28,64 kN), es decir, que se comprueba con un esfuerzo de 14,32kN

CERCHA PRINCIPAL			
RESISTENCIA A APLASTAMIENTO:	Fb,Rd=α·fu·t·d/γM2		
	α	2.1	
Tensión de rotura	fu	360	N/mm2
chapa más delgada	t	1.5	mm
Diametro de tornillo	d0	5	mm
Coeficiente parcial de seguridad	γM2	1.25	

Resistencia a aplastamiento por tornillo	Fb,Rd	4536	N
		4.536	kN
Numero de tornillos		4	
Número de planos		2	
Número de tornillos por plano		2	
Resistencia de la unión	Fbj,Rd	18.144	kN
Esfuerzo a resistir	Fb,Ed	14.32	kN
Fbj,Rd > Fb,Ed		CUMPLE	

SEPARACIONES MÍNIMAS (F gura 8.1 EC3 Parte 1-3)							
Separación a borde paralelo a la carga	e1	30	mm	≥	3d=	15	mm
Separación entre tornillos paralelos la c rga	p1	40	mm	≥	3d=	15	mm
Separación a borde perpendicular a la carga	e2	25	mm	≥	1.5d=	8	mm
Separación entre tornillos perpendi ula la carga	p2	0	mm	≥	3d=	15	mm



Nudo tipo de cercha principal

Created in Master PDF Editor

8 LISTADO DE PLANOS

E-01.0 FORJADO PLANTA PRIMERA

E-02.0 FORJADO TIPO (PLANTA SEGUNDA Y TERCERA)

E-03.0 FORJADO PLANTA CUBIERTA

E-04.0 PÓRTICOS 1 Y 2

E-05.0 PÓRTICOS 3 Y 5

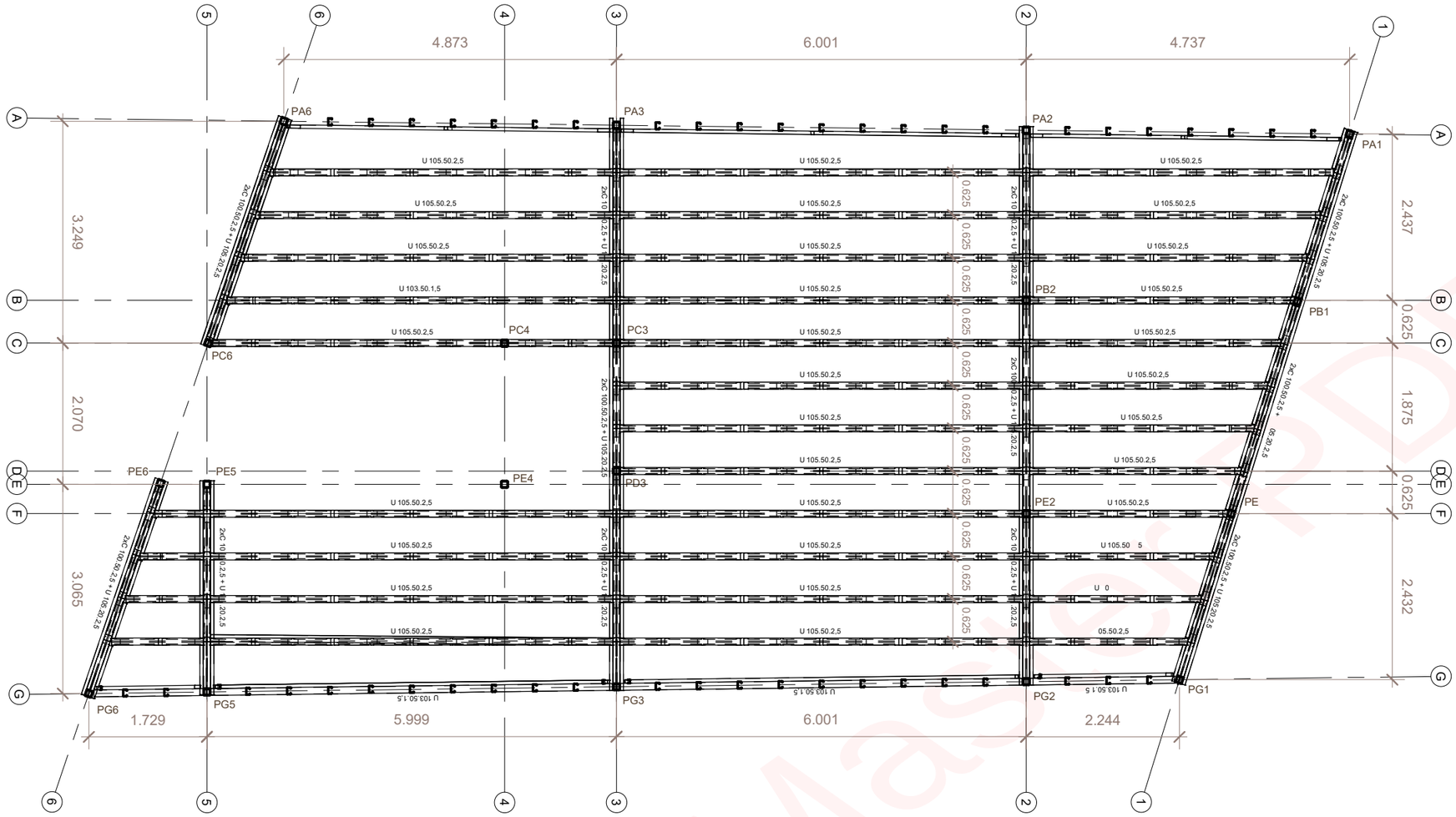
E-06.0 PÓRTICOS 6

E-07.0 ALZADO FACHADA Y_EJE A

E-08.0 ALZADO FACHADA Y_EJE G

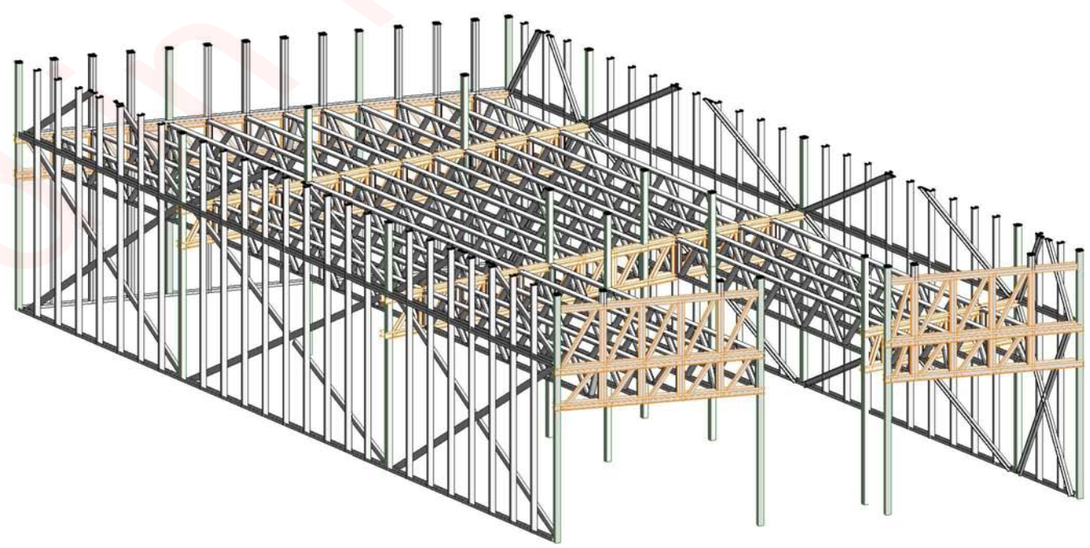
E-09.0 DETALLES

Created in Master PDF Editor



Forjado Planta Primera E: 1/75

CARGAS ORJAD P1		
CARGA ERMANENTE in mayorar)		
P	PERFILES AC O PEQUEÑO E ESOR	0,20 KN/m ²
	TABLERO OSD e=22 mm	0,15 KN/m ²
C.M.	SOLADO, AC BADOS Y TABIQUERÍA	1,5 KN/m ²
C RGAS VARIABLES (sin mayorar)		
S.U.	A1-VIVIENDAS	2 KN/m ²



3D_Forjado Planta Primera E: 1/100

X

Y

CUADRO DE COEFICIENTES DE SEGURIDAD

MATERIALES (EHE-08)	Coeficiente de seguridad *, según situación		
	ORDINARIA	EXTRAORDINARIA	
		Sísmica	Incendio
ACERO ESTRUCTURAL	1,05	1,00	1,00
ACERO CONFORMADO	1,05	1,00	1,00

* aplicable a los valores característicos

ACCIONES (CTE)	Coeficiente de seguridad *, según situación		
	ORDINARIA	EXTRAORDINARIA	
		Sísmica	Incendio
PESO, EMPUJE	1,35	1,00	1,00
SOBRECARGA DE USO	1,50 **	1,00 ***	1,00 ***
NIEVE	1,50	1,00	-
VIENTO	1,50	1,00	-

* aplicable a las desfavorables, en general, en valor característico

** cuando se considera, al mismo tiempo, viento y sobrecarga de uso, se aplica al valor de combinación que procede del valor característico, reducido con el de simultaneidad (SE, apartado 4 22, tabla 4 2)

*** cuando se considera sismo o incendio, se adopta un valor reducido de sobrec. uso (SE, 4 22, tabla 4 2)

ACERO	CONFORMADO EN FRÍO
Denominación	S 280 GD
Tensión del límite elástico (fyb)	280 N/mm²
Tensión límite última (fu)	360 N/mm²

* la desinencia es indiferente;

** G es el atornillado. GD que además tiene condiciones de ductilidad

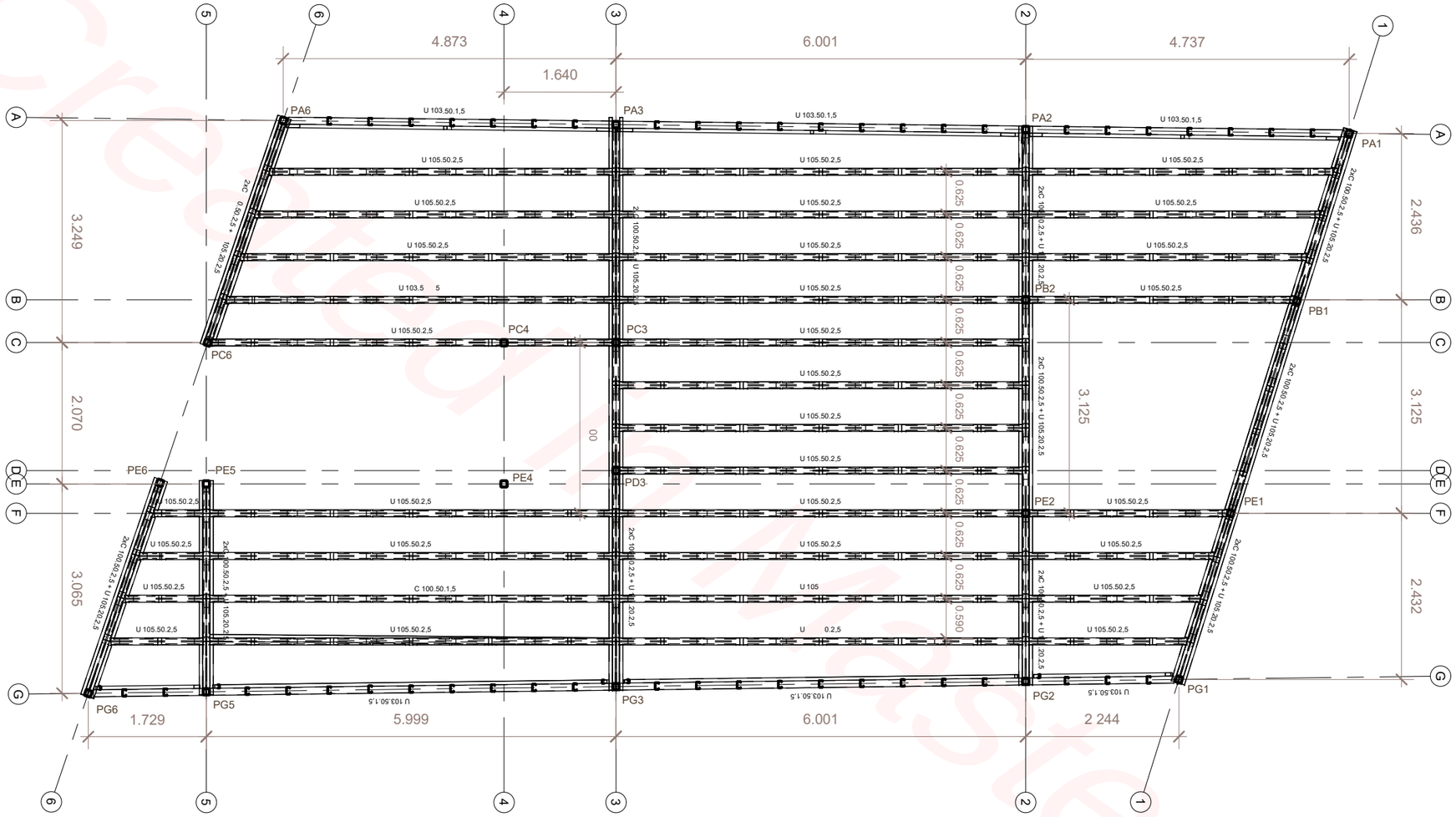
ACERO	LAMINADO
Denominación	S 275 JR
Tensión del límite elástico	275 N/mm²
Control	por ensayos

* la desinencia es indiferente; el más eficaz es el JR

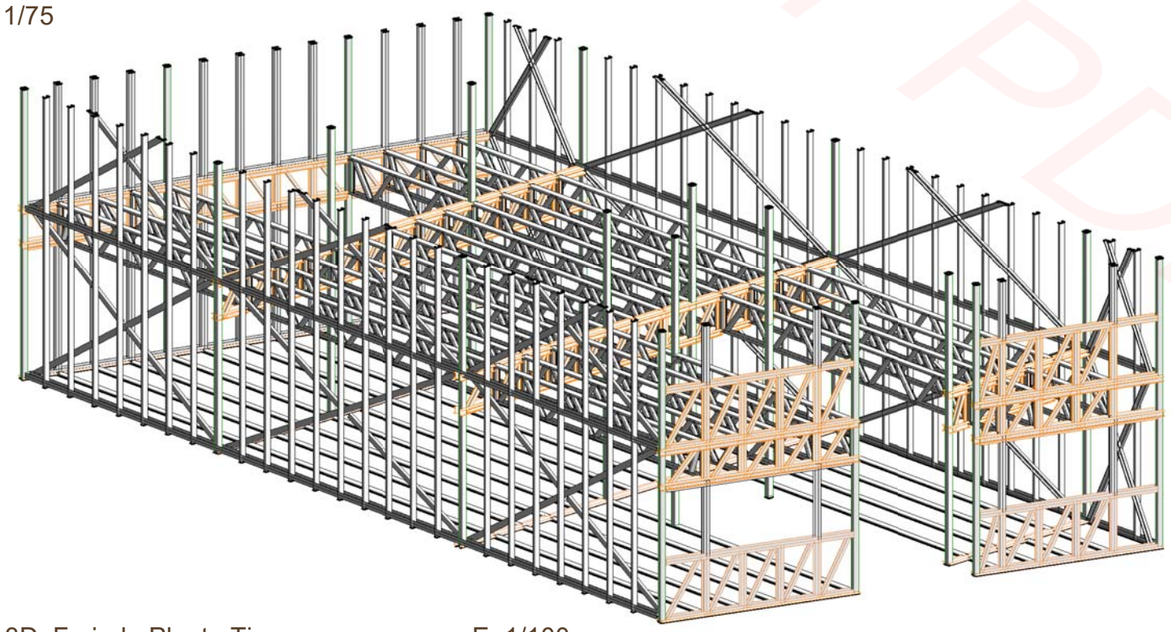
** S es el soldable. SD que además tiene condiciones de ductilidad

PROYECTO: PERFILES PEQUEÑO ESPESOR	
EDIFICIO: VIVIENDAS ENTRE MEDIANERAS	
ALUMNOS:	PRACTICA: P4.2 DOC. GRÁFICA
PLANO: FORJADO P1	ESCALA: Como se indica FECHA: 06/05/2019 Nº: E-01.0

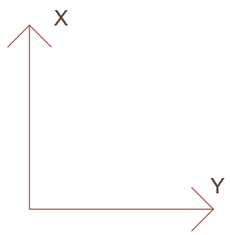
Created in Master PDF Editor



Forjado Planta Primera E: 1/75



3D_Forjado Planta Tipo E: 1/100



CARGAS FORJADO TIPO (P2-P3)		
CARGAS PERMANENTES (sin mayorar)		
P.P	PERFILES ACERO PEQUEÑO ESPESOR	0,20 KN/m ^{2}
	TABLERO OSD e=22 mm	0,15 KN/m ^{2}
C.M.	SOLADO, ACABADOS Y TABIQUERÍA	1,5 KN/m ^{2}
CARGAS VARIABLES (sin mayorar)		
S.U.	A1-VIVIENDAS	2 KN/m ^{2}

CUADRO DE COEFICIENTES DE SEGURIDAD

MATERIALES (EHE-08)	Coeficiente de seguridad *, según situación		
	ORDINARIA	EXTRAORDINARIA	
		Sísmica	Incendio
ACERO ESTRUCTURAL	1,05	1,00	1,00
ACERO CONFORMADO	1,05	1,00	1,00

* aplicable a los valores característicos

ACCIONES (CTE)	Coeficiente de seguridad *, según situación		
	ORDINARIA	EXTRAORDINARIA	
		Sísmica	Incendio
PESO, EMPUJE	1,35	1,00	1,00
SOBRECARGA DE USO	1,50 **	1,00 ***	1,00 ***
NIEVE	1,50	1,00	-
VIENTO	1,50	1,00	-

* aplicable a las desfavorables, en general, en valor característico

** cuando se considera, al mismo tiempo, viento y sobrecarga de uso, se aplica al valor de combinación que procede del valor característico, reducido con el de simultaneidad (SE, apartado 4 22, tabla 4.2)

*** cuando se considera sismo o incendio, se adopta un valor reducido de sobrec. uso (SE, 4.22, tabla 4.2)

ACERO	CONFORMADO EN FRÍO
Denominación	S 280 GD
Tensión del límite elástico (fyb)	280 N/mm^2
Tensión límite última (fu)	360 N/mm^2

* la desinencia es indiferente;

** G es el atornillado. GD que además tiene condiciones de ductilidad

ACERO	LAMINADO
Denom nación	S 275 JR
Tensión del límite elástico	275 N/mm^2
Control	por ensayos

* la desinencia es indif e; más eficaz es el JR

** S es el soldab D que además ene condiciones de ductilidad

PROYECTO: PERF LES EQUEÑO ES ESOR

EDIFICIO: VIVIENDAS ENTR MEDI NERAS

RACTICA: P4 2 D C GRÁFICA

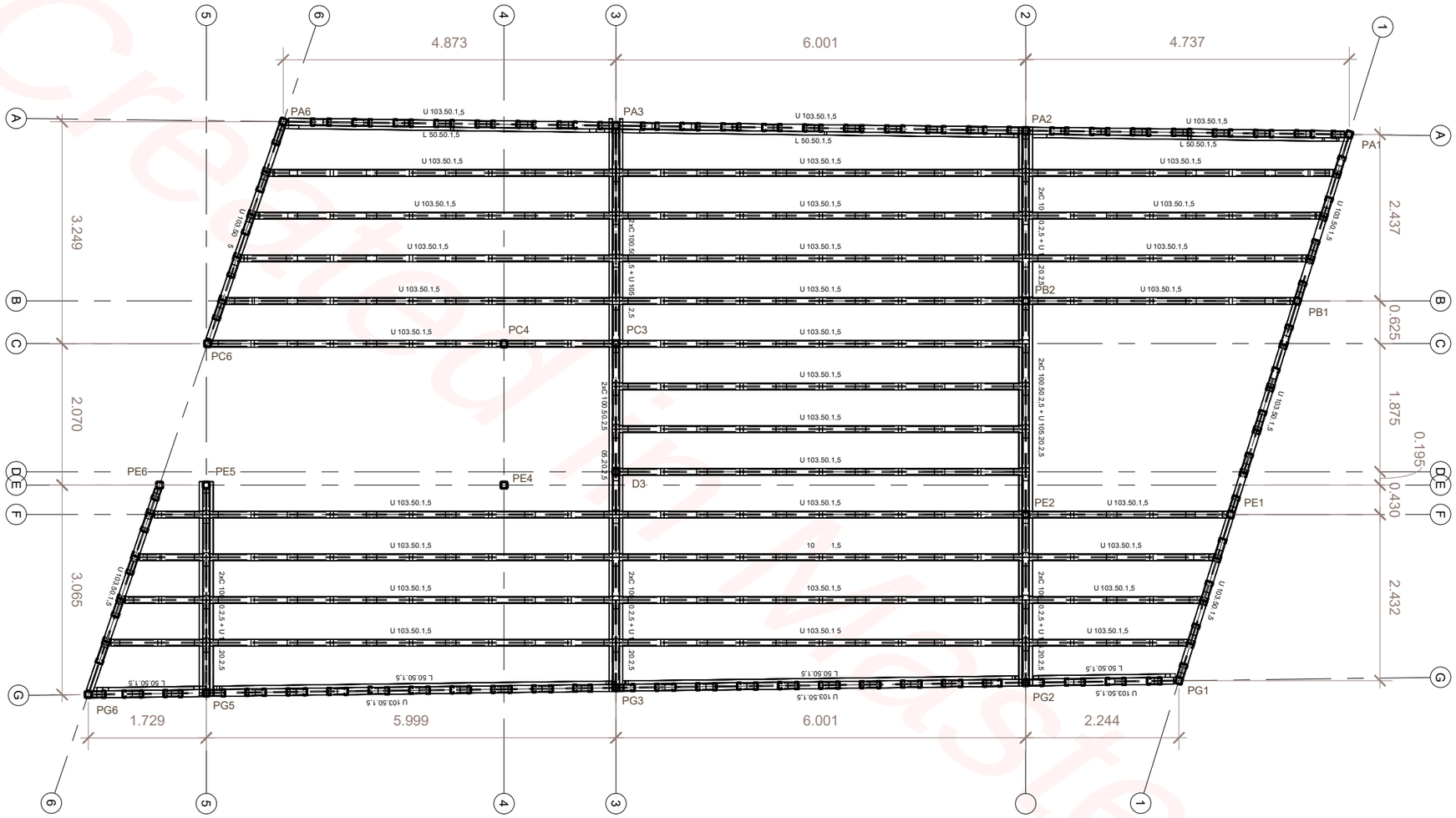
PLANO: FORJADO TIPO (P2 Y P3)

CALA: omo se indica

FECH 14/04/2019

N E 20

Created in Master PDF Editor



Forjado Planta Cubierta E: 1/75

CARGAS FORJADO CUBIERTA		
CARGAS PERMANENTES (sin mayorar)		
P.P	PERFILES ACERO PEQUEÑO ESPESOR	0,20 KN/m ^{2}
	TABLERO OSD e=22 mm	0,15 KN/m ^{2}
	ACABADO CHAPA	0,05 KN/m ^{2}
C.M.	FORMACIÓN DE PENDIENTE	0,5 KN/m ^{2}
CARGAS VARIABLES (sin mayorar)		
S.U.	G1-CUBIERTAS	1 KN/m ^{2}

CUADRO DE COEFICIENTES DE SEGURIDAD

MATERIALES (EHE-08)	Coeficiente de seguridad *, según situación		
	ORDINARIA	EXTRAORDINARIA	
		Sísmica	Incendio
ACERO ESTRUCTURAL	1,05	1,00	1,00
ACERO CONFORMADO	1,05	1,00	1,00

* aplicable a los valores característicos

ACCIONES (CTE)	Coeficiente de seguridad *, según situación		
	ORDINARIA	EXTRAORDINARIA	
		Sísmica	Incendio
PESO, EMPUJE	1,35	1,00	1,00
SOBRECARGA DE USO	1,50 **	1,00 ***	1,00 ***
NIEVE	1,50	1,00	-
VIENTO	1,50	1,00	-

* aplicable a las desfavorables, en general, en valor característico

** cuando se considera, al mismo tiempo, viento y sobrecarga de uso, se aplica al valor de combinación que procede del valor característico, reducido con el de simultaneidad (SE, apartado 4 22, tabla 4.2)

*** cuando se considera sismo o incendio, se adopta un valor reducido de sobrec. uso (SE, 4.22, tabla 4.2)

ACERO	CONFORMADO EN FRÍO
Denominación	S 280 GD
Tensión del límite elástico (fyb)	280 N/mm^2
Tensión límite última (fu)	360 N/mm^2

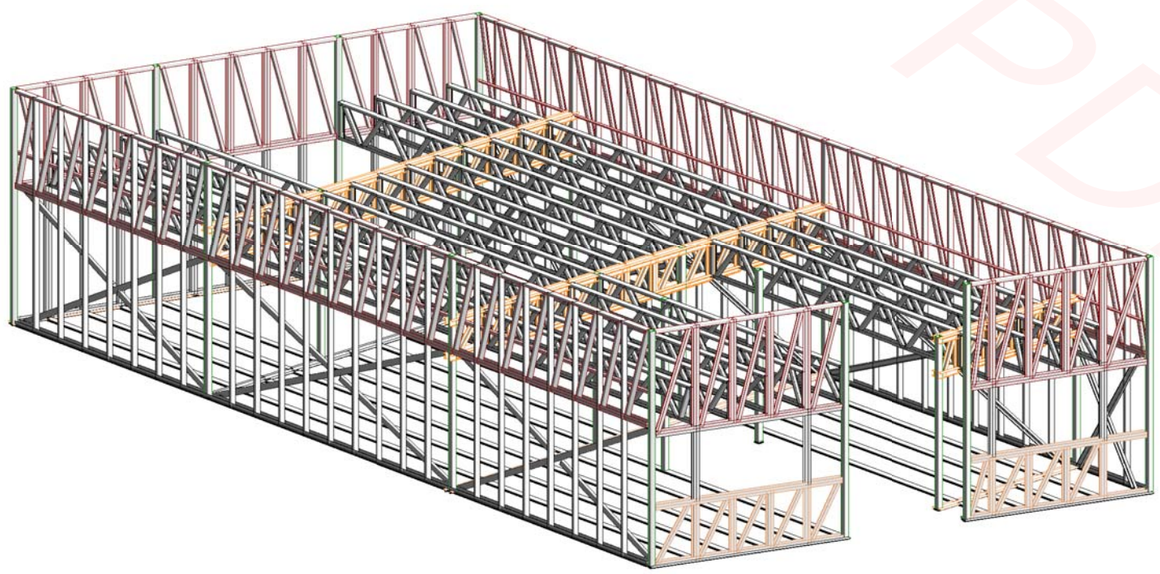
* la desinencia es indiferente;

** G es el atornillado. GD que además tiene condiciones de ductilidad

ACERO	LAMINADO
Denom nación	S 275 JR
Tensión del límite elástico	275 N/mm^2
Control	por ensayos

* la desinencia es indif e; más eficaz es el JR

** S es el soldab D que además ene condiciones de ductilidad



3D_Forjado Planta Cubierta E: 1/100

X

Y

PROYECTO: PERF LES EQUEÑO ES ESOR

EDIFICIO: VIVIENDAS ENTR MEDI NERAS

RACTICA: P4 2 D C GRÁFICA

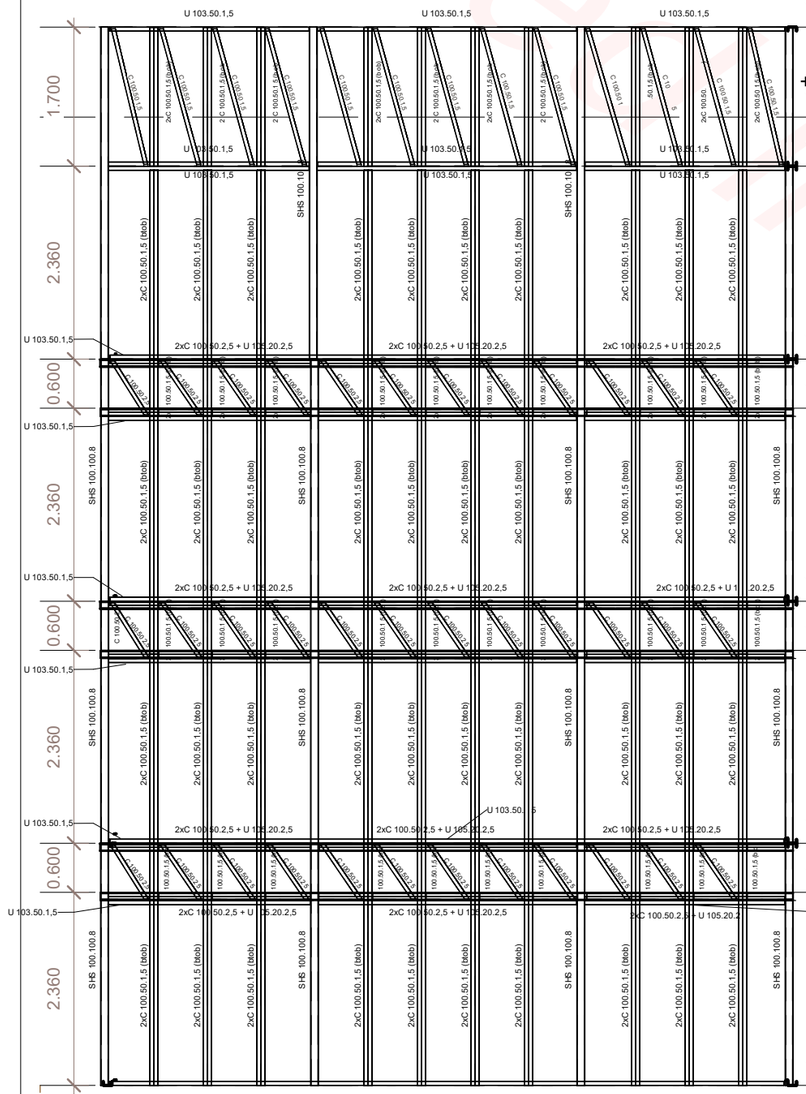
PLANO: FORJADO PLANTA CUBIERTA

CALA: omo se indica

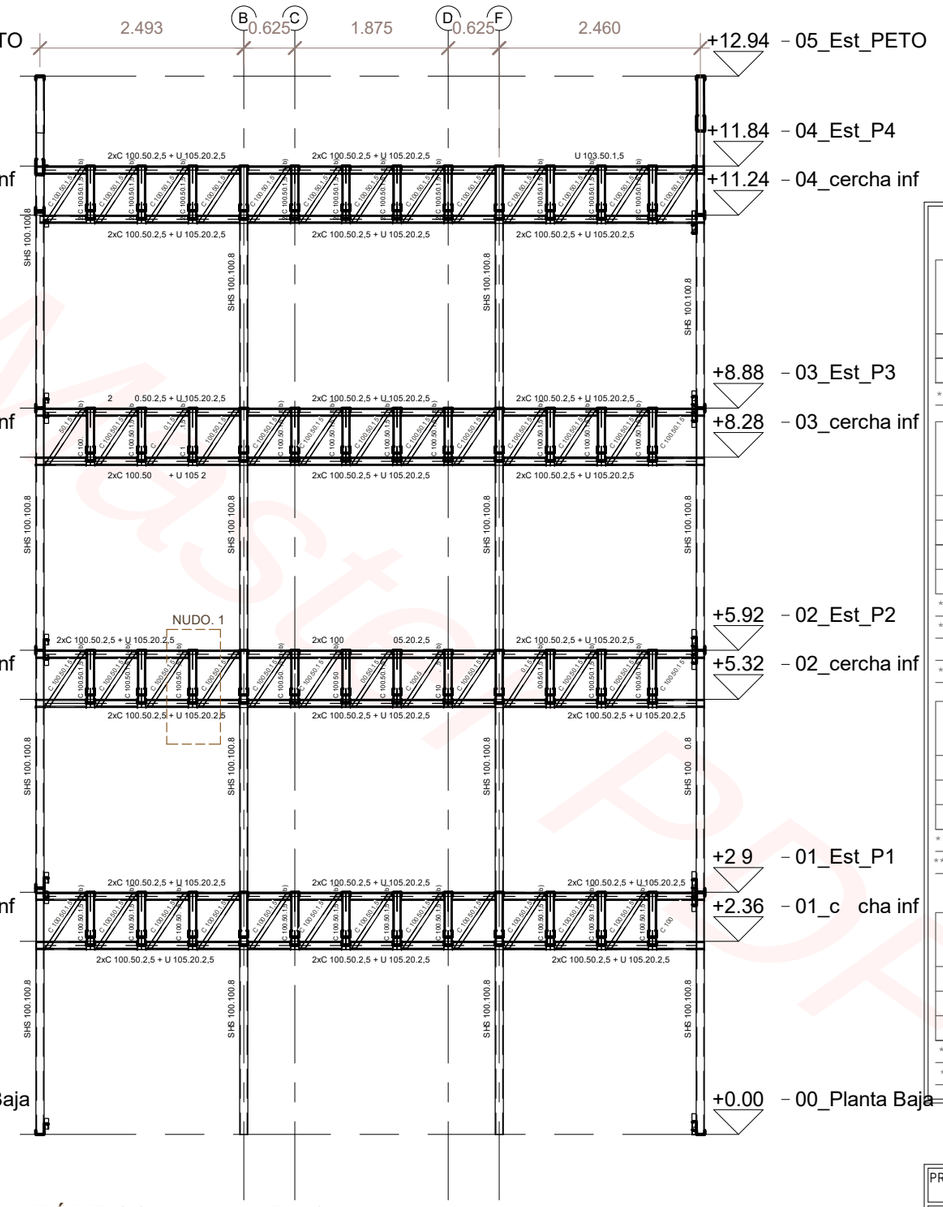
FECH 05/05/2019

N E 30

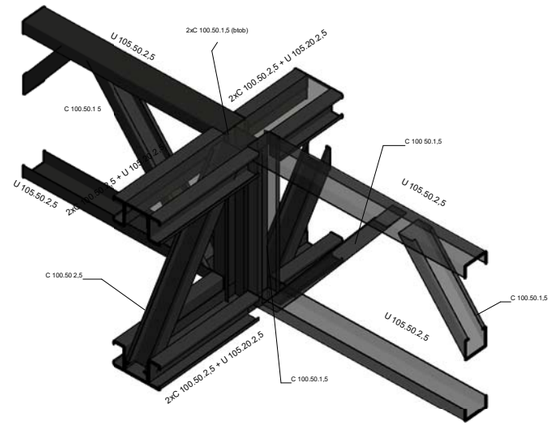
Created in Master PDF Editor



PÓRTICO 1 E: 1/75



PÓRTICO 2 E: 1/75



3D_NUDO 1 E: 1/20

CUADRO DE COEFICIENTES DE SEGURIDAD

MATERIALES (EHE-08)	Coeficiente de seguridad *, según situación		
	ORDINARIA	EXTRAORDINARIA	
		Sísmica	Incendio
ACERO ESTRUCTURAL	1,05	1,00	1,00
ACERO CONFORMADO	1,05	1,00	1,00

* aplicable a los valores característicos

ACCIONES (CTE)	Coeficiente de seguridad *, según situación		
	ORDINARIA	EXTRAORDINARIA	
		Sísmica	Incendio
PESO, EMPUJE	1,35	1,00	1,00
SOBRECARGA DE USO	1,50 **	1,00 ***	1,00 ***
NIEVE	1,50	1,00	-
VIENTO	1,50	1,00	-

* aplicable a las desfavorables, en general, en valor característico

** cuando se considera, al mismo tiempo, viento y sobrecarga de uso, se aplica al valor de combinación que procede del valor característico, reducido con el de simultaneidad (SE, apartado 4 22, tabla 4.2)

*** cuando se considera sismo o incendio, se adopta un valor reducido de sobrec. uso (SE, 4.22, tabla 4.2)

ACERO	CONFORMADO EN FRÍO
Denominación	S 280 GD
Tensión del límite elástico (fyb)	280 N/mm²
Tensión límite última (fu)	360 N/mm²

* la desinencia es indiferente;

** G es el atornillado. GD que además tiene condiciones de ductilidad

ACERO	LAMINADO
Denom nación	S 275 JR
Tensión del límite elástico	275 N/mm²
Control	por ensayos

* la desinencia es indif e; más eficaz es el JR

** S es el soldab D que además ene condiciones de ductilidad

PROYECTO: P E R F L E S E Q U E Ñ O E S E S O R

EDIFICIO: V I V I E N D A S E N T R M E D I N E R A S

RACTICA: 4 2 D C G R Á F I C A

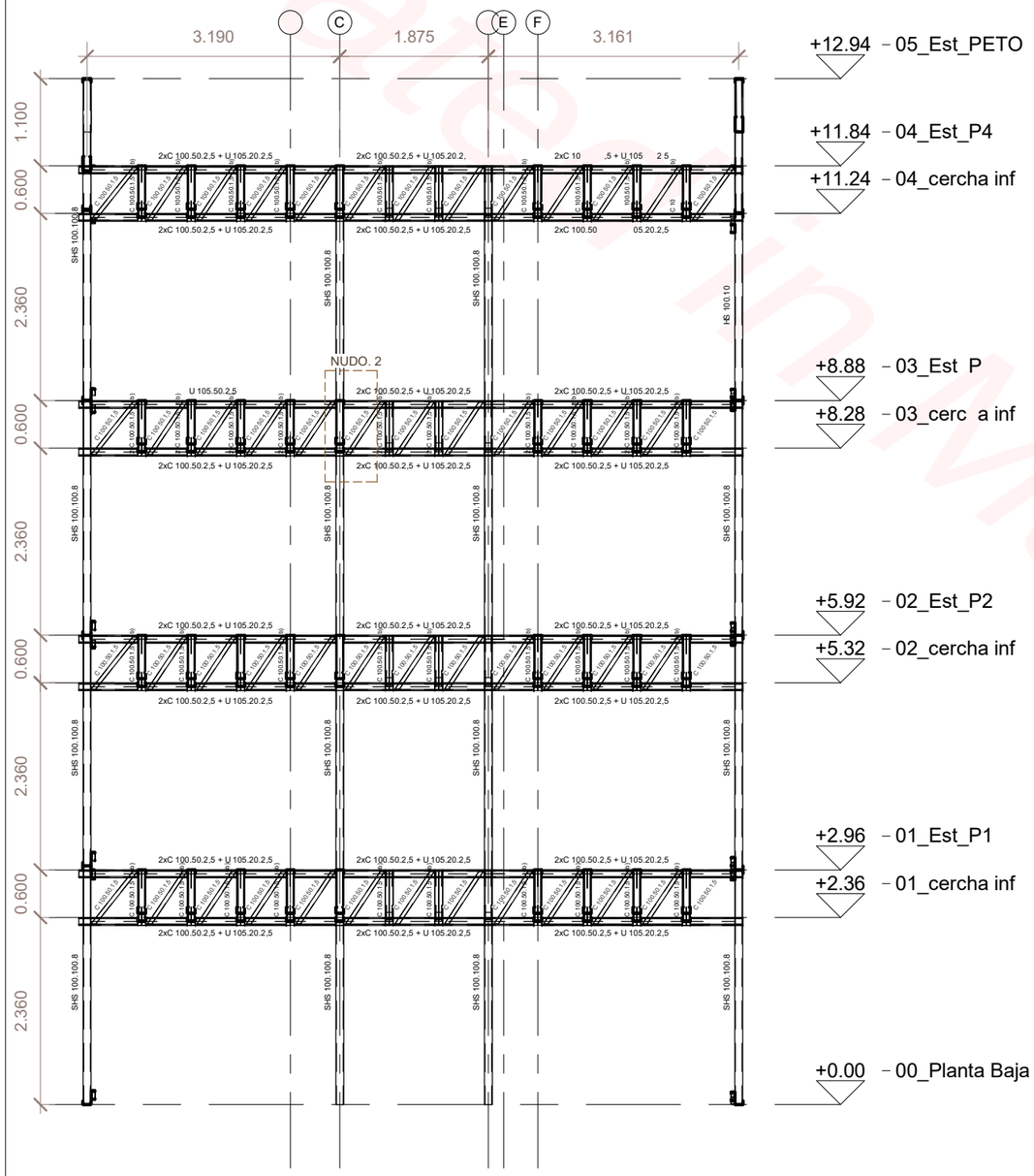
PLANO: PÓRTICOS 1 Y 2

CALA: 1 : 75

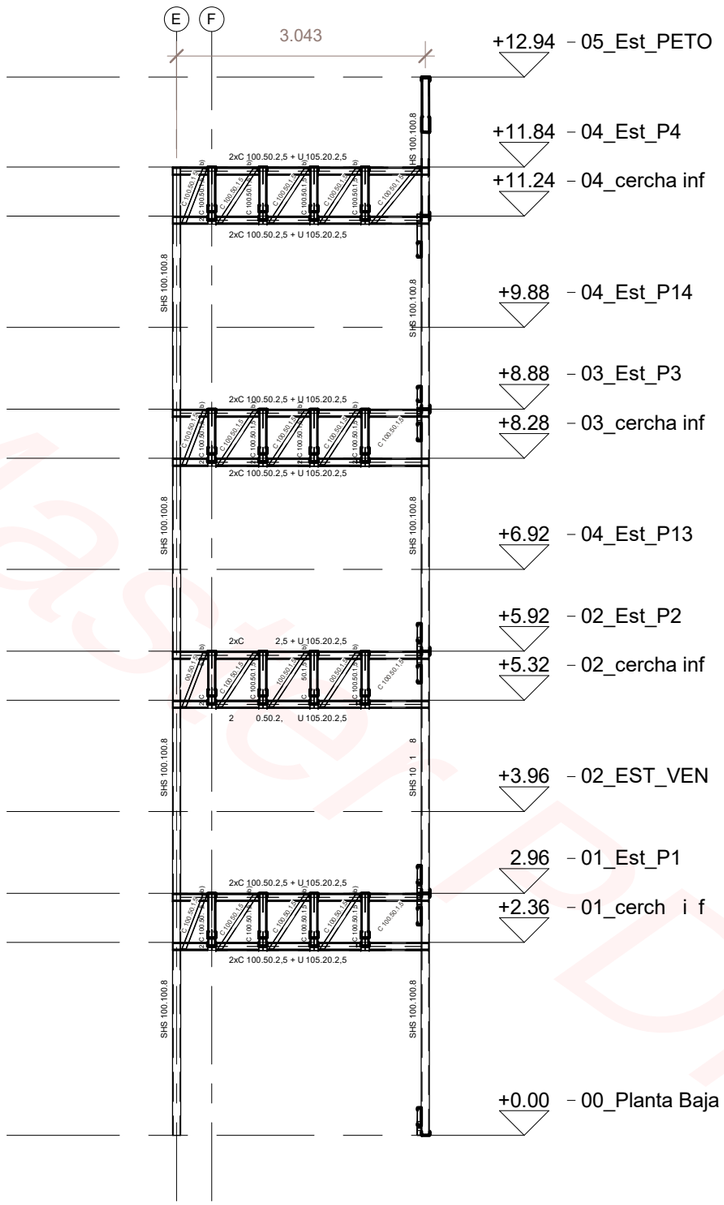
FECH 14/04/2019

N E-04 0

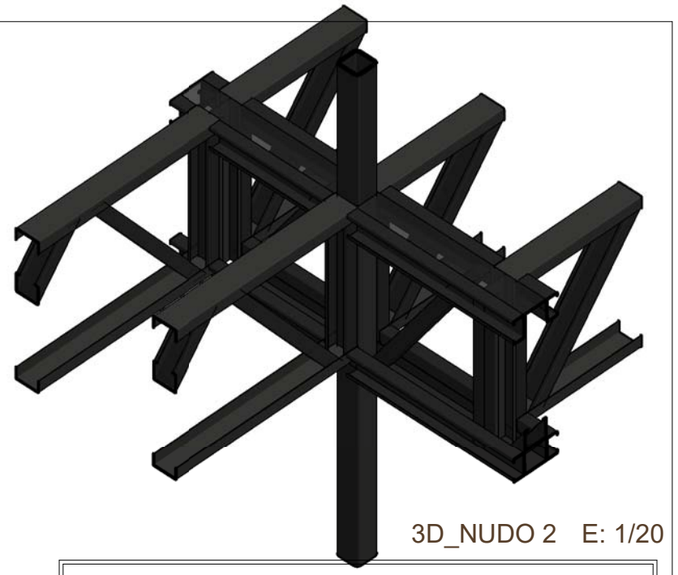
Created in Master PDF Editor



PÓRTICO 3 E: 1/75



PÓRTICO 5 E: 1/75



3D_NUDO 2 E: 1/20

CUADRO DE COEFICIENTES DE SEGURIDAD

MATERIALES (EHE-08)	Coeficiente de seguridad *, según situación		
	ORDINARIA	EXTRAORDINARIA	
		Sísmica	Incendio
ACERO ESTRUCTURAL	1,05	1,00	1,00
ACERO CONFORMADO	1,05	1,00	1,00

* aplicable a los valores característicos

ACCIONES (CTE)	Coeficiente de seguridad *, según situación		
	ORDINARIA	EXTRAORDINARIA	
		Sísmica	Incendio
PESO, EMPUJE	1,35	1,00	1,00
SOBRECARGA DE USO	1,50 **	1,00 ***	1,00 ***
NIEVE	1,50	1,00	-
VIENTO	1,50	1,00	-

* aplicable a las desfavorables, en general, en valor característico

** cuando se considera, al mismo tiempo, viento y sobrecarga de uso, se aplica al valor de combinación que procede del valor característico, reducido con el de simultaneidad (SE, apartado 4 22, tabla 4.2)

*** cuando se considera sismo o incendio, se adopta un valor reducido de sobrec. uso (SE, 4.22, tabla 4.2)

ACERO	CONFORMADO EN FRÍO
Denominación	S 280 GD
Tensión del límite elástico (fyb)	280 N/mm²
Tensión límite última (fu)	360 N/mm²

* la desinencia es indiferente;

** G es el atornillado. GD que además tiene condiciones de ductilidad

ACERO	LAMINADO
Denom nación	S 275 JR
Tensión del límite elástico	275 N/mm²
Control	por ensayos

* la desinencia es indif e; más eficaz es el JR

** S es el soldab D que ademá ene condiciones de ductilidad

PROYECTO: PERF LES EQUEÑO ES ESOR

EDIFICIO: VIVIENDAS ENTR MEDI NERAS

RACTICA: P4 2 D C GRÁFICA

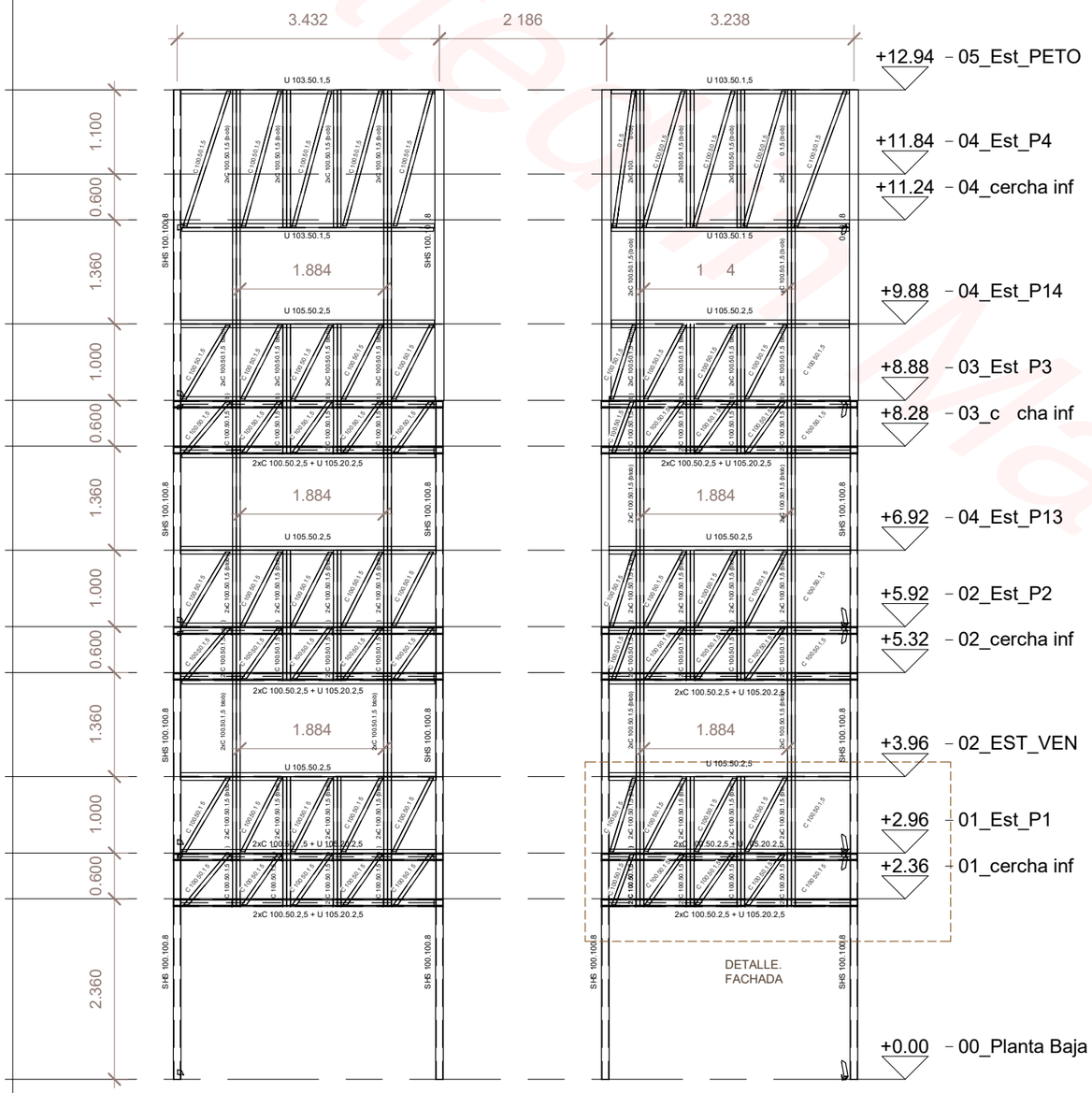
PLANO: PÓRTICOS 3 Y 5

CALA: 1 : 75

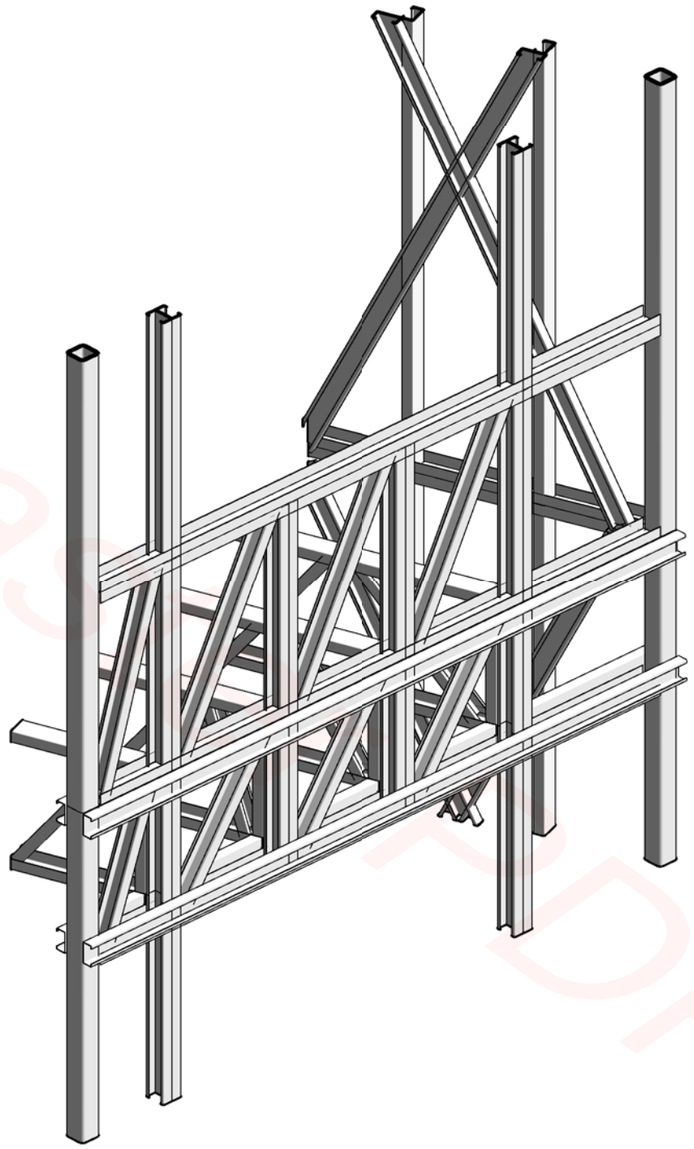
FECH 14/04/2019

N E 50

Created in Master PDF Editor



PÓRTICO 6 E: 1/75



3D_DETALLE HUECO FACHADA E: 1/25

CUADRO DE COEFICIENTES DE SEGURIDAD

MATERIALES (EHE-08)	Coeficiente de seguridad *, según situación		
	ORDINARIA	EXTRAORDINARIA	
		Sísmica	Incendio
ACERO ESTRUCTURAL	1,05	1,00	1,00
ACERO CONFORMADO	1,05	1,00	1,00

* aplicable a los valores característicos

ACCIONES (CTE)	Coeficiente de seguridad *, según situación		
	ORDINARIA	EXTRAORDINARIA	
		Sísmica	Incendio
PESO, EMPUJE	1,35	1,00	1,00
SOBRECARGA DE USO	1,50 **	1,00 ***	1,00 ***
NIEVE	1,50	1,00	-
VIENTO	1,50	1,00	-

* aplicable a las desfavorables, en general, en valor característico

** cuando se considera, al mismo tiempo, viento y sobrecarga de uso, se aplica al valor de combinación que procede del valor característico, reducido con el de simultaneidad (SE, apartado 4 22, tabla 4.2)

*** cuando se considera sismo o incendio, se adopta un valor reducido de sobrec. uso (SE, 4.22, tabla 4.2)

ACERO	CONFORMADO EN FRÍO
Denominación	S 280 GD
Tensión del límite elástico (fyb)	280 N/mm^2
Tensión límite última (fu)	360 N/mm^2

* la desinencia es indiferente;

** G es el atornillado. GD que además tiene condiciones de ductilidad

ACERO	LAMINADO
Denom nación	S 275 JR
Tensión del límite elástico	275 N/mm^2
Control	por ensayos

* la desinencia es indif e; más eficaz es el JR

** S es el soldab D que además ene condiciones de ductilidad

PROYECTO: PERF LES EQUEÑO ES ESOR

EDIFICIO: VIVIENDAS ENTR MEDI NERAS

RACTICA: P4 2 D C GRÁFICA

PLANO: PÓRTICO 6

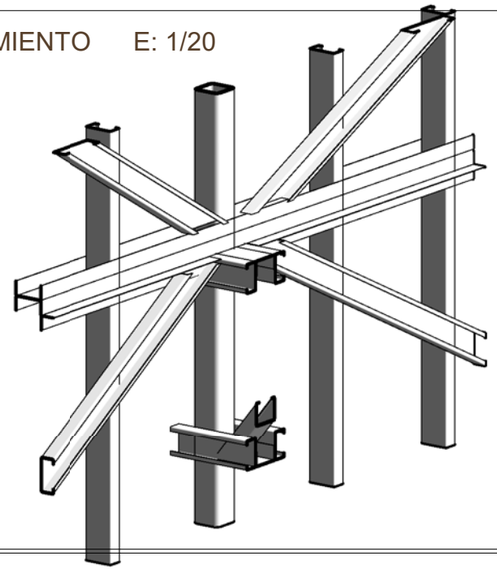
CALA: 1 : 75

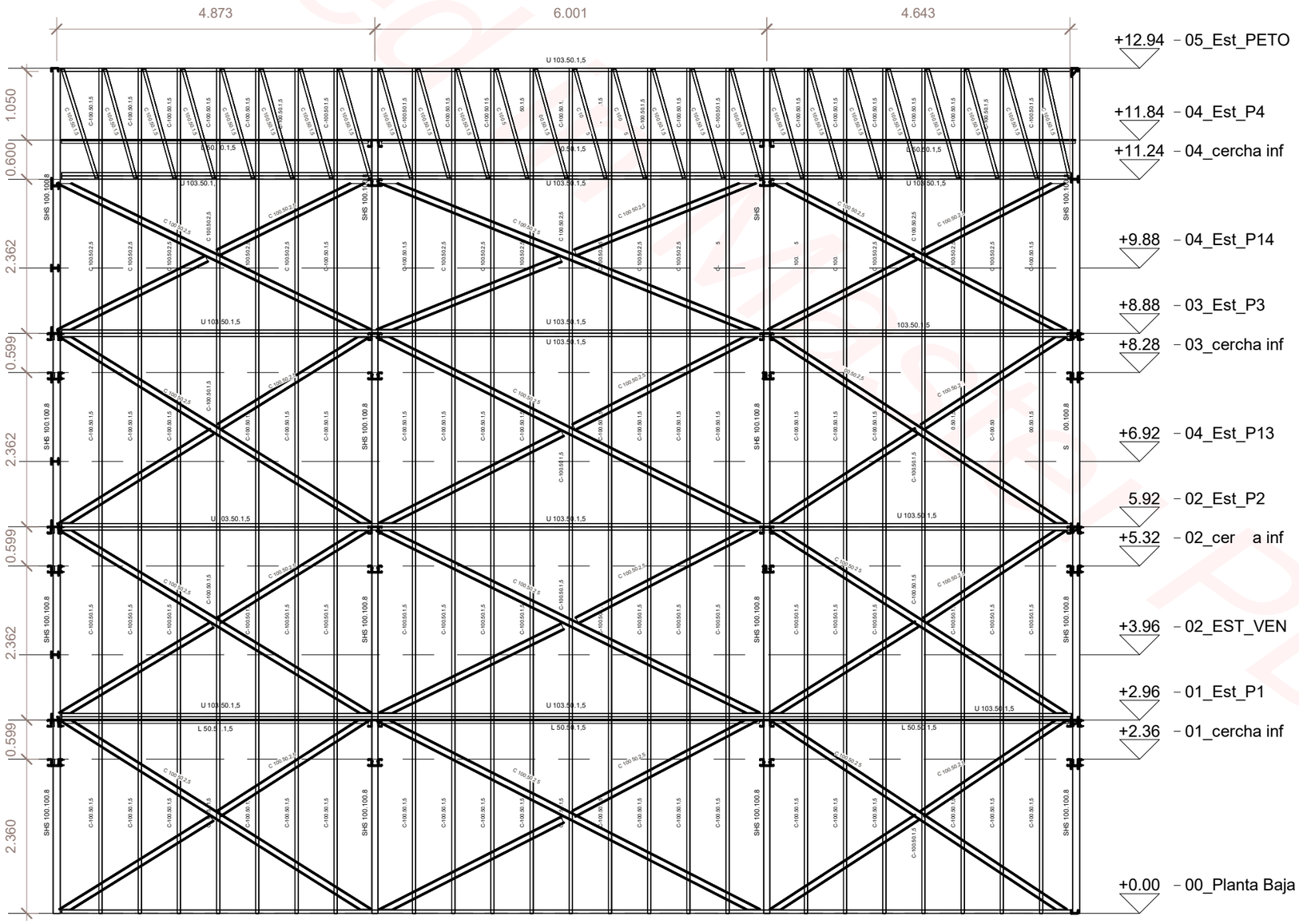
FECH 14/04/2019

N E 60

Created with Master PDF Editor

3D_DETALLE ARRIOSTRAMIENTO E: 1/20





ALZADO FACHADA Y_EJE A E: 1/75

CUADRO DE COEFICIENTES DE SEGURIDAD

MATERIALES (EHE-08)	Coeficiente de seguridad *, según situación		
	ORDINARIA	EXTRAORDINARIA	
		Sísmica	Incendio
ACERO ESTRUCTURAL	1,05	1,00	1,00
ACERO CONFORMADO	1,05	1,00	1,00

* aplicable a los valores característicos

ACCIONES (CTE)	Coeficiente de seguridad *, según situación		
	ORDINARIA	EXTRAORDINARIA	
		Sísmica	Incendio
PESO, EMPUJE	1,35	1,00	1,00
SOBRECARGA DE USO	1,50 **	1,00 ***	1,00 ***
NIEVE	1,50	1,00	-
VIENTO	1,50	1,00	-

* aplicable a las desfavorables, en general, en valor característico

** cuando se considera, al mismo tiempo, viento y sobrecarga de uso, se aplica al valor de combinación que procede del valor característico, reducido con el de simultaneidad (SE, apartado 4 22, tabla 4.2)

*** cuando se considera sismo o incendio, se adopta un valor reducido de sobrec. uso (SE, 4.22, tabla 4.2)

ACERO	CONFORMADO EN FRÍO
Denominación	S 280 GD
Tensión del límite elástico (fyb)	280 N/mm²
Tensión límite última (fu)	360 N/mm²

* la desinencia es indiferente;

** G es el atornillado. GD que además tiene condiciones de ductilidad

ACERO	LAMINADO
Denom nación	S 275 JR
Tensión del límite elástico	275 N/mm²
Control	por ensayos

* la desinencia es indif e; más eficaz es el JR

** S es el soldab D que amená ene condiciones de ductilidad

PROYECTO: PERF LES EQUEÑO ES ESOR

EDIFICIO: VIVIENDAS ENTR MEDI NERAS

RACTICA: P4 2 D C GRÁFICA

PLANO: ALZADO FACHADA Y_ EJE A

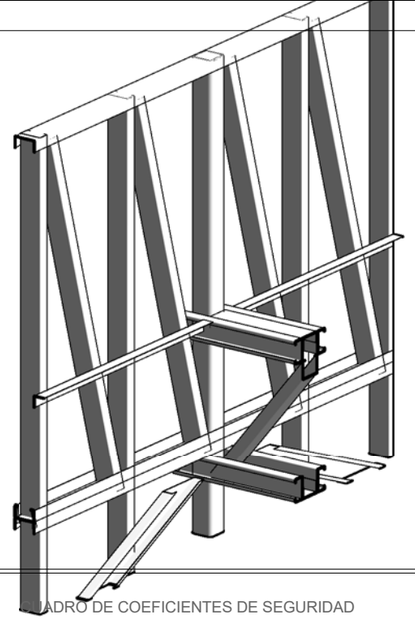
CALA: 1 : 75

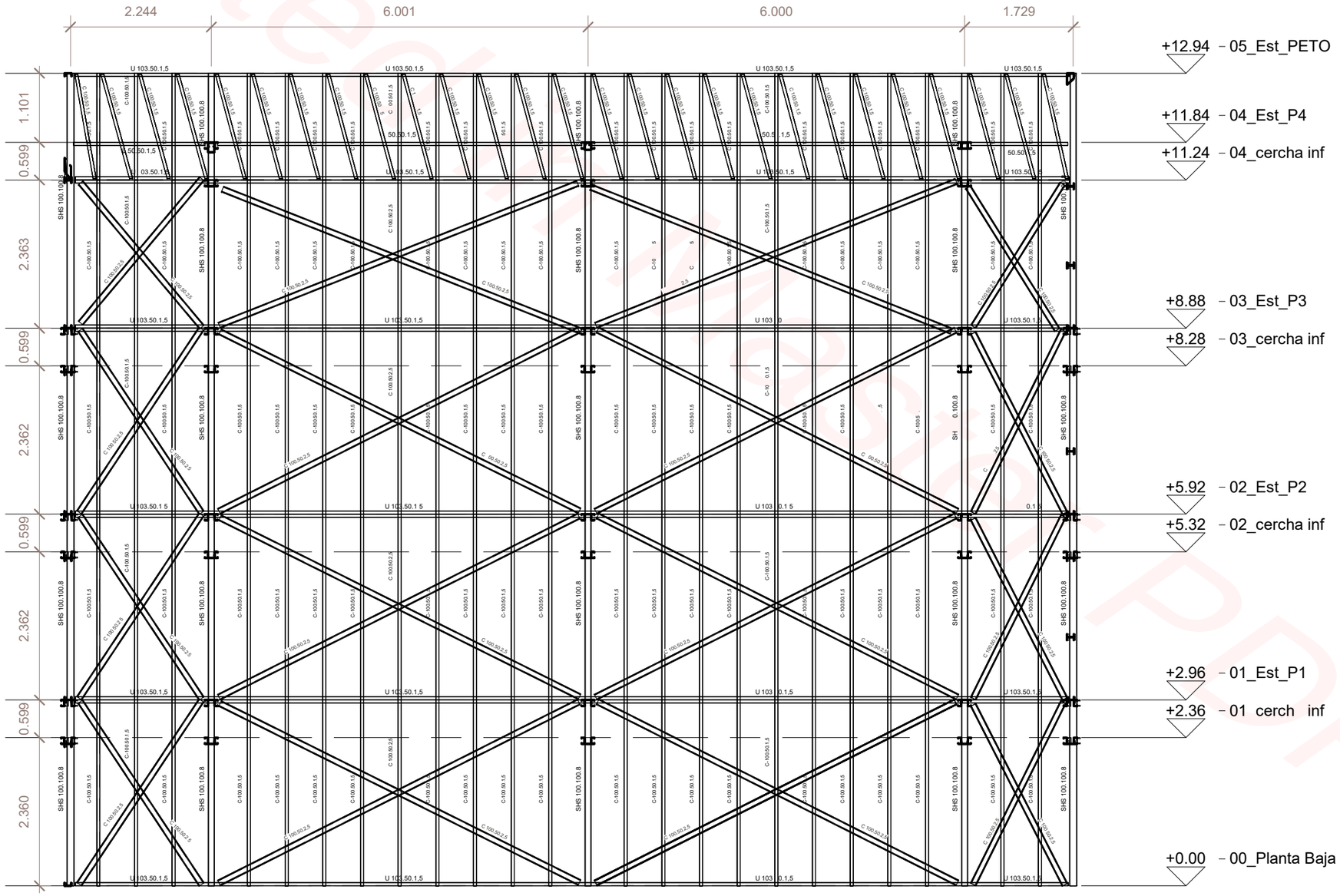
FECH 14/04/2019

N E 70

Created with Master PDF Editor

3D_DETALLE PETO CUB E: 1/25





ALZADO FACHADA Y_EJE G E: 1/75

ADRO DE COEFICIENTES DE SEGURIDAD

MATERIALES (EHE-08)	Coeficiente de seguridad *, según situación		
	ORDINARIA	EXTRAORDINARIA	
		Sísmica	Incendio
ACERO ESTRUCTURAL	1,05	1,00	1,00
ACERO CONFORMADO	1,05	1,00	1,00

* aplicable a los valores característicos

ACCIONES (CTE)	Coeficiente de seguridad *, según situación		
	ORDINARIA	EXTRAORDINARIA	
		Sísmica	Incendio
PESO, EMPUJE	1,35	1,00	1,00
SOBRECARGA DE USO	1,50 **	1,00 ***	1,00 ***
NIEVE	1,50	1,00	-
VIENTO	1,50	1,00	-

* aplicable a las desfavorables, en general, en valor característico

** cuando se considera, al mismo tiempo, viento y sobrecarga de uso, se aplica al valor de combinación que procede del valor característico, reducido con el de simultaneidad (SE, apartado 4 22, tabla 4.2)

*** cuando se considera sismo o incendio, se adopta un valor reducido de sobrec. uso (SE, 4.22, tabla 4.2)

ACERO	CONFORMADO EN FRÍO
Denominación	S 280 GD
Tensión del límite elástico (fyb)	280 N/mm^2
Tensión límite última (fu)	360 N/mm^2

* la desinencia es indiferente;

** G es el atornillado. GD que además tiene condiciones de ductilidad

ACERO	LAMINADO
Denom nación	S 275 JR
Tensión del límite elástico	275 N/mm^2
Control	por ensayos

* la desinencia es indif e; más eficaz es el JR

** S es el soldab D que ademá ene condiciones de ductilidad

PROYECTO: PERF LES EQUEÑO ES ESOR

EDIFICIO: VIVIENDAS ENTR MEDI NERAS

RACTICA: P4 2 D C GRÁFICA

PLANO: ALZADO FACHADA Y_EJE G

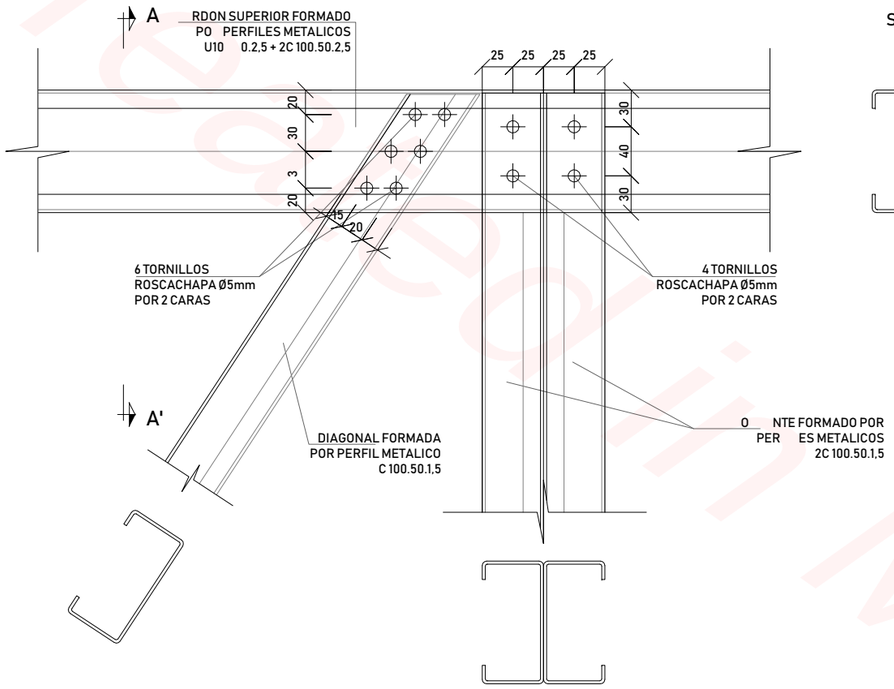
CALA: 1 : 75

FECH 14/04/2019

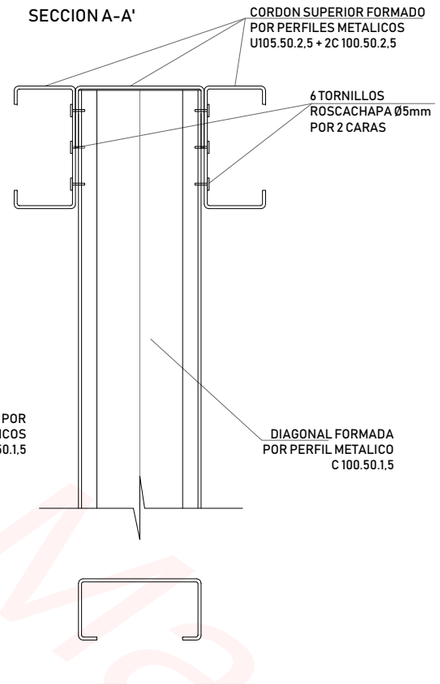
N E 80

Created with Master PDF Editor

NUDO TIPO CERCHA PRINCIPAL
COTAS EN mm

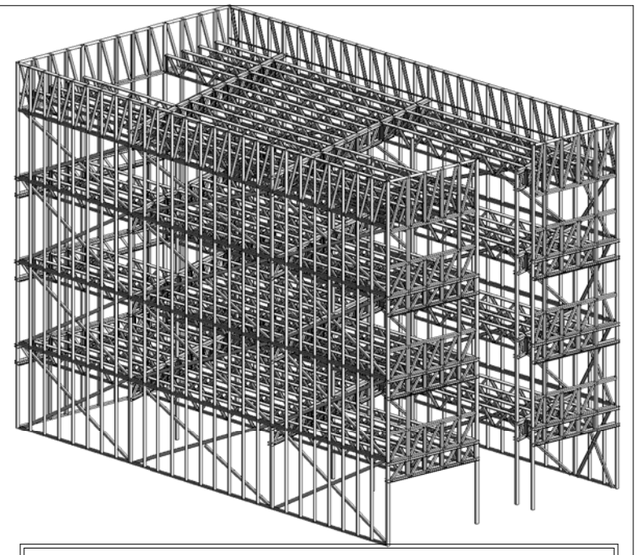


SECCION A-A'

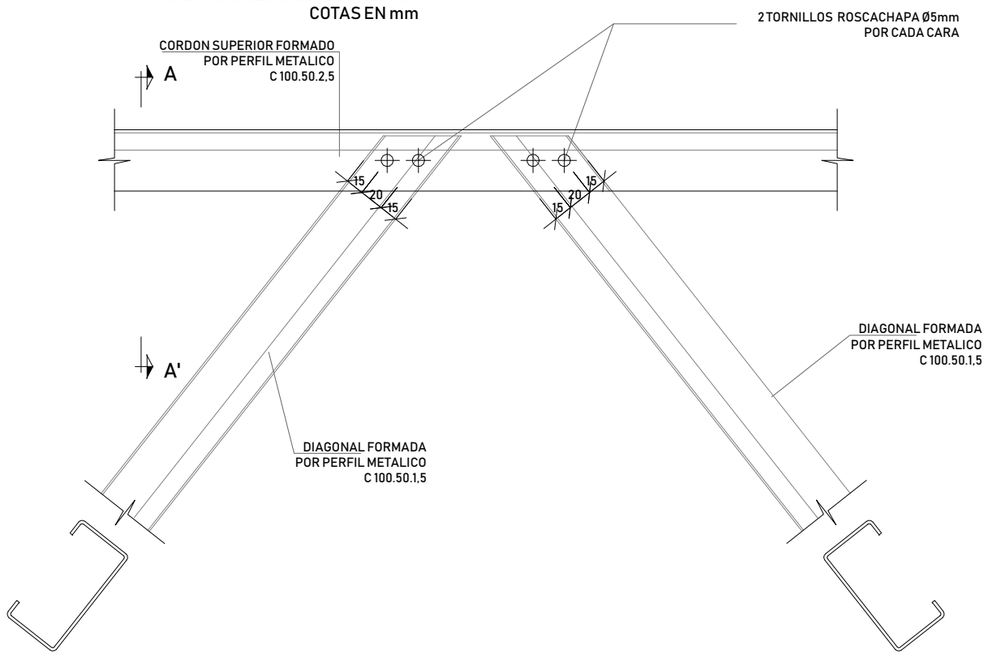


CUADRO DE PILARES

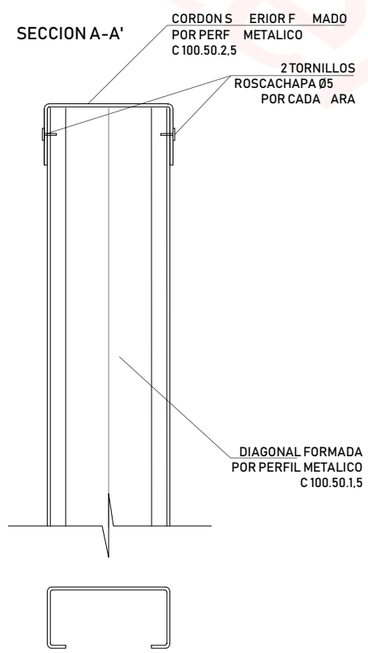
PILAR	SECCION	PLANTA
PA1-PA2-PA3 PA6-PB1-PB2 PC3-PC4-PC6 PE1-PE2-PD3 PE4-PE5-PE6 PG1-PG2-PG3 PG5-PG6	SHS 100.100.8	CIMENTACION- CUBIERTA



NUDO TIPO CERCHA SECUNDARIA
COTAS EN mm



SECCION A-A'



CUADRO DE COEFICIENTES DE SEGURIDAD

MATERIALES (EHE-08)	Coeficiente de seguridad *, según situación		
	ORDINARIA	EXTRAORDINARIA	
		Sísmica	Incendio
ACERO ESTRUCTURAL	1,05	1,00	1,00
ACERO CONFORMADO	1,05	1,00	1,00

* aplicable a los valores característicos

ACCIONES (CTE)	Coeficiente de seguridad *, según situación		
	ORDINARIA	EXTRAORDINARIA	
		Sísmica	Incendio
PESO, EMPUJE	1,35	1,00	1,00
SOBRECARGA DE USO	1,50 **	1,00 ***	1,00 ***
NIEVE	1,50	1,00	-
VIENTO	1,50	1,00	-

* aplicable a las desfavorables, en general, en valor característico

** cuando se considera, al mismo tiempo, viento y sobrecarga de uso, se aplica al valor de combinación que procede del valor característico, reducido con el de simultaneidad (SE, apartado 4 22, tabla 4.2)

*** cuando se considera sismo o incendio, se adopta un valor reducido de sobrec. uso (SE, 4.22, tabla 4.2)

ACERO	CONFORMADO EN FRÍO
Denominación	S 280 GD
Tensión del límite elástico (fyb)	280 N/mm^2
Tensión límite última (fu)	360 N/mm^2

* la desinencia es indiferente;

** G es el atornillado. GD que además tiene condiciones de ductilidad

ACERO	LAMINADO
Denom nación	S 275 JR
Tensión del límite elástico	275 N/mm^2
Control	por ensayos

* la desinencia es indif e; más eficaz es el JR

** S es el soldab D que además ene condiciones de ductilidad

PROYECTO: PERF LES EQUEÑO ES ESOR

EDIFICIO: VIVIENDAS ENTR MEDI NERAS

RACTICA: P42 D C GRÁFICA

PLANO: DETALLES

CALA: 1 : 100

FECH 14/04/2019

N E 90

DETALLES CELOSÍA E: 1/5

Creado con Master PDF Editor