

## Egituraren kalkulua

1.	Definizioa.....	4
2.	Araudia.....	4
3.	Software informatikoa.....	4
4.	Egituren kalkulua .....	4
4.1	Barneko egitura .....	4
4.1.1	Habeak.....	5
4.1.1.1	Polikiroldegiko gunea .....	7
4.1.1.1.1	Habeen kalkulua.....	7
4.1.1.1.2	Habeen konprobaketa.....	13
4.1.1.2	Harmailetako gunea.....	14
4.1.1.2.1	Habeen kalkulua.....	17
4.1.1.2.2	Habeen konprobaketa.....	20
4.1.1.3	Eskailerak.....	22
4.1.1.3.1	Habearen kalkulua.....	24
4.1.1.3.2	Habeen konprobazioa.....	29
4.1.2	Zutabeak.....	30
4.1.2.1	1 zutabeak.....	31
4.1.2.2	2 zutabea.....	35
4.1.2.3	3 zutabeak.....	45
4.1.3	Loturak .....	63
4.1.3.1	Barne loturak .....	63
4.1.3.1.1	1 Lotura .....	63
4.1.3.1.2	2 Lotura .....	69
4.1.3.1.3	3 Lotura .....	69
4.1.3.1.4	4 Lotura .....	70
4.1.3.1.5	5 Lotura .....	74
4.1.3.1.6	6 Lotura .....	75
4.1.3.1.7	7 Lotura .....	75
4.1.3.1.8	8 Lotura .....	79
4.1.3.1.9	9 Lotura .....	80
4.1.3.2	Kanpo loturak.....	81
4.1.3.2.1	10 Lotura .....	82
4.1.3.2.2	11 Lotura .....	86
4.1.3.2.3	12 Lotura .....	90
4.2	Kanpoko egitura nagusia.....	94
4.2.1	Aplikaturako kargak .....	94

4.2.1.1	Karga iraunkorrak (G).....	94
4.2.1.2	Karga aldakorrak (Q) .....	95
4.2.1.2.1	Haizea (V).....	95
4.2.2	Egituraren deskribapena.....	103
4.2.2.1	Portikoak .....	103
4.2.2.2	Barrak.....	104
4.2.2.3	Loturak .....	117
4.2.2.3.1	Barne loturak.....	117
4.2.2.3.2	Kanpo loturak.....	147
4.3	Zimendura .....	160
4.3.1	1 Zapata.....	160
4.3.1.1	Kanpoko egiturarentzako .....	160
4.3.1.2	Barneko egiturarentzako .....	162
4.3.2	2 Zapata.....	166
4.3.3	3 Zapata.....	167

## 1. Definizioa

Burutuko den obra altzairuzko bi egitura independenteetan dago banatuta: kanpoko estalki nagusia eta barruko egitura definitzen duena. Lehenak erabilera anitzeko pista eta bigarren egitura txikiagoa hartzen ditu barnean. Bigarren hau polikiroldegiaren gainontzeko guneek osatzen dute.

Bi egiturek, zenbait zutabe izango dituzte komunean, egitura bateratuz.

## 2. Araudia

Egituraren kalkulurako honako arauak jarraitu dira:

- CTE-DB-SE-A: Egitura metalikoen erresistentzia eta baita loturak diseinatzeko.
- CTE-DB-SE-AE: Egituren gain eragiten duten akzioak determinatzeko.
- CTE-DB-SUA: Zorua eta eskaileraren diseinurako.
- CTE-DB-SI: Eskaileraren diseinurako.
- NTE-ECG: Gangatilaren kalkulurako.
- NTE-CSZ: Zapaten kalkulurako.

## 3. Software informatikoa

Egituren diseinua gauzatzerakoan, CYPE 2019 programaz baliatu da. Honek dituen 'GENERADOR DE PÓRTICOS' eta CYPE3D moduluak hain zuzen ere. Bata kanpoko egituraren portikoak diseinatzeko eta bestea gainontzeko egitura metalikoa diseinatzeko.

## 4. Egituren kalkulua

Egituren kalkulua eta diseinua gauzatzeko, bi modulu bereizitzaile jo direla kontuan hartuta, bakoitza bere aldetik egingo da.

Lehenik eta behin, barruko egituraren, zein izatez forjatu lana egingo duen baina aparteko zutabeak ere izango dituen, kalkulua gauzatuko da kalkuluak eskuz eginda, horrela forjatuak kanpoko egituraren zutabeei zenbateko karga eragingo dien kalkulatu ahal izateko.

Ondoren, kanpoko egituraren kalkulua CYPE software-a erabiliz egingo da.

### 4.1 Barneko egitura

Barneko egitura dimentsionatzeko, lehenengo pisua eutsiko duen forjatua kalkulatu beharra dago. Honek era berean pladurrez egindako hormak eta sabai-faltsu bat izango ditu itxitura moduan.

Forjatuaren kalkulan, hau eutsiko duen hormigoia zein habetxoaren kalkulua eta erresistentzia egokitzaile joko dira, beraz, habeen kalkulua gauzatuko da ondoren zutabeena gauzatzeko.

Barneko egituraren kalkulurako haize zein elurraren efektuak mesprezatuko dira honako arrazoia dela eta:

- Kanpoko egiturak ia guztiz estaltzen du, haizearen indarrik handiena hauek jasoko duelarik.

#### 4.1.1 Habeak

Habeen kalkuluan, hauen luzeratzat zutabeen ardatzen artean dagoen distantzia hartuko da. Honen arrazoia aurrebentsionaketa prozesuan zutabeen perfilak ezagutzen ez direla eta gainera segurtasunaren aldetik hobeagoa dela dira.

Bestetik, honen aurrebentsionamendua gauzatzeko, honek jasango dituen akzioak kalkulatu beharra dago. Beraz, honako akzioak suposatuko zaizkio:

- Gangatilarren pisu propioa.
- Zorua pisu propioa.
- Barne itxituren pisu propioa (Ikasgela, zirkulazio gunea eta gimnasioan).
- Harmailaren pisu propioa (Harmaila gunean).
- Erabilera dela eta, gainkarga.

Gangatilarren pisu propio lortzeko, *NTE-ECG* arauaren 5. Taulan (Eranskinen 11. Taula) gangatila altuera ezberdin batzuentzako forjatuak duen pisua ematen da. Arauak 3cm-tako konpresio geruza estimatzen du.



Entrevigado	Altura total del forjado H en cm										
	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30	32
Con bloques cerámicos	130	150	170	180	200	220	230	250	270	290	310

Peso G en Kg/m<sup>2</sup> del forjado de viguetas de acero

1. Taula: Gangatilarren G (Kg/m<sup>2</sup>) pisua H altuera jakinerako (Iturria: NTE-ECG).

Kasu honetan, 20cm-ko altuera duen forjatua erabiliko da pisu osoan zehar, honek aplikaturiko kargak eutsiko dituelakoan.

Zorua pisu propioa, naiz eta honen balioa beste akzioekin alderatuta erlatiboki baxua den, kontuan izan behar da. Erabiliko den zoru, TARKETT konpainiaren OMNISPORTS COMPACT modelo izango da. Egokia baita pesa-areto, gimnasio, korridore eta trafiko biziko gunetarako. Oso erresistentea da gainera puntzonaketa estatikoa eta higadurarekiko. Karga gorpilduneko zirkulazioa errazten du, mantenu-koste txikiarekin.

CTE-k DBS- txostenean, 1.1 atalean, zoru bakoitzak erabileraren arabera irristaduraren aurkako erresistentzia ( $R_d$ ) jakin bat behar duela zehazten da. Honen arabera, osasun erabilera, irakaskuntza erabilera, erabilera komertzial eta administratiboa, aparkalekuzkoak edota erabilera publikoko guneko 3. taldean daude zuzenean, zorua ezaugarriei dagokienez.

Resistencia al deslizamiento $R_d$	Clase
$R_d \leq 15$	0
$15 < R_d \leq 35$	1
$35 < R_d \leq 45$	2
$R_d > 45$	3

2. Taula: Zoruen sailkapena euren irrikortasunaren arabera (Iturria: CTE).

Zoruaaren balio zehatza inon agertzen ez delarik, PRAINSA-k ontzat emanda, baliozkotzat hartuko da.

Honen lodiera, 2mm da, 0,80 mm-ko erabilera lodierarekin.

#### EZAUGARRI TEKNIKOAK

	Norma	Valor Tarkett	Valor Requerido
Comportamiento a patas de mobiliario	EN 424	Sin daños	-
Aislamiento ruidos de impacto - $\Delta L_w$	EN ISO 717-2	2 dB	15 dB
Comportamiento a sillas con ruedas	ISO 4918	Sin daños	Sin daños
Resistencia a productos químicos	ISO 26987	Alta resistencia	-
Calefacción radiante	-	Sí (máximo 27°C)	-
Abarquillamiento	ISO 23999	8 mm	$\leq 8$ mm
Solidez colores - Luz	ISO 105-B02	$\geq 6$	$\geq 6$
Estabilidad dimensional	ISO 23999	0,10 %	$\leq 0,40\%$
Comportamiento a cargas rodantes	-	$\leq 0,5$ mm	-
Comportamiento rebote vertical	-	$\geq 90\%$	-

3. Taula: Zoruaaren ezaugarri teknikoak. (Iturria: [www.profesional.tarkett.es](http://www.profesional.tarkett.es))

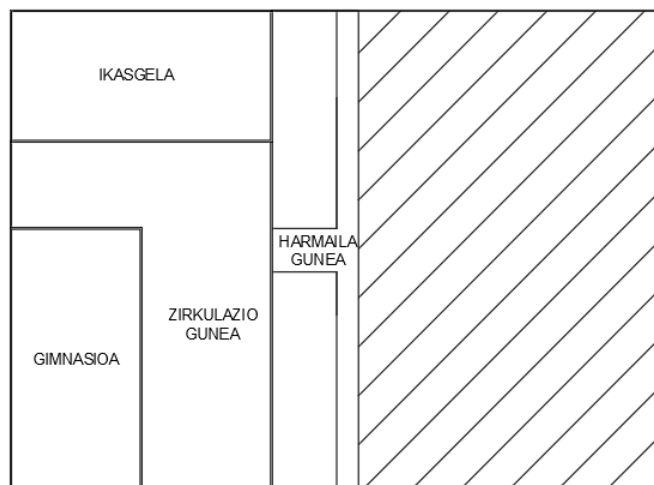
Zoruaaren pisu propioa beraz honako balioa hartzen du:  $PP_{zorua}: 0.03045kN/m^2$

Erabileraren araberako gainkarga kalkulatzeko, honako taula erabiliko da CTE-ak horrela adierazten duelarik:

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

4. Taula: Erabileraren araberako gainkargaren balio karakteristikoak (Iturria: CTE).

Kasu honetan ordea, erabilera anitzeko guneak sailkatu daitezke lehenengo solairuak, hurrengo krokisean ikusi daitekeenez:



1. Irudia: Lehenengo solairuaren erabilera ezberdinen banaketa.

Beraz, banaketa horrela egiterakoan gune bakoitzari aplikatu beharko litzaiokeen gailkarga:

GUNEA	TALDEA	GAINKARGA (kN/m <sup>2</sup> )
IKASGELA	C1	3
GIMNASIOA	C4	5
ZIRKULAZIO GUNEA	C3	5
HARMAILA GUNEA	C5	5

5. Taula: Gune ezberdinen gailkargen balioak.

Ikasgelaren guneak, gimnasioa eta zirkulazio guneak elementuen pisu propio bera jasango dutenez, eta gainera habe berek jasango dituztenez, gailkarga bakarra erabiliko da 3 guneentzako, gune bakar batean sinplifikatuz:

- Polikiroldegiko gunea: 5 kN/m<sup>2</sup>

Horrela beraz, bi eremu ezberdinetako habeen kalkulua gauzatzera ekingo zaio.

#### 4.1.1.1 Polikiroldegiko gunea

##### 4.1.1.1.1 Habeen kalkulua

*Habeak* atalean aipatutako akzioez gain, gune honetan barne itxituren pisu propioa ere aplikatu beharra dago. Itxiturek duten pisuak eragindako karga ere kontuan izan behar da. CTE-DBSE-AE-k, honentzako balioa  $PP_{TABIKERIA}=1\text{ kN/m}^2$ -tan ezartzen du.

Polikiroldegiko gunearen azalera  $24 \times 44\text{m}^2$  da. Beraz, 12 metroko 2 haberekin gauzatuko da, 4m-rik behin kokatuta daudelarik.

Lehenik eta behin, habearen aurreimentsionaketa gauzatuko da honen pisu propioa kontuan izan gabe, honako akzioak jasaten dituelarik:

- $PP_{\text{gangatila}}=2\text{ kN/m}^2$
- $PP_{\text{zorua}}=0.03045\text{ kN/m}^2$

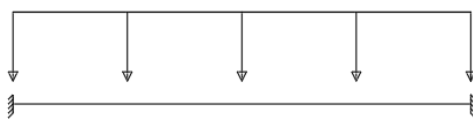
- $PP_{itxiturak} = 1 \text{ kN/m}^2$
- $G = 5 \text{ kN/m}^2$

Akzio iraunkorren, pisu propioak alegia, balioen batura erabiliko da kalkuluetan erroreak murriztearren.

- $PP = 3.03045 \text{ kN/m}^2$
- $G = 5 \text{ kN/m}^2$

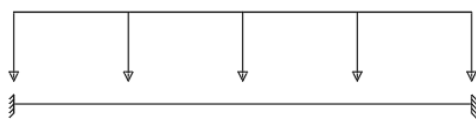
Kasuan kasu, habea horizontalki kokatuta dagoenez, bai pisu propioa bai gainkargaren disposizioak hurrengoak dira, kontuan izanik habetxoaren arteko distantzia zein den:

Iraunkorra ( $\Sigma PP$ )



$$3.03045 \text{ kN/m}^2 \cdot 4 \text{ m} = 12.12 \text{ kN/m}$$

Aldakorra (Gainkarga)



$$5 \text{ kN/m}^2 \cdot 4 \text{ m} = 20 \text{ kN/m}$$

2. Irudia: Habeen gain eragiten duten akzioen disposizioak.

Lehenik eta behin, habeak berezko pisu propioa kontuan izan gabe aplikatuko zaizkion akzioekiko erresistentea dela frogatu beharra dago. Ondoren pisu propioa gehitu eta kalkulua errepikatzeko.

Azken egoera limiterako akzioen konbinazioa, CTE-DBSE-ak 4.2.2 atalean esan bezala gauzatuko da, egoera iraunkorra edo iragankorra dela kontuan izanik:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4.3)$$

es decir, considerando la actuación simultánea de:

- todas las acciones permanentes, en valor de cálculo ( $\gamma_G \cdot G_k$ ), incluido el pretensado ( $\gamma_P \cdot P$ );
- una acción variable cualquiera, en valor de cálculo ( $\gamma_Q \cdot Q_k$ ), debiendo adoptarse como tal una tras otra sucesivamente en distintos análisis;
- el resto de las acciones variables, en valor de cálculo de combinación ( $\gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot Q_k$ ).

Los valores de los coeficientes de seguridad,  $\gamma$ , se establecen en la tabla 4.1 para cada tipo de acción, atendiendo para comprobaciones de resistencia a si su efecto es desfavorable o favorable, considerada globalmente.

Para comprobaciones de estabilidad, se diferenciará, aun dentro de la misma acción, la parte favorable (la estabilizadora), de la desfavorable (la desestabilizadora).

Los valores de los coeficientes de simultaneidad,  $\psi$ , se establecen en la tabla 4.2

Iturria: CTE.



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

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

6. Taula: Akzioen segurtasun koefiziente partzialak ( $\gamma$ ). (Iturria: CTE)

Tabla 4.2 Coeficientes de simultaneidad ( $\psi$ )

	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Sobrecarga superficial de uso (Categorías según DB-SE-AE)			
• Zonas residenciales (Categoría A)	0,7	0,5	0,3
• Zonas administrativas (Categoría B)	0,7	0,5	0,3
• Zonas destinadas al público (Categoría C)	0,7	0,7	0,6
• Zonas comerciales (Categoría D)	0,7	0,7	0,6
• Zonas de tráfico y de aparcamiento de vehículos ligeros con un peso total inferior a 30 kN (Categoría E)	0,7	0,7	0,6
• Cubiertas transitables (Categoría F)		<sup>(1)</sup>	
• Cubiertas accesibles únicamente para mantenimiento (Categoría G)	0	0	0
Nieve			
• para altitudes > 1000 m	0,7	0,5	0,2
• para altitudes ≤ 1000 m	0,5	0,2	0
Viento	0,6	0,5	0
Temperatura	0,6	0,5	0
Acciones variables del terreno	0,7	0,7	0,7

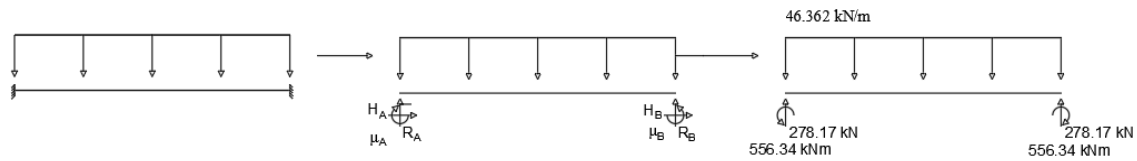
<sup>(1)</sup> En las cubiertas transitables, se adoptarán los valores correspondientes al uso desde el que se accede.

7. Taula : Aldiberekotasun koefizienteak ( $\psi$ ). (Iturria: CTE)

Kasuan kasu,

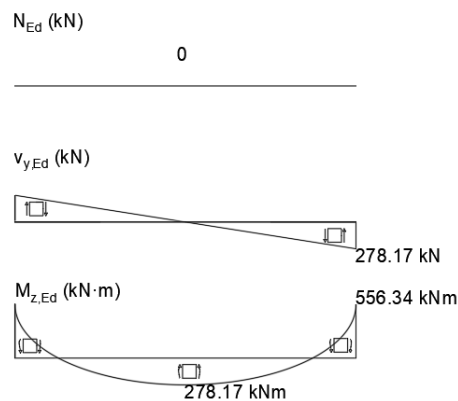
$$1.35 \cdot 12.12 \frac{kN}{m} + 1.5 \cdot 20 \frac{kN}{m} = 46.362 \frac{kN}{m}$$

Solido askearen kalkulua beraz:



3. Irudia: Solido askearen kalkulua.

Solido askearen balioetatik abiatuta, esfortzuen diagramak kalkulatu dira:



4. Irudia: Habearen esfortzuen diagramak.

$$V_{A-B} = \frac{q_d \cdot L}{2}, \quad M_{A-B} = \frac{q_d \cdot L^2}{12} \text{ eta } M_{max} = \frac{q_d \cdot L^2}{24}$$

Zein IPE profil den baliagarria den erabakitzeko, hasiera batetan aurredimensionaketa prozesu bat jarraituko da:

Azken egoera limitearen alderditik:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,Rdy}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,Rdz}} < 1$$

non,  $N_{Ed} = M_{z,Ed} = 0$

Beraz,

$$M_{y,Ed} \leq M_{pl,Rdy} = W_{pl,y} \cdot f_{yd} \rightarrow 556.34 \cdot 10^6 \text{ Nmm} \leq W_{pl,y} \cdot \frac{275 \text{ N/mm}^2}{1.05}$$

$$W_{pl,y} \geq 2124 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \rightarrow \text{Betetzen duen IPE txikiena: IPE500}$$

DBSE-A dokumentutik, altzairuaren ezaugarri mekanikoak eta segurtasun koefiziente partzialak lortu dira hurrengo taulatik eta zerrendetatik:

DESIGNACIÓN	Espesor nominal t (mm)				Temperatura del ensayo Charpy °C
	Tensión de límite elástico			Tensión de rotura	
	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )			$f_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	
	$t \leq 16$	$16 < t \leq 40$	$40 < t \leq 63$	$3 \leq t \leq 100$	
S235JR					20
S235J0	235	225	215	360	0
S235J2					-20
S275JR					20
S275J0	275	265	255	410	0
S275J2					-20
S355JR					20
S355J0	355	345	335	470	0
S355J2					-20
S355K2					-20 <sup>(1)</sup>
S450J0	450	430	410	550	0

<sup>(1)</sup> Se le exige una energía mínima de 40J.

8. Taula: Aldiberekotasun koefizienteak ( $\psi$ ). (Iturria: CTE)

- a)  $\gamma_{M0} = 1,05$  coeficiente parcial de seguridad relativo a la plastificación del material
- b)  $\gamma_{M1} = 1,05$  coeficiente parcial de seguridad relativo a los fenómenos de inestabilidad
- c)  $\gamma_{M2} = 1,25$  coeficiente parcial de seguridad relativo a la resistencia última del material o sección, y a la resistencia de los medios de unión
- d)  $\gamma_{M3} = 1,1$  coeficiente parcial para la resistencia al deslizamiento de uniones con tornillos pretensados en Estado Límite de Servicio.
- $\gamma_{M3} = 1,25$  coeficiente parcial para la resistencia al deslizamiento de uniones con tornillos pretensados en Estado Límite de Último.
- $\gamma_{M3} = 1,4$  coeficiente parcial para la resistencia al deslizamiento de uniones con tornillos pretensados y agujeros rasgados o con sobremedida.

Iturria: CTE.

Las siguientes son características comunes a todos los aceros:

- módulo de Elasticidad: E 210.000 N/mm<sup>2</sup>
- módulo de Rigidez: G 81.000 N/mm<sup>2</sup>
- coeficiente de Poisson:  $\nu$  0,3
- coeficiente de dilatación térmica:  $\alpha$   $1,2 \cdot 10^{-5}$  (°C)<sup>-1</sup>
- densidad:  $\rho$  7.850 kg/m<sup>3</sup>

Iturria: CTE

Zerbitzuko egoera limiteak frogatzeko, habeak ematen den gezi maximoa lortuko dugu, erdiko sekzioan emango dena:

$$f_{max} = \frac{1}{384} \cdot \frac{q_d \cdot L^4}{E \cdot I_y} \quad (N, mm)$$

Zerrenda honetan agertzen dira egitura baten egoera ezberdinetan gertatu daitekeen gezi maximoak.

#### 4.3.3.1 Flechas

- 1 Cuando se considere la integridad de los elementos constructivos, se admite que la estructura horizontal de un piso o cubierta es suficientemente rígida si, para cualquiera de sus piezas, ante cualquier combinación de acciones característica, considerando sólo las deformaciones que se producen después de la puesta en obra del elemento, la flecha relativa es menor que:
  - a) 1/500 en pisos con tabiques frágiles (como los de gran formato, rasillones, o placas) o pavimentos rígidos sin juntas;
  - b) 1/400 en pisos con tabiques ordinarios o pavimentos rígidos con juntas;
  - c) 1/300 en el resto de los casos.
- 2 Cuando se considere el confort de los usuarios, se admite que la estructura horizontal de un piso o cubierta es suficientemente rígida si, para cualquiera de sus piezas, ante cualquier combinación de acciones característica, considerando solamente las acciones de corta duración, la flecha relativa, es menor que 1/350.
- 3 Cuando se considere la apariencia de la obra, se admite que la estructura horizontal de un piso o cubierta es suficientemente rígida si, para cualquiera de sus piezas, ante cualquier combinación de acciones casi permanente, la flecha relativa es menor que 1/300.

*Iturria: CTE.*

Horrela beraz,

$$f_{max} \leq \frac{L}{300} \rightarrow \frac{1}{384} \cdot \frac{(12.12 + 20) \cdot 12000^4}{210000 \cdot I_y} \leq \frac{12000}{300}$$

$$I_y = 206.49 \cdot 10^6 mm^4 : IPE400$$

$$f_{max} \leq \frac{L}{350} \rightarrow \frac{1}{384} \cdot \frac{(20) \cdot 12000^4}{210000 \cdot I_y} \leq \frac{12000}{350}$$

$$I_y = 150 \cdot 10^6 mm^4 : IPE360$$

$$f_{max} \leq \frac{L}{300} \rightarrow \frac{1}{384} \cdot \frac{(12.12 + 0.3 \cdot 20) \cdot 12000^4}{210000 \cdot I_y} \leq \frac{12000}{300}$$

$$I_y = 116.49 \cdot 10^6 mm^4 : IPE300$$

Beraz, IPE500 perfla erabiliko da habeak osatzeko:

Designación	M	P	h	b	t <sub>w</sub>	t <sub>f</sub>	r	d	h <sub>l</sub>	A	I <sub>y</sub>	W <sub>y</sub>	I <sub>y</sub>	W <sub>pl,y</sub>	I <sub>z</sub>	W <sub>z</sub>	I <sub>z</sub>	W <sub>pl,z</sub>	I <sub>t</sub>	I <sub>w</sub>	A <sub>L</sub>	A <sub>G</sub>	A <sub>vz</sub>	S <sub>y</sub>	S <sub>y</sub>
kg/m	kN/m	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>6</sup>	m <sup>2</sup> /m	m <sup>2</sup> /t	cm <sup>2</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>
IPE 90	6.0	0.060	90	46	3.8	5.2	5	59.6	59.6	7.5	80	20.0	3.24	23.2	8	3.7	1.05	5.8	0.7	119	0.329	54.63	3.58	11.6	8.9
IPE 100	8.1	0.081	100	55	4.1	5.7	7	74.6	88.8	10.3	171	34.2	4.07	39.4	16	5.8	1.24	9.1	1.2	354	0.400	49.33	5.09	19.7	8.7
IPE 120	10.4	0.104	120	64	4.4	6.3	7	83.4	107.4	13.2	318	53.0	4.90	60.7	28	8.6	1.45	13.6	1.7	854	0.475	45.82	6.31	30.4	10.5
IPE 140	12.9	0.129	140	73	4.7	6.9	7	112.2	136.2	16.4	541	77.3	5.74	88.3	45	12.3	1.65	19.2	2.4	1989	0.551	42.70	7.64	44.2	12.3
IPE 160	15.8	0.158	160	82	5.0	7.4	9	127.2	145.2	20.1	969	108.7	6.58	123.9	68	16.7	1.84	26.1	3.5	3977	0.623	38.47	9.66	61.9	14.0
IPE 180	18.8	0.188	180	91	5.3	8.0	9	146.0	164.0	23.9	1317	146.3	7.42	166.4	101	22.2	2.05	34.6	4.7	7459	0.898	37.13	11.25	83.2	15.8
IPE 200	22.4	0.224	200	100	5.6	8.5	12	159.0	183.0	28.5	1943	194.3	8.26	220.7	142	28.5	2.24	44.6	6.9	13052	0.768	34.35	14.00	110.3	17.6
IPE 220	26.2	0.262	220	110	5.9	9.2	12	177.6	201.6	33.4	2772	252.0	9.11	285.4	205	37.3	2.48	58.1	9.0	22761	0.848	32.35	15.88	142.7	19.4
IPE 240	30.7	0.307	240	120	6.2	9.8	15	190.4	220.4	39.1	3892	324.3	9.97	366.7	264	47.3	2.69	73.9	13.0	37576	0.922	30.02	19.15	183.3	21.2
IPE 270	36.1	0.361	270	135	6.6	10.2	15	219.6	249.6	45.9	5790	428.9	11.23	484.0	420	62.2	3.02	97.0	15.9	70849	1.041	28.86	22.14	242.0	23.9
IPE 300	42.2	0.422	300	150	7.1	10.7	15	248.6	278.6	53.8	8357	557.1	12.46	628.4	604	80.5	3.35	125.2	19.9	126332	1.160	27.46	25.69	314.2	26.6
IPE 330	49.1	0.491	330	160	7.5	11.5	18	271.0	307.0	62.6	11768	713.2	13.71	804.4	788	98.5	3.55	153.7	28.1	199877	1.254	25.52	30.81	402.2	29.3
IPE 360	57.1	0.571	360	170	8.0	12.7	18	298.6	334.6	72.7	16267	903.7	14.95	1019.2	1043	122.8	3.79	191.1	37.4	314646	1.353	23.70	35.14	509.6	31.9
IPE 400	66.3	0.663	400	180	8.6	13.5	21	331.0	373.0	84.5	23131	1156.5	16.55	1307.3	1318	146.4	3.95	229.0	51.3	492149	1.467	22.12	42.70	603.6	35.4
IPE 450	77.6	0.776	450	190	9.4	14.6	21	378.8	420.8	96.8	33746	1499.8	18.48	1701.9	1676	176.4	4.12	276.4	66.7	794246	1.605	20.69	50.85	851.0	39.7
IPE 500	90.7	0.907	500	200	10.2	16.0	21	426.0	468.0	115.5	48202	1928.1	20.43	2194.3	2142	214.2	4.31	335.9	89.1	1254259	1.744	19.23	59.88	1097.1	43.9
IPE 550	105.5	1.055	550	210	11.1	17.2	24	467.6	515.6	134.4	67123	2440.8	22.35	2787.2	2668	254.1	4.45	400.5	122.8	1893158	1.877	17.78	72.35	1393.6	48.2
IPE 600	122.5	1.225	600	220	12.0	19.6	24	514.0	562.0	156.0	92091	3069.7	24.30	3512.7	3367	307.9	4.66	405.7	165.2	2858589	2.015	16.45	83.79	1756.3	52.4

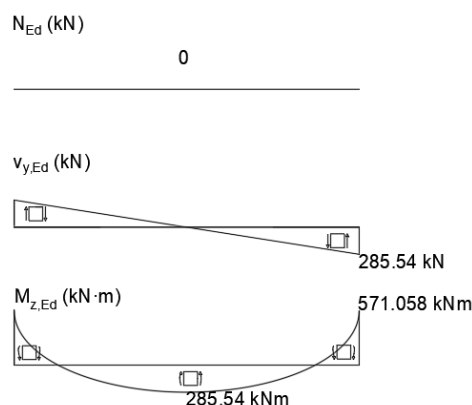
9. Taula: IPE Perflak.

#### 4.1.1.1.2 Habeen konprobaketa

Segidan, perflak A.E.L. eta Z.E.L.-tarako CTE-ak DB SE-A dokumentuan ezarritako baldintzak betetzen dituen ziurtatuko da. Aplikatutako kargei, akzio iraunkorretan perfilaren pisu propioa ere gehitu behar zaie. Beraz,

$$q_d = 1.35 \cdot 12.12 \frac{kN}{m} + 1.35 \cdot 0.907 \frac{kN}{m} + 1.5 \cdot 20 \frac{kN}{m} = 47.59 \frac{kN}{m}$$

Diagramak,



5. Irudia: Habeen diagramak.

### A.E.L

- Ebakidura

$$V_{Ed} \leq V_{PL,Rd} \rightarrow \text{Betetzen da.}$$

- $V_{Ed}(\text{Sekzio maximoan}) = 285.54 \cdot 10^3 N$
- $V_{PL,Rd} = A_v \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}} = 5985.2 \cdot \frac{275}{\sqrt{3}} = 905 \cdot 10^3 N$

$$A_v = A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2r) \cdot t_f = 11550 - 2 \cdot 200 \cdot 16 + (10.2 + 2 \cdot 21) \cdot 16 = 5985.2 \text{ mm}^2$$

Gainera,  $V_{Ed} > 0.5V_{pl,Rd}$  ez denez betetzen, ebakitzailaren elkarrekintza flexio eta makurdurarekin mespretxatu daiteke.

- *Makurdura konposatua ebakitzaille gabe*

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,Rdy}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,Rdz}} < 1$$

non,

$$N_{Ed} = M_{z,Ed} = 0$$

beraz,

$$M_{y,Ed} \leq M_{pl,Rdy} \rightarrow \text{Betetzen da.}$$

- $M_{y,Ed} = 571.058 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$
- $M_{pl,Rdy} = W_{pl,y} \cdot f_{yd} = 2194.3 \cdot 10^3 \cdot 275 / 1.05 = 574.70 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$

- *Alboko gilbordura*

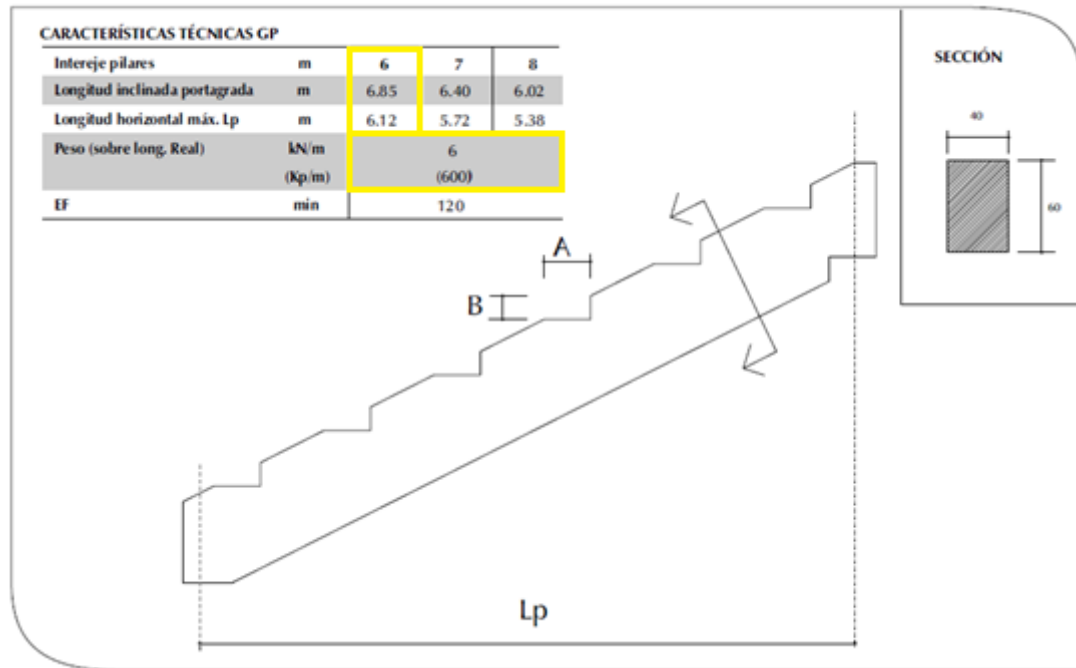
Habeak guztiz arriostratuta suposatzen dira, euren artean dauden habetxo zein gangatilen bitartez.

#### 4.1.1.2 Harmailetako gunea

Harmaila bi zatitan banatuta egongo da, erditik bertara sartzeko korridore batek banatua. Korridore hau, 1. Solairua eta harmailen gunea zuzenean lotuko ditu, eta bertara sartzeko sarbide bakarra da. Horregatik, ahalik eta seguruen egitekotan, 4m-tako zabalera izango du. Era berean, korridore honen bukaeran eta harmailen aurrean 1.8m-tako tarte egongo da, erabiltzaileek arazo gabe bertatik mugitu eta egotekotan gurgildun aulkiak kokatu ahal izateko.

Harmailetako forjatua kalkulatzeko, harmailaren egiturak berak duen pisu propioa ere izan behar da kontuan. Hori dela eta, PRAINSA konpainiaren harmaila katalogoetatik hauen dimentsioak eta dimentsioen arabeko pisu propioak lortu dira:

### VIGA PORTAGRADA



10. Taula: Euste-habearen parametroak. (Iturria: PRAINSA)

Kasu honetan, habeen arteko distantzia 4m-takoa kontsideratuko da, euste-habe hauen proiektzio horizontalak habearekin bat etor dadin.

$$Z = 4 \times 5m + 4 + 4 \times 5m = 44m$$

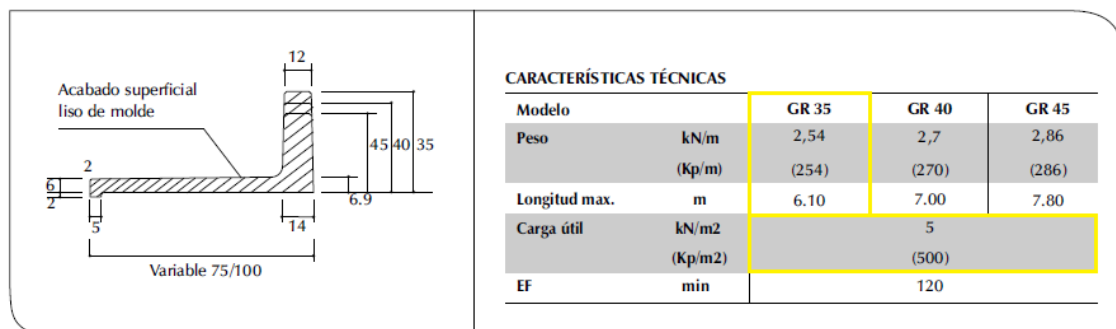
Bestetik, diseinua egiteko, katalogoan dagoen distantzia minimoak (6m) dituen balioak kontsideratuko da:  $L = 6.85m$

Proiektzio horizontalari dagokionez, esan bezala harmailak 6m zabal da:  $L_p = 6m$

Euste-habearen inklinazioa beraz:  $28.85^\circ$

Euste-habeen gainean kokaturik hain zuzen ere, harmaila bera dago. PRAISA etxeak katalogoan honako hau daukalarik:

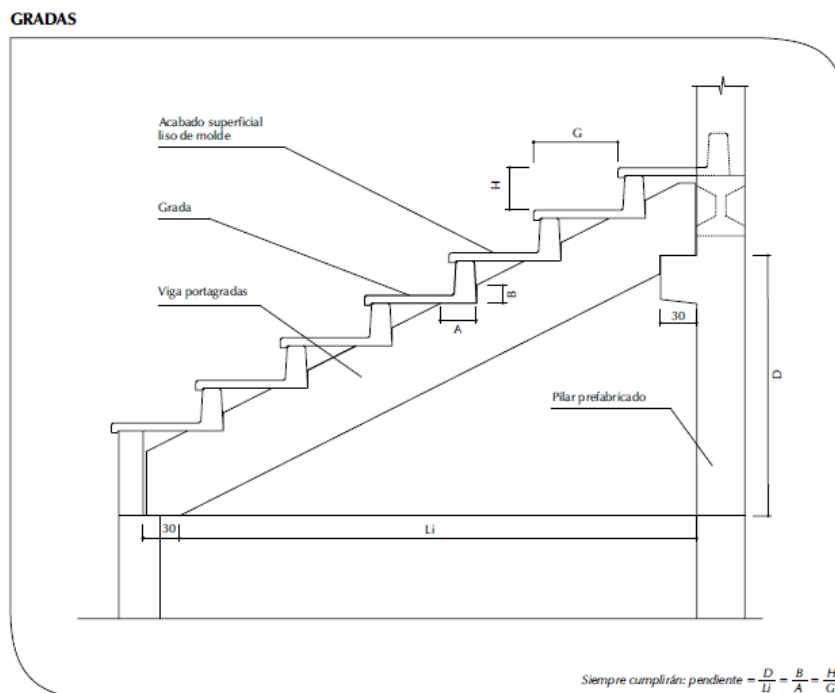
### GRADA



11. Taula: Jesarlekuen parametroak. (Iturria: PRAISA)

Kasu honetan, GR35 modeloa aukeratu da, pisua ahalik eta gehien murrizteko. Gainera, luzera maximoaren barnean daude euste-habeen arteko 4m-ak. Aldi berean, gainkarga eusteko kapaz ere bada, arauak 4. Taulan adierazten dituen:  $C_2 = 4 \text{ kN/m}^2$  eta  $C_5 = 5 \text{ kN/m}^2$ .

Katalogoan bertan adierazita daude, euste-habeak jesarlekuekin gorde beharreko zenbait erlazio.



6. Irudia: Harmailaren egituraren eskema.(Iturria: PRAINSA)

Beraz,

$\alpha = 28.85^\circ$

$$L_p = 6m \text{ eta } L_{erreal} = 6.85m \rightarrow D = 3.31m$$

$$H = 35cm \rightarrow G = 63.5cm$$

$$A + G = 75cm \rightarrow A = 11.5cm$$

$$A = 11.5\text{cm} \rightarrow B = 6.34\text{cm}$$

Beraz,  $6m$ -etan zehar  $75cm$  zabal diren 8 eserleku ilara izango dira. Bi harmaila ezberdin egongo dira,  $20m$  luze direnak, tartean  $4m$ -tako korridorea dagoelarik. Aitzitik, kalkulua errazteko, eta segurtasun aldetik ere komenigarria izan daitekeelako, eserlekuak  $44m$  guztien zehar daudela suposatuko da.



#### 4.1.1.2.1 Habeen kalkulua

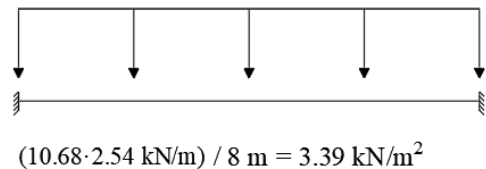
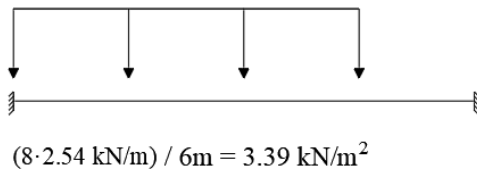
Kasu honetan ez dago zertan barne itxituren akzioa kontsideratu. Gainera, kasu honetan, zoruan zuzenean forjatuaren hormigoia erabiliko da. Harmailetako gunearen azalera  $8 \times 44\text{m}^2$  da. Beraz,  $8\text{ m}$ -ko habe bakarrarekin gauzatuko da,  $4\text{m}$ -rik behin kokatuta daudelarik.

Gainkargaren akzioak bestetik, arauak 4.Taulan adierazten dituen  $C_2 = 4\text{ kN/m}^2$  eta  $C_5 = 5\text{ kN/m}^2$  balio posibleetatik marratzaileena erabiliko da.

Lehenik eta behin, habearen aurrezimentsionaketa gauzatuko da honen pisu propioa kontuan izan gabe, honako akzioak jasaten dituelarik:

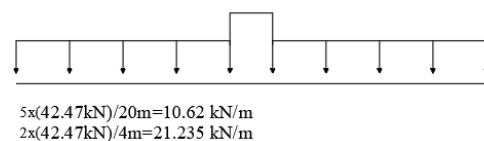
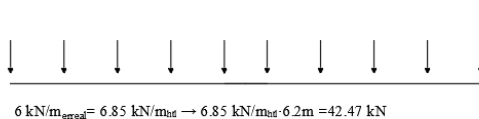
- $PP_{\text{gangatila}} = 2\text{ kN/m}^2$
- $PP_{\text{harmaila}} = 2.54\text{ kN/m}$
- $PP_{\text{euste-habea}} = 6\text{ kN/m}$
- $G = 5\text{ kN/m}^2$

Eserlekuen pisu propioa,  $\text{kN/m}$ -tan dator emana. Hau da, eserleku ilara bakoitzak, pisu jakin bat izango du honek hartzen duen luzeraren arabera eta ez zabaleraren arabera. Horregatik, azalera osoan eragingo duen akzio moduan jartzekotan, luzeraren menpeko diren indar puntualtzat joko dira, hauen akzioa zabalera osoan jasango delarik. Harmailek zabaleraren  $6,2\text{m}$  besterik ez dutenez hartzen, zabalera honekiko egingo da kalkulua. Kalkulua errazteko oster, eta segurtasun aldetik ere arazo gabe egin daitekeelarik, harmaila zabalera osoan zehar dagoela kontsideratuko da.



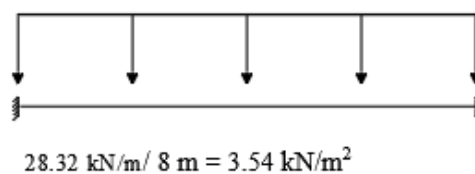
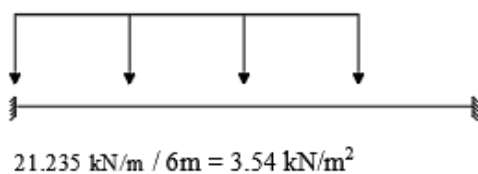
7. Irudia: Eserlekuek eragindako luzetarako akzioen banaketa.

Euste-habeak eragindako karga kalkulatzekoan, bi gauza izan dira kontuan. Batetik, habetxoaren pisua luzera errealean dagoela emanda, eta beraz bere balio horizontala lortu behar dela. Bestetik, ez daudela kokatuta era berean forjatu osoan zehar. Habeen arteko distantzia txikitzerakoan, hauek karga puntualetatik karga banatu batera sinplikatzerakoan balio altuagoa lortuko dute. Honako itxura hartuko luke beraz harmailaren luzetarako euste-habeen akzioen banaketa:



8. Irudia: Euste-habeek eragindako luzetarako akzioen banaketa.

Honakoan ere, kalkulua errazteko karga balio bakarra, eta okerreana, izango da kontuan, bai eta zabalera osoan ematen dela suposatuz:

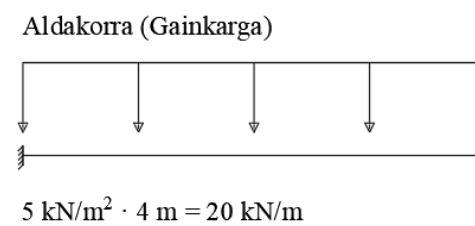
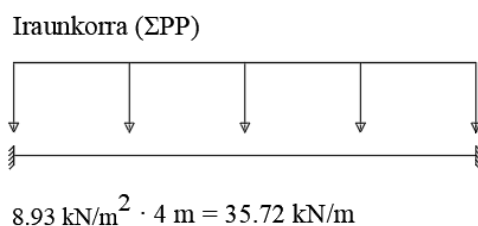


9. Irudia: Euste-habeek eragindako zeharkako akzioen banaketa.

Akzio iraunkorren, pisu propioak alegia, balioen batura erabiliko da kalkuluetan erroreak murriztearren.

- PP= 8.93kN/m<sup>2</sup>
- G= 5 kN/m<sup>2</sup>

Kasuan kasu, habea horizontalki kokatuta dagoenez, bai pisu propioa bai gainkargaren disposizioak hurrengoak dira, kontuan izanik habetxoen arteko distantzia zein den:



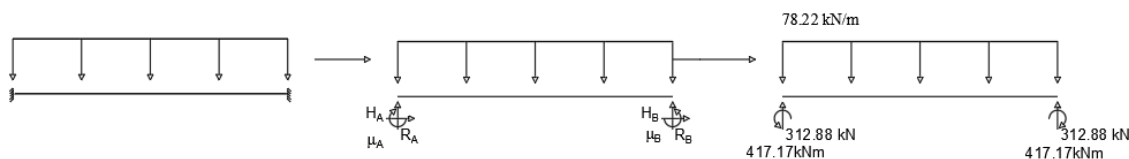
10. Irudia: : Habeen gain eragiten duten akzioen disposizioak.

Lehenik eta behin, habeak berezko pisu propioa kontuan izan gabe aplikatuko zaizkion akzioekiko erresistentea dela frogatu beharra dago. Ondoren pisu propioa gehitu eta kalkulua errepikatzeko.

Azken egoera limiterako akzioen konbinazioa, CTE-DBSE-ak 4.2.2 atalean esan bezala gauzatuko da, egoera iraunkorra edo iragankorra dela kontuan izanik:

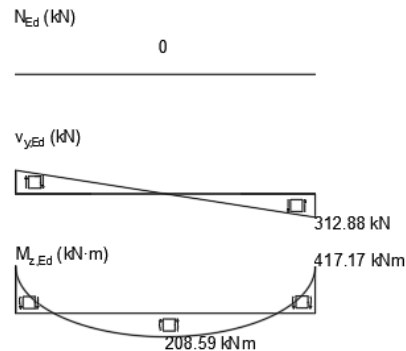
$$1.35 \cdot 35.72 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 1.5 \cdot 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 78.22 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Solido askearen kalkulua beraz:



11. Irudia: Solido askearen kalkulua.

Solido askearen balioetatik abiatuta, esfortzuen diagramak kalkulatu dira:



12. Irudia: Habearen esfortzuen diagramak.

$$V_{A-B} = \frac{q_d \cdot L}{2}, \quad M_{A-B} = \frac{q_d \cdot L^2}{12} \text{ eta } M_{max} = \frac{q_d \cdot L^2}{24}$$

Zein IPE perfil den baliagarria den erabakitzeko, hasiera batetan aurredimensionaketa prozesu bat jarraituko da:

Azken egoera limitearen alderditik:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,Rdy}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,Rdz}} < 1$$

non,

$$N_{Ed} = M_{z,Ed} = 0$$

beraz,

$$M_{y,Ed} \leq M_{pl,Rdy} = W_{pl,y} \cdot f_{yd} \rightarrow 417.17 \cdot 10^6 \text{ Nmm} \leq W_{pl,y} \cdot \frac{275 \text{ N/mm}^2}{1.05}$$

$$W_{pl,y} \geq 1592.83 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \rightarrow \text{Betetzen duen IPE txikiena: IPE450}$$

Zerbitzuko egoera limiteak frogatzeko, habearen ematen den gezi maximoa lortuko dugu, erdiko sekzioan emango dena:

$$f_{max} = \frac{1}{384} \cdot \frac{q_d \cdot L^4}{E \cdot I_y} \text{ (N, mm)}$$

Horrela beraz,

$$f_{max} \leq \frac{L}{300} \rightarrow \frac{1}{384} \cdot \frac{(35.72 + 20) \cdot 8000^4}{210000 \cdot I_y} \leq \frac{8000}{300}$$

$$I_y = 106.13 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 : IPE330$$

$$f_{max} \leq \frac{L}{350} \rightarrow \frac{1}{384} \cdot \frac{(20) \cdot 8000^4}{210000 \cdot I_y} \leq \frac{8000}{350}$$

$$I_y = 44.44 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 : IPE270$$

$$f_{max} \leq \frac{L}{300} \rightarrow \frac{1}{384} \cdot \frac{(35.72 + 0.3 \cdot 20) \cdot 12000^4}{210000 \cdot I_y} \leq \frac{12000}{300}$$

$$I_y = 79.47 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 : IPE300$$

Beraz, IPE450 perfila erabiliko da habeak osatzeko:

Designation	M	P	h	b	t <sub>w</sub>	t <sub>f</sub>	r	d	h <sub>l</sub>	A	I <sub>y</sub>	W <sub>y</sub>	I <sub>y</sub>	W <sub>ply</sub>	I <sub>z</sub>	W <sub>z</sub>	I <sub>z</sub>	W <sub>plz</sub>	I <sub>t</sub>	I <sub>w</sub>	A <sub>L</sub>	A <sub>G</sub>	Avz	S <sub>y</sub>	s <sub>y</sub>
	kg/m	kN/m	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>6</sup>	m <sup>2</sup> /m	m <sup>2</sup> /t	cm <sup>2</sup>	cm <sup>3</sup>	cm
IPE 80	6.0	0.060	80	46	3.8	5.2	5	59.6	69.6	7.6	80	20.0	3.24	23.2	8	3.7	1.05	5.8	0.7	119	0.328	54.63	3.58	11.6	6.9
IPE 100	8.1	0.081	100	55	4.1	5.7	7	74.5	88.6	10.3	171	34.2	4.07	39.4	16	5.8	1.24	9.1	1.2	354	0.400	49.33	5.09	19.7	8.7
IPE 120	10.4	0.104	120	64	4.4	6.3	7	93.4	107.4	13.2	318	53.0	4.90	60.7	28	8.6	1.45	13.6	1.7	894	0.475	45.82	6.31	30.4	10.5
IPE 140	12.9	0.129	140	73	4.7	6.9	7	112.2	126.2	16.4	541	77.3	5.74	86.3	45	12.3	1.65	19.2	2.4	1999	0.551	42.70	7.64	44.2	12.3
IPE 160	15.8	0.158	160	82	5.0	7.4	9	127.2	145.2	20.1	869	108.7	6.50	123.9	68	16.7	1.84	26.1	3.5	3977	0.623	36.47	9.66	61.9	14.0
IPE 180	18.8	0.188	180	91	5.3	8.0	9	146.0	164.0	23.9	1317	146.3	7.42	166.4	101	22.2	2.05	34.6	4.7	7499	0.698	37.13	11.25	83.2	15.8
IPE 200	22.4	0.224	200	100	5.6	8.5	12	159.0	183.0	28.5	1943	194.3	8.20	220.7	142	26.5	2.24	44.6	6.9	13092	0.768	34.35	14.00	110.3	17.6
IPE 220	26.2	0.262	220	110	5.9	9.2	12	177.8	201.6	33.4	2772	252.0	9.11	285.4	205	37.3	2.48	58.1	9.0	22761	0.848	32.35	15.88	142.7	19.4
IPE 240	30.7	0.307	240	120	6.2	9.8	15	190.4	250.4	39.1	3892	324.3	9.97	366.7	264	47.3	2.69	73.9	13.0	37576	0.922	30.02	18.15	163.3	21.2
IPE 270	36.1	0.361	270	135	6.6	10.2	15	219.6	249.6	45.9	5790	438.9	11.23	494.0	420	62.2	3.02	97.0	15.9	70949	1.041	28.66	22.14	242.0	23.9
IPE 300	42.2	0.422	300	150	7.1	10.7	15	248.6	278.6	53.8	8357	557.1	12.46	628.4	604	80.5	3.35	125.2	19.9	126332	1.160	27.46	25.69	314.2	26.6
IPE 330	49.1	0.491	330	160	7.5	11.5	18	271.0	307.0	62.6	11768	713.2	13.71	804.4	788	96.5	3.55	153.7	26.1	196877	1.254	25.52	30.81	402.2	29.3
IPE 360	57.1	0.571	360	170	8.0	12.7	18	298.6	334.6	72.7	16267	903.7	14.95	1019.2	1043	122.8	3.79	191.1	37.4	314646	1.353	23.70	35.14	509.6	31.9
IPE 400	69.3	0.693	400	180	8.6	13.5	21	331.8	373.0	84.6	23131	1156.5	16.55	1307.3	1318	146.4	3.95	229.0	51.3	492149	1.467	22.12	42.70	650.6	35.4
IPE 450	77.6	0.776	450	190	9.4	14.6	21	376.8	420.8	96.5	33746	1499.8	18.48	1701.9	1576	176.4	4.12	276.4	66.7	794246	1.605	20.69	50.85	851.0	39.7
IPE 500	90.7	0.907	500	200	10.2	16.0	21	426.0	468.0	115.5	48202	1908.1	20.43	2194.3	2142	214.2	4.31	335.9	89.1	1254239	1.744	19.23	59.88	1097.1	43.9
IPE 550	105.5	1.055	550	210	11.1	17.2	24	467.6	515.6	134.4	67123	2440.8	22.35	2787.2	2668	254.1	4.45	400.5	122.8	1893156	1.877	17.78	72.35	1393.6	48.2
IPE 600	122.5	1.225	600	220	12.5	19.0	24	514.0	562.0	156.0	92091	3069.7	24.30	3512.7	3367	307.9	4.66	465.7	165.2	2656509	2.015	16.45	83.79	1756.3	52.4

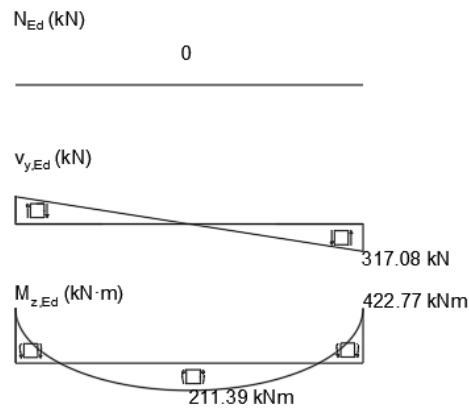
12. Taula: IPE Perfilak.

#### 4.1.1.2.2 Habeen konprobaketa

Segidan, perfilak A.E.L. eta Z.E.L.-tarako CTE-ak DB SE-A dokumentuan ezarritako baldintzak betetzen dituen ziurtatuko da. Aplikatutako kargei, akzio iraunkorretan perfilaren pisu propioa ere gehitu behar zaie. Beraz,

$$q_d = 1.35 \cdot 35.72 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 1.35 \cdot 0.776 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 1.5 \cdot 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 79.27 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Diagramak,



13. Irudia: Haben diagramak.

### A.E.L

- Ebakidura

$$V_{Ed} \leq V_{Pl,Rd} \rightarrow \text{Betetzen da.}$$

- $V_{Ed(\text{Sekzio maximoan})} = 317.08 \cdot 10^3 \text{ N}$
- $V_{Pl,Rd} = A_v \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}} = 5082.44 \cdot \frac{275/1.05}{\sqrt{3}} = 768.52 \cdot 10^3 \text{ N}$

$$A_v = A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2r) \cdot t_f = 9880 - 2 \cdot 190 \cdot 14.6 + (9.4 + 2 \cdot 21) \cdot 14.6 = 5082.44 \text{ mm}^2$$

Gainera,  $V_{Ed} > 0.5V_{Pl,Rd}$  ez denez betetzen, ebakitzailaren elkarrekintza flexio eta makurdurarekin mespretxatu daiteke.

- Makurdura konposatua ebakitzaila gabe

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,Rdy}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,Rdz}} < 1$$

non,

$$N_{Ed} = M_{z,Ed} = 0$$

beraz,

$$M_{y,Ed} \leq M_{Pl,Rdy} \rightarrow \text{Betetzen da.}$$

- $M_{y,Ed} = 422.77 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$
- $M_{Pl,Rdy} = W_{pl,y} \cdot f_{yd} = 1700 \cdot 10^3 \cdot 275 / 1.05 = 445.24 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$

- Alboko gilbordura

Habeak guztiz arriostratuta suposatzen dira, euren artean dauden habetxo zein gangatilen bitartez.

#### 4.1.1.3 Eskailerak

Eskaileraren zuloa diseinatzerakoan, honek izango duen itxura argi izan behar da. Hala nola, zenbateko pisua transmitituko duten elementuek euste habeari.

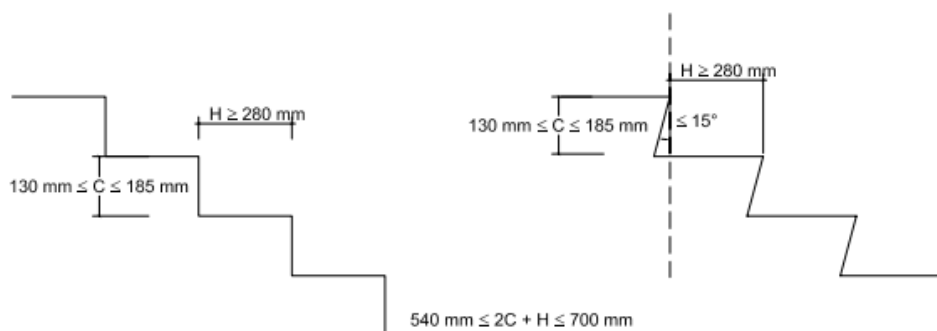
Eskaileraren egitura 4 elementuk osatzen dute; zorua, espaloiek, aurrefabrikatutako hormigoizko losak eta euste-habeak.

- **Zorua:** Eskaileraren azaleko geruza da, jendearen joan-etorriak jasango dituen. 1. solairuan erabilitako zoru bera erabiliko da.  $PP_{zorua} = 0.3045 \text{ kN/m}^2$
- **Espaloiak:** Hormigoiaz osatutakoak.  $PP_{espaloiak} = 2.5 \text{ kN/m}^2$
- **Losa:** Aurrefabrikatutako hormigoizko losa, zeinen gainean espaloiak eta zorua jarriko diren. Hormigoi honek  $25 \text{ kN/m}^3$ -ko pisua du, eta losaren zabalera gangatilenarekin bat datorrenez gero,  $0.2 \text{ m}$ -koa izango da.  $PP_{losa} = 5 \text{ kN/m}^2$
- **Euste-habea:** IPE perfileko habea izango da, forjatuaren altueran kokatua eta zutabeei loturik egongo dena. Perfilaren tamaina hurrengo atalean kalkulatu delarik.

Eskaileraren diseinuan, DB-SU araua jarraitu da. Honek 4.2 atalean erabilera orokorreko eskailerei buruzko arauak zehazten ditu azpialdeetan sailkatua.

Batetik, 4.2.1 atalean espaloiei egiten zaie erreferentzia. Honek eskailera osoan zehar espaloien dimentsioak berdinak behar dutela esaten da, eta hauen diseinurako eskailera zuzena eta okerrak bereizten dira.

Kasuan kasu, eskailera zuzena diseinatu da;  $340 \text{ cm}$  eta  $150 \text{ cm}$ -ko mailagain eta kontramailak erabiltzea erabaki da. Horrela, dimentsioen arteko hurrengo erlazio eta balio minimoak bete behar direla ezartzen du arauak:



14. Irudia: Espaloien konfigurazioa. (Iturria: CTE)

Eskaileraren dimentsioak:

$$540\text{mm} \leq 2 \cdot 160\text{mm} + 280\text{mm} \leq 700\text{mm}$$

$$540\text{mm} \leq 600\text{mm} \leq 700\text{mm} \rightarrow \text{Baliozkoak dira.}$$

4.2.2 atalak bere aldetik, eskailerak izan dezakeen altuera maximoaz dabil. Honela, izan dezakeen altuera maximoa 3.2m-tan zehazten du, osasun erabilerako eraikuntza eta ikastetxeetan izan ezik, non 2.5m eta 2.1m diren hurrenez hurren. Kasu honetan, udal ordenantzaren arabera altuera maximoa 3m direla kontuan izanik eta forjatuaren altuera 0.2m direla, maximo horretan egongo litzateke eskaileraren altuera.

Era berean, eskailerak izan behar duen zabalera ere zehazten da erabileraren arabera.

Uso de edificio o zona	Anchura útil mínima mm
<b>Sanitario</b>	
- Zonas destinadas a pacientes internos o externos con recorridos que obligan a giros iguales o mayores que 90°	1400
- Otras zonas	1200
Docente con escolarización infantil, en centros de enseñanza primaria y secundaria	1200
<b>Pública concurrencia y Comercial</b>	1200
Otros	1000

13. Taula: Zabalera minimoa erabileraren arabera.

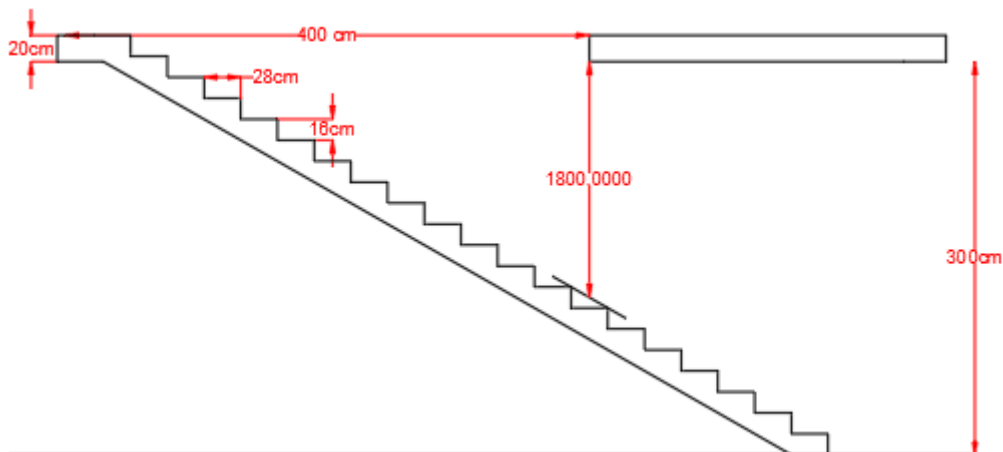
Honetaz aparte, BD-SI suteen aurkako araudian, eskailerek izan behar duten zabalera minimoa ere zehazten da. Honako balioekin:

Tipo de elemento	Dimensionado
Puertas y pasos	$A \geq P / 200$ <sup>(1)</sup> $\geq 0,80$ m <sup>(2)</sup> La anchura de toda hoja de puerta no debe ser menor que 0,60 m, ni exceder de 1,23 m.
Pasillos y rampas	$A \geq P / 200 \geq 1,00$ m <sup>(3)</sup> <sup>(4)</sup> <sup>(5)</sup>
Pasos entre filas de asientos fijos en salas para público tales como cines, teatros, auditorios, etc. <sup>(6)</sup>	En filas con salida a pasillo únicamente por uno de sus extremos, $A \geq 30$ cm cuando tengan 7 asientos y 2,5 cm más por cada asiento adicional, hasta un máximo admisible de 12 asientos. En filas con salida a pasillo por sus dos extremos, $A \geq 30$ cm en filas de 14 asientos como máximo y 1,25 cm más por cada asiento adicional. Para 30 asientos o más: $A \geq 50$ cm. <sup>(7)</sup> Cada 25 filas, como máximo, se dispondrá un paso entre filas cuya anchura sea 1,20 m, como mínimo.
Escaleras no protegidas <sup>(8)</sup>	
para evacuación descendente	$A \geq P / 160$ <sup>(9)</sup>
para evacuación ascendente	$A \geq P / (160-10h)$ <sup>(9)</sup>
Escaleras protegidas	$E \leq 3 S + 160 A_s$ <sup>(9)</sup>
Pasillos protegidos	$P \leq 3 S + 200 A_s$ <sup>(9)</sup>
En zonas al aire libre:	
Pasos, pasillos y rampas	$A \geq P / 600$ <sup>(10)</sup>
Escaleras	$A \geq P / 480$ <sup>(10)</sup>

<sup>(9)</sup> La anchura mínima es la que se establece en DB SUA 1-4.2.2, tabla 4.1.

14. Taula: : Ebakuazio elementuen dimentsionaketa. (Iturria: CTE)

Aitzitik, arau honek, erabilera publikoko guneeetan eskaileren zabalera 17.Taulari atxikitzen dio. Beraz, eskailerek izan beharreko zabalera minimoa 1.2m-takoa bada ere, 2.4m-tako eskailera diseinatu da, arazoak ahalik eta gehien saihesteko.



15. Irudia: Eskaileren krokisa.

Gainkargari dagokionez,  $C=5\text{kN/m}^2$  balioa hartuko da.

#### 4.1.1.3.1 Habearen kalkulua

Euste-habearen kalkulurako, eskailera sinpleki eutsitako habe baten modura kontsideratuko da. Horrela, bi tarte desberdintzen dira, espaloiak dituen tarteak eta espaloien bakoak. Akzioen balioak, eskailera dituen 2.4m-etan zehar banatzen direnez, baliokide lineala lortuko da.

- Espaloien tarteak:

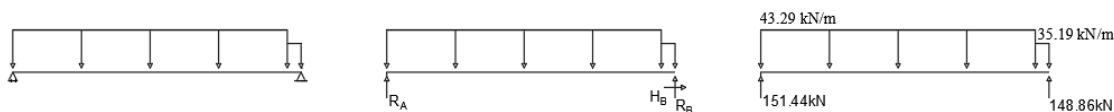
$$q = 1.35 \cdot \left(0.3045 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 2.4\text{m}\right) + 1.35 \cdot \left(2.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 2.4\text{m}\right) + 1.35 \cdot \left(5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 2.4\text{m}\right) + 1.5 \cdot \left(5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 2.4\text{m}\right)$$

$$q = 43.29 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

- Espaloien bako tarteak:

$$q = 1.35 \cdot \left(0.3045 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 2.4\text{m}\right) + 1.35 \cdot \left(5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 2.4\text{m}\right) + 1.5 \cdot \left(5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 2.4\text{m}\right)$$

$$q = 35.19 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$



16. Irudia: Eskaileren gaineko akzioak.



Estatikaren ekuazioak erabiliz, erreakzioen balioak kalkulatu dira:

$$\Sigma F_{htl} = 0 \rightarrow H_B = 0$$

$$\Sigma F_{bert} = 0 \rightarrow R_A + R_B - 43.29 \frac{kN}{m} \cdot 5.6m - 35.18 \frac{kN}{m} \cdot 0.22m = 0 \rightarrow R_B = 124.22kN$$

$$\Sigma M_B = 0 \rightarrow R_A \cdot (5.6 + 0.22)m - \left(43.29 \frac{kN}{m} \cdot 5.6m\right) \cdot \left(\frac{5.6}{2} + 0.22\right)m - \left(35.18 \frac{kN}{m} \cdot 0.22m\right) \cdot \left(\frac{0.22}{2}\right)m = 0$$

$$R_A = 125.94kN$$

Beraz, euste habeak jasan behar duen karga:

$$q_d = \frac{124.22kN}{2.4m} = 51.76kN/m$$

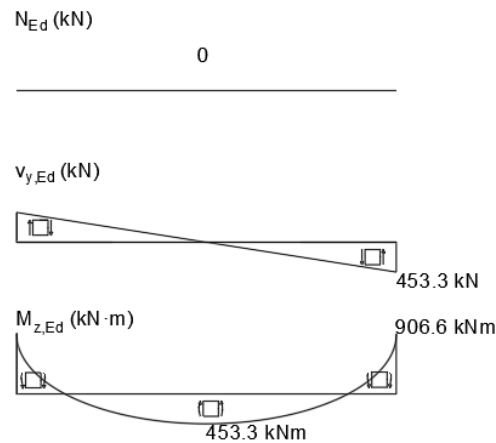
Ahal delarik, euste-habetzat jadanik forjatuan dagoen habe bat erabiltzea hobestuko da. Beraz, eskaileraren akzioen ez ezik, foratuaren zati bat ere eutsi beharra izango du. Horrela, habeak zehar bi karga banatu izango dira. Batetik, bi aldetatik forjatua duen habearen zatia eta bestetik zati batean forjatua eta bestean eskailera duena:

$$q_{dforjatua} = 47.59 \frac{kN}{m}$$

$$q_{deskailera} = 51.76 \frac{kN}{m} + \frac{47.59kN}{2} \frac{1}{m} = 75.55 \frac{kN}{m}$$

Bien artean, kaltegarriena dena erabiliko da dimentsionamendurako, habe osoan zehar konstante mantentzen dela kontsideratuz:

Diagramak,



17. Irudia: Habeen diagramak.

### A.E.L

- Ebakidura

$$V_{Ed} \leq V_{Pl,Rd} \rightarrow \text{Betetzen da.}$$

- $V_{Ed(\text{Sektio maximoan})} = 453.3 \cdot 10^3 N$
- $V_{Pl,Rd} = A_v \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}} = 5985.2 \cdot \frac{275/1.05}{\sqrt{3}} = 905 \cdot 10^3 N$

$$A_v = A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2r) \cdot t_f = 11550 - 2 \cdot 200 \cdot 16 + (10.2 + 2 \cdot 21) \cdot 16 = 5985.2 \text{ mm}^2$$

Gainera,  $V_{Ed} > 0.5 V_{Pl,Rd}$  denez gero, makurdura konposatuan ebakitzailaren eragina kontuan izan behar da:

- Makurdura konposatua ebakitzailarekin

$$M_{v,Rd} = \left( W_{pl} - \frac{\rho \cdot A_v^2}{4 \cdot t_w} \right) \cdot f_{yd}$$

non,

$$\rho = \left( 2 \cdot \frac{V_{Ed}}{V_{Pl,Rd}} - 1 \right)^2$$

beraz,

$$M_{y,Ed} \leq M_{Pl,Rd} \rightarrow \text{Ez da betetzen.}$$

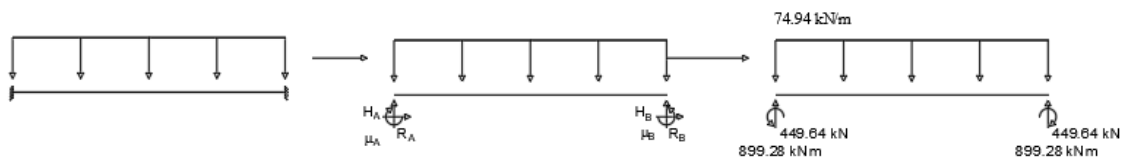
- $M_{y,Ed} = 906.6 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$
- $M_{v,Rd} = \left( 2200 \cdot 10^3 - \frac{0.011 \cdot 5985.2^2}{4 \cdot 10.2} \right) \cdot 275 / 1.05 = 573.66 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$

$$\rho = \left( 2 \cdot \frac{500.07 \cdot 10^3 \text{ N}}{905 \cdot 10^3 \text{ N}} - 1 \right)^2 = 0.011$$

Hurrengo bi IPE profilek betetzen ez dutela ziurtaturik, HEB perfilekin dimentsionatzera ekingo zaio, hauek lehenengoak baino balio estatiko altuagoak dituztelarik. Akzioen kalkulurako habearen pisu propioa ezagutzen ez denez, polikiroldegiko guneko habearen kalkuluan erabilitakoa erabiliko da:

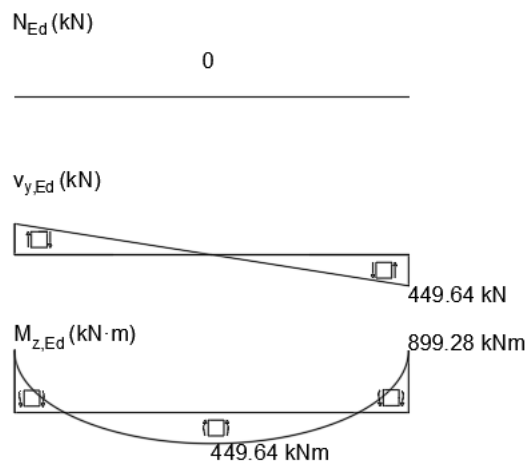
$$q_{deskailera} = 51.76 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + \frac{46.362 \text{ kN}}{2} \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 74.94 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Kasu honetan, habeak zutabeei loturik joango dira, solido askearen kalkulua beraz:



18. Irudia: Solido askearen kalkulua.

Diagramak,



19. Irudia: Habeen diagramak.

Zein HEB perfil den baliagarria den erabakitzeke, hasiera batetan aurre-dimentsionaketa prozesu bat jarraituko da:

Azken egoera limitearen alderditik:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,Rdy}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,Rdz}} < 1$$

non,

$$N_{Ed} = M_{z,Ed} = 0$$

beraz,

$$M_{y,Ed} \leq M_{pl,Rdy} = W_{pl,y} \cdot f_{yd} \rightarrow 899.28 \cdot 10^6 \text{ Nmm} \leq W_{pl,y} \cdot \frac{275 \text{ N/mm}^2}{1.05}$$

$$W_{pl,y} \geq 3433.6 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \rightarrow \text{Betetzen duen HEB txikiena: HEB450}$$

Zerbitzuko egoera limiteak frogatzeko, habean ematen den gezi maximoa lortuko dugu, erdiko sekzioan emango dena:

$$f_{max} = \frac{1}{384} \cdot \frac{q_d \cdot L^4}{E \cdot I_y} \text{ (N, mm)}$$

Horrela beraz,

$$f_{max} \leq \frac{L}{300} \rightarrow \frac{1}{384} \cdot \frac{\left(31.22 + \frac{12.12}{2} + 20\right) \cdot 12000^4}{210000 \cdot I_y} \leq \frac{12000}{300}$$

$$I_y = 368.23 \cdot 10^6 \text{ mm}^4: \text{HEB340}$$

$$f_{max} \leq \frac{L}{350} \rightarrow \frac{1}{384} \cdot \frac{(20) \cdot 12000^4}{210000 \cdot I_y} \leq \frac{12000}{350}$$

$$I_y = 150 \cdot 10^6 \text{ mm}^4: \text{HEB280}$$

$$f_{max} \leq \frac{L}{300} \rightarrow \frac{1}{384} \cdot \frac{\left(31.22 + \frac{12.12}{2} + 0.3 \cdot 20\right) \cdot 12000^4}{210000 \cdot I_y} \leq \frac{12000}{300}$$

$$I_y = 278.23 \cdot 10^6 \text{ mm}^4: \text{HEB320}$$

Beraz, HEB450 perfilak erabiliko dira habeak gauzatzeko.

Designación	M	I <sup>x</sup>	h	b	t <sub>w</sub>	t <sub>f</sub>	r	d	t <sub>e</sub>	A	I <sub>y</sub>	W <sub>y</sub>	r <sub>y</sub>	W <sub>pl,y</sub>	I <sub>z</sub>	W <sub>z</sub>	r <sub>z</sub>	W <sub>pl,z</sub>	I <sub>yz</sub>	I <sub>xy</sub>	AL	AC	A <sub>ve</sub>	S <sub>y</sub>	S <sub>z</sub>
	kg/m	m <sup>4</sup>	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>
HEB 100	20.4	0.204	100	100	6.0	10.0	12	56.0	80.0	28.0	450	89.9	4.16	104.2	167	33.5	2.53	51.4	9.3	3387	0.967	27.76	9.94	52.1	6.6
HEB 120	26.7	0.267	120	120	6.5	11.0	12	74.0	98.0	34.0	664	144.1	5.04	165.2	318	52.9	3.06	81.0	13.9	9431	0.886	25.71	10.96	82.6	10.5
HEB 140	33.7	0.337	140	140	7.0	12.0	12	92.0	116.0	43.0	1509	215.6	5.93	245.4	550	78.5	3.58	119.8	20.2	22514	0.805	23.88	13.08	122.7	12.3
HEB 160	42.6	0.426	160	160	8.0	13.0	15	104.0	134.0	54.3	2492	311.5	6.78	354.0	889	111.2	4.05	170.0	31.3	48039	0.918	21.56	17.80	177.0	14.1
HEB 180	51.2	0.512	180	180	8.5	14.0	15	122.0	152.0	65.3	3831	425.7	7.88	481.5	1383	151.4	4.57	231.0	42.2	93887	1.037	20.25	20.24	240.7	15.9
HEB 200	61.3	0.613	200	200	9.0	15.0	18	134.0	170.0	78.1	5697	569.7	8.54	642.8	2003	200.3	5.07	305.8	59.7	171413	1.151	18.78	24.84	321.3	17.7
HEB 220	71.5	0.715	220	220	9.5	16.0	18	152.0	188.0	91.0	8091	735.8	9.43	827.1	2843	258.5	5.59	393.9	77.0	295814	1.270	17.77	27.93	413.5	19.6
HEB 240	83.2	0.832	240	240	10.0	17.0	21	164.0	206.0	106.0	11260	938.3	10.31	1053.2	3923	326.9	6.08	498.4	103.9	487675	1.384	16.83	33.23	526.6	21.4
HEB 260	93.0	0.930	260	260	10.0	17.5	24	177.0	225.0	118.5	14921	1147.7	11.22	1283.0	5135	395.0	6.58	602.3	126.7	754854	1.499	16.12	37.60	641.5	23.3
HEB 280	103.1	1.031	280	280	10.5	18.0	24	196.0	244.0	131.4	19272	1376.5	12.11	1534.5	6595	471.0	7.08	717.8	146.1	1131686	1.618	15.69	41.10	767.3	25.1
* HEB 300	117.0	1.170	300	300	11.0	19.0	27	208.0	282.0	149.1	25168	1677.8	12.99	1886.8	8563	570.9	7.58	870.1	169.2	1690325	1.732	14.80	47.44	934.4	26.9
* HEB 320	126.7	1.267	320	300	11.5	20.5	27	225.0	279.0	161.4	30826	1926.6	13.82	2149.4	9239	615.9	7.57	939.1	230.5	2071813	1.771	13.98	51.78	1074.7	28.7
* HEB 340	134.2	1.342	340	300	12.0	21.5	27	243.0	297.0	170.9	36859	2156.4	14.85	2408.3	9890	646.0	7.53	985.7	282.8	2457424	1.810	13.49	56.10	1204.1	30.4
* HEB 360	141.8	1.418	360	300	12.5	22.5	27	261.0	315.0	180.6	43196	2399.8	15.46	2883.2	10141	676.1	7.49	1032.5	298.3	2887857	1.849	13.04	60.81	1341.6	32.2
* HEB 400	155.3	1.553	400	300	13.5	24.0	27	298.0	352.0	197.8	57684	2864.2	17.08	3231.9	10819	721.3	7.40	1104.0	361.0	3823864	1.927	12.41	69.99	1616.0	35.7
HEB 450	171.1	1.711	450	300	14.0	26.0	27	344.0	398.0	218.0	79692	3550.6	19.14	3982.6	11721	761.4	7.33	1197.7	448.0	5268037	2.026	11.84	79.67	1991.3	40.1
* HEB 500	187.3	1.873	500	300	14.5	28.0	27	390.0	444.0	238.6	107181	4267.3	21.19	4514.8	12624	841.6	7.27	1291.7	548.1	7031022	2.125	11.34	89.83	2407.4	44.5
* HEB 550	199.4	1.994	550	300	15.0	29.0	27	438.0	492.0	254.1	136698	4970.8	23.20	5590.9	13077	871.7	7.17	1341.2	610.2	8874020	2.224	11.15	100.08	2795.4	48.9
* HEB 600	211.9	2.119	600	300	15.5	30.0	27	486.0	540.0	270.0	171050	5701.7	25.17	6425.4	13530	902.0	7.08	1391.1	677.1	10989947	2.323	10.96	110.82	3212.7	53.2

(\*) - Superdimension bajo demanda

(\*) - Suministrado bajo demanda

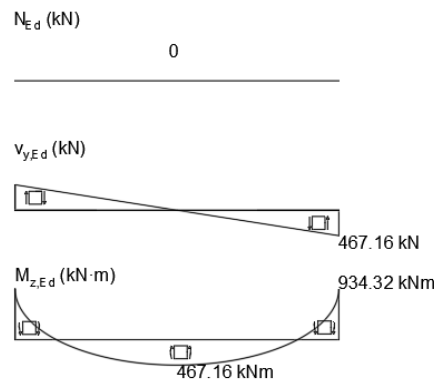
15. Taula: HEB Perfilak.

#### 4.1.1.3.2 Habeen konprobazioa

Aplikaturako kargei, akzio iraunkorretan perfilaren pisu propioa ere gehitu behar zaie. Beraz,

$$q_{deskailera} = 51.76 \frac{kN}{m} + \frac{47.59 kN}{2} \frac{1}{m} + 1.35 \cdot 1.71 \frac{kN}{m} = 77.86 \frac{kN}{m}$$

Diagramak,



20. Irudia: Habeen diagramak.

### A.E.L

- Ebakidura

$$V_{Ed} \leq V_{Pl,Rd} \rightarrow \text{Betetzen da.}$$

- $V_{Ed}(\text{Sekzio maximoan}) = 467.16 \cdot 10^3 N$
- $V_{Pl,Rd} = A_v \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}} = 7968 \cdot \frac{275/1.05}{\sqrt{3}} = 1204.85 \cdot 10^3 N$

$$A_v = A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2r) \cdot t_f = 21800 - 2 \cdot 300 \cdot 26 + (14 + 2 \cdot 27) \cdot 26 = 7968 \text{ mm}$$

Gainera,  $V_{Ed} > 0.5V_{Pl,Rd}$  ez denez betetzen, ebakitzailaren elkarrekintza flexio eta makurdurarekin mespretxatu daiteke.

- *Makurdura konposatua ebakitzaille gabe*

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,Rdy}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,Rdz}} < 1$$

non,

$$N_{Ed} = M_{z,Ed} = 0$$

beraz,

$$M_{y,Ed} \leq M_{pl,Rdy} \rightarrow \text{Betetzen da.}$$

- $M_{y,Ed} = 934.32 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$
- $M_{pl,Rdy} = W_{pl,y} \cdot f_{yd} = 3980 \cdot 10^3 \cdot 275 / 1.05 = 1042.38 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$

- *Alboko gilbordura*

Habeak guztiz arriostratuta suposatzen dira, euren artean dauden habetxo zein gangatilen bitartez.

#### 4.1.2 Zutabeak

Zutabeen ikasketa egiteko, lehenik eta behin euren gainean eragiten duten akzioen balioa kalkulatu beharra dago. Zutabeetako askok akzio berak jasaten dituzte, hau dela eta hauen ikasketa multzoka egitea erabaki da. Multzoak beraz, honako krokisaren bidez sailkatu daitezke.

4	4	4	4	5	4	3	4	4	4	4	4	4	4	1. Polikiroldegiko gunea.
4		1		5		3								2. Polikiroldegiko gunea eta eskailera.
4		1		5		3								3. Harmailetako gunea.
4		1		5		3								4. Kanpoko egituraren portikoetako bakoitza.*
4		1		5		3								5. Kanpoko egituren bi portikoak.
4		1		5		3								*Luzetara kokatutakoak ez dira portikoen zutabe nagusiak.
4		1		5		3								
4		1		5		3								
4		1		5		3								
4		2		5		3								
4		1		5		3								
4		1		5		3								
4	4	4	4	5	4	3	4	4	4	4	4	4	4	

21. Irudia: Zutabeen multzokatzearen eskema eutsiko dutenaren arabera.

Barneko zutabeentzako diseinua, atal honetan gauzatuko da eta kanpoko zutabeenak CYPE softwarearen bitartez egingo da kanpoko egitura kalkulatzenean. Aitzitik, kanpoko egiturari dagozkion zutabeek jasango dituzten akzioak kalkulatzeko, software-an bertan karga banatu baten moduan sartuko dira. 5 motako zutabeak bestetik, egitura nagusiaren bi portikoak batzen dituzten zutabe nagusiak direnez gero atal informatikoarekin gauzatuko dira.

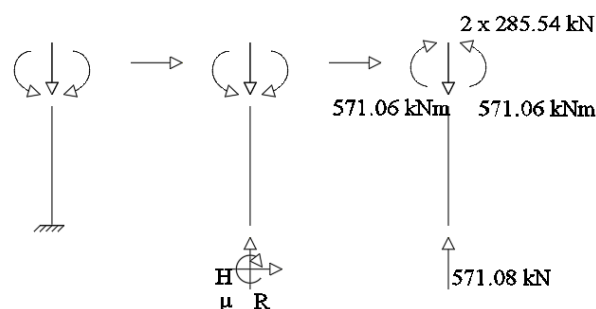
#### 4.1.2.1 1 zutabeak

Zutabeen diagramak eta beraz esfortzu axial, ebakitzaile eta makurtzaile altuenak zeintzuk diren kalkulatzeko diagramak erabiliko dira.

Horretarako, habeetatik zutabera transmitituko diren akzioak karga puntual moduan irudikatuko dira. Aplikatu beharreko akzioak, habeek euskarrietan dituzten akzioak izango dira aurkako sentsuarekin:

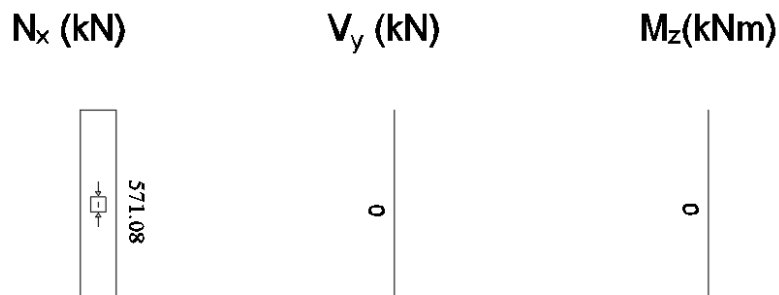
- $V_A = 285.54 \text{ kN} \downarrow$
- $M_A = 571.06 \text{ kNm} \curvearrowright$
- $V_B = 285.54 \text{ kN} \downarrow$
- $M_B = 571.06 \text{ kNm} \curvearrowleft$

Solido askearen kalkulua beraz:



22. Irudia: Zutabearen solido askearen kalkulua.

Diagramak,



23. Irudia: Zutabearen diagramak.

Ikasiko den zutabearen sekzioa beraz landapeneko gunea izango da, bertan agertzen baitira esfortzu kaltegarrienak. Hau dela eta, zutabea konpresio hutsean lan egingo duela ikusi daitekeenez, CTE-k SE-A txostenean araututako erresistentzia minimoaz baliatuz IPE perfila aukeratuko da.

Polikiroldegiko guneak eusten dituzten habeak IPE500 perfilekoak direnez gero, soldadurak era egokian diseinatzeko perfil berdina erabiliko da zutabe minimotzat. Horrela beraz, IPE500-ek aplikaturiko akzioak jasango dituen konprobatu beharra dago.

Konpresioaren aurrean elementu batek portaera egokia izango du baldin eta:

- Erresistentzia:  $N_{Ed} \leq N_{pl,Rd}$
- Gilbordura:  $N_{Ed} \leq N_{b,Rd}$

- Erresistentziaren aurreko frogapena:

$$N_{Ed} \leq N_{pl,Rd}$$

$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yd} = 11600 \cdot \frac{275 \text{ N/mm}^2}{1.05}$$

$$571.08 \cdot 10^3 \text{ kN} \leq 3038.1 \cdot 10^3 \text{ kN} \rightarrow \text{Betetzen da.}$$

- Gilborduraren aurreko frogapena:

$$N_{Ed} \leq N_{b,Rd}$$

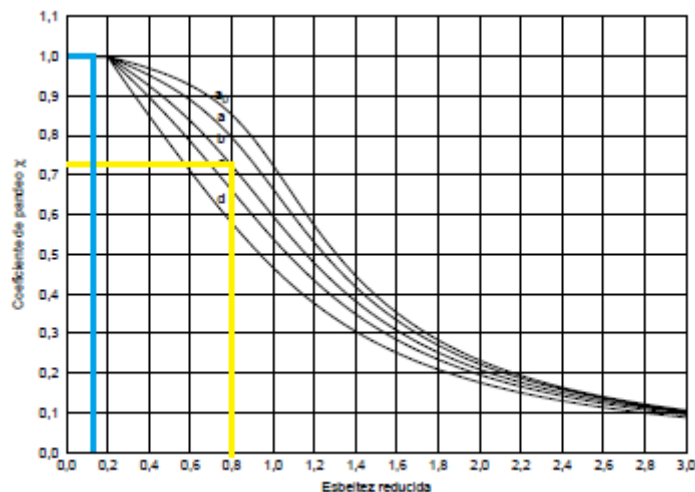
$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_{yd} = 0.72 \cdot 11600 \cdot \frac{275 \text{ N/mm}^2}{1.05}$$

$$791.32 \cdot 10^3 \text{ kN} \leq 2187.43 \cdot 10^3 \text{ kN} \rightarrow \text{Betetzen da.}$$



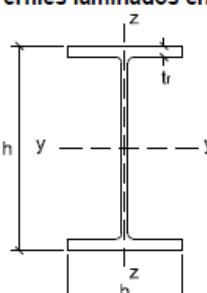
- $\beta_{xz} = 0.86 \rightarrow L_{k,xz} = 2580\text{mm} \rightarrow \lambda_y = \frac{2580\text{mm}}{204} 0.0115 = 0.15 \rightarrow \chi_y = 1$
- $\beta_{xy} = 1 \rightarrow L_{k,xy} = 3000\text{mm} \rightarrow \lambda_z = \frac{3000\text{mm}}{43.1} 0.0115 = 0.8 \rightarrow \chi_z = 0.72$

Gilbordura koefizientea lortzeko, CTE-DB-SE-A arauan datorren gilbordura kurba erabiliko da:



1. Grafikoa: Gilbordura kurba, XY horiz eta XZ urdinez. (Iturria: CTE)

Batetik, zein kurba erabili jakiteko, sekzioaren mota jakin behar da:

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

16. Taula: Zeharkako sekzioaren arabeko gilbordura kurba. (Iturria: CTE)

Bestetik, gilbordura koefizientearen balioa lortzeko lerdentasun murriztua jakin behar da:

$$\lambda = \frac{L_k}{i} \cdot 0.0115 \leq 2$$

Lerentasun murriztua bere aldetik, gilbordura luzeraren balioaren menpekkoa da. Kasu honetan, translazio gabeko portiko modura kontsideratuko da. Zeren eta, portiko mota hauetan, deformazioek eragindako kargen translazioak kargen gain eragin txikia dutenez gero, kalkulua gauzatzerakoan deformatu gabeko egitura erabiltzea ahalbideratzen da.

- 1 La longitud de pandeo  $L_k$  de un tramo de pilar de longitud  $L$  unido rígidamente a las demás piezas de un pórtico intraslacional o de un pórtico traslacional en cuyo análisis se haya empleado un método de segundo orden que no considere las imperfecciones de los propios pilares, o el método de mayoración de acciones horizontales descrito en 5.3.1, puede obtenerse del cociente:

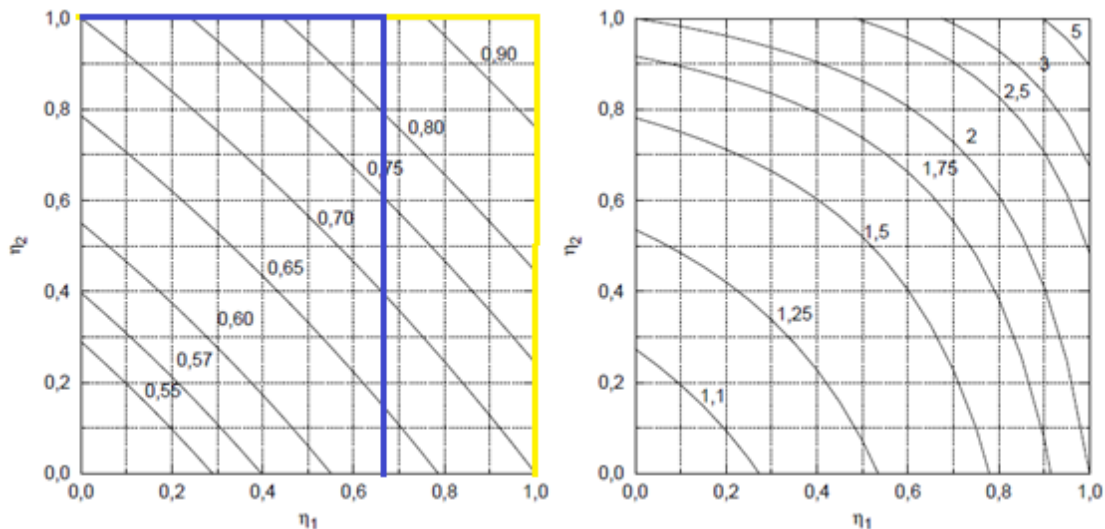
$$\beta = \frac{L_k}{L} = \frac{1 + 0,145 \cdot (\eta_1 + \eta_2) - 0,265 \cdot \eta_1 \eta_2}{2 - 0,364 \cdot (\eta_1 + \eta_2) - 0,247 \cdot \eta_1 \eta_2} \leq 1 \quad (6.24)$$

- 2 La longitud de pandeo de un tramo de pilar unido rígidamente a las demás piezas de un pórtico traslacional en cuyo análisis no se hayan contemplado los efectos de segundo orden puede obtenerse del cociente:

$$\beta = \frac{L_k}{L} = \sqrt{\frac{1 - 0,2 \cdot (\eta_1 + \eta_2) - 0,12 \cdot \eta_1 \eta_2}{1 - 0,8 \cdot (\eta_1 + \eta_2) + 0,6 \cdot \eta_1 \eta_2}} \geq 1 \quad (6.25)$$

Iturria: CTE.

Gilborduraren eta barraren luzeren arteko erlazio koefizienteak hurrengo taulatik lortzen da:



2. Grafikoa: Gilborduraren eta barraren luzeren arteko erlazio koefizienteak. (Iturria: CTE)

Distribuzio koefizienteak bere aldetik:

$$\eta_{1,xz} = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}} = \frac{33740 \cdot 10^6}{33740 \cdot 10^6 + 8435 \cdot 10^6 + 8435 \cdot 10^6}$$

$$\eta_{1,xz} = 0.67$$

Portikoak euren artean lotzen dituen habetxoek kalkulua egin ez denez gero,  $\eta_{1,xy}$  balioa unitatea kontsideratuko da, hau da, XY planoan inongo arriostamendurik ez duela suposatuko da.

$$\eta_{1,xy} = 1$$

$$\eta_2 = \frac{K_c + K_2}{K_c + K_2 + K_{21} + K_{22}} = 1$$

Si los tramos sucesivos tienen diferente relación  $N/N_{\text{cri}}$ , la aproximación de  $\beta$  obtenida, y por tanto la de la misma  $N_{\text{cri}}$ , están del lado de la seguridad.

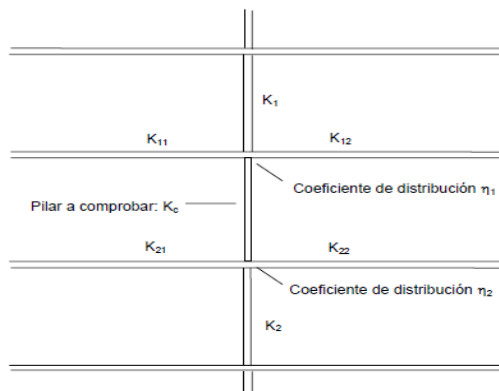


Figura 6.5 Coeficientes de distribución

Iturria: CTE

Zurruntasun koefizienteak bestetik:

Condiciones de coacción al giro en la viga en el extremo contrario al considerado.	Coeficiente de rigidez eficaz K de la viga	
	sin compresión relevante	con compresión <sup>(1)</sup>
empotrado	1,0 EI/L	1,0 EI/L (1-0,4 N/N <sub>cri</sub> )
articulado	0,75 EI/L	0,75 EI/L (1 - 1,0 N/N <sub>cri</sub> )
giro igual y de igual signo	1,5 EI/L	1,5 EI/L (1-0,2 N/N <sub>cri</sub> )
giro igual y de signo opuesto	0,5 EI/L	0,5 EI/L (1-1,0 N/N <sub>cri</sub> )
giro $\theta_a$ en el nudo considerado y giro $\theta_b$ en el otro	$(1 + 0,5 \theta_b / \theta_a) EI/L$	-

<sup>(1)</sup> N<sub>cri</sub> se refiere al valor crítico a compresión de la viga considerada. El caso general (-) no está contemplado

17. Taula: Zurruntasun koefizienteak. (Iturria: CTE)

XZ		E (N/mm)	I (mm <sup>4</sup> )	L (mm)	
K <sub>c</sub>	1	210000	482 · 10 <sup>6</sup>	3000	33740 · 10 <sup>6</sup> Nmm <sup>2</sup>
K <sub>11</sub> = K <sub>12</sub>	1	210000	482 · 10 <sup>6</sup>	12000	8435 · 10 <sup>6</sup> Nmm <sup>2</sup>

18. Taula: Zurruntasun koefizienteen kalkulua XZ.

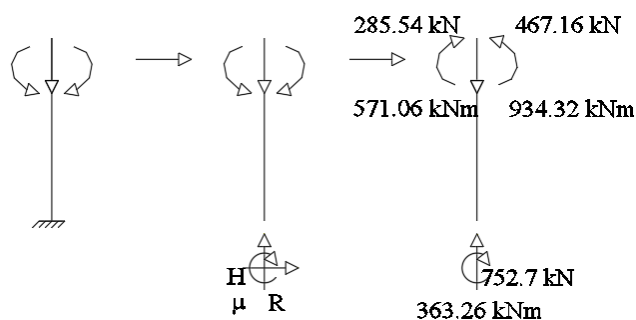
#### 4.1.2.2 2 zutabea

Zutabeen diagramak eta beraz esfortzu axial, ebakitzaile eta makurtzaile altuenak zeintzuk diren kalkulatzeko diagramak erabiliko dira.

Horretarako, habeetatik zutabera transmitituko diren akzioak karga puntual moduan irudikatuko dira. Aplikatu beharreko akzioak, habeek euskarrietan dituzten akzioak izango dira aurkako sentsuarekin:

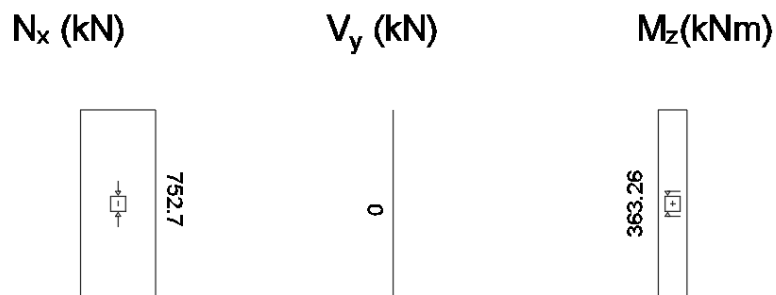
- $V_A = 285.54 \text{ kN} \downarrow$
- $M_A = 571.06 \text{ kNm} \curvearrowright$
- $V_D = 467.16 \text{ kN} \downarrow$
- $M_D = 934.32 \text{ kNm} \curvearrowright$

Beste alde batetik, eskailera eusten duen habea jasan behar duen zutabea kalkulatu beharra dago. Beraz, jasan beharko dituen akzioak:



24. Irudia: Zutabearen solido askearen kalkulua.

Diagramak,



25. Irudia: Zutabearen diagramak.

Eskailera eusten duen habea HEB450 perfilekoa denez gero, soldadurak era egokian diseinatzeko perfil berdina erabiliko da zutabe minimotzat. Horrela beraz, HEB450-ek aplikaturiko akzioak jasango dituen konprobatu beharra dago.

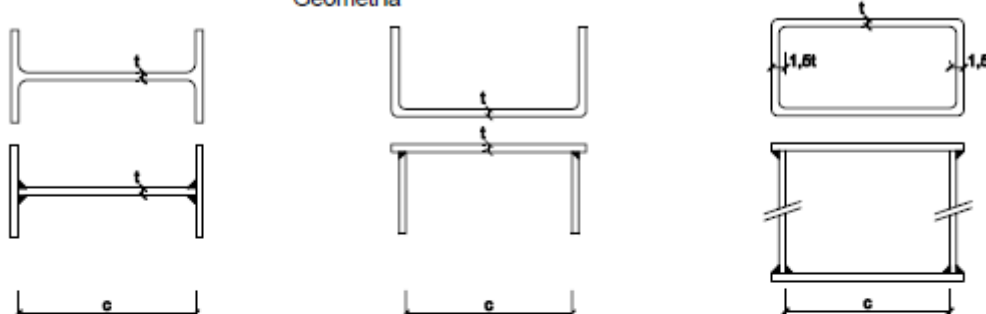
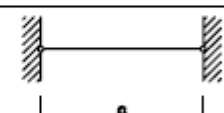
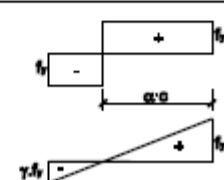
- *Erresistentziaren aurreko frogapena:*

Arauek honakoak exijitzen ditu makurdura konposatuaren kasuetan:

$$\begin{aligned}
 \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,Rdy}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,Rdz}} &\leq 1 && \text{Para secciones de clase 1 y 2} \\
 \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{el,Rdy}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{el,Rdz}} &\leq 1 && \text{Para secciones de clase 3} \\
 \frac{N_{Ed}}{N_{u,Rd}} + \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} \cdot e_{Ny}}{M_{0,Rdy}} + \frac{M_{z,Ed} + N_{SEd} \cdot e_{Nz}}{M_{0,Rdz}} &\leq 1 && \text{Para secciones de clase 4}
 \end{aligned}
 \tag{6.11}$$

Iturria: CTE.

Lehenik eta behin beraz, zutabearen sekzioaren klasea zehaztu beharra dago:

Geometría				
				
Solicitación	Elemento plano	Límite de esbeltez: c/t máximo		
Compresión + Tracción -		Clase 1	Clase 2	Clase 3
Flexocompresión $\psi \geq -1$		$\frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$  $\alpha \geq 0,5$	$\frac{456\varepsilon}{13\alpha - 1}$  $\alpha \geq 0,5$	$\frac{42\varepsilon}{0,67 + 0,33\psi}$

19. Taula: Guztiz edo partzialki konprimatutako eta bi ertzetan eutsitako elementu lauertzako lerdentasun mugak (Iturria: CTE, moldatua).

Kasu honetan beraz:

$$c = 450\text{mm} \text{ eta } t = 14 \rightarrow \frac{c}{t} = 32.14$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92 \text{ eta } \alpha = 1$$

$$\frac{396 \cdot \varepsilon}{13 \cdot \alpha - 1} = 30.36 \rightarrow \text{Ez da 1 klasekoa.}$$

$$\frac{456 \cdot \varepsilon}{13 \cdot \alpha - 1} = 34.96 \rightarrow 2 \text{ klasekoa da.}$$

Beraz, 2 klaseko sekzioa izango du zutabeak:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,Rdy}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,Rdz}} \leq 1$$

non,

- $N_{Ed} = 752.7 \text{ kN}$
- $N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yd} = 21800 \cdot \frac{275}{1.05} = 5709.52 \text{ kN}$
- $M_{y,Ed} = 363.26 \text{ kNm}$
- $M_{pl,Rdy} = W_{pl,y} \cdot f_{yd} = 3980 \cdot 10^3 \cdot \frac{275}{1.05} = 1042.38 \text{ kN}$
- $M_{z,Ed} = 0$

$$\frac{752.7}{5709.52} + \frac{363.26}{1042.38} = 0.48 \leq 1 \rightarrow \text{Betetzen da.}$$

Egonkortasunaren aldetik araudiak honako baldintzak bete behar direla ezartzen du:

Para toda pieza:

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

Además, sólo en piezas no susceptibles de pandeo por torsión

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

Además, sólo en piezas susceptibles de pandeo por torsión

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

Iturria: CTE

Kasu honetan, bihurturarenatik alboko gilborda ere agertu daitekeenez lehenengo eta hirugarren ekuazioak izango dira kontuan.

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

$$\frac{752700}{1 \cdot 21800 \cdot \frac{275}{1.05}} + 0.99 \cdot \frac{1 \cdot 363.26 \cdot 10^6 + 0 \cdot 799440}{0.925 \cdot 3980 \cdot 10^3 \cdot \frac{275}{1.05}} \leq 1$$

$0.50 \leq 1 \rightarrow$  Betetzen da.

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

$$\frac{752700}{0.932 \cdot 21800 \cdot \frac{275}{1.05}} + 0.99 \cdot \frac{363.26 \cdot 10^6 + 0 \cdot 799440}{0.925 \cdot 3980 \cdot 10^3 \cdot \frac{275}{1.05}} \leq 1$$

$0.51 \leq 1 \rightarrow$  Betetzen da.

- $N_{Ed} = 752.7 \text{ kN}$
- $M_{y,Ed} = 363.26 \text{ kNm}$
- $M_{z,Ed} = 0$
- 

- CTE-k klasearen arabera zenbait balio ezartzen ditu:

Clase	A*	W <sub>y</sub>	W <sub>z</sub>	α <sub>y</sub>	α <sub>z</sub>	e <sub>N,y</sub>	e <sub>N,z</sub>
1	A	W <sub>pl,y</sub>	W <sub>pl,z</sub>	0,6	0,6	0	0
2	A	W <sub>pl,y</sub>	W <sub>pl,z</sub>	0,6	0,6	0	0
3	A	W <sub>el,y</sub>	W <sub>el,z</sub>	0,8	1	0	0
4	A <sub>eff</sub>	W <sub>eff,y</sub>	W <sub>eff,z</sub>	0,8	1	Según pieza y tensiones	Según pieza y tensiones

20. Taula: Konprobaketa balioak piezaren klase kaltegarrienaren arabera.

- Gilbordura koefizienteak kalkulatzeko:

- Lehenik eta behin distribuzio koefizienteak ezagutu behar dira.

XZ		E (N/mm)	I (mm <sup>4</sup> )	L (mm)	
K <sub>c</sub>	1	210000	799 · 10 <sup>6</sup>	3000	55930 · 10 <sup>6</sup> Nmm <sup>2</sup>
K <sub>I1</sub>	1	210000	482 · 10 <sup>6</sup>	12000	8435 · 10 <sup>6</sup> Nmm <sup>2</sup>
K <sub>I2</sub>	1	210000	799 · 10 <sup>6</sup>	12000	13983 · 10 <sup>6</sup> Nmm <sup>2</sup>

21. Taula: Zurruntasun koefizienteen kalkulua XZ.

$$\eta_{1,xz} = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}} = \frac{55930 \cdot 10^6}{55930 \cdot 10^6 + 8435 \cdot 10^6 + 13983 \cdot 10^6}$$

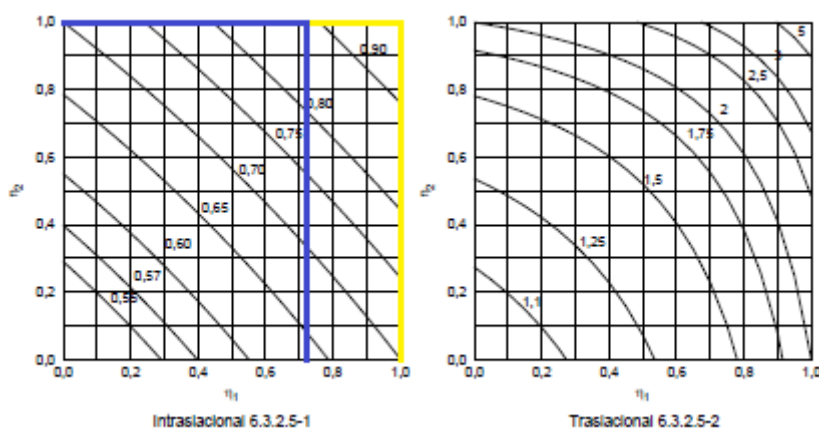
$$\eta_{1,xz} = 0.71$$

Portikoak euren artean lotzen dituen habetxoek kalkulua egin ez denez gero,  $\eta_{1,xy}$  balioa unitatea kontsideratuko da, hau da, XY planoan inongo arriostamendurik ez duela suposatuko da.

$$\eta_{1,xy} = 1$$

non,

$$\eta_2 = 1$$



3. Grafikoa: Gilborduraren eta barraren luzeren arteko erlazio koefizienteak. (Iturria: CTE)

- Gilbordura eta barraren luzeraren arteko erlazio koefizientek:

$$\beta_{xz} = 0.89$$

$$\beta_{xy} = 1$$

- Gilbordura luzerak:

$$L_{k,xz} = L \cdot \beta_{xz} = 2670 \text{ mm}$$

$$L_{k,xy} = L \cdot \beta_{xy} = 3000 \text{ mm}$$

- Lerdentasun murriztua:

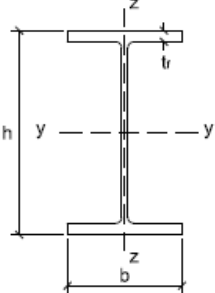


$$\lambda_y = \frac{2670\text{mm}}{191\text{mm}} 0.0115 = 0.16 \leq 2$$

$$\lambda_z = \frac{3000\text{mm}}{73.3\text{mm}} 0.0115 = 0.47 \leq 2$$

- Gilbordura koefizientea beraz:

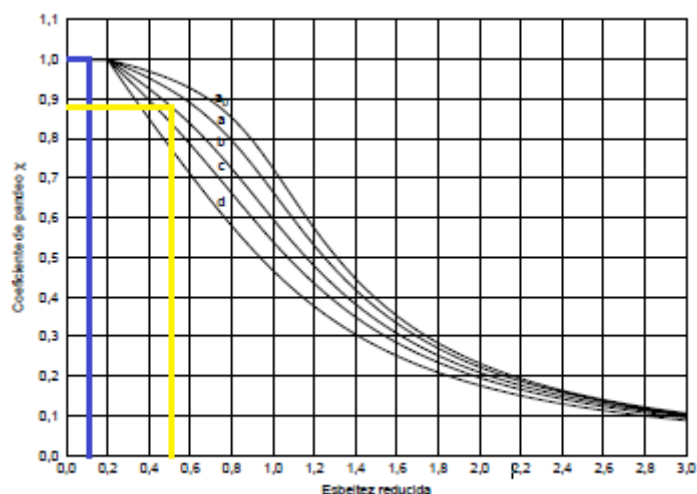
Perfil mota lortzeko:

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

22. Taula: Zeharkako sekzioaren arabeko gilbordura kurba. (Iturria: CTE)

$$h/b = 450/300 = 1.5$$

$$t = 14\text{mm}$$



4. Grafikoa: Gilbordura kurba, XY horiz eta XZ urdinez. (Iturria: CTE)

$$\chi_y = 1$$

$$\chi_z = 0.932$$

- $C_{m,y}$  eta  $c_{m,z}$  kalkulatzeko:

Tabla 6.10 Coeficientes del momento equivalente

Factor de momento flector	Eje de flexión	Puntos arriostrados en dirección
$C_{m,y}$	y-y	z-z
$C_{m,z}$	z-z	y-y
$C_{m,LT}$	y-y	y-y

Diagrama de Flectores

Factor de momento uniforme equivalente

$$C_{m,i} = C_{m,j} \quad (i=y)$$

$$C_{m,i} = C_{m,j} \quad (i=z)$$

$$C_{m,LT} = C_{m,i} \quad (i=LT)$$

Momentos de extremo

$$-1 \leq \psi \leq 1$$

$$c_{m,i} = 0,6 + 0,4 \cdot \psi \geq 0,4$$

Momento debido a cargas laterales coplanarias

$$c_{m,i} = 0,9$$

$$c_{m,i} = 0,95$$

Momentos debidos a cargas laterales y momentos de extremos

$$c_{m,i} = 0,1 - 0,8 \cdot \alpha \geq 0,4 \quad \text{si } -1 \leq \alpha \leq 0$$

$$c_{m,i} = 0,2 + 0,8 \cdot \alpha \geq 0,4 \quad \text{si } 0 \leq \alpha \leq 1$$

$$c_{m,i} = 0,95 + 0,05 \cdot \alpha_n \quad \text{con } -1 \leq \alpha_n \leq 1$$

23. Taula: Momentu baliokideen koefizienteak. (Iturria: CTE)

Beraz,

$$c_{m,i} = 0.6 + 0.4 \cdot \psi \geq 0.4$$

$$c_{m,i} = 0.6 + 0.4 \cdot 1 = 1 \geq 0.4$$

non momentuen diagramaren muturretako balioak berdinak direnez,

$$\psi = 1$$

- $k_y$  eta  $k_{y,LT}$  kalkulatzeko:

Arauren arabera, honako eran lortzen dira balioak:

Tabla 6.9 Coeficientes de interacción según peor clase de sección en la pieza				
Clase	Tipo de sección	$k_y$	$k_z$	$k_{y,LT}$
1 y 2	I, H, abiertas	$1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{C,Rd}}$	$1 + (2 \cdot \bar{\lambda}_z - 0,8) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{C,Rd}}$	el menor de $1 - \frac{0,1 \cdot \bar{\lambda}_z}{(c_{m,LT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{C,Rd}}$
	Hueca delgada		$1 + (\bar{\lambda}_z - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{C,Rd}}$	$0,6 + \bar{\lambda}_z$
3 y 4	Todas	$1 + 0,6 \cdot \bar{\lambda}_y \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{C,Rd}}$	$1 + 0,6 \cdot \bar{\lambda}_z \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{C,Rd}}$	$1 - \frac{0,05 \cdot \bar{\lambda}_z}{(c_{m,LT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{C,Rd}}$
siendo				
$\bar{\lambda}_y$ y $\bar{\lambda}_z$ valores de las esbelteces reducidas para los ejes y – y z – z, no mayores que 1,00.				
$N_{C,Rd} = A^* \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$				

24. Taula: Interakzio koefizienteak, piezaren klase txarrenaren arabera.(Iturria: CTE)

Beraz,

$$- \quad k_y = 1 + (\lambda_y - 0.2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{C,Rd}} = 1 + (0.16 - 0.2) \cdot \frac{799440}{1.5.7110^6} = 0.99$$

$$- \quad k_{LT} = \min \left\{ 1 - \frac{0.1 \cdot \lambda_z}{(c_{m,LT} - 0.25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{C,Rd}}, 0.6 + \lambda_z \right\} = \min \left\{ 1 - \frac{0.1 \cdot 0.47}{(1 - 0.25)} \frac{799440}{0.93 \cdot 5.71 \cdot 10^6}, 0.6 + 0.47 \right\} = 0.99$$

$$N_{C,Rd} = A^* \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 21800 \cdot \frac{275}{1.05} = 5.71 \cdot 10^6 N$$

- $\chi_{LT}$

Alboko gilbordura aurreko murrizpen koefizientea lortzeko, alboko gilborduraren aurreko lerdentasun erlatibo lortu beharra dago:

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{3980 \cdot 10^3 \cdot 275}{6.39 \cdot 10^9}} = 0.41$$

$$\chi_{LT} = 0.925 \text{ (Kurbarik txarrena hartu da, b.)}$$

$$M_{CR} = \sqrt{M_{LTv}^2 + M_{LTW}^2} = \sqrt{(3.3 \cdot 10^9)^2 + (5.48 \cdot 10^9)^2} = 6.39 \cdot 10^9 \text{ Nmm}$$

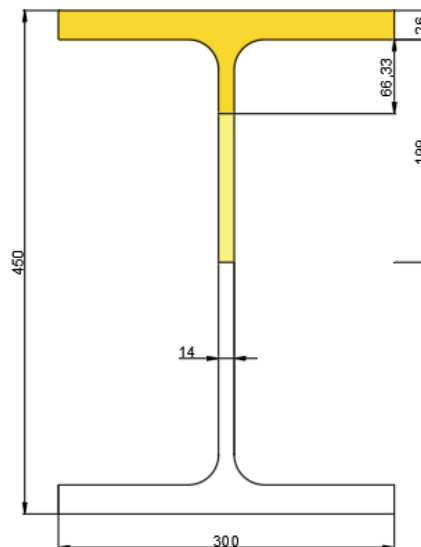
$$- M_{LTv} = C_1 \cdot \frac{\pi}{L_c} \cdot \sqrt{G \cdot I_T \cdot E \cdot I_z} = 1 \cdot \frac{\pi}{3000} \cdot \sqrt{81000 \cdot 500 \cdot 10^4 \cdot 210000 \cdot 117 \cdot 10^6}$$

$$M_{LTv} = 3.3 \cdot 10^9 \text{ Nmm}$$

$$- M_{LTW} = W_{el,y} \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{L_c^2} \cdot C_1 \cdot i_{f,z}^2 = 3550 \cdot 10^3 \cdot \frac{\pi^2 \cdot 210000}{3000^2} \cdot 1 \cdot 81.88^2$$

$$M_{LTW} = 5.48 \cdot 10^9 \text{ Nmm}$$

Bere aldetik,  $i_{f,z}$  aldagaia ezagutu behar da:



26. Irudia: HEB450 perfilaren banaketa, konprimatutako gunea horiz.

$$i_{f,z} = \sqrt{\frac{I_{fz}}{A_f}} = \sqrt{\frac{\frac{1}{12} \cdot 66.33 \cdot 14^3 + \frac{1}{12} \cdot 26 \cdot 300^3}{66.33 \cdot 14 + 26 \cdot 300}} = 81.88 \text{ mm}$$

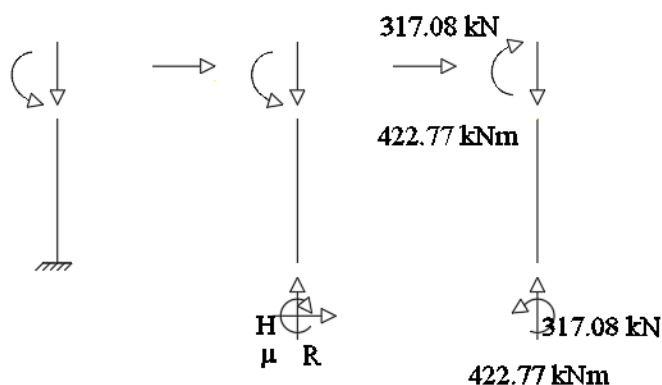
#### 4.1.2.3 3 zutabeak

Zutabeen diagramak eta beraz esfortzu axial, ebakitzaille eta makurtzaile altuenak zeintzuk diren kalkulatzeko diagramak erabiliko dira.

Horretarako, habeetatik zutabera transmitituko diren akzioak karga puntual moduan irudikatuko dira. Aplikatu beharreko akzioak, habeek euskarrietan dituzten akzioak izango dira aurkako sentsuarekin:

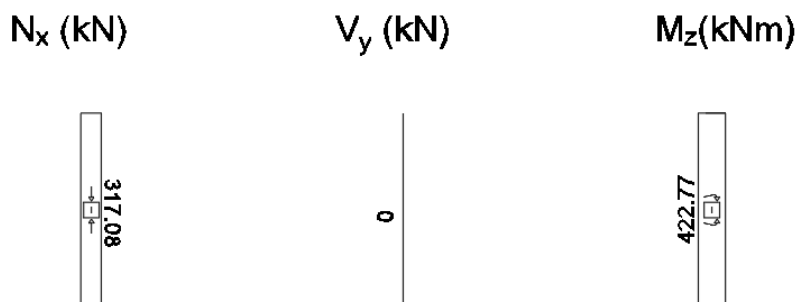
- $V_A = 317.08 \text{ kN} \downarrow$
- $M_A = 422.77 \text{ kNm} \curvearrowright$

Beste alde batetik, eskailera eusten duen habea jasan behar duen zutabea kalkulatu beharra dago. Beraz, jasan beharko dituen akzioak:



27. Irudia: Zutabearen solido askearen kalkulua.

Diagramak,



28. Irudia: Zutabearen diagramak.

Harmailen gunea eusten dituzten habeak IPE450 perfilekoak direnez gero, soldadurak era egokian diseinatzeko perfil berdina erabiliko da zutabe minimotzat. Horrela beraz, IPE450-ek aplikaturiko akzioak jasango dituen konprobatu beharra dago.

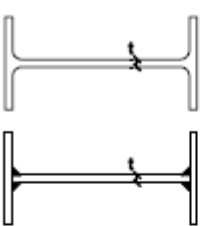
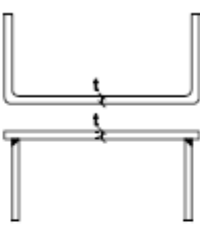
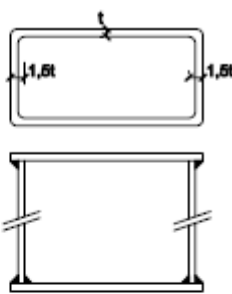
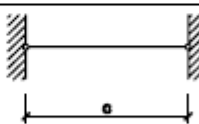
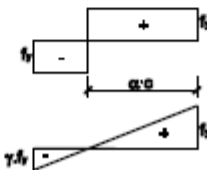
- *Erresistentziaren aurreko frogapena:*

Arauk honakoak exijitzen ditu makurdura konposatuaren kasuetan:

$$\begin{aligned}
 \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,Rdy}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,Rdz}} &\leq 1 && \text{Para secciones de clase 1 y 2} \\
 \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{el,Rdy}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{el,Rdz}} &\leq 1 && \text{Para secciones de clase 3} \\
 \frac{N_{Ed}}{N_{u,Rd}} + \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} \cdot e_{Ny}}{M_{0,Rdy}} + \frac{M_{z,Ed} + N_{SEd} \cdot e_{Ny}}{M_{0,Rdz}} &\leq 1 && \text{Para secciones de clase 4}
 \end{aligned} \tag{6.11}$$

Iturria: CTE.

Lehenik eta behin beraz, zutabearen sekzioaren klasea zehaztu beharra dago:

Geometría				
				
Solicitación	Elemento plano	Límite de esbeltez: c/t máximo		
Compresión + Tracción -		Clase 1	Clase 2	Clase 3
Flexocompresión $\psi \geq -1$		$\frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$ $\alpha \geq 0,5$	$\frac{456\varepsilon}{13\alpha - 1}$ $\alpha \geq 0,5$	$\frac{42\varepsilon}{0,67 + 0,33\psi}$

25. Taula: Guztiz edo partzialki konprimatutako eta bi ertzetan eutsitako elementu lauertzako lerdentasun mugak (Iturria: CTE, moldatua).

Kasu honetan beraz:

$$c = 450\text{mm} \text{ eta } t = 9.4 \rightarrow \frac{c}{t} = 47.87$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92 \text{ eta } \alpha = 1$$

$$\frac{396 \cdot \varepsilon}{13 \cdot \alpha - 1} = 30.36 \rightarrow Ez da 1 klasekoa.$$

$$\frac{456 \cdot \varepsilon}{13 \cdot \alpha - 1} = 34.96 \rightarrow Ez da 2 klasekoa.$$

Beraz, 3 klaseko sekzioa izango du zutabeak:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{el,Rdy}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{el,Rdz}} \leq 1$$

non,

- $N_{Ed} = 317.08 \text{ kN}$
- $N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yd} = 9880 \cdot \frac{275}{1.05} = 2587.6 \text{ kN}$
- $M_{y,Ed} = 422.77 \text{ kNm}$
- $M_{el,Rdy} = W_{el,y} \cdot f_{yd} = 1500 \cdot 10^3 \cdot \frac{275}{1.05} = 392.86 \text{ kNm}$
- $M_{z,Ed} = 0$

$$\frac{317.08}{2587.6} + \frac{422.77}{392.86} = 1.2 \leq 1 \rightarrow Ez da betetzen, IPE500.$$

Lehenik eta behin beraz, zutabearen sekzioaren klasea zehaztu beharra dago. Kasu honetan beraz:

$$c = 500\text{mm eta } t = 10.2 \rightarrow \frac{c}{t} = 49.02$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92 \text{ eta } \alpha = 1$$

$$\frac{396 \cdot \varepsilon}{13 \cdot \alpha - 1} = 30.36 \rightarrow Ez da 1 klasekoa.$$

$$\frac{456 \cdot \varepsilon}{13 \cdot \alpha - 1} = 34.96 \rightarrow Ez da 2 klasekoa.$$

Beraz, 3 klaseko sekzioa izango du zutabeak:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{el,Rdy}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{el,Rdz}} \leq 1$$

non,

- $N_{Ed} = 317.08 \text{ kN}$
- $N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yd} = 11600 \cdot \frac{275}{1.05} = 3038.1 \text{ kN}$
- $M_{y,Ed} = 422.77 \text{ kNm}$
- $M_{el,Rdy} = W_{el,y} \cdot f_{yd} = 1930 \cdot 10^3 \cdot \frac{275}{1.05} = 505.48 \text{ kNm}$
- $M_{z,Ed} = 0$

$$\frac{317.08}{3038.1} + \frac{422.77}{505.48} = 0.94 \leq 1 \rightarrow \text{Betetzen da.}$$

Egonkortasunaren aldetik araudiak honako baldintzak bete behar direla ezartzen du:

Para toda pieza:

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

Además, sólo en piezas no susceptibles de pandeo por torsión

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

Además, sólo en piezas susceptibles de pandeo por torsión

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

Iturria: CTE

Kasu honetan, bihurturarenatik alboko gilborda ere agertu daitekeenez lehenengo eta hirugarren ekuazioak izango dira kontuan.

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



$$\frac{317080}{1 \cdot 11600 \cdot \frac{275}{1.05}} + 1 \cdot \frac{1 \cdot 422.77 \cdot 10^6 + 0 \cdot 317080}{0.798 \cdot 1930 \cdot 10^3 \cdot \frac{275}{1.05}} \leq 1$$

$1.15 \leq 1 \rightarrow$  Ez da betetzen, IPE550.

- $N_{Ed} = 317.08 kN$
- $M_{y,Ed} = 422.77 kNm$
- $M_{z,Ed} = 0$

- CTE-k klasearen arabera zenbait balio ezartzen ditu:

Clase	A*	$W_y$	$W_z$	$\alpha_y$	$\alpha_z$	$e_{N,y}$	$e_{N,z}$
1	A	$W_{pl,y}$	$W_{pl,z}$	0,6	0,6	0	0
2	A	$W_{pl,y}$	$W_{pl,z}$	0,6	0,6	0	0
3	A	$W_{el,y}$	$W_{el,z}$	0,8	1	0	0
4	$A_{eff}$	$W_{eff,y}$	$W_{eff,z}$	0,8	1	Según pieza y tensiones	Según pieza y tensiones

26. Taula: Konprobaketa balioak piezaren klase kaltegarrienaren arabera.

- Gilbordura koefizienteak kalkulatzeko:
- Lehenik eta behin distribuzio koefizienteak ezagutu behar dira.

XZ		E (N/mm)	I (mm <sup>4</sup> )	L (mm)	
$K_c$	1	210000	$482 \cdot 10^6$	3000	$33740 \cdot 10^6 \text{ Nmm}^2$
$K_{11}$	1	210000	$337 \cdot 10^6$	12000	$5898 \cdot 10^6 \text{ Nmm}^2$

27. Taula: : Zurruntasun koefizienteen kalkulua XZ.

$$\eta_{1,xz} = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}} = \frac{33740 \cdot 10^6}{33740 \cdot 10^6 + 5898 \cdot 10^6}$$

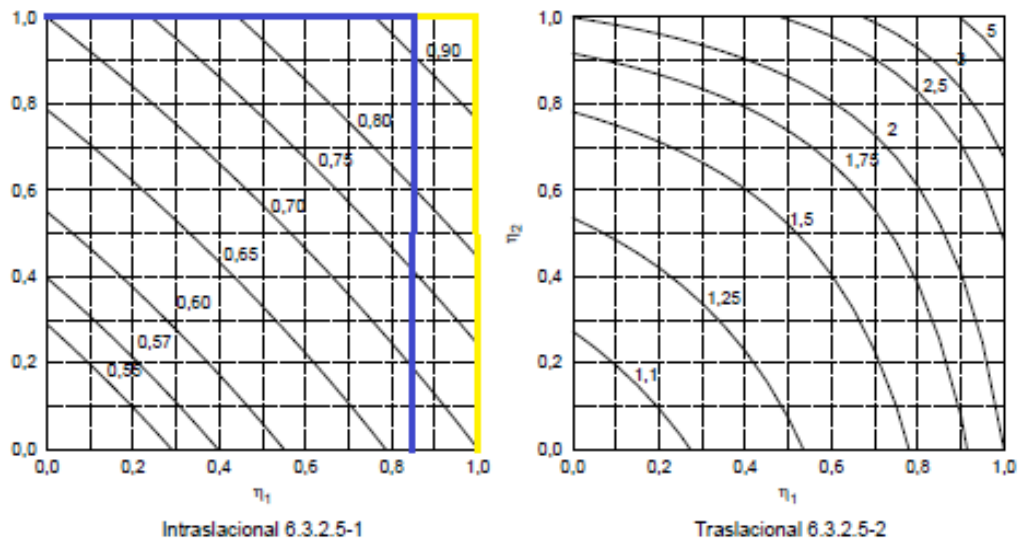
$$\eta_{1,xz} = 0.85$$

Portikoak euren artean lotzen dituen habetxoaren kalkulua egin ez denez gero,  $\eta_{1,xy}$  balioa unitatea kontsideratuko da, hau da, XY planoan inongo arriostamendurik ez duela suposatuko da.

$$\eta_{1,xy} = 1$$

non,

$$\eta_2 = 1$$



5. Grafikoa: Gilborduraren eta barraren luzeren arteko erlazio koefizienteak. (Iturria: CTE)

- Gilbordura eta barraren luzeraren arteko erlazio koefizientek:

$$\beta_{xz} = 0.93$$

$$\beta_{xy} = 1$$

- Gilbordura luzerak:

$$L_{k,xz} = L \cdot \beta_{xz} = 2790mm$$

$$L_{k,xy} = L \cdot \beta_{xy} = 3000mm$$

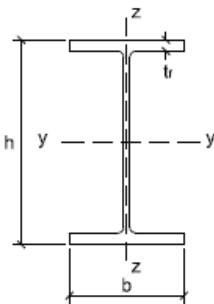
- Lerdentasun murriztua:

$$\lambda_y = \frac{2790mm}{204mm} 0.0115 = 0.16 \leq 2$$

$$\lambda_y = \frac{3000mm}{43.1mm} 0.0115 = 0.8 \leq 2$$

- Gilbordura koefizientea beraz:

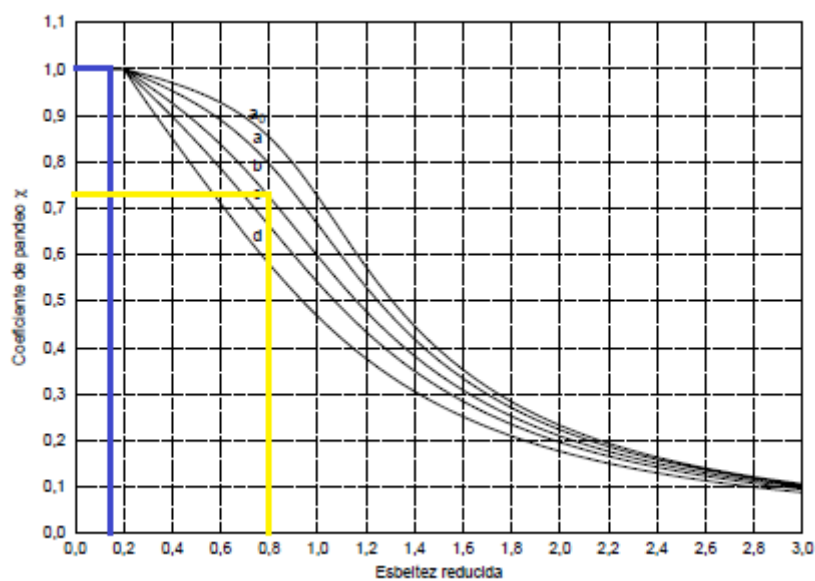
Perfil mota lortzeko:

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

28. Taula: Zeharkako sekzioaren arabeko gilbordura kurba. (Iturria: CTE)

$$\frac{h}{b} = \frac{500}{200} = 2.5$$

$$t = 16\text{mm}$$


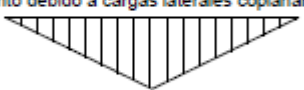

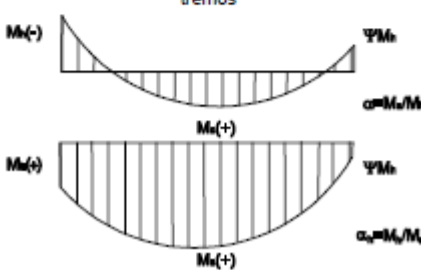


6. Grafikoa: Gilbordura kurba, XY horiz eta XZ urdinez. (Iturria: CTE)

$$\chi_y = 1$$

$$\chi_z = 0.72$$

- $C_{m,y}$  eta  $c_{m,z}$  kalkulatzeko:

Tabla 6.10 Coeficientes del momento equivalente		
Factor de momento flector	Eje de flexión	Puntos arriostrados en dirección
$C_{m,y}$	y-y	z-z
$C_{m,z}$	z-z	y-y
$C_{m,LT}$	y-y	y-y
Diagrama de Flectores		Factor de momento uniforme equivalente
		$C_{m,i} = C_{m,j} \quad (i=y)$
		$C_{m,i} = C_{m,j} \quad (i=z)$
		$C_{m,LT} = C_{m,i} \quad (i=LT)$
<p>Momentos de extremo <math>-1 \leq \psi \leq 1</math></p>  <p><math>c_{m,j} = 0,6 + 0,4 \cdot \psi \geq 0,4</math></p>		
<p>Momento debido a cargas laterales coplanarias</p>  <p><math>c_{m,j} = 0,9</math></p>  <p><math>c_{m,j} = 0,95</math></p>		
<p>Momentos debidos a cargas laterales y momentos de extremos</p>  <p><math>c_{m,i} = 0,1 - 0,8 \cdot \alpha \geq 0,4 \quad \text{si } -1 \leq \alpha \leq 0</math></p> <p><math>c_{m,i} = 0,2 + 0,8 \cdot \alpha \geq 0,4 \quad \text{si } 0 \leq \alpha \leq 1</math></p> <p><math>c_{m,i} = 0,95 + 0,05 \cdot \alpha_h \quad \text{con } -1 \leq \alpha_h \leq 1</math></p>		

29. Taula: Momentu baliokideen koefizienteak. (Iturria: CTE)

Beraz,

$$c_{m,i} = 0.6 + 0.4 \cdot \psi \geq 0.4$$

$$c_{m,i} = 0.6 + 0.4 \cdot 1 = 1 \geq 0.4$$

non momentuen diagramaren muturretako balioak berdinak direnez,

$$\psi = 1$$

- $k_y$  eta  $k_{y,LT}$  kalkulatzeko:

Arauren arabera, honako eran lortzen dira balioak:

Cla- se	Tipo de sec- ción	$k_y$	$k_z$	$k_{y,LT}$
1 y 2	I, H, abier- tas	$1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{C,Rd}}$	$1 + (2 \cdot \bar{\lambda}_z - 0,6) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{C,Rd}}$	el menor de $1 - \frac{0,1 \cdot \bar{\lambda}_z}{(c_{mLT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{C,Rd}}$
	Hueca delga- da		$1 + (\bar{\lambda}_z - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{C,Rd}}$	$0,6 + \bar{\lambda}_z$
3 y 4	Todas	$1 + 0,6 \cdot \bar{\lambda}_y \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{C,Rd}}$	$1 + 0,6 \cdot \bar{\lambda}_z \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{C,Rd}}$	$1 - \frac{0,05 \cdot \bar{\lambda}_z}{(c_{mLT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{C,Rd}}$

siendo

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

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

30. Taula: Interakzio koefizienteak, piezaren klase txarrenaren arabera.(Iturria: CTE)

Beraz,

$$- k_y = 1 + 0,6 \cdot \lambda_y \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{C,Rd}} = 1 + 0,6 \cdot 0,15 \cdot \frac{317,08}{1 \cdot 3,04 \cdot 10^6} = 1$$

$$- k_{LT} = 1 - \frac{0,05 \cdot \lambda_z}{(c_{m,LT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{C,Rd}} = 1 - \frac{0,05 \cdot 0,8}{(1 - 0,25)} \cdot \frac{317,08}{0,73 \cdot 3,04 \cdot 10^6} = 1$$

$$N_{C,Rd} = A^* \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 11600 \cdot \frac{275}{1,05} = 3,04 \cdot 10^6 N$$

- $\chi_{LT}$

Alboko gilbordura aurreko murrizpen koefizientea lortzeko, alboko gilborduraren aurreko lerdentasun erlatibo lortu beharra dago:

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{2200 \cdot 10^3 \cdot 275}{1.33 \cdot 10^9}} = 0.67$$

$$\chi_{LT} = 0.798 \text{ (Kurbarik txarrena hartu da, b.)}$$

$$M_{CR} = \sqrt{M_{LTv}^2 + M_{LTW}^2} = \sqrt{(0.6 \cdot 10^9)^2 + (1.19 \cdot 10^9)^2} = 1.33 \cdot 10^9 \text{ Nmm}$$

$$- M_{LTv} = C_1 \cdot \frac{\pi}{L_c} \cdot \sqrt{G \cdot I_T \cdot E \cdot I_z} = 1 \cdot \frac{\pi}{3000} \cdot \sqrt{81000 \cdot 89.29 \cdot 10^4 \cdot 210000 \cdot 21.4 \cdot 10^6}$$

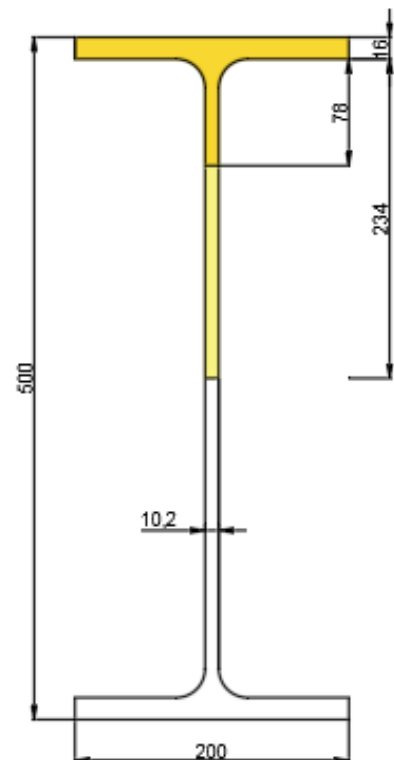
$$M_{LTv} = 0.6 \cdot 10^9 \text{ Nmm}$$

$$- M_{LTW} = W_{el,y} \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{L_c^2} \cdot C_1 \cdot i_{f,z}^2 = 1930 \cdot 10^3 \cdot \frac{\pi^2 \cdot 210000}{3000^2} \cdot 1 \cdot 51.68^2$$

$$M_{LTW} = 1.19 \cdot 10^9 \text{ Nmm}$$

Bere aldetik,  $i_{f,z}$  aldagaia ezagutu behar da:

$$i_{f,z} = \sqrt{\frac{I_{fz}}{A_f}} = \sqrt{\frac{\frac{1}{12} \cdot 78 \cdot 10.2^3 + \frac{1}{12} \cdot 16 \cdot 200^3}{78 \cdot 10.2 + 16 \cdot 200}} = 51.68 \text{ mm}$$



29. Irudia: HEB500 perfilaren banaketa, konprimatutako gunea horiz.

IPE550:

Lehenik eta behin beraz, zutabearen sekzioaren klasea zehaztu beharra dago:

$$c = 550\text{mm} \text{ eta } t = 11.1 \rightarrow \frac{c}{t} = 49.55$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92 \text{ eta } \alpha = 1$$

$$\frac{396 \cdot \varepsilon}{13 \cdot \alpha - 1} = 30.36 \rightarrow \text{Ez da 1 klasekoa.}$$

$$\frac{456 \cdot \varepsilon}{13 \cdot \alpha - 1} = 34.96 \rightarrow \text{Ez da 2 klasekoa.}$$

Beraz, 3 klaseko sekzioa izango du zutabeak:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{el,Rdy}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{el,Rdz}} \leq 1$$

non,

- $N_{Ed} = 317.08 \text{ kN}$
- $N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yd} = 13400 \cdot \frac{275}{1.05} = 3509.52 \text{ kN}$
- $M_{y,Ed} = 422.77 \text{ kNm}$
- $M_{el,Rdy} = W_{el,y} \cdot f_{yd} = 2440 \cdot 10^3 \cdot \frac{275}{1.05} = 639.5 \text{ kNm}$
- $M_{z,Ed} = 0$

$$\frac{317.08}{3509.52} + \frac{422.77}{639.5} = 0.75 \leq 1 \rightarrow \text{Betetzen da.}$$

Egonkortasunaren aldetik araudiak honako baldintzak bete behar direla ezartzen du:

Para toda pieza:

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

Además, sólo en piezas no susceptibles de pandeo por torsión

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

Además, sólo en piezas susceptibles de pandeo por torsión

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

Iturria: CTE

Kasu honetan, bihurturarengatik alboko gilbordura ere agertu daitekeenez lehenengo eta hirugarren ekuazioak izango dira kontuan.

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

$$\frac{317080}{1 \cdot 13400 \cdot \frac{275}{1.05}} + 1 \cdot \frac{1 \cdot 422.77 \cdot 10^6 + 0 \cdot 317080}{0.81 \cdot 2440 \cdot 10^3 \cdot \frac{275}{1.05}} \leq 1$$

$$0.91 \leq 1 \rightarrow \text{Betetzen da.}$$

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

$$\frac{317080}{0.73 \cdot 13400 \cdot \frac{275}{1.05}} + 1 \cdot \frac{422.77 \cdot 10^6 + 0 \cdot 317080}{0.81 \cdot 2440 \cdot 10^3 \cdot \frac{275}{1.05}} \leq 1$$

$$0.94 \leq 1 \rightarrow \text{Betetzen da.}$$



- $N_{Ed} = 317.08 kN$
- $M_{y,Ed} = 422.77 kNm$
- $M_{z,Ed} = 0$

- CTE-k klasearen arabera zenbait balio ezartzen ditu:

Clase	A*	$W_y$	$W_z$	$\alpha_y$	$\alpha_z$	$e_{N,y}$	$e_{N,z}$
1	A	$W_{pl,y}$	$W_{pl,z}$	0,6	0,6	0	0
2	A	$W_{pl,y}$	$W_{pl,z}$	0,6	0,6	0	0
3	A	$W_{el,y}$	$W_{el,z}$	0,8	1	0	0
4	$A_{eff}$	$W_{eff,y}$	$W_{eff,z}$	0,8	1	Según pieza y tensiones	Según pieza y tensiones

31. Taula: Konprobaketa balioak piezaren klase kaltegarrienaren arabera.

- Gilbordura koefizienteak kalkulatzeko:
- Lehenik eta behin distribuzio koefizienteak ezagutu behar dira.

XZ		E (N/mm)	I (mm <sup>4</sup> )	L (mm)	
$K_c$	1	210000	$671 \cdot 10^6$	3000	$46970 \cdot 10^6 \text{ Nmm}^2$
$K_{11}$	1	210000	$337 \cdot 10^6$	12000	$5898 \cdot 10^6 \text{ Nmm}^2$

32. Taula: Zurruntasun koefizienteen kalkulua XZ.

$$\eta_{1,xz} = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}} = \frac{46970 \cdot 10^6}{46970 \cdot 10^6 + 5898 \cdot 10^6}$$

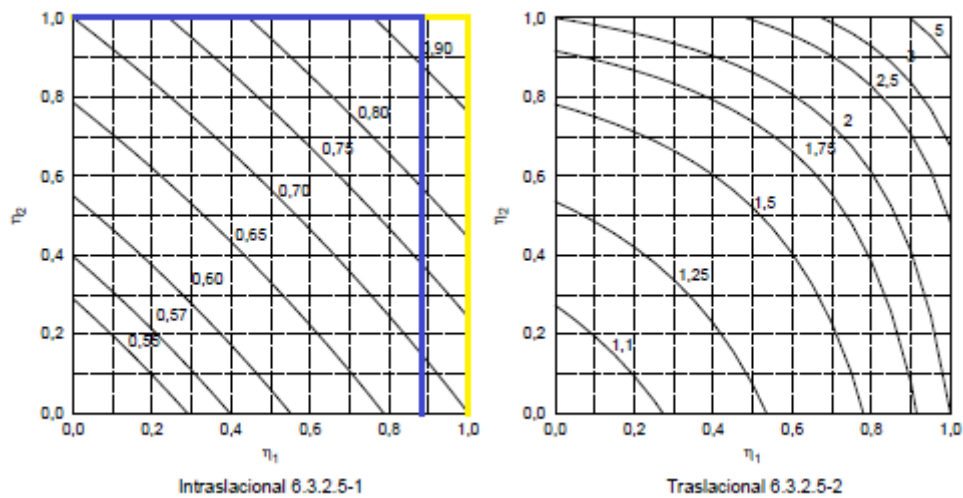
$$\eta_{1,xz} = 0.89$$

Portikoak euren artean lotzen dituen habetxoek kalkulua egin ez denez gero,  $\eta_{1,xy}$  balioa unitatea kontsideratuko da, hau da, XY planoan inongo arriostamendurik ez duela suposatuko da.

$$\eta_{1,xy} = 1$$

non,

$$\eta_2 = 1$$



7. Grafikoa: Gilborduraren eta barraren luzeren arteko erlazio koefizienteak. (Iturria: CTE)

- Gilbordura eta barraren luzeraren arteko erlazio koefizientek:

$$\beta_{xz} = 0.95$$

$$\beta_{xy} = 1$$

- Gilbordura luzerak:

$$L_{k,xz} = L \cdot \beta_{xz} = 2850mm$$

$$L_{k,xy} = L \cdot \beta_{xy} = 3000mm$$

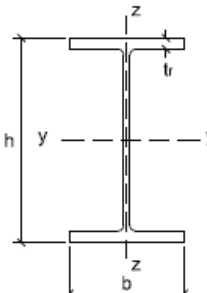
- Lerdentasun murriztua:

$$\lambda_y = \frac{2850mm}{223mm} 0.0115 = 0.15 \leq 2$$

$$\lambda_y = \frac{3000mm}{44.5mm} 0.0115 = 0.78 \leq 2$$

- Gilbordura koefizientea beraz:

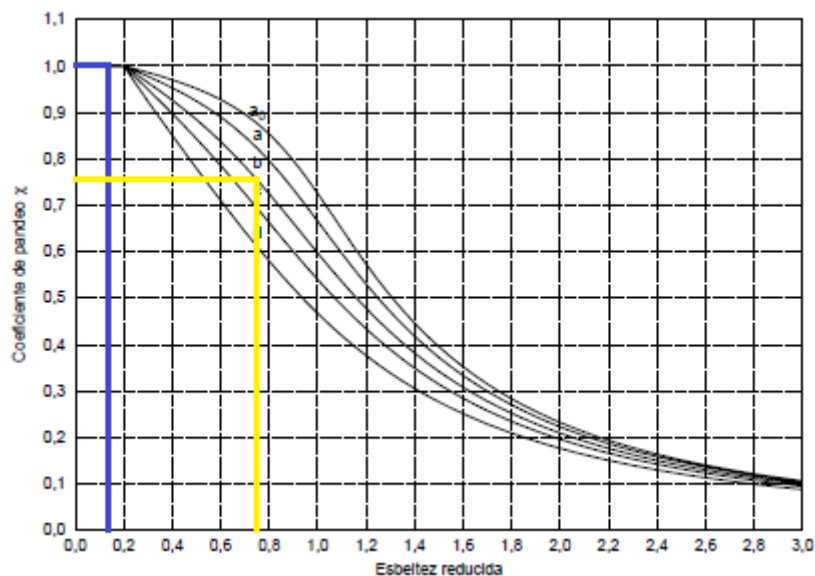
Perfil mota lortzeko:

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

33. Taula: Zeharkako sekzioaren arabeko gilbordura kurba. (Iturria: CTE)

$$h/b = 550/210 = 2.62$$

$$t = 17.2\text{mm}$$


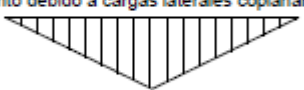

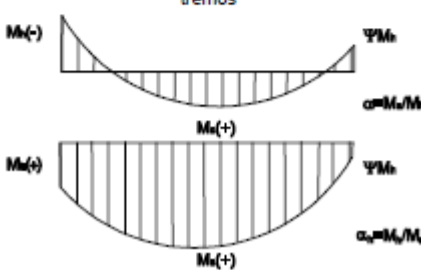


8. Grafikoa: Gilbordura kurba, XY horiz eta XZ urdinez. (Iturria: CTE)

$$\chi_y = 1$$

$$\chi_z = 0.73$$

- $C_{m,y}$  eta  $c_{m,z}$  kalkulatzeko:

Tabla 6.10 Coeficientes del momento equivalente		
Factor de momento flector	Eje de flexión	Puntos arriostrados en dirección
$C_{m,y}$	y-y	z-z
$C_{m,z}$	z-z	y-y
$C_{m,LT}$	y-y	y-y
Diagrama de Flectores		Factor de momento uniforme equivalente
		$C_{m,i} = C_{m,j} \text{ ( } i=y \text{ )}$
		$C_{m,i} = C_{m,j} \text{ ( } i=z \text{ )}$
		$C_{m,LT} = C_{m,i} \text{ ( } i=LT \text{ )}$
<p>Momentos de extremo <math>-1 \leq \psi \leq 1</math></p>  <p><math>c_{m,j} = 0,6 + 0,4 \cdot \psi \geq 0,4</math></p>		
<p>Momento debido a cargas laterales coplanarias</p>  <p><math>c_{m,j} = 0,9</math></p>  <p><math>c_{m,j} = 0,95</math></p>		
<p>Momentos debidos a cargas laterales y momentos de extremos</p>  <p><math>\alpha = M_c/M_b</math></p> <p><math>c_{m,i} = 0,1 - 0,8 \cdot \alpha \geq 0,4 \text{ si } -1 \leq \alpha \leq 0</math></p> <p><math>c_{m,i} = 0,2 + 0,8 \cdot \alpha \geq 0,4 \text{ si } 0 \leq \alpha \leq 1</math></p> <p><math>\alpha_h = M_h/M_b</math></p> <p><math>c_{m,i} = 0,95 + 0,05 \cdot \alpha_h \text{ con } -1 \leq \alpha_h \leq 1</math></p>		

34. Taula: Momentu baliokideen koefizienteak. (Iturria: CTE)

Beraz,

$$c_{m,i} = 0.6 + 0.4 \cdot \psi \geq 0.4$$

$$c_{m,i} = 0.6 + 0.4 \cdot 1 = 1 \geq 0.4$$

non momentuen diagramaren muturretako balioak berdinak direnez,

$$\psi = 1$$

- $k_y$  eta  $k_{y,LT}$  kalkulatzeko:

Arauren arabera, honako eran lortzen dira balioak:

Cla- se	Tipo de sección	$k_y$	$k_z$	$k_{y,LT}$
				el menor de
1 y 2	I, H, abier- tas	$1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{C,Rd}}$	$1 + (2 \cdot \bar{\lambda}_z - 0,6) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{C,Rd}}$	$1 - \frac{0,1 \cdot \bar{\lambda}_z}{(c_{mLT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{C,Rd}}$
	Hueca delgada		$1 + (\bar{\lambda}_z - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{C,Rd}}$	$0,6 + \bar{\lambda}_z$
3 y 4	Todas	$1 + 0,6 \cdot \bar{\lambda}_y \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{C,Rd}}$	$1 + 0,6 \cdot \bar{\lambda}_z \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{C,Rd}}$	$1 - \frac{0,05 \cdot \bar{\lambda}_z}{(c_{mLT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{C,Rd}}$

siendo

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

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

35. Taula: Interakzio koefizienteak, piezaren klase txarrenaren arabera. (Iturria: CTE)

Beraz,

$$- k_y = 1 + 0,6 \cdot \lambda_y \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{C,Rd}} = 1 + 0,6 \cdot 0,15 \cdot \frac{317,08}{1 \cdot 3,51 \cdot 10^6} = 1$$

$$- k_{LT} = 1 - \frac{0,05 \cdot \lambda_z}{(c_{m,LT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{C,Rd}} = 1 - \frac{0,05 \cdot 0,78}{(1 - 0,25)} \cdot \frac{317,08}{0,73 \cdot 3,51 \cdot 10^6} = 1$$

$$N_{C,Rd} = A^* \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 13400 \cdot \frac{275}{1,05} = 3,51 \cdot 10^6 N$$

- $\chi_{LT}$

Alboko gilbordura aurreko murrizpen koefizientea lortzeko, alboko gilborduraren aurreko lerdentasun erlatibo lortu beharra dago:

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{2780 \cdot 10^3 \cdot 275}{1.81 \cdot 10^9}} = 0.65$$

$$\chi_{LT} = 0.81 \text{ (Kurbarik txarrena hartu da, b.)}$$

$$M_{CR} = \sqrt{M_{LTv}^2 + M_{LTw}^2} = \sqrt{(0.78 \cdot 10^9)^2 + (1.63 \cdot 10^9)^2} = 1.81 \cdot 10^9 \text{ Nmm}$$

$$- M_{LTv} = C_1 \cdot \frac{\pi}{L_c} \cdot \sqrt{G \cdot I_T \cdot E \cdot I_z} = 1 \cdot \frac{\pi}{3000} \cdot \sqrt{81000 \cdot 123.2 \cdot 10^4 \cdot 210000 \cdot 26.7 \cdot 10^6}$$

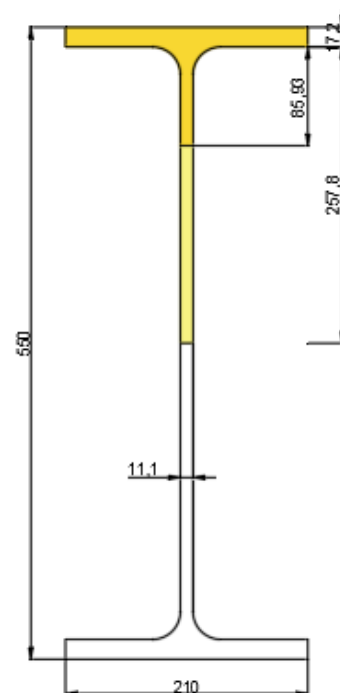
$$M_{LTv} = 0.78 \cdot 10^9 \text{ Nmm}$$

$$- M_{LTw} = W_{el,y} \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{L_c^2} \cdot C_1 \cdot i_{f,z}^2 = 2440 \cdot 10^3 \cdot \frac{\pi^2 \cdot 210000}{3000^2} \cdot 1 \cdot 53.94^2$$

$$M_{LTw} = 1.63 \cdot 10^9 \text{ Nmm}$$

Bere aldetik,  $i_{f,z}$  aldagaia ezagutu behar da:

$$i_{f,z} = \sqrt{\frac{I_{fz}}{A_f}} = \sqrt{\frac{\frac{1}{12} \cdot 85.93 \cdot 11.1^3 + \frac{1}{12} \cdot 17.2 \cdot 210^3}{85.93 \cdot 11.1 + 17.2 \cdot 210}} = 53.94 \text{ mm}$$



30. Irudia: HEB550 perfilaren banaketa, konprimatutako gunea horiz.

### 4.1.3 Loturak

#### 4.1.3.1 Barne loturak

Barne egituraren loturak diseinatzerakoan, kanpoko egituraren elementurik barnean ez dituzten loturak gauzatuko dira atal honetan. Batetik, forjatuaren elementuak euren artean lotuko dira. Bestetik gainera, zutabeek ainguraketa plakarekin izango duen lotura ere dimentsionatuko da, gero zimenduetara lotu ahal izateko.

Horrela beraz, honako elementuak lotu behar dira euren artean:

Lotura zbk	Habea	Zutabea
1	Polikiroldegiko gunea (IPE500)	4 (UPN300 bikoitza)
2	Polikiroldegiko gunea (IPE500)	1 (IPE500)
3	Polikiroldegiko gunea (IPE500)	2 (HEB450)
4	Eskailera (HEB450)	2 (HEB450)
5	Polikiroldegiko gunea (IPE500)	5 (UPN400 bikoitza)
6	Eskailera (HEB450)	5 (UPN400 bikoitza)
7	Harmailetako gunea (IPE450)	5 (UPN400 bikoitza)
8	Harmailetako gunea (IPE450)	3 (IPE550)
9	Harmailetako gunea (IPE450)	4 (UPN300 bikoitza)

36. Taula: Barneko egitura emango diren lotura motak.

#### 4.1.3.1.1 1 Lotura

Lotura hauetan polikiroldegiko gunea eusten duen habe eta egitura nagusiaren zutabeak, 4 zutabea, batuko dira. Honako esfortzuak jasango dituztelarik:

$$V_{Ed} = 285.54 kN$$

$$M_{Ed} = 571.08 kNm$$

Lehenik eta behin 1 eta 2 soldaduraren lodiera tartea definituko dira:

$$\left. \begin{array}{l} e_{IPE500 \text{ HEGALA}} = 16 \text{ mm} \\ e_{UPN300 \text{ HEGALA}} = 16 \text{ mm} \end{array} \right\} a_{max} = 11 \text{ mm eta } a_{min} = 5.5 \text{ mm}$$

beraz,

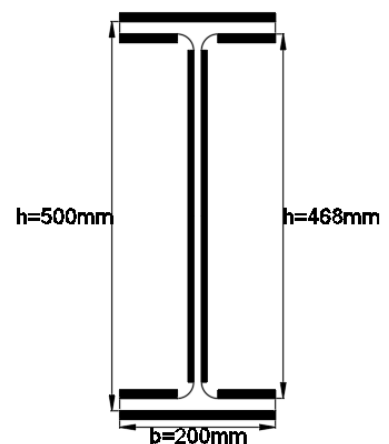
$$a_1 = a_2 = 11 \text{ mm} > 3 \text{ mm}$$

3 soldaduraren lodiera tartea:

$$\left. \begin{array}{l} e_{IPE550 \text{ ARIMA}} = 10.2 \text{ mm} \\ e_{UPN300 \text{ HEGALA}} = 16 \text{ mm} \end{array} \right\} a_{max} = 7 \text{ mm eta } a_{min} = 5.5 \text{ mm}$$

beraz,

$$a_3 = 7 \text{ mm} > 3 \text{ mm}$$



31. Irudia: IPE500 perfilaren eskema soldadurekin.

Soldaduraren lodierak hurrengo balioen tartean ezartzen ditu CTE-k soldatutako perfilaren atalaren lodieraren arabera, beti ere 3mm baino handiagoa delarik:

Piezaren lodiera (mm)	Soldadura lodiera "a"		Piezaren lodiera (mm)	Soldadura lodiera "a"	
	Balio max. (mm)	Balio min. (mm)		Balio max. (mm)	Balio min. (mm)
4,0-4,2	3	3	13,5-14,1	9,5	5
4,3-4,9	3	3	14,2-15,5	10	5
5,0-5,6	3,5	3	15,6-16,9	11	5,5
5,7-6,3	4	3	17,0-18,3	12	5,5
6,4-7,0	4,5	3	18,4-19,7	13	6
7,1-7,7	5	3	19,8-21,2	14	6
7,8-8,4	5,5	3	21,3-22,6	15	6,5
8,5-9,1	6	3,5	22,7-24,0	16	6,5
9,2-9,9	6,5	3,5	24,1-25,4	17	7
10,0-10,6	7	4	25,5-26,8	18	7
10,7-11,3	7,5	4	26,9-28,2	19	7,5
11,4-12,0	8	4	28,3-31,1	20	7,5
12,1-12,7	8,5	4,5	31,2-33,9	22	8
12,8-13,4	9	4,5	34,0-36,0	24	8

37. Taula: Soldaduraren lodieren tartekak, piezen lodieraren arabera. (Iturria: Egituren Teknologia 1)

Soldaduren luzerak bestetik:

$$L_1 = 200 \text{ mm}$$

$$L_2 = \frac{200 - 10,2 - 2 \cdot 21}{2} = 73,9 \text{ mm}$$

$$L_3 = 468 - 2 \cdot 21 = 426 \text{ mm}$$

Gainera,

- b) la longitud efectiva de un cordón de soldadura en ángulo será la total del cordón siempre que se mantenga el espesor de garganta nominal (véase figura 8.9), pero no se considerarán cordones cuya longitud sea inferior a 40 mm o a seis veces el ancho de garganta;

Iturria: CTE

$$L_1 = 200 \text{ mm} \geq 40 \text{ mm} \text{ eta } L_1 = 200 \text{ mm} \geq 6 \cdot 11 = 66 \text{ mm}$$

$$L_2 = 73,9 \text{ mm} \geq 40 \text{ mm} \text{ eta } L_2 = 73,9 \text{ mm} \geq 6 \cdot 11 = 66 \text{ mm}$$

$$L_3 = 426 \text{ mm} \geq 40 \text{ mm} \text{ eta } L_3 = 426 \text{ mm} \geq 6 \cdot 7 = 42 \text{ mm}$$

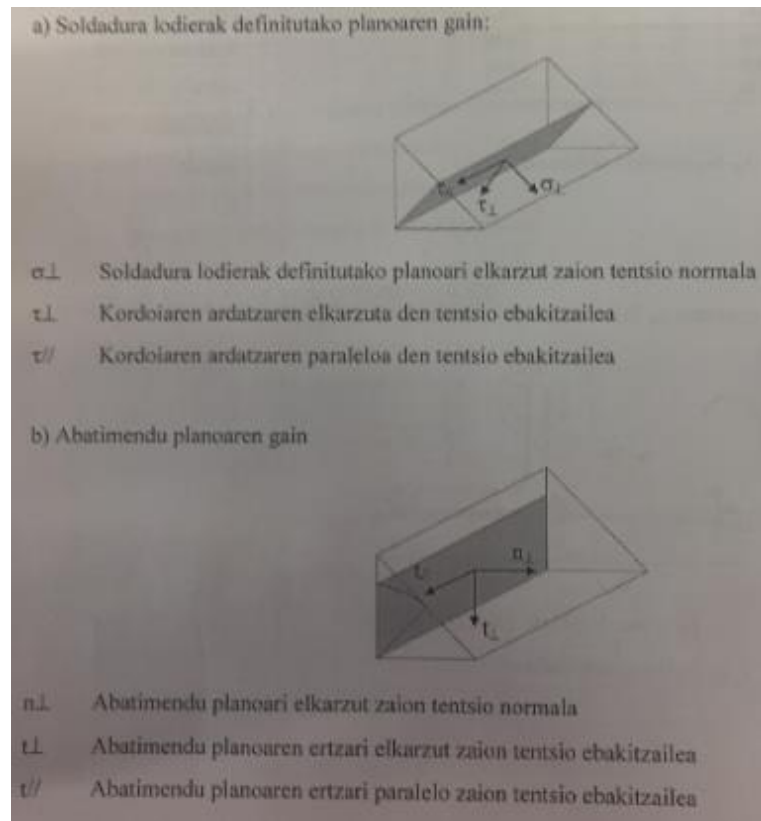
Soldaduraren abatimendu planoen inertzi momentua:

$$I_{sold} = 2 \cdot \left( \frac{1}{12} \cdot a_3 \cdot L_3^3 \right) + 2 \cdot \left( \frac{1}{12} \cdot L_1 \cdot a_1^3 + L_1 \cdot a_1 \cdot \left( \frac{h}{2} + \frac{a_1}{2} \right)^2 \right) + 4 \cdot \left( \frac{1}{12} \cdot L_2 \cdot a_2^3 + L_2 \cdot a_2 \cdot \left( \frac{h_1}{2} - \frac{a_2}{2} \right)^2 \right)$$

$$I_{sold} = 547,28 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$



Soldaduraren ikasketentzako, honako tentsioak definitzen dira:



Iturria: Egituren teknologia 1.

#### 4.1.3.1.1.1 1 soldadurak

Abatimendu planoko tentsioak:

$$n_{\perp 1} = \frac{M_{Ed} \cdot \left(\frac{h}{2} + a_1\right)}{I_{sold}} = \frac{571.08 \text{ kN m} \cdot \left(\frac{500 \text{ mm}}{2} + 11 \text{ mm}\right)}{547.28 \cdot 10^6 \text{ mm}^4} = 272.35 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Lotura mota hauetan arimako kordioak esfortzu ebakitzaila guztia jasaten duela suposatzen da:

$$t_{\perp 1} = t_{\parallel 1} = 0$$

Soldadura lodierak definitutako planoan sortutako tentsioak:

$$\sigma_{\perp 1} = \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot n_{\perp 1} + \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot t_{\perp 1} = 192.58 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\tau_{\perp 1} = \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot t_{\perp 1} - \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot n_{\perp 1} = -192.58 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\tau_{\parallel 1} = t_{\parallel 1} = 0$$

Angeluan eginiko soldaduretan CTE-k honako baldintzak aipatzen ditu:

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}}$$

$$\sigma_{\perp} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2}}$$

siendo

- $\beta_w$       coeficiente de correlación dado en la tabla 8.1;  
 $f_u$       resistencia última a tracción de la pieza más débil de la unión;  
 $\sigma_{\perp}$       tensión normal perpendicular al plano de la garganta;  
 $\sigma_{\parallel}$       tensión normal paralela al eje del cordón. No actúa en el plano de comprobación ni se tiene en cuenta en las comprobaciones a realizar;  
 $\tau_{\perp}$       tensión tangencial (en el plano de la garganta) perpendicular al eje del cordón;  
 $\tau_{\parallel}$       tensión tangencial (en el plano de la garganta) paralelo al eje del cordón.

Iturria: CTE.

Acero	$\beta_w$
S 235	0,80
S 275	0,85
S 355	0,90

38. Taula:  $\beta_w$  Korrelazio koefizientea.(Iturria: CTE)

$$\sqrt{192.58^2 + 3 \cdot ((-192.58)^2 + 0^2)} \leq \frac{410}{0.85 \cdot 1.25}$$

$$385.16 \frac{N}{mm^2} \leq 385.88 \frac{N}{mm^2} \rightarrow \text{Betetzen da.}$$

$$192.58 \leq \frac{410}{1.25} \rightarrow \text{Betetzen da.}$$

Bi baldintzak betetzen direnez gero, soldadurak baliozkotzat jo daitezke.

#### 4.1.3.1.1.2 2 soldadurak

Abatimendu planoko tentsioak:

$$n_{\perp 2} = \frac{M_{Ed} \cdot \left(\frac{h_1}{2}\right)}{I_{sold}} = \frac{571.08 \text{ kN m} \cdot \left(\frac{468 \text{ mm}}{2}\right)}{547.28 \cdot 10^6 \text{ mm}^3} = 244.18 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Lotura mota hauetan arimako kordioak esfortzu ebakitzaille guztia jasaten duela suposatzen da:

$$t_{\perp 2} = t_{\parallel 2} = 0$$

Soldadura lodierak definitutako planoan sortutako tentsioak:

$$\sigma_{\perp 2} = \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot n_{\perp 2} + \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot t_{\perp 2} = 172.66 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\tau_{21} = \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot t_{\perp 2} - \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot n_{\perp 2} = -172.66 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\tau_{\parallel 2} = t_{\parallel 2} = 0$$

Angeluan eginiko soldaduretan CTE-k honako baldintzak aipatzen ditu:

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}}$$

$$\sigma_{\perp} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2}}$$

$$\sqrt{172.66^2 + 3 \cdot (-172.66^2 + 0^2)} \leq \frac{410}{0.85 \cdot 1.25}$$

$$345.32 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \leq 385.88 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \rightarrow \text{Betetzen da.}$$

$$172.66 \leq \frac{410}{1.25}$$

$$172.66 \leq 328 \rightarrow \text{Betetzen da.}$$

Bi baldintzak betetzen direnez gero, soldadurak baliozkotzat jo daitezke.

#### 4.1.3.1.1.3 3 soldadurak

Abatimendu planoko tentsioak:

$$n_{\perp 3} = \frac{M_{Ed} \cdot \left(\frac{L_3}{2}\right)}{I_{sold}} = \frac{571.08 \text{ kN m} \cdot \left(\frac{426 \text{ mm}}{2}\right)}{547.28 \cdot 10^6 \text{ mm}^3} = 222.26 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$t_{\perp 3} = 0$$

$$t_{\parallel 3} = \frac{V_{Ed}}{2 \cdot a_3 \cdot L_3} = \frac{285.54 \text{ kN}}{2 \cdot 7 \text{ mm} \cdot 426 \text{ mm}} = 47.87 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Soldadura lodierak definitutako planoan sortutako tentsioak:

$$\sigma_{\perp 3} = \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot n_{\perp 3} + \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot t_{\perp 3} = 157.16 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\tau_{\perp 3} = \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot t_{\perp 3} - \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot n_{\perp 3} = -157.16 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\tau_{\parallel 3} = t_{\parallel 3} = 47.87 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Angeluan eginiko soldaduretan CTE-k honako baldintzak aipatzen ditu:

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}}$$

$$\sigma_{\perp} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2}}$$

$$\sqrt{157.16^2 + 3 \cdot (-157.16^2 + 47.87^2)} \leq \frac{410}{0.85 \cdot 1.25}$$

$$325.07 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \leq 385.88 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \rightarrow \text{Betetzen da.}$$

$$157.16 \leq \frac{410}{1.25}$$

$$157.16 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \leq 328 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \rightarrow \text{Betetzen da.}$$

Bi baldintzak betetzen direnez gero, soldadurak baliozkotzat jo daitezke.

Hiru soldadurek betetzen dutela konprobatuta ondorioztatu daiteke ariman luzetarako bi eta hegaletan barru zein kanpoaldeko zeharkako bina kordoi erabilita lotura egokia dela.

Kasu honetan, alboko portikoetan, mota honetako lotura gauzatuko da ere. Aitzitik, habe hauek jasango dituzten esfortzuak arestian erabilitakoak baino txikiagoak izango dira hauen luzera txikiagoa baita. Beraz, kalkulaturako esfortzuentzat baliozkoa izanik gainontzekoentzat ere izango dela esan daiteke.

#### 4.1.3.1.2 2 Lotura

Lotura hauetan polikiroldegiko gunea eusten duen habea eta 1 zutabeak batuko dira. Honako esfortzuak jasango dituztelarik:

$$V_{Ed} = 285.54 kN$$

$$M_{Ed} = 571.08 kNm$$

Lehenik eta behin 1 eta 2 soldaduraren lodiera tartea definituko dira:

$$\left. \begin{array}{l} e_{IPE500 \text{ HEGALA}} = 16.0 mm \\ e_{IPE500 \text{ HEGALA}} = 16.0 mm \end{array} \right\} a_{1,2max} = 11 mm \text{ eta } a_{1,2min} = 5.5 mm$$

beraz,

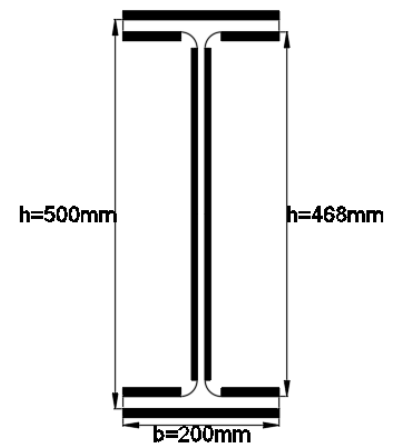
$$a_1 = a_2 = 11 mm > 3 mm$$

3 soldaduraren lodiera tartea:

$$\left. \begin{array}{l} e_{IPE500 \text{ ARIMA}} = 10.2 mm \\ e_{IPE500 \text{ HEGALA}} = 16.0 mm \end{array} \right\} a_{3max} = 7 mm \text{ eta } a_{3min} = 5.5 mm$$

beraz,

$$a_3 = 7 mm > 3 mm$$



32. Irudia: IPE500 perfilaren eskema soldadurekin.

Lotu beharreko habea 1 Loturan parte hartzen duen berdina denez gero, soldadura luzerak berdinak izango dira. Gainera, soldadura lodierak zein esfortzuak aipaturiko kasuko berdinak direnez gero, hauen konprobaketa egintzat joko da.

#### 4.1.3.1.3 3 Lotura

Lotura hauetan polikiroldegiko gunea eusten duen habea eta bertoko 2 zutabeak lotuko dira, loturaren gainean honako akzioak eragiten dutelarik:

$$V_{Ed} = 285.54 kN$$

$$M_{Ed} = 571.08 kNm$$

Lehenik eta behin 1 eta 2 soldaduraren lodiera tartea definituko dira:

$$\left. \begin{array}{l} e_{IPE500 \text{ HEGALA}} = 16.0 \text{ mm} \\ e_{HEB450 \text{ HEGALA}} = 21.0 \text{ mm} \end{array} \right\} a_{1,2\max} = 11 \text{ mm eta } a_{1,2\min} = 6 \text{ mm}$$

beraz,

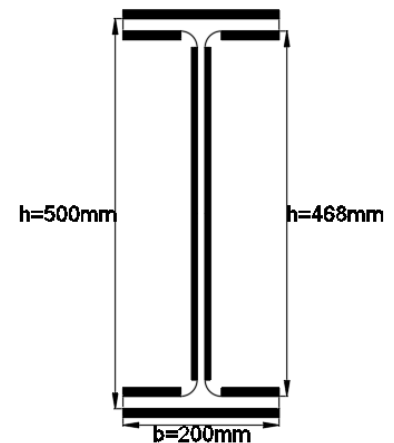
$$a_1 = a_2 = 11 \text{ mm} > 3 \text{ mm}$$

3 soldaduraren lodiera tartea:

$$\left. \begin{array}{l} e_{IPE500 \text{ ARIMA}} = 10.2 \text{ mm} \\ e_{HEB450 \text{ HEGALA}} = 21.0 \text{ mm} \end{array} \right\} a_{3\max} = 7 \text{ mm eta } a_{3\min} = 6 \text{ mm}$$

beraz,

$$a_3 = 7 \text{ mm} > 3 \text{ mm}$$



33. Irudia: IPE500 perfilaren eskema soldadurekin.

Lotu beharreko habea 1 Loturan parte hartzen duen berdina denez gero, soldadura luzerak berdinak izango dira. Gainera, soldadura lodierak zein esfortzuak aipaturiko kasuko berdinak direnez gero, hauen konprobaketa egintzat joko da.

#### 4.1.3.1.4 4 Lotura

Lotura hauetan eskailera eusten duen habea eta bertoko 2 zutabeak lotuko dira, loturaren gainean honako akzioak eragiten dutelarik:

$$V_{Ed} = 453.3 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 906.6 \text{ kNm}$$

Lehenik eta behin 1 eta 2 soldaduraren lodiera tartea definituko dira:

$$\left. \begin{array}{l} e_{HEB450 \text{ HEGALA}} = 26 \text{ mm} \\ e_{HEB450 \text{ HEGALA}} = 26 \text{ mm} \end{array} \right\} a_{1,2\max} = 18 \text{ mm eta } a_{1,2\min} = 7 \text{ mm}$$

beraz,

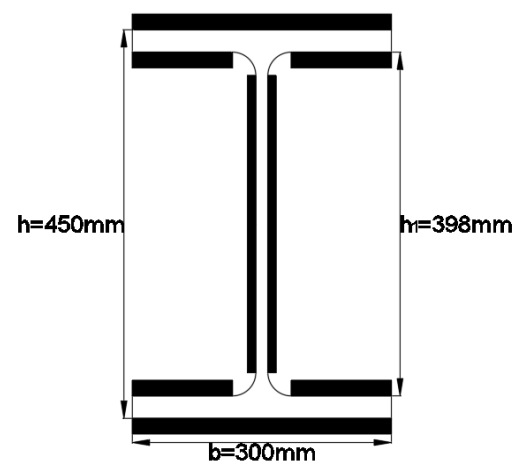
$$a_1 = a_2 = 18 \text{ mm} > 3 \text{ mm}$$

3 soldaduraren lodiera tartea:

$$\left. \begin{array}{l} e_{HEB450 \text{ ARIMA}} = 14 \text{ mm} \\ e_{HEB450 \text{ HEGALA}} = 26 \text{ mm} \end{array} \right\} a_{3\max} = 9.5 \text{ mm eta } a_{3\min} = 7 \text{ mm}$$

beraz,

$$a_3 = 9.5 \text{ mm} > 3 \text{ mm}$$



34. Irudia: HEB450 perfilaren eskema soldadurekin.

Soldadura luzerak:

$$L_1 = 300 \text{ mm} \rightarrow 300 \text{ mm} \geq 40 \text{ mm eta } 300 \text{ mm} \geq 6 \cdot 18 = 108 \text{ mm}$$

$$L_2 = \frac{300 - 14 - 2 \cdot 27}{2} = 116 \text{ mm} \rightarrow 116 \text{ mm} \geq 40 \text{ mm eta } 116 \text{ mm} \geq 6 \cdot 18 = 108 \text{ mm}$$

$$L_3 = 398 - 2 \cdot 27 = 344 \text{ mm} \rightarrow 344 \text{ mm} \geq 40 \text{ mm eta } 344 \text{ mm} \geq 6 \cdot 9.5 = 57 \text{ mm}$$

Soldaduraren abatimendu planoen inertzi momentua:

$$I_{\text{sold}} = 2 \cdot \left( \frac{1}{12} \cdot a_3 \cdot L_3^3 \right) + 2 \cdot \left( \frac{1}{12} \cdot L_1 \cdot a_1^3 + L_1 \cdot a_1 \cdot \left( \frac{h}{2} + \frac{a_1}{2} \right)^2 \right) + 4 \cdot \left( \frac{1}{12} \cdot L_2 \cdot a_2^3 + L_2 \cdot a_2 \cdot \left( \frac{h_1}{2} - \frac{a_2}{2} \right)^2 \right)$$

$$I_{\text{sold}} = 957.84 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

#### 4.1.3.1.4.1 1 soldadurak

Abatimendu planoko tentsioak:

$$n_{\perp 1} = \frac{M_{Ed} \cdot \left( \frac{h}{2} + a_1 \right)}{I_{\text{sold}}} = \frac{906.6 \text{ kN m} \cdot \left( \frac{450 \text{ mm}}{2} + 18 \text{ mm} \right)}{957.84 \cdot 10^6 \text{ mm}^3} = 230.00 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Lotura mota hauetan arimako kordioak esfortzu ebakitzailerik ez duten duela suposatzen da:

$$t_{\perp 1} = t_{\parallel 1} = 0$$

Soldadura lodierak definitutako planoan sortutako tentsioak:

$$\sigma_{\perp 1} = \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot n_{\perp 1} + \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot t_{\perp 1} = 162.63 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\tau_{\perp 1} = \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot t_{\perp 1} - \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot n_{\perp 1} = -162.63 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\tau_{\parallel 1} = t_{\parallel 1} = 0$$

Angeluan eginiko soldaduretan CTE-k honako baldintzak aipatzen ditu:

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}}$$

$$\sigma_{\perp} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2}}$$

$$\sqrt{162.63 + 3 \cdot (-162.63^2 + 0^2)} \leq \frac{410}{0.85 \cdot 1.25}$$

$$325.26 \frac{N}{mm^2} \leq 385.88 \frac{N}{mm^2} \rightarrow \text{Betetzen da.}$$

$$162.63 \leq \frac{410}{1.25}$$

$$162.63 \frac{N}{mm^2} \leq 328 \frac{N}{mm^2} \rightarrow \text{Betetzen da.}$$

Bi baldintzak betetzen direnez gero, soldadurak baliozkotzat jo daitezke.

#### 4.1.3.1.4.2 2 soldadurak

Abatimendu planoko tentsioak:

$$n_{\perp 2} = \frac{M_{Ed} \cdot \left(\frac{h_1}{2}\right)}{I_{sold}} = \frac{906.6 \text{ kN m} \cdot \left(\frac{398 \text{ mm}}{2}\right)}{957.84 \cdot 10^6 \text{ mm}^3} = 188.35 \frac{N}{mm^2}$$

Lotura mota hauetan arimako kordioak esfortzu ebakitzailerik guztia jasaten duela suposatzen da:

$$t_{\perp 2} = t_{\parallel 2} = 0$$

Soldadura lodierak definitutako planoan sortutako tentsioak:

$$\sigma_{\perp 2} = \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot n_{\perp 2} + \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot t_{\perp 2} = 133.19 \frac{N}{mm^2}$$

$$\tau_{\perp 2} = \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot t_{\perp 2} - \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot n_{\perp 2} = -133.19 \frac{N}{mm^2}$$

$$\tau_{\parallel 2} = t_{\parallel 2} = 0$$

Angeluan eginiko soldaduretan CTE-k honako baldintzak aipatzen ditu:

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}}$$

$$\sigma_{\perp} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2}}$$



$$\sqrt{133.19^2 + 3 \cdot (-133.19^2 + 0^2)} \leq \frac{410}{0.85 \cdot 1.25}$$

$$266.38 \frac{N}{mm^2} \leq 385.88 \frac{N}{mm^2} \rightarrow \text{Betetzen da.}$$

$$133.19 \leq \frac{410}{1.25}$$

$$133.19 \frac{N}{mm^2} \leq 328 \frac{N}{mm^2} \rightarrow \text{Betetzen da.}$$

Bi baldintzak betetzen direnez gero, soldadurak baliozkotzat jo daitezke.

#### 4.1.3.1.4.3 3 soldadurak

Abatimendu planoko tentsioak:

$$n_{\perp 3} = \frac{M_{Ed} \cdot \left(\frac{L_3}{2}\right)}{I_{sold}} = \frac{906.6 \text{ kN m} \cdot \left(\frac{344 \text{ mm}}{2}\right)}{957.84 \cdot 10^6 \text{ mm}^3} = 162.80 \frac{N}{mm^2}$$

$$t_{\perp 3} = 0$$

$$t_{\parallel 3} = \frac{V_{Ed}}{2 \cdot a_3 \cdot L_3} = \frac{453.3 \text{ N}}{2 \cdot 9.5 \text{ mm} \cdot 344 \text{ mm}} = 69.35 \frac{N}{mm^2}$$

Soldadura lodierak definitutako planoan sortutako tentsioak:

$$\sigma_{\perp 3} = \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot n_{\perp 3} + \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot t_{\perp 3} = 115.12 \frac{N}{mm^2}$$

$$\tau_{\perp 3} = \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot t_{\perp 3} - \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot n_{\perp 3} = -115.12 \frac{N}{mm^2}$$

$$\tau_{\parallel 3} = t_{\parallel 3} = 69.35 \frac{N}{mm^2}$$

Angeluan eginiko soldaduretan CTE-k honako baldintzak aipatzen ditu:

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}}$$

$$\sigma_{\perp} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2}}$$

$$\sqrt{115.12^2 + 3 \cdot (-115.12^2 + 69.35^2)} \leq \frac{410}{0.85 \cdot 1.25}$$

$$259.69 \frac{N}{mm^2} \leq 385.88 \frac{N}{mm^2} \rightarrow \text{Betetzen da.}$$

$$115.12 \leq \frac{410}{1.25}$$

$$115.12 \frac{N}{mm^2} \leq 328 \frac{N}{mm^2} \rightarrow \text{Betetzen da.}$$

Bi baldintzak betetzen direnez gero, soldadurak baliozkotzat jo daitezke.

Hiru soldadurek betetzen dutela konprobatuta ondorioztatu daiteke ariman luzetarako bi eta hegaletan barru zein kanpoaldeko zeharkako bina kordoi erabilia lotura egokia dela.

#### 4.1.3.1.5 5 Lotura

Lotura hauetan polikiroldegiko gunea eusten duen habea eta 5 zutabeak batuko dira. Honako esfortzuak jasango dituztelarik:

$$V_{Ed} = 285.54 kN$$

$$M_{Ed} = 571.08 kNm$$

Lehenik eta behin 1 eta 2 soldaduraren lodiera tartea definituko dira:

$$\left. \begin{array}{l} e_{IPE500 \text{ HEGALA}} = 16.0 mm \\ e_{UPN400 \text{ HEGALA}} = 18.0 mm \end{array} \right\} a_{1,2max} = 11 mm \text{ eta } a_{1,2min} = 5.5 mm$$

beraz,

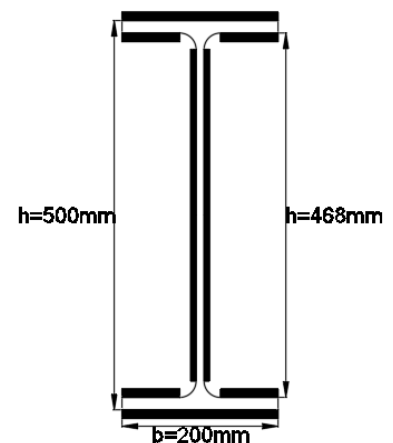
$$a_1 = a_2 = 11 mm > 3 mm$$

3 soldaduraren lodiera tartea:

$$\left. \begin{array}{l} e_{IPE500 \text{ ARIMA}} = 10.2 mm \\ e_{UPN400 \text{ HEGALA}} = 18.0 mm \end{array} \right\} a_{3max} = 7 mm \text{ eta } a_{3min} = 5.5 mm$$

beraz,

$$a_3 = 7 mm > 3 mm$$



35. Irudia: IPE500 perfilaren eskema soldadurekin.

Lotu beharreko habea 1 Loturan parte hartzen duen berdina denez gero, soldadura luzerak berdinak izango dira. Gainera, soldadura lodierak zein esfortzuak aipaturiko kasuko berdinak direnez gero, hauen konprobaketa egintzat joko da.

#### 4.1.3.1.6 6 Lotura

Lotura hauetan eskailera eusten duen habea eta bertoko 5 zutabeak lotuko dira, loturaren gainean honako akzioak eragiten dutelarik:

$$V_{Ed} = 513.9kN$$

$$M_{Ed} = 1027.8kNm$$

Lehenik eta behin 1 eta 2 soldaduraren lodiera tartea definituko dira:

$$\left. \begin{array}{l} e_{HEB450 \text{ HEGALA}} = 26.0mm \\ e_{UPN400 \text{ HEGALA}} = 18.0mm \end{array} \right\} a_{1,2max} = 18mm \text{ eta } a_{1,2min} = 5.5mm$$

beraz,

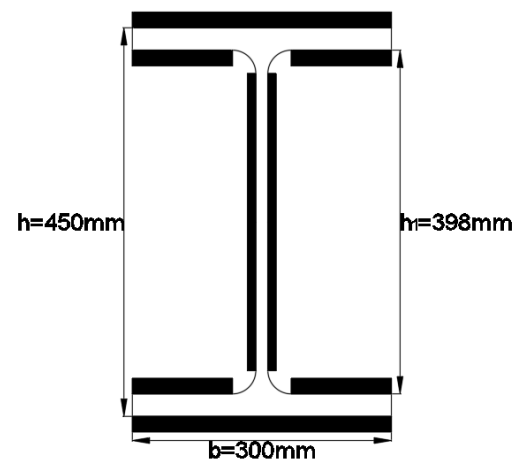
$$a_1 = a_2 = 18mm > 3mm$$

3 soldaduraren lodiera tartea:

$$\left. \begin{array}{l} e_{HEB450 \text{ ARIMA}} = 14.0mm \\ e_{UPN400 \text{ HEGALA}} = 18.0mm \end{array} \right\} a_{3max} = 9.5mm \text{ eta } a_{3min} = 5.5mm$$

beraz,

$$a_3 = 9.5mm > 3mm$$



36. Irudia: HEB450 perfilaren eskema soldadurekin.

Lotu beharreko habea 4 Loturan parte hartzen duen berdina denez gero, soldadura luzerak berdinak izango dira. Gainera, soldadura lodierak zein esfortzuak aipaturiko kasuko berdinak direnez gero, hauen konprobaketa egintzat joko da.

#### 4.1.3.1.7 7 Lotura

Lotura hauetan harmailetako gunea eusten duen habea eta bertoko 5 zutabeak lotuko dira, loturaren gainean honako akzioak eragiten dutelarik:

$$V_{Ed} = 317.08kN$$

$$M_{Ed} = 422.77kNm$$

Lehenik eta behin 1 eta 2 soldaduraren lodiera tartearak definituko dira:

$$\left. \begin{array}{l} e_{IPE450 \text{ HEGALA}} = 14.6 \text{ mm} \\ e_{UNP400 \text{ HEGALA}} = 18.0 \text{ mm} \end{array} \right\} a_{1,2\max} = 10 \text{ mm eta } a_{1,2\min} = 5.5 \text{ mm}$$

beraz,

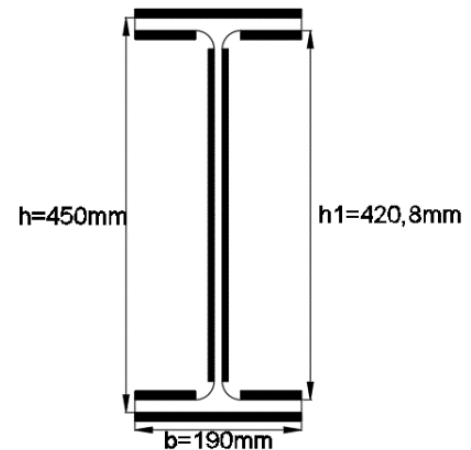
$$a_1 = a_2 = 10 \text{ mm} > 3 \text{ mm}$$

3 soldaduraren lodiera tartea:

$$\left. \begin{array}{l} e_{IPE450 \text{ ARIMA}} = 9.4 \text{ mm} \\ e_{UNP400 \text{ HEGALA}} = 18.0 \text{ mm} \end{array} \right\} a_{3\max} 6.5 \text{ mm eta } a_{3\min} = 5.5 \text{ mm}$$

beraz,

$$a_3 = 6.5 \text{ mm} > 3 \text{ mm}$$



37. Irudia: IPE450 perfilaren eskema soldadurekin.

Soldadura luzerak:

$$L_1 = 190 \text{ mm} \rightarrow 190 \text{ mm} \geq 40 \text{ mm eta } 190 \text{ mm} \geq 6 \cdot 10 = 60 \text{ mm}$$

$$L_2 = \frac{190 - 9.4 - 2 \cdot 21}{2} = 69.3 \text{ mm} \rightarrow 69.3 \text{ mm} \geq 40 \text{ mm eta } 69.3 \text{ mm} \geq 6 \cdot 10 = 60 \text{ mm}$$

$$L_3 = 420.8 - 2 \cdot 21 = 378.8 \text{ mm} \rightarrow 378.8 \text{ mm} \geq 40 \text{ mm eta } 378.8 \text{ mm} \geq 6 \cdot 6.5 = 39 \text{ mm}$$

Soldaduraren abatimendu planoen inerti momentua:

$$I_{sold} = 2 \cdot \left( \frac{1}{12} \cdot a_3 \cdot L_3^3 \right) + 2 \cdot \left( \frac{1}{12} \cdot L_1 \cdot a_1^3 + L_1 \cdot a_1 \cdot \left( \frac{h}{2} + \frac{a_1}{2} \right)^2 \right) + 4 \cdot \left( \frac{1}{12} \cdot L_2 \cdot a_2^3 + L_2 \cdot a_2 \cdot \left( \frac{h_1}{2} - \frac{a_2}{2} \right)^2 \right)$$

$$I_{sold} = 376.91 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

#### 4.1.3.1.7.1 1 soldadurak

Abatimendu planoko tentsioak:

$$n_{\perp 1} = \frac{M_{Ed} \cdot \left( \frac{h}{2} + a_1 \right)}{I_{sold}} = \frac{422.77 \text{ kN m} \cdot \left( \frac{450 \text{ mm}}{2} + 10 \text{ mm} \right)}{376.91 \cdot 10^6 \text{ mm}^3} = 263.60 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Lotura mota hauetan arimako kordioak esfortzu ebakitzaille guztia jasaten duela suposatzen da:

$$t_{\perp 1} = t_{\parallel 1} = 0$$

Soldadura lodierak definitutako planoan sortutako tentsioak:

$$\sigma_{\perp 1} = \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot n_{\perp 1} + \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot t_{\perp 1} = 186.39 \frac{N}{mm^2}$$

$$\tau_{\perp 1} = \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot t_{\perp 1} - \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot n_{\perp 1} = -186.39 \frac{N}{mm^2}$$

$$\tau_{\parallel 1} = t_{\parallel 1} = 0$$

Angeluan eginiko soldaduretan CTE-k honako baldintzak aipatzen ditu:

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}}$$

$$\sigma_{\perp} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2}}$$

$$\sqrt{186.39^2 + 3 \cdot (-186.39^2 + 0^2)} \leq \frac{410}{0.85 \cdot 1.25}$$

$$372.78 \frac{N}{mm^2} \leq 385.88 \frac{N}{mm^2} \rightarrow \text{Betetzen da.}$$

$$186.39 \leq \frac{410}{1.25}$$

$$186.39 \frac{N}{mm^2} \leq 328 \frac{N}{mm^2} \rightarrow \text{Betetzen da.}$$

Bi baldintzak betetzen direnez gero, soldadurak baliozkotzat jo daitezke.

#### 4.1.3.1.7.2 2 soldadurak

Abatimendu planoko tentsioak:

$$n_{\perp 2} = \frac{M_{Ed} \cdot \left(\frac{h_1}{2}\right)}{I_{sold}} = \frac{422.77 \text{ kN m} \cdot \left(\frac{420.8 \text{ mm}}{2}\right)}{376.91 \cdot 10^6 \text{ mm}^3} = 236.00 \frac{N}{mm^2}$$

Lotura mota hauetan arimako kordioak esfortzu ebakitzaila guztia jasaten duela suposatzen da:

$$t_{\perp 2} = t_{\parallel 2} = 0$$

Soldadura lodierak definitutako planoan sortutako tentsioak:

$$\sigma_{\perp 2} = \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot n_{\perp 2} + \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot t_{\perp 2} = 166.88 \frac{N}{mm^2}$$

$$\tau_{\perp 2} = \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot t_{\perp 2} - \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot n_{\perp 2} = -166.88 \frac{N}{mm^2}$$

$$\tau_{\parallel 2} = t_{\parallel 2} = 0$$

Angeluan eginiko soldaduretan CTE-k honako baldintzak aipatzen ditu:

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}}$$

$$\sigma_{\perp} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2}}$$

$$\sqrt{166.88^2 + 3 \cdot (-166.88^2 + 0^2)} \leq \frac{410}{0.85 \cdot 1.25}$$

$$333.75 \frac{N}{mm^2} \leq 385.88 \frac{N}{mm^2} \rightarrow \text{Betetzen da.}$$

$$166.88 \leq \frac{410}{1.25}$$

$$166.88 \frac{N}{mm^2} \leq 328 \frac{N}{mm^2} \rightarrow \text{Betetzen da.}$$

Bi baldintzak betetzen direnez gero, soldadurak baliozkotzat jo daitezke.

#### 4.1.3.1.7.3 3 soldadurak

Abatimendu planoko tentsioak:

$$n_{\perp 3} = \frac{M_{Ed} \cdot \left(\frac{L_3}{2}\right)}{I_{sold}} = \frac{422.77 \text{ kN m} \cdot \left(\frac{378.8 \text{ mm}}{2}\right)}{376.91 \cdot 10^6 \text{ mm}^3} = 212.44 \frac{N}{mm^2}$$

$$t_{\perp 3} = 0$$

$$t_{\parallel 3} = \frac{V_{Ed}}{2 \cdot a_3 \cdot L_3} = \frac{317.08 \text{ N}}{2 \cdot 6.5 \text{ mm} \cdot 378.8 \text{ mm}} = 64.40 \frac{N}{mm^2}$$

Soldadura lodierak definitutako planoan sortutako tentsioak:

$$\sigma_{\perp 3} = \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot n_{\perp 3} + \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot t_{\perp 3} = 150.22 \frac{N}{mm^2}$$

$$\tau_{\perp 3} = \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot t_{\perp 3} - \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot n_{\perp 3} = -150.22 \frac{N}{mm^2}$$

$$\tau_{\parallel 3} = t_{\parallel 3} = 64.40 \frac{N}{mm^2}$$

Angeluan eginiko soldaduretan CTE-k honako baldintzak aipatzen ditu:

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}}$$

$$\sigma_{\perp} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2}}$$

$$\sqrt{150.22^2 + 3 \cdot (-150.22^2 + 64.40^2)} \leq \frac{410}{0.85 \cdot 1.25}$$

$$320.48 \frac{N}{mm^2} \leq 385.88 \frac{N}{mm^2} \rightarrow \text{Betetzen da.}$$

$$150.22 \leq \frac{410}{1.25}$$

$$150.22 \frac{N}{mm^2} \leq 328 \frac{N}{mm^2} \rightarrow \text{Betetzen da.}$$

Bi baldintzak betetzen direnez gero, soldadurak baliozkotzat jo daitezke.

Hiru soldadurek betetzen dutela konprobatuta ondorioztatu daiteke ariman luzetarako bi eta hegaletan barru zein kanpoaldeko zeharkako bina kordoi erabilita lotura egokia dela.

#### 4.1.3.1.8 8 Lotura

Lotura hauetan harmailetako gunea eusten duen habea eta bertoko 3 zutabeak lotuko dira, loturaren gainean honako akzioak eragiten dutelarik:

$$V_{Ed} = 317.08 kN$$

$$M_{Ed} = 422.77 kNm$$

Lehenik eta behin 1 eta 2 soldaduraren lodiera tartea definituko dira:

$$\left. \begin{array}{l} e_{IPE450 \text{ HEGALA}} = 14.6 \text{ mm} \\ e_{IPE550 \text{ HEGALA}} = 17.2 \text{ mm} \end{array} \right\} a_{1,2\max} = 10 \text{ mm eta } a_{1,2\min} = 5.5 \text{ mm}$$

beraz,

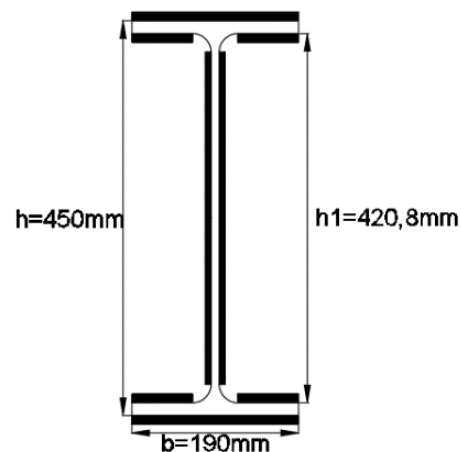
$$a_1 = a_2 = 10 \text{ mm} > 3 \text{ mm}$$

3 soldaduraren lodiera tartea:

$$\left. \begin{array}{l} e_{IPE450 \text{ ARIMA}} = 9.4 \text{ mm} \\ e_{IPE550 \text{ HEGALA}} = 17.2 \text{ mm} \end{array} \right\} a_{3\max} 6.5 \text{ mm eta } a_{3\min} = 5.5 \text{ mm}$$

beraz,

$$a_3 = 6.5 \text{ mm} > 3 \text{ mm}$$



38. Irudia: IPE450 perfilaren eskema soldadurekin.

Lotu beharreko habea 7 Loturan parte hartzen duen berdina denez gero, soldadura luzerak berdinak izango dira. Gainera, soldadura lodierak zein esfortzuak aipaturiko kasuko berdinak direnez gero, hauen konprobaketa egintzat joko da.

#### 4.1.3.1.9 9 Lotura

Lotura hauetan harmailetakoa gunea eusten duen habea eta bertoko 4 zutabeak lotuko dira, loturaren gainean honako akzioak eragiten dutelarik:

$$V_{Ed} = 158.54 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 105.69 \text{ kNm}$$

Lehenik eta behin 1 eta 2 soldaduraren lodiera tartea definituko dira:

$$\left. \begin{array}{l} e_{IPE450 \text{ HEGALA}} = 14.6 \text{ mm} \\ e_{UNP300 \text{ HEGALA}} = 16.0 \text{ mm} \end{array} \right\} a_{1,2\max} = 10 \text{ mm eta } a_{1,2\min} = 5.5 \text{ mm}$$

beraz,

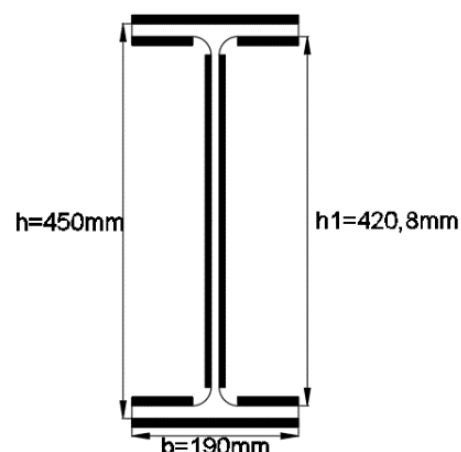
$$a_1 = a_2 = 10 \text{ mm} > 3 \text{ mm}$$

3 soldaduraren lodiera tartea:

$$\left. \begin{array}{l} e_{IPE450 \text{ ARIMA}} = 9.4 \text{ mm} \\ e_{UNP300 \text{ HEGALA}} = 16.0 \text{ mm} \end{array} \right\} a_{3\max} 6.5 \text{ mm eta } a_{3\min} = 5.5 \text{ mm}$$

beraz,

$$a_3 = 6.5 \text{ mm} > 3 \text{ mm}$$



39. Irudia: IPE450 perfilaren eskema soldadurekin.



Lotu beharreko habea 7 Loturan parte hartzen duen berdina denez gero, soldadura luzerak berdinak izango dira. Gainera, soldadura lodierak aipaturiko kasuko berdinak eta esfortzuak txikiagoak direnez gero, hauen konprobaketa egintzat joko da.

Kanpoko loturekin hasi baino lehen, barneko loturen laburpena gauzatuko da. Era berean, guztiz berdinak diren loturak talde berean sartuko dira.

	HABEA	ZUTABEA	a <sub>1</sub> (mm)	a <sub>2</sub> (mm)	a <sub>3</sub> (mm)	L <sub>1</sub> (mm)	L <sub>2</sub> (mm)	L <sub>3</sub> (mm)
1	IPE500	UPN300 bi.	11	11	7	200	73.9	426
2	IPE500	IPE500	11	11	7	200	73.9	426
3	IPE500	HEB450	11	11	7	200	73.9	426
4	HEB450	HEB450	18	18	7.5	300	116	344
5	IPE500	UPN400 bi.	11	11	7	200	73.9	426
6	HEB450	UPN400 bi.	18	18	7.5	300	116	344
7	IPE450	UPN400 bi.	10	10	6.5	190	69.3	378.8
8	IPE450	IPE550	10	10	6.5	190	69.3	378.8
9	IPE450	UPN300 bi.	10	10	6.5	190	69.3	378.8

39. Taula: Lortutako loturen eskema.

#### 4.1.3.2 Kanpo loturak

Kanpoko loturei dagokionez, barne egiturari dagokion zutabeen ainguraketa plaken diseinua gauzatuko da. Horretarako, esfortzuak zimendura transmitituko dituen hormigoizko zutabearen dimentsioak 1x1m<sup>2</sup> direla aurreikusiko dira.

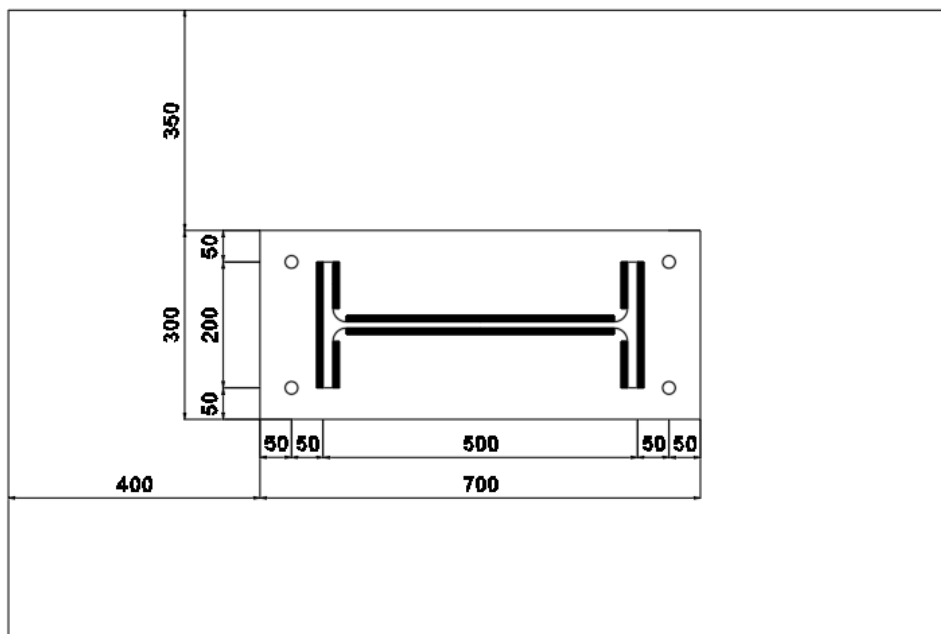
Era berean, 1, 2 eta 3 zutabeei dagozkien loturak 10, 11 eta 12 dira, hurrenez hurren.

#### 4.1.3.2.1 10 Lotura

Lotura mota hauek 1 motako zutabeak zimenduraren hormigoizko zutabeari lotzen ditu. 1 zutabeek bere aldetik, honako esfortzuak transmitituko dizkiet zimenduei:

$$N_{Ed} = 571.08 \text{ kN}$$

Lotura landatu bat egingo da, zapata zentratu batean. Beraz, aurrealdimentsionaketa egitekotan:



40. Irudia: Ainguraketa plakaren goitiko eskema.

Horrela beraz, plakaren dimentsioak  $700 \text{ mm} \times 300 \text{ mm}$  izango dira eta txaparen lodiera  $15 \text{ mm}$ -koa.

#### Hormigoia erresistentzia kalkulua

Honako balioa ezartzen dio hormigoia erresistentziari,  $f_{jd}$ , arauak:

$$f_{jd} = \beta_j k_j f_{ck} \leq 3,3 f_{cd}, \quad (8.31)$$

$\beta_j$  el coeficiente de la unión. Puede tomarse  $\beta=2/3$  siempre que la resistencia característica del mortero de nivelación no sea inferior a 0,2 veces la resistencia característica del hormigón, y que su espesor no sea superior a 0,2 veces el ancho menor de la basa.

$f_{cd}$  valor de cálculo de la resistencia a compresión del hormigón sobre probeta cilíndrica, de acuerdo a la instrucción aplicable al hormigón armado.

$k_j$  factor de concentración, dependiente del área portante equivalente de hormigón, de valor

Iturria: CTE

$$\begin{aligned}
 - \quad \beta_j &= 2/3 \\
 - \quad k_j &= \sqrt{\frac{a_1 \cdot b_1}{a \cdot b}} = \sqrt{\frac{1500 \cdot 1000}{700 \cdot 300}} = 2.67 \leq 5
 \end{aligned}$$



41. Irudia: Ainguraketa plaken dimentsionaketarako eskema. (Iturria: CTE)

$a_1$	$b_1$
$a_1 = a + 2 a_r$	$b_1 = b + 2 b_r$
$a_1 = 5 a$	$b_1 = 5 b$
$a_1 = a + h$	$b_1 = b + h$
$a_1 = 5 b_1$ pero $a_1 \geq a$	$b_1 = 5 a_1$ pero $b_1 \geq b$

$l_{ef}$ ,  $b_{ef}$ : longitud y anchura eficaces de cada región en comprimida de la basa, que se determinará siguiendo lo indicado en la figura 8.12

40. Taula: Kargak jasaten dituen azalera baliokidearen dimentsioak. (Iturria: CTE)

$$a_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} 700 + 2 \cdot 400 \\ 5 \cdot 700 \\ 700 + 1000 \\ 5 \cdot 1000 \end{array} \right\} = \min \left\{ \begin{array}{l} 1500 \\ 3500 \\ 1700 \\ 5000 \end{array} \right\} = 1500 \rightarrow a_1 \geq a$$

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} 300 + 2 \cdot 350 \\ 5 \cdot 300 \\ 300 + 1000 \\ 5 \cdot 1500 \end{array} \right\} = \min \left\{ \begin{array}{l} 1000 \\ 1500 \\ 1300 \\ 7500 \end{array} \right\} = 1000 \rightarrow b \geq b$$

$$\begin{aligned}
 - f_{ck} &= 25 \text{ N/mm}^2 \\
 - f_{cd} &= \frac{25 \text{ N/mm}^2}{1.5} = 16.67 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

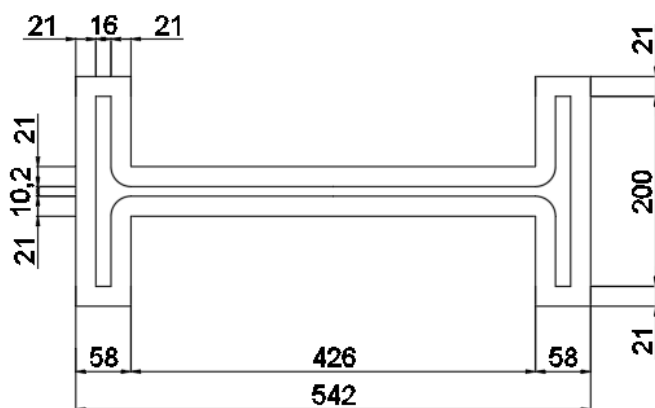
Beraz,

$$f_{jd} = \frac{2}{3} \cdot 2.67 \cdot 25 \leq 3.3 \cdot 16.67$$

$$f_{jd} = 44.5 \text{ N/mm}^2 \leq 55.01 \text{ N/mm}^2$$

#### Azalera efikazaren kalkulua

Azalera efikaza kalkulatzeko, perfilaren dimentsioei  $c$  balioa gehitzen zaizkie, ainguraketa plakatik irten gabe.



$$c \leq t \cdot \sqrt{\frac{f_{yd}}{3 \cdot f_{jd}}} = 15 \cdot \sqrt{\frac{275/1.1}{3 \cdot 44.5}} = 21 \text{ mm}$$

$$A_p = 2 \cdot 58 \cdot 242 + 426 \cdot 52.2$$

$$A_p = 50309.2 \text{ mm}^2$$

42. Irudia: Azalera efikazaren krokisa.

#### Zimenduko tentsioen kalkulua eta frogapena

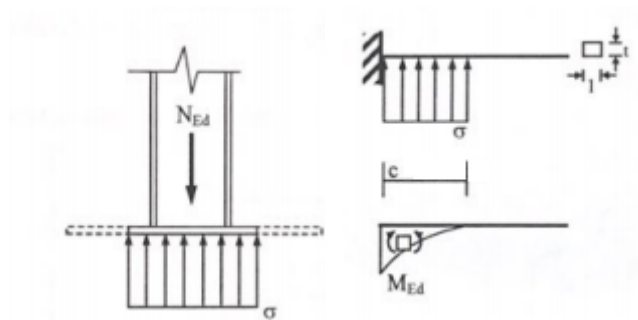
Tentsio normal uniformea:

$$\sigma = \frac{N_{Ed}}{A_p} = \frac{571080 \text{ N}}{50309.2 \text{ mm}^2} = 11.35 \text{ N/mm}^2$$

$$11.35 \text{ N/mm}^2 \leq 42.33 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{Betetzen da.}$$

#### Plakaren zurruntasunaren frogapena

Plakaren zurruntasuna frogatzekotan, azalera efikazaren unitatea baliotzat duen zabaleran, hormigoia tentsioaren balioa duen karga banatua aplikatuko da.



Iturria: Egituren Teknologia I

$$M_{Ed} = \sigma \cdot c \cdot \frac{c}{2} = 11.35 \frac{N}{mm} \cdot 21 \text{ mm} \cdot \frac{21 \text{ mm}}{2} = 2502.98 \frac{mm \cdot N}{mm}$$

$$M_{p,Rd} = \frac{t^2 \cdot f_{yd}}{4} = \frac{15 \text{ mm}^2 \cdot \frac{275 \text{ N}}{\text{mm}^2}}{4 \cdot 1.1} = 14062.5 \frac{mm \cdot N}{mm}$$

$$2502.98 \frac{mm \cdot N}{mm} \leq 14062.5 \frac{mm \cdot N}{mm} \rightarrow \text{Betetzen da.}$$

Bestetik, zutabea ainguraketa plakara lotzen duten soldaduren dimentsioak:

	Soldadura lodiera, a (mm)	Soldadura luzera, L (mm)
1 Soldadura	11	200
2 Soldadura	11	73.9
3 Soldadura	7	426

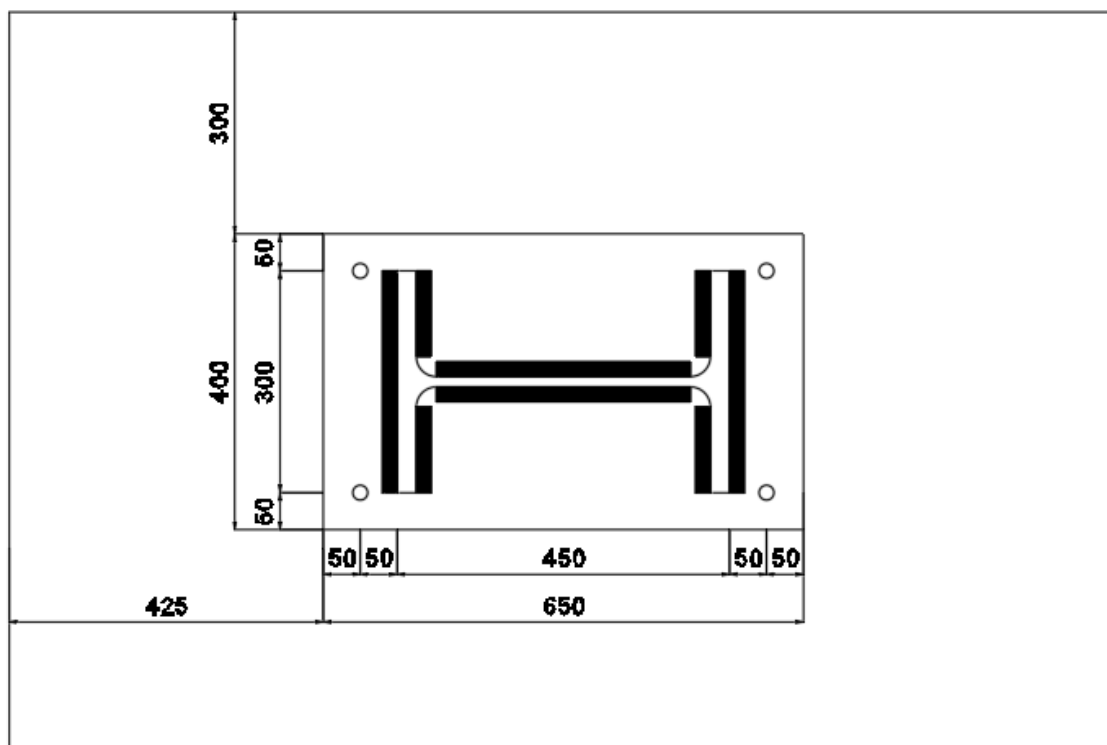
41. Taula: Zutabe eta ainguraketa plakaren arteko soldaduraren dimentsioak.

#### 4.1.3.2.2 11 Lotura

Lotura mota hauek 2 motako zutabeak zimenduraren hormigoizko zutabeari lotzen ditu. 2 zutabeek bere aldetik, honako esfortzuak transmitituko dizkiet zimenduei:

- $N_{Ed} = 752.7 \text{ kN} \downarrow$
- $M_{y,Ed} = 363.26 \text{ kNm} \curvearrowright$

Lotura landatu bat egingo da, zapata zentratu batean. Beraz, aurredimentsionaketa egitekotan:



43. Irudia: Ainguraketa plakaren goitiko eskema.

Horrela beraz, plakaren dimentsioak  $650\text{ mm} \times 400\text{ mm}$  izango dira eta txaparen lodiera  $35\text{ mm}$ -koa.

### *Hormigoiares erresistentzia kalkulua*

Honako balioa ezartzen dio hormigoiares erresistentziari,  $f_{fd}$ , arauak:

$$f_{jd} = \beta_j \cdot k_j \cdot f_{ck} \leq 3.3 \cdot f_{cd}$$

- $\beta_j = 2/3$
- $k_j = \sqrt{\frac{a_1 \cdot b_1}{a \cdot b}} = \sqrt{\frac{1500 \cdot 1000}{650 \cdot 400}} = 2.40 \leq 5$

$$\begin{aligned}
 - \quad a_1 &= \min \begin{Bmatrix} 650 + 2 \cdot 425 \\ 5 \cdot 650 \\ 650 + 1000 \\ 5 \cdot 100 \end{Bmatrix} = \min \begin{Bmatrix} 1500 \\ 3250 \\ 1650 \\ 5000 \end{Bmatrix} = 1500 \rightarrow a_1 \geq a \\
 - \quad b_1 &= \min \begin{Bmatrix} 400 + 2 \cdot 300 \\ 5 \cdot 300 \\ 400 + 1000 \\ 5 \cdot 1500 \end{Bmatrix} = \min \begin{Bmatrix} 1000 \\ 1500 \\ 1400 \\ 7500 \end{Bmatrix} = 900 \rightarrow b \geq b \\
 - \quad f_{ck} &= 25 \text{ N/mm}^2 \\
 - \quad f_{cd} &= \frac{25 \text{ N/mm}^2}{1.5} = 16.67 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

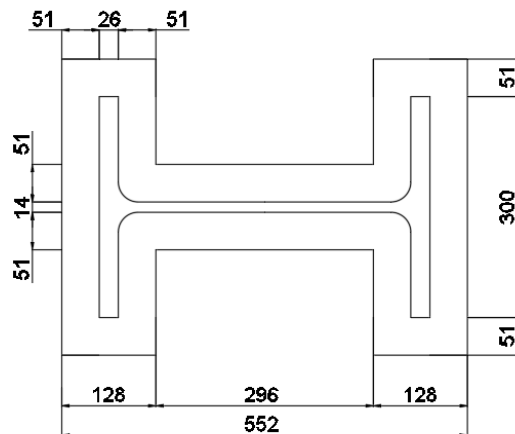
Beraz,

$$f_{jd} = \frac{2}{3} \cdot 2.40 \cdot 25 \leq 3.3 \cdot 16.67$$

$$f_{jd} = 40 \text{ N/mm}^2 \leq 55.01 \text{ N/mm}^2$$

#### Azalera efikazaren kalkulua

Azalera efikaza kalkulatzeko, perfilaren dimentsioei  $c$  balioa gehitzen zaizkie, ainguraketa plakatik irten gabe.



$$c \leq t \cdot \sqrt{\frac{f_{yd}}{3 \cdot f_{jd}}} = 35 \cdot \sqrt{\frac{275/1.1}{3 \cdot 40}} = 51 \text{ mm}$$

$$A_p = 2 \cdot 128 \cdot 401 + 296 \cdot 116$$

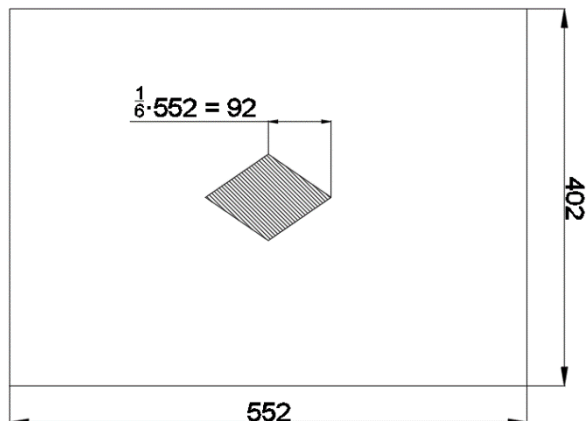
$$A_p = 136992 \text{ mm}^2$$

44. Irudia: Azalera efikazaren krokisa.

Eszentrikotasuna azalera efikazaren erdiko nukleoaren barruan edo kanpoan dagoen jakiteko:

$$e = \frac{M_{y,Ed}}{N_{Ed}} = \frac{363.26 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}}{752700 \text{ N}} = 482.61 \text{ mm}$$

Erdiko nukleoaren kalkulua errazteko, azalera efikaza barne hartzen duen gainazal errektangeluarrarena kalkulatu da:



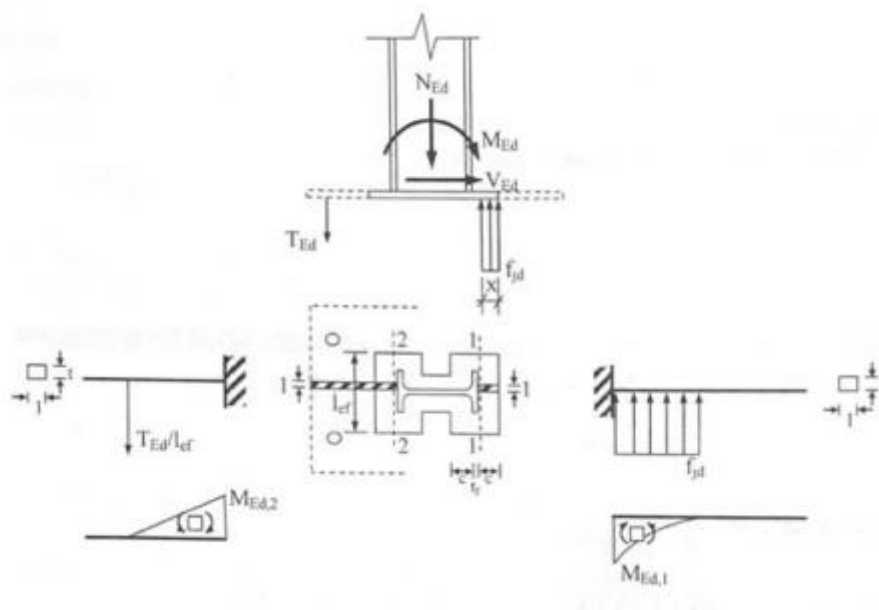
$$e = 571.32mm \geq 92mm$$

45. Irudia: Eszentrikotasunaren kalkulua sekzio errektangularran.

Zutabea beraz makurdura-kompresio egotean egiten du lan, hau da, hormigoiak konpresio zein trankzioak jasango ditu.

#### Zimenduko tentsioen kalkulua

Kasu honetan,  $T_d$  eta  $x$  balioak lortu behar dira, hurrengo eskeman agertzen den moduan estatika erabiliz.



Iturria: Egituren Teknologia I.



$$\uparrow \sum F_v = -N_{Ed} - T_{Ed} + f_{jd} \cdot x \cdot 402 = 0$$

$$\curvearrowright \sum M_A = -M_{Ed} - N_{Ed} \cdot \left(50 + \frac{450}{2}\right) + f_{jd} \cdot x \cdot 402 \cdot \left(50 + 450 + 51 - \frac{x}{2}\right) = 0$$

non,

$$f_{jd} = 40 \frac{N}{mm^2}$$

$$x = \begin{cases} 1033.35mm \geq 128mm \rightarrow \text{Ez da baliozkoa.} \\ 68.64mm \leq 128mm \rightarrow \text{Baliozkoa da.} \end{cases} \rightarrow T_{Ed} = 709620N$$

#### Plakaren zurruntasunaren frogapena

Plakaren zurruntasuna frogatzekotan, azalera efikazaren unitatea baliotzat duen zabaleran, hormigoia tentsioaren balioa duen karga banatua aplikatuko da.

1-1 Landapeneko luzera unitateko momentua:

$$M_{Ed,1} = f_{jd} \cdot c \cdot \frac{c}{2} = 40 \frac{N}{mm} \cdot 51mm \cdot \frac{51mm}{2} = 52020 \frac{mm \cdot N}{mm}$$

2-2 Landapeneko luzera unitateko momentua:

$$M_{Ed,2} = \frac{709620N}{402mm} \cdot 50mm = 88261.19 \frac{mm \cdot N}{mm}$$

Bere aldetik:

$$M_{p,Rd} = 76562.5 \frac{mm \cdot N}{mm}$$

Bete behar da:

$$M_{Ed,1} \leq M_{p,Rd} \rightarrow \text{Betetzen da.}$$

$$M_{Ed,2} \leq M_{p,Rd} \rightarrow \text{Betetzen da.}$$

Bestetik, zutabea ainguraketa plakara lotzen duten soldaduren dimentsioak:

	Soldadura lodiera, a (mm)	Soldadura luzera, L (mm)
1 Soldadura	19	300
2 Soldadura	19	116
3 Soldadura	9.5	344

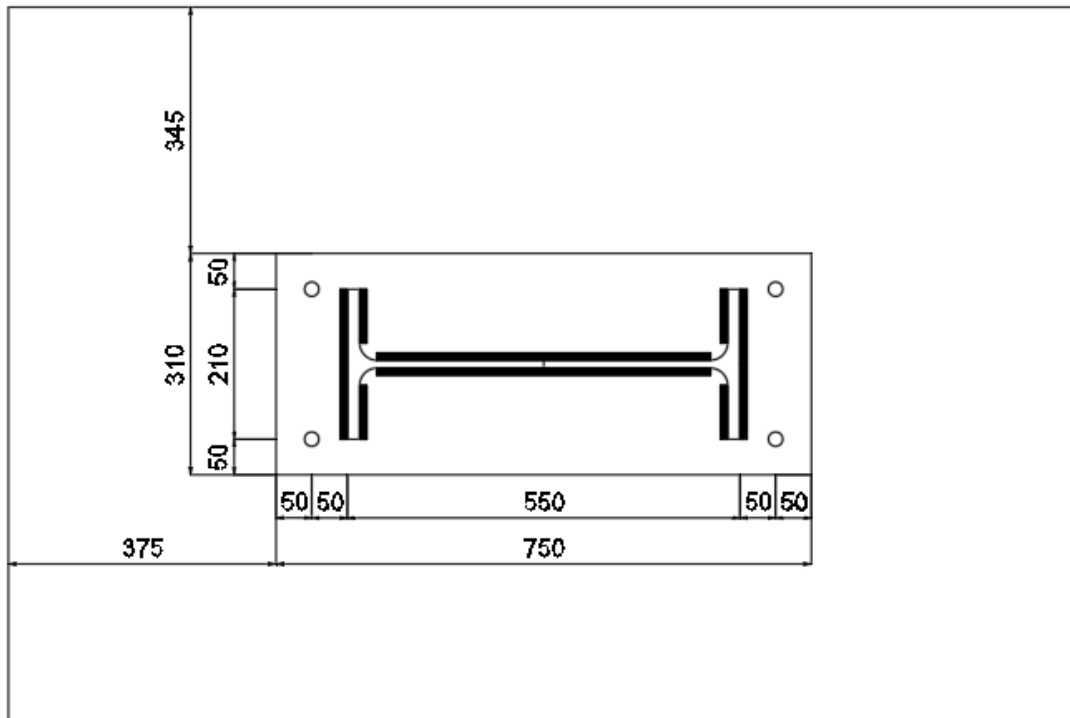
42. Taula: Zutabe eta ainguraketa plakaren arteko soldaduraren dimentsioak.

#### 4.1.3.2.3 12 Lotura

Kasu honetan, 3 zutabea lotzen zaio zapatari, honako akzioak jasan behar dituelarik.

- $N_{Ed} = 317.08 \text{ kN} \downarrow$
- $M_{y,Ed} = 422.77 \text{ kNm} \curvearrowright$

Lotura landatu bat egingo da, zapata zentratu batean. Aurre-dimentsionaketa egitekotan, aurreko loturetan erabilitako zapataren dimentsioetatik ekingo zaio:



46. Irudia: Ainguraketa plakaren goitiko eskema.

Horrela beraz, plakaren dimentsioak  $750 \text{ mm} \times 310 \text{ mm}$  izango dira eta txaparen lodiera  $30 \text{ mm}$ -koa.

#### Hormigoiaren erresistentzia kalkulua

Honako balioa ezartzen dio hormigoiaren erresistentziari,  $f_{jd}$ , arauak:

$$f_{jd} = \beta_j \cdot k_j \cdot f_{ck} \leq 3.3 \cdot f_{cd}$$

- $\beta_j = 2/3$
- $k_j = \sqrt{\frac{a_1 \cdot b_1}{a \cdot b}} = \sqrt{\frac{1500 \cdot 1000}{750 \cdot 310}} = 2.54 \leq 5$

$$\begin{aligned}
 - \quad a_1 &= \min \begin{Bmatrix} 750 + 2 \cdot 375 \\ 5 \cdot 750 \\ 750 + 1000 \\ 5 \cdot 1000 \end{Bmatrix} = \min \begin{Bmatrix} 1500 \\ 3750 \\ 1750 \\ 5000 \end{Bmatrix} = 1500 \rightarrow a_1 \geq a \\
 - \quad b_1 &= \min \begin{Bmatrix} 310 + 2 \cdot 345 \\ 5 \cdot 310 \\ 310 + 1000 \\ 5 \cdot 1500 \end{Bmatrix} = \min \begin{Bmatrix} 1000 \\ 2000 \\ 1310 \\ 7500 \end{Bmatrix} = 1000 \rightarrow b \geq b \\
 - \quad f_{ck} &= 25 \text{ N/mm}^2 \\
 - \quad f_{cd} &= \frac{25 \text{ N/mm}^2}{1.5} = 16.67 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

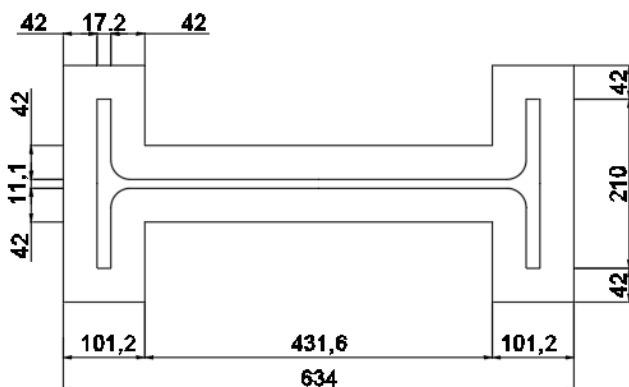
Beraz,

$$f_{jd} = \frac{2}{3} \cdot 2.54 \cdot 25 \leq 3.3 \cdot 16.67$$

$$f_{jd} = 42.33 \text{ N/mm}^2 \leq 55 \text{ N/mm}^2$$

#### Azalera efikazaren kalkulua

Azalera efikaza kalkulatzeko, perfilaren dimentsioei  $c$  balioa gehitzen zaizkie, ainguraketa plakatik irten gabe.



$$c \leq t \cdot \sqrt{\frac{f_{yd}}{3 \cdot f_{jd}}} = 30 \cdot \sqrt{\frac{275/1.1}{3 \cdot 42.33}} = 42 \text{ mm}$$

$$A_p = 2 \cdot 101.2 \cdot 294 + 431.6 \cdot 95.1$$

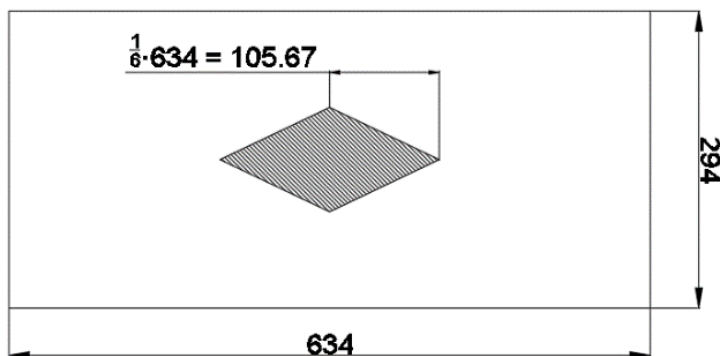
$$A_p = 100550.76 \text{ mm}^2$$

47. Irudia: Azalera efikazaren krokisa.

Eszentrikotasuna azalera efikazaren erdiko nukleoaren barruan edo kanpoan dagoen jakiteko:

$$e = \frac{M_{y,Ed}}{N_{Ed}} = \frac{422.77 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}}{317080 \text{ N}} = 1333.32 \text{ mm}$$

Erdiko nukleoaren kalkulua errazteko, azalera efikaza barne hartzen duen gainazal errektangeluarrarena kalkulatu da:



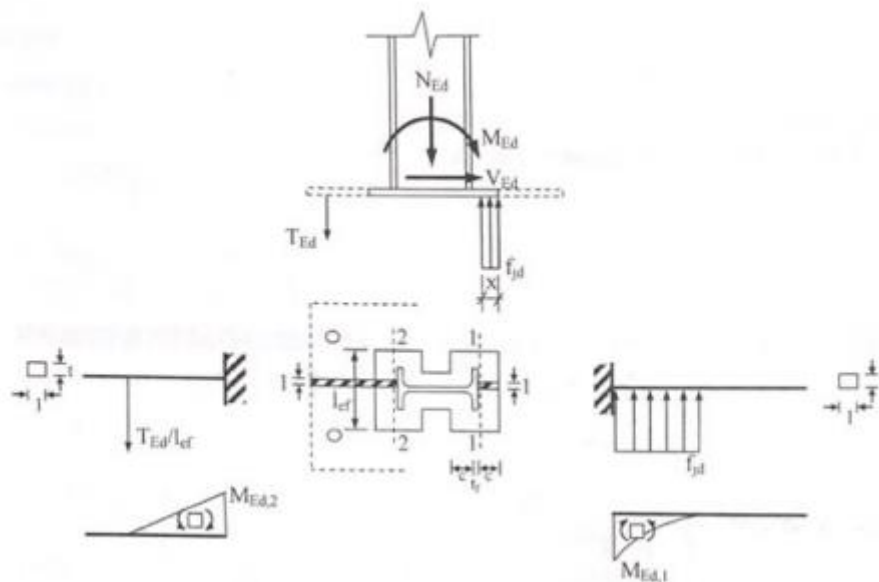
$$e = 1333.32\text{mm} \geq 105.67\text{mm}$$

48. Irudia: Eszentrikotasunaren kalkulua sekzio errektangularran.

Zutabea beraz makurdura-kompresio egoean egiten du lan, hau da, hormigoiak konpresio zein trankzioak jasango ditu.

#### Zimenduko tentsioen kalkulua

Kasu honetan,  $T_d$  eta  $x$  balioak lortu behar dira, hurrengo eskeman agertzen den moduan estatika erabiliz.



Iturria: Egituren Teknologia I.

$$\uparrow \sum F_v = -N_{Ed} - T_{Ed} + f_{jd} \cdot x \cdot 294 = 0$$

$$\curvearrowright \sum M_A = -M_{Ed} - N_{Ed} \cdot \left(50 + \frac{550}{2}\right) + f_{jd} \cdot x \cdot 3294 \cdot \left(50 + 550 + 50 - \frac{x}{2}\right) = 0$$

non,

$$f_{jd} = 42.33 \frac{N}{mm^2}$$

$$x = \begin{cases} 1259.20mm \geq 101.2mm \rightarrow \text{Ez da baliozkoa.} \\ 40.80mm \leq 101.2mm \rightarrow \text{Baliozkoa da.} \end{cases} \rightarrow T_{Ed} = 218309.84N$$

#### Plakaren zurruntasunaren frogapena

Plakaren zurruntasuna frogatzekotan, azalera efikazaren unitatea baliotzat duen zabaleran, hormigoia tentsioaren balioa duen karga banatua aplikatuko da.

1-1 Landapeneko luzera unitateko momentua:

$$M_{Ed,1} = f_{jd} \cdot c \cdot \frac{c}{2} = 42.33 \frac{N}{mm} \cdot 50 \text{ mm} \cdot \frac{50 \text{ mm}}{2} = 52912.5 \frac{mm \cdot N}{mm}$$

2-2 Landapeneko luzera unitateko momentua:

$$M_{Ed,2} = \frac{218309.84N}{310mm} \cdot 50mm = 35211.26 \frac{mm \cdot N}{mm}$$

Bere aldetik:

$$M_{p,Rd} = 56250 \frac{mm \cdot N}{mm}$$

Bete behar da:

$$M_{Ed,1} \leq M_{p,Rd} \rightarrow \text{Betetzen da.}$$

$$M_{Ed,2} \leq M_{p,Rd} \rightarrow \text{Betetzen da.}$$

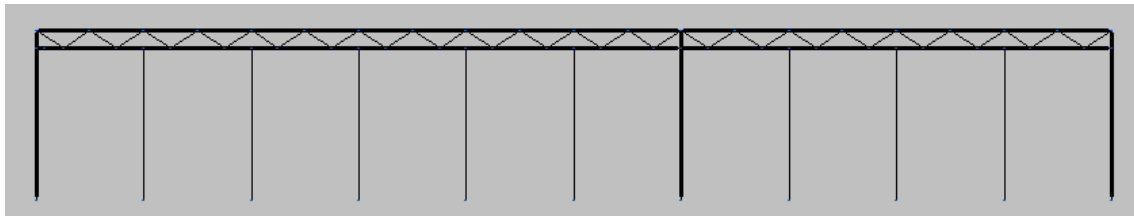
Bestetik, zutabea ainguraketa plakara lotzen duten soldaduren dimentsioak:

	Soldadura lodiera, a (mm)	Soldadura luzera, L (mm)
1 Soldadura	12	210
2 Soldadura	12	75.45
3 Soldadura	7.5	467.6

43. Taula: Zutabe eta ainguraketa plakaren arteko soldaduraren dimentsioak.

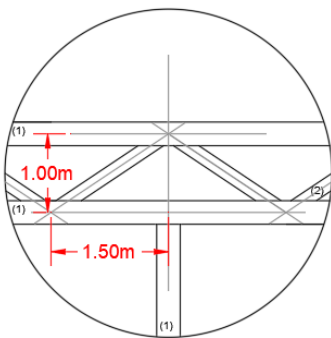
## 4.2 Kanpoko egitura nagusia

Kanpoko egiturari dagokionez bestetik, altzairuzko habearte bat izango da. Habearte hau, jarraian kokaturiko bi portiko lauez osaturiko 11 portikok eratuko dute, 44 metro zabal den eraikina posible eginez. Esan bezala, portikoak zelosia itxurako habeez eratutako 36 eta 24 metrotako bi portiko jarraietan banatuta daude, 60 metro luze, honako itxura hartzen dutelarik:



49. Irudia: Egituraren luzetarako sekzioa, hau osatzen duten bi portikoak ikusgai.

Portikoen arteko distantzia 4 metrotako izango da, barneko egiturarekin bat etorrira. Bestetik, eraikinak 9.5 metroko altuera izango du, nahiz eta errealitatean polikiroldegiko gunean 6 metrokoa izan, arestian aipatu bezala sabai faltsu batekin mugatua. Era berean, harmailetako eta erabilera anitzeko pistaren gunean 8.5 metrokoa zelosia guneean.



Era berean, zelosia itxurako habeak 3 metroko oina duten triangeluak osatuz kokatuta dauden barra horizontalez osatuta daude. Zelosia itxurak habearen elementu orok konpresio edo trakzio egoeran soilik lan egitea ahalbideratzen du, horrela makurdurak edota indar ebakitzailak galaziz.

50. Irudia: Zelosia itxurako habeen diseinua.

### 4.2.1 Aplikatutako kargak

Nahiz eta CYPE-k berak haizearen eta elurraren akzioak kalkulatzeko dituen, eskuz ere kalkulatu dira.

#### 4.2.1.1 Karga iraunkorrak (G)

Karga iraunkorra deritzo elementu estruktural zein ez estrukturalen berezko pisuek eragiten duten akzioen multzoari. Elementu hauek posizio finkoa izan ohi dute eta era konstantean grabitatzen dute egiturari.

- Karga iraunkorretan nagusia egituraren pisu propioa da, elementuen materialak (S275J) definitzen duelarik:  $78.5 \text{ kN/m}^3$ .
- Estalkian erabilitako Sandwich panelaren pisu propioa:  $0.1105 \text{ kN/m}^2$ .
- Estalkiko panela eusteko erabilitako petralen pisu propioa (IPE 140):  $0.129 \text{ kN/m}$ .
- Fatxadan erabilitako Sandwich panelaren pisu propioa:  $0.118 \text{ kN/m}^2$ .
- Fatxadan eusteko erabilitako petralen pisu propioa (IPE 120):  $0.104 \text{ kN/m}$ .

Petralen perfilen hautaketarako, CYPEko 'GENERADOR DE PÓRTICOS' moduluan euren arteko distantzia jakin bat ezarrita, 1 m, aprobetxamendu maximoa dituztenak aukeratu dira.

Dimensionamiento de perfiles			Dimensionamiento de perfiles		
Nombre	Peso (kg/m <sup>2</sup> )	Texto de comprobación	Nombre	Peso (kg/m <sup>2</sup> )	Texto de comprobación
⚠ IPE 80	6.00	Aprovechamiento: 293.89 %	⚠ IPE 80	6.00	Aprovechamiento: 279.55 %
⚠ IPE 100	8.09	Aprovechamiento: 162.95 %	⚠ IPE 100	8.09	Aprovechamiento: 151.10 %
⚠ IPE 120	10.36	Aprovechamiento: 101.05 %	✅ IPE 120	10.36	Aprovechamiento: 95.06 %
✅ IPE 140	12.87	Aprovechamiento: 65.72 %	✅ IPE 140	12.87	Aprovechamiento: 64.38 %
✅ IPE 160	15.78	Aprovechamiento: 43.33 %	✅ IPE 160	15.78	Aprovechamiento: 44.87 %
✅ IPE 180	18.76	Aprovechamiento: 30.23 %	✅ IPE 180	18.76	Aprovechamiento: 32.97 %
✅ IPE 200	22.37	Aprovechamiento: 23.22 %	✅ IPE 200	22.37	Aprovechamiento: 24.71 %
✅ IPE 220	26.22	Aprovechamiento: 21.05 %	✅ IPE 220	26.22	Aprovechamiento: 19.40 %
✅ IPE 240	30.69	Aprovechamiento: 16.99 %	✅ IPE 240	30.69	Aprovechamiento: 15.85 %
✅ IPE 270	36.03	Aprovechamiento: 15.90 %	✅ IPE 270	36.03	Aprovechamiento: 15.06 %

Significado de los iconos

⚠ Elemento que no cumple alguna comprobación.

✅ Elemento que cumple todas las comprobaciones.

Aceptar Cancelar

44. Taula: Ezkerrean estalkiko petralak eta eskuman fatxadarenak. (Iturria: CYPE)

#### 4.2.1.2 Karga aldakorrak (Q)

Gainkarga kalkulatzeko orduan, CTE-DB-SE-AE-k adierazitako balorea esleitu zaio honek izango duen erabileraren arabera. Gure kasuan beraz, mantenurako bakarrik erabili daitekeen estalkia denez, 20° baino txikiagoa den malda duenez eta gainera korreen gainean dagoenez:  $G_1 = 0.4 \text{ kN/m}^2$ .

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

45. Taula: : Gainkargen berezko balioak erabileraren arabera. (Iturria: CTE)

#### 4.2.1.2.1 Haizea (V)

Haizea da gure egituraren gain eragingo duen kargarik handiena. Hau CTE-aren bidez estimatu ahal izateko, arauak honakoa exijitzen du:

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

non:

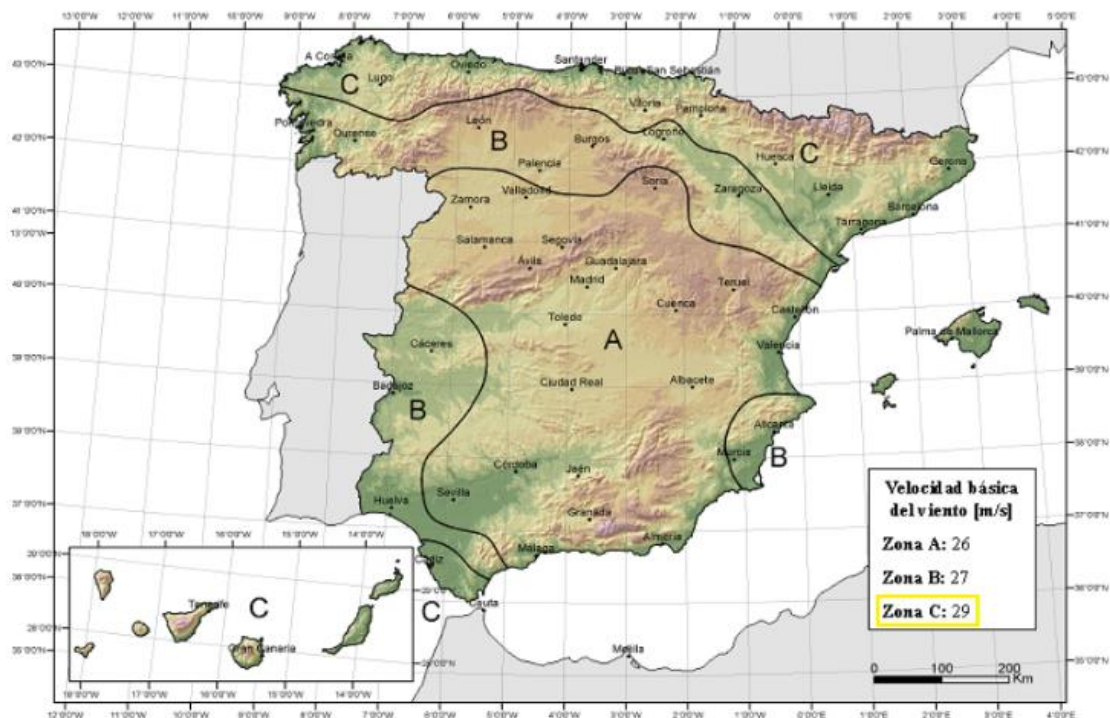
$q_e$ : Haizearen presio dinamikoa den. D eranskinean bere balorearen balio zehatzagoa lortu daitekeen.

$c_e$ : Haizearen esposizio-koefizientea den. Bere balioa puntuaren altuera geografikoaren eta inguruaren laztasun-graduaren arabera da.

$c_p$ : Haizearen koefiziente eolikoa edo presio-koefizientea den. Haizeak zuzenean eragingo duen hormaren forma eta norabidearen menpekota da.

- Presio dinamikoa:

$$q_b = 0.5 \cdot \delta \cdot v_b^2 = 0.5 \cdot 1.25 \frac{kg}{m^3} \cdot \left(29 \frac{m}{s}\right)^2 = 525.625 \frac{N}{m^2} = 0.526 kN/m^2$$



1. Mapa: Haizearen abiaduraren berezko balioak. (Iturria: CTE)

Egituraren zerbitzu periodoa 50 urtekoa dela suposatzen bada, zuzentze faktorea unitatea litzateke, beraz ez da inongo zuzenketarik egingo.

Koefizienteen kalkulurako, 4 haize mota bereizi daitezke, bina eraikinaren norabide bakoitzean:

- Haize longitudinalak eragindako barne presioa.
- Haize longitudinalak eragindako barne sukzioa.
- Zeharkako haizeak eragindako barne presioa.
- Zeharkako haizeak eragindako barne sukzioa.



- *Esposizio-koefizientea:*

Egitura gune industrial batean dago kokatuta, herrigunetik hurbil. Horregatik, koefizientearen balioa hurrengo taulatik honakoa dela ondoriozta daiteke:

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

46. Taula: Esposizio-faktorearen berezko balioak. (Iturria: CTE)

Kanpoko haizeek eragindako akzioen kasuan, bi  $c_e$  ezberdin kalkulatu beharra dago, zutabe eta habeentzako.

Zutabeen kasuan hauen grabitate zentroa  $H/2$ -an egongo denez gero, taulan ordezkatu beharreko balioa 4.75m-koa da. Beraz,  $c_e = 1.36$

Habeen kasuan hauen grabitate zentroa  $L/2$ -an (izanik  $L$  habearen proiektzio horizontala) egongo denez gero, taulan ordezkatu beharreko balioak 18 eta 12m-koak dira. Beraz, segurtasun aldetik balio altuena hartuta  $c_e = 2.2$

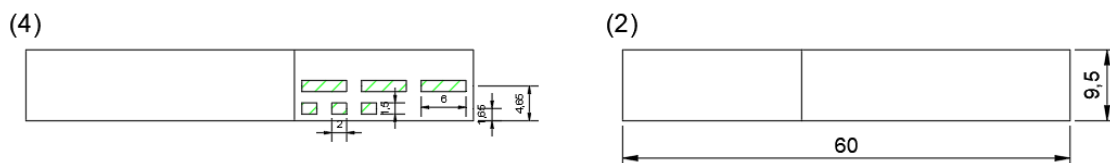
Barneko haizearen kasuan, eraikinak norabide bakoitzean dituen zuloen menpekoea denez, hauen grabitate zentroen arabera izango da.

Zeharkako sekzioan honakoak dira eraikinak dauzkan zuloak:



51. Irudia: Zeharkako norabidean dauden zuloak eta distantziak (m-tan).

Luzetarako sekzioan honakoak dira eraikinak dauzkan zuloak:



52. Irudia: Luzetarako norabidean dauden zuloak eta distantziak (m-tan).

$$h_{GZ} = \frac{(4 \cdot 3 \cdot 1.5) + (3 \cdot 2.4 \cdot 1.2) + 8 \cdot (2 \cdot 1.5 \cdot 1.65) + 3 \cdot (6 \cdot 1.5 \cdot 4.65) + 3 \cdot (2 \cdot 1.5 \cdot 1.65) + 3 \cdot (6 \cdot 1.5 \cdot 4.65)}{(4 \cdot 3) + (3 \cdot 2.4) + 8 \cdot (2 \cdot 1.5) + 3 \cdot (6 \cdot 1.5) + 3 \cdot (2 \cdot 1.5) + 3 \cdot (6 \cdot 1.5)}$$

$$h_{GZ} = 3.13m \rightarrow c_e = 1.30$$

Esposizio koefizienteak beraz:

Kanpoko haizeentzako:

Zutabeak:  $c_e = 1.36$

Habeak:  $c_e = 2.2$

Barneko haizeentzako:

Zutabeak:  $c_e = 1.3$

Habeak:  $c_e = 1.3$

- Koefiziente eolikoa:

Eraikinaren estalkiaren malda nulua da eta beraz ez du %5-ko malda gainditzen. Horregatik lautzat jo daiteke.

Barne haizeak eragindako akzioak kalkulatzeko, koefizientearen kalkulua hurrengo taulan dauden parametroekin egiten da.

Esbeltez en el plano paralelo al viento	Área de huecos en zonas de succión respecto al área total de huecos del edificio											
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1	
$\leq 1$	0,7	0,7	0,6	0,4	0,3	0,1	0,0	-0,1	-0,3	-0,4	-0,5	
$\geq 4$	0,5	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	0,0	-0,1	-0,2	-0,3	-0,3	

47. Taula: Barne presioaren koefizientea. (Iturria: CTE)



53. Irudia: Haizeak eraikuntza diafanoa batean. (Iturria: CTE)

Eraikinak 9.5m-ko altuera alboko itxidura dauka 60m-ko luzeran zehar. Beraz, honen lerdentasuna kalkulatu:

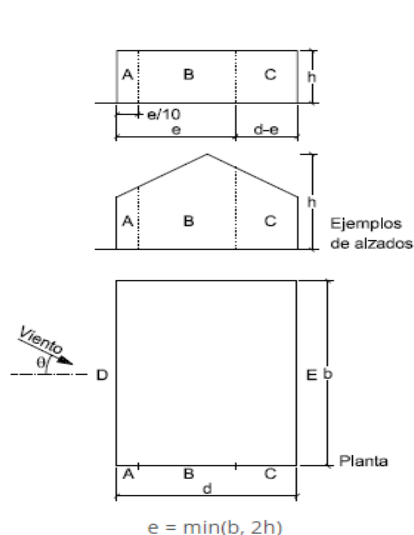
$$\lambda = \frac{H}{L} = \frac{9.5m}{60m} = 0.158 < 1$$

Beraz, ahalik eta kasu desegokienak kontuan hartzeko, taulako lehen eta azken balioak hartuko dira:  $c_p = 0.7$  eta  $c_p = -0.5$

Kanpo haizearen kasuan, kalkulua gauzatzeko bi plano daude, haizeak norabide longitudinalean edo zeharkakoan jotzen duen arabera

• Zutabeentzako:

CTE DB-SE-AE-ko D Eranskinetik lortutako 3.Irudian, fatxada batean zehar kanpo presioaren parametro bertikalen kalkuluaren banaketa argi ikusi daiteke. Irudi honekin, alde luze zein laburraren balioak kalkulatu dira.



A (m <sup>2</sup> )	Zona (según figura), $-45^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$					
	h/d	A	B	C	D	E
$\geq 10$	5	-1,2	-0,8	-0,5	0,8	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	$\leq 0,25$	"	"	"	0,7	-0,3
5	5	-1,3	-0,9	-0,5	0,9	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	$\leq 0,25$	"	"	"	0,8	-0,3
2	5	-1,3	-1,0	-0,5	0,9	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	$\leq 0,25$	"	"	"	0,7	-0,3
$\leq 1$	5	-1,4	-1,1	-0,5	1,0	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	$\leq 0,25$	"	"	"	"	-0,3

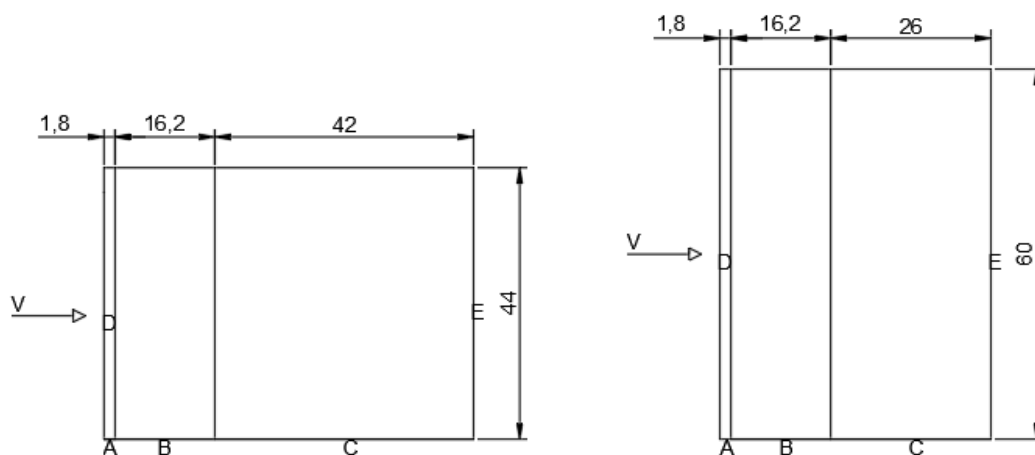
54. Irudia: Kanpo presioaren parametro bertikalen kalkulurako guneen banaketa.  
 (Iturria: CTE)

48. Taula: Kanpo presioaren parametro bertikalak. (Iturria: CTE)

Lehenik eta behin "e" koefizientea determinatu beharra dago, banatze gune ezberdinen dimentsioak kalkulatu ahal izateko.

$$\text{Luzetarako norabidean: } e = \min(b, 2h) = \min(60, 2 \cdot 9.5) = \min(60, 18) = 18$$

$$\text{Zeharkako norabidean: } e = \min(b, 2h) = \min(44, 2 \cdot 9.5) = \min(44, 18) = 18$$



55. Irudia: Kanpo presioaren kalkulurako guneen banaketa.

$c_p$  koefizientea kalkulatzeko, altuera era haizearen kontra ez dagoen aldearen zabaleraren arteko erlazioa erabiltzen da. Balio honekin 4. Taulatik  $c_p$ -ren balioak lortuko dira.

$$\text{Norabide longitudinalean (1): } \frac{h}{d} = \frac{9.5}{44} = 0.216$$

$$\text{Zeharkako norabidean (2): } \frac{h}{d} = \frac{9.5}{60} = 0.158$$

Kanpo presioaren balioak gune bakoitzarentzako beraz,

49. Taula: Luzetarako norabidean parametro bertikalak

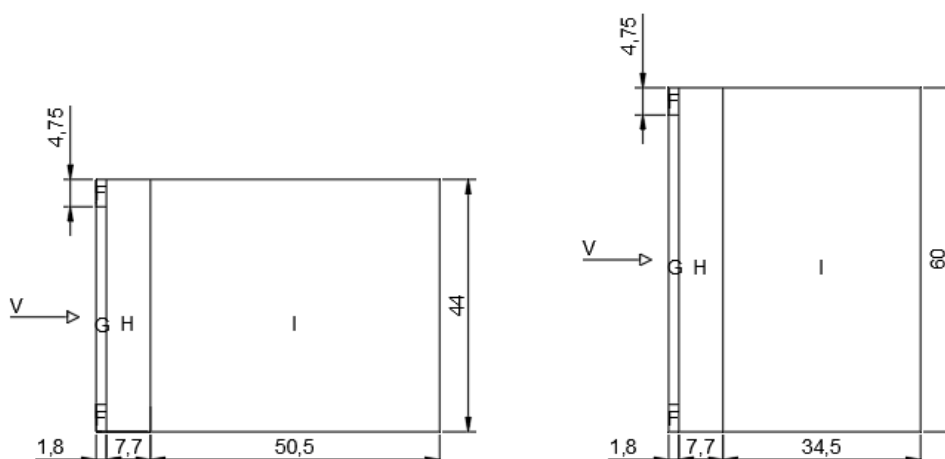
50. Taula: Zeharkako norabidean parametro bertikalak.

- |                    | $h_p/h$ | A (m <sup>2</sup> ) | Zona (según figura). $-45^\circ < \theta < 45^\circ$ |      |      |             |
|--------------------|---------|---------------------|--|------|------|-------------|
|                    |         |                     | F  | G    | H    | I           |
| Bordes con aristas |         | $\geq 10$           | -1,8   | -1,2 | -0,7 | 0,2<br>-0,2 |
|                    |         | $\leq 1$            | -2,5   | -2,0 | -1,2 | 0,2<br>-0,2 |
|                    | 0,025   | $\geq 10$           | -1,6   | -1,1 | -0,7 | 0,2<br>-0,2 |
|                    |         | $\leq 1$            | -2,2   | -1,8 | -1,2 | 0,2<br>-0,2 |
|                    | 0,05    | $\geq 10$           | -1,4   | -0,9 | -0,7 | 0,2<br>-0,2 |
|                    |         | $\leq 1$            | -2,0   | -1,6 | -1,2 | 0,2<br>-0,2 |
| Con parapetos      |         | $\geq 10$           | -1,2   | -0,8 | -0,7 | 0,2<br>-0,2 |
|                    |         | $\leq 1$            | -1,8   | -1,4 | -1,2 | 0,2<br>-0,2 |

51. Taula: Kanpo presioaren parametro horizontalak. (Iturria: CTE)

**Nota:** Se considerarán cubiertas planas aquellas con una pendiente no superior a 5°

IKER BALBUENA GARCIA



57. Irudia: Kanpo presioaren kalkulurako guneen banaketa.

$c_p$  behin tauletatik estrapolatuta, kanpoko presioaren balioak gune bakoitzarentzako beraz,

(1)	F	G	H	I	BB
$c_p$	-	-1.2	-0.7	-0.2	-0.26

52. Taula: Fatxada luzearen parametro horizontalak.

(2)	F	G	H	I	BB
$c_p$	-	-1.2	-0.7	-0.2	-0.285

53. Taula : Fatxada laburraren parametro horizontalak.

- Akzioen balioa:

Haizeen akzioak beraz, honako hipotesietan banatu daitezke:

Zutabeetan:

- Barneko haizea

$$q_b = 0.526 \text{ kN/m}^2 \cdot 1.3 \cdot 0.7 = 0.479 \text{ kN/m}^2 \rightarrow q_b = -0.479 \text{ kN/m}^2$$

$$q_b = 0.526 \text{ kN/m}^2 \cdot 1.3 \cdot -0.5 = -0.341 \text{ kN/m}^2 \rightarrow q_b = 0.341 \text{ kN/m}^2$$

- Kanpoko haizea

$$q_{bD} = 0.526 \text{ kN/m}^2 \cdot 1.36 \cdot 0.7 = 0.501 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{bE} = 0.526 \text{ kN/m}^2 \cdot 1.36 \cdot -0.3 = -0.215 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{bABC} = 0.526 \text{ kN/m}^2 \cdot 1.36 \cdot -0.640 = -0.458 \text{ kN/m}^2$$

Habeetan:

- Barneko haizea

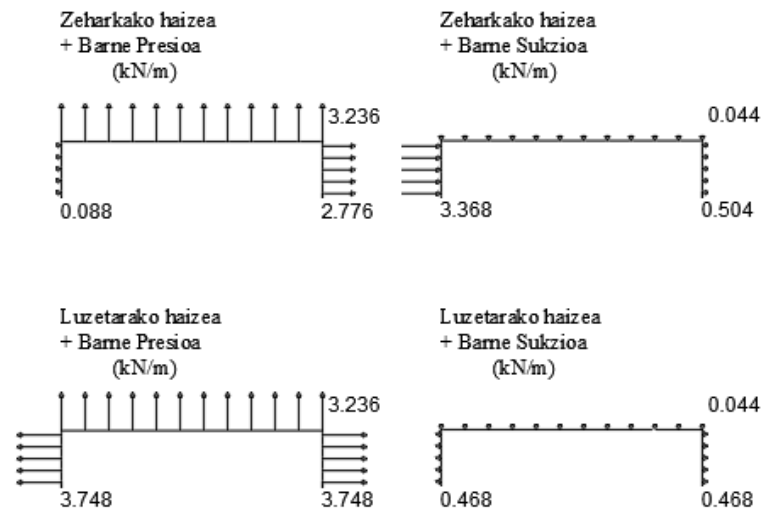
$$q_b = 0.526 \text{ kN/m}^2 \cdot 1.3 \cdot 0.7 = 0.479 \text{ kN/m}^2 \rightarrow q_b = -0.479 \text{ kN/m}^2$$

$$q_b = 0.526 \text{ kN/m}^2 \cdot 1.3 \cdot -0.5 = -0.341 \text{ kN/m}^2 \rightarrow q_b = 0.341 \text{ kN/m}^2$$

- Kanpoko haizea

$$q_b = 0.526 \text{ kN/m}^2 \cdot 2.2 \cdot -0.285 = -0.330 \text{ kN/m}^2$$

$$q_b = 0.526 \text{ kN/m}^2 \cdot 2.2 \cdot -0.285 = -0.330 \text{ kN/m}^2$$



58. Irudia: : Haizeen hipotesien eskema.

Elurra (N):

Elurrak eragiten dituen akzioen kalkulua, CTE-k emandako E eranskinean dagoen mapan eta tauletan oinarrituko da. Kasuan kasu beraz, Mungia 1. Gunean dago kokatuta eta aipatu bezala 20m-ko altueran itsas-mailarekiko.



2. Mapa: Neguko gune klimatikoaren mapa. (Iturria: CTE)

Altitud (m)	Zona de clima invernal, (según figura E.2)						
	1	2	3	4	5	6	7
0	0,3	0,4	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
200	0,5	0,5	0,2	0,2	0,3	0,2	0,2
400	0,6	0,6	0,2	0,3	0,4	0,2	0,2
500	0,7	0,7	0,3	0,4	0,4	0,3	0,2
600	0,8	0,8	0,3	0,5	0,5	0,4	0,2
700	1,0	1,0	0,4	0,6	0,6	0,5	0,2
800	1,2	1,1	0,5	0,8	0,7	0,7	0,2
900	1,4	1,3	0,6	1,0	0,8	0,9	0,2
1.000	1,7	1,5	0,7	1,2	0,9	1,2	0,2
1.200	2,3	2,0	1,1	1,9	1,3	2,0	0,2
1.400	3,2	2,8	1,7	3,0	1,8	3,3	0,2
1.600	4,3	3,5	2,8	4,6	2,5	5,5	0,2
1.800	-	4,8	4,0	-	-	9,3	0,2
2.200	-	8,0	-	-	-	-	-

54. Taula: Elurak eragindako akzioaren balioa gunek klimatiko eta altuerarekiko. (Iturria: CTE)

Forma koefizientearen balioa lortzeko, CTE-k dio estalkiaren malda 0° eta 30° tartean dagoen kasuetan:  $\mu=1$ .

Beraz,

$$q_n = \mu \cdot S_k = 1 \cdot 0.32 \text{ kN/m}^2$$

## 4.2.2 Egituraren deskribapena

### 4.2.2.1 Portikoak

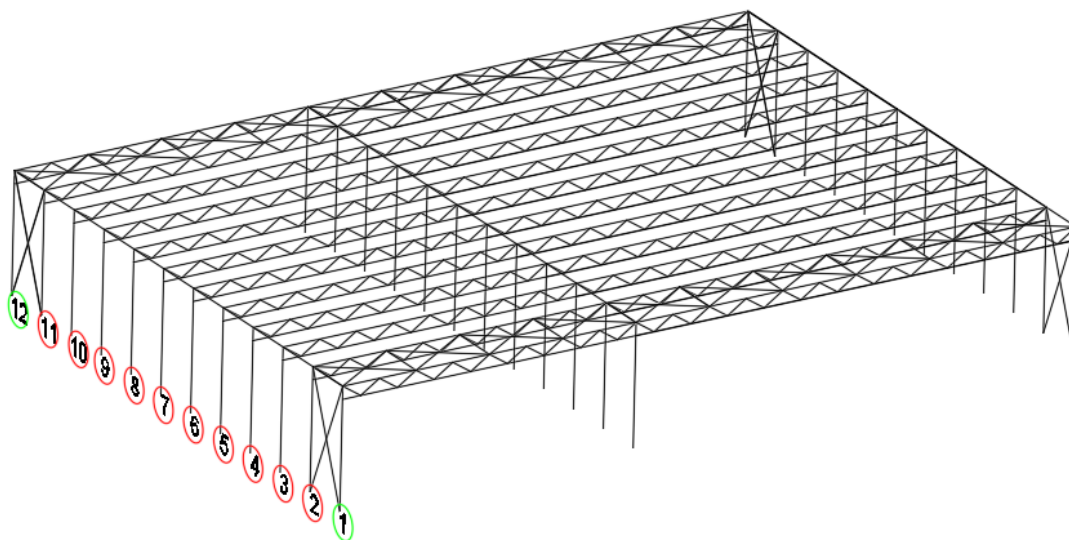
Egituraren kalkulurako, CYPE-ren “GENERADOR DE PÓRTICOS” programaz baliatuko da. Honela, portikoen forma orokorra definituko da:

#### 59. Irudia: Portikoen forma orokorra.

Portiko nagusia, hau da zeharkako sekzioa beharko lukeena kasu honetan luzetarakoa izango da. Luzetarako portiko hau osatzeko goiko krokisean ikusi daitekeenez 36 eta 24 metro zabal diren bi portiko erabiliko dira. Bi portiko hauek 4 metrorik behin errepikatuz eraikin nagusiko zeharkako 44 metroak osatzen dira.

Era berean, portiko hauek zelosia itxurako habeak erabiliz gauzatuko dira. Habe hauek ez dute inongo inklinaziorik izango aharik eta estalki lau bat osatzeko. Horrela beraz, eraikinak behin estalkiak dituenean kutxa itxura izango du.

Luzetarako 12 portikoen artean kanpoko biak eta gainontzekoak ezberdinak dira, hauek berdinak izanik, hurrengo krokisean ikusi daitekeenez.



60. Irudia: Kanpoko egituraren krokisa, portiko berdinak kolorez adieraziz.

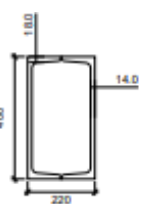
#### 4.2.2.2 Barrak

Kanpoko egitura diseinatzerakoan, barneko egitura kalkulatzeko bezalaxe ijeztutako altzairuzko barrak erabili dira, honako ezaugarri teknikoekin.

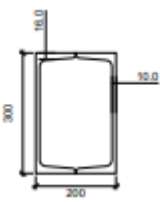
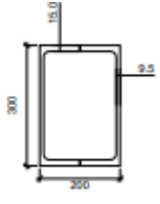
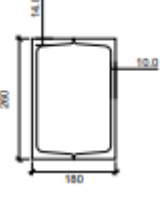
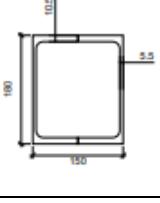
Materiales utilizados							
Material		E	$\nu$	G	$f_y$	$\alpha_t$	$\gamma$
Tipo	Designación	(kp/cm <sup>2</sup> )		(kp/cm <sup>2</sup> )	(kp/cm <sup>2</sup> )	(m/m°C)	(t/m <sup>3</sup> )
Acero laminado	S275	2140672.8	0.300	825688.1	2803.3	0.000012	7.850
Notación: <i>E</i> : Módulo de elasticidad <i><math>\nu</math></i> : Módulo de Poisson <i>G</i> : Módulo de cortadura <i><math>f_y</math></i> : Límite elástico <i><math>\alpha_t</math></i> : Coeficiente de dilatación <i><math>\gamma</math></i> : Peso específico							

55. Taula: Erabilitako altzairuzko barren ezaugarri teknikoak.

Merkatuan dauden altzairuzko perfil komertzial guztien artean soldatutako UPN eta UPE perfil bikoitzak erabiltzea erabaki da, gilbortasunaren aurka duten lerdentasuna aprobetxatzeko. Honakoak dira erabili diren barrak:

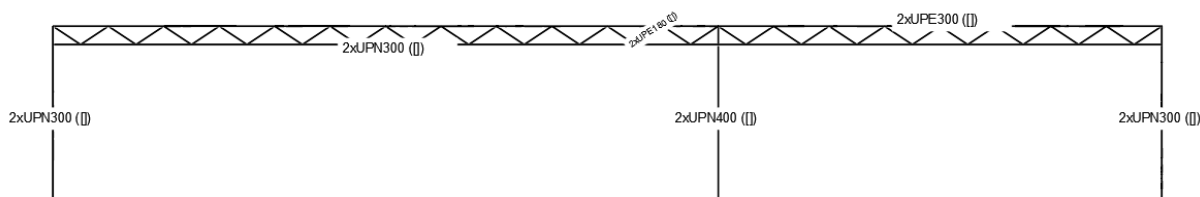
	BARRA	GEOMETRIA					ALTZAIRUA		
		ESKEMA	H (mm)	B (mm)	e <sup>HEGALA</sup> (mm)	e <sup>ARIMA</sup> (mm)	MOTA	f <sub>y</sub> (kp/cm <sup>2</sup> )	f <sub>u</sub> (kp/cm <sup>2</sup> )
1	2xUPN 400 (□)		400	220	18	14	S275	2803.3	4179.4



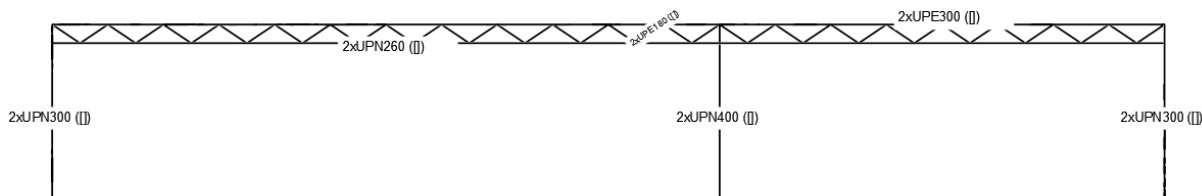
2	2xUPN 300 (I)		300	200	16	10	S275	2803.3	4179.4
3	2xUPE 300 (I)		300	200	15	9.5	S275	2803.3	4179.4
4	2xUPN 260 (I)		260	180	14	10	S275	2803.3	4179.4
5	2xUPE 180 (I)		180	150	10.5	5.5	S275	2803.3	4179.4

56. Taula: Kanpoko estalkia osatzen duten elementu konstruktiboak.

Aipatutako bi portiko multzo ezberdinetan, kanpoaldeko zein barnekoak alegia, honako disposizioa izango lukete barrek:



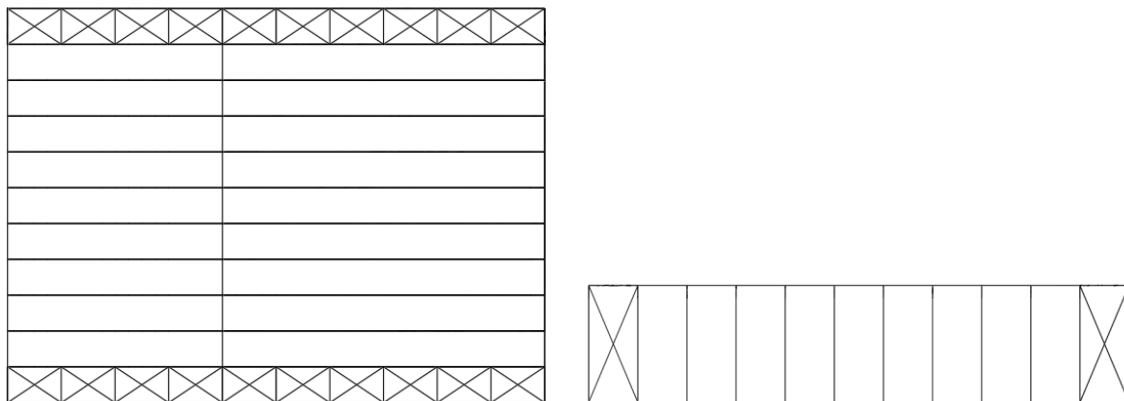
61. Irudia: 1 eta 12 portikoen barren distribuzioa, luzetarako sekzioan.



62. Irudia: Gainontzeko portikoen barren distribuzioa, luzetarako sekzioan.

Bestetik, piezen egituraren arriostamendurako San Andresen gurutzeak erabiliko dira, R35.7 motako barra zilindrikoez osatua.

Bestetik, portikoak euren artean 2xUPN180 (I) barren bidez lotuko dira. Gainera, kanpo portikoek haizearen eragin handiagoa jasaten dutenez gero, 2 eta 11 portikoekin lotuko dira barra berdinak erabiliz.

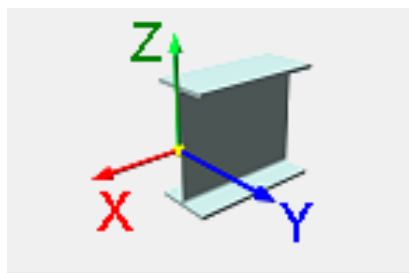


63. Irudia: Kanpoko egituraren goitiko eta zeharkako bistak.

Softwareak barra bakoitzari dagozkion gilbordura balioak ezartzea eskatzen du, horrela beraz:

- Lotze habeak:
 

Petralak direla eta lotura habeak guztiz arriostatuta daudela kontsideratzen da, bai Z bai Y norabidean. Beraz bai XY bai XZ planoetako gilbordura koefizienteak nulutzat jotzen dira.
- Portikoen zutabeetan:
  - o Z norabidean arriostatuturik agertzen denez gero XY planoko gilbordura koefizientea nulutzat jotzen da.
  - o Y ardatzean barra bi muturretatik landatuta dagoenez gero XZ gilbordura koefizientea 0.5-koa da.
- Fatxadako zutabeak:
  - o Z norabidean, hau da norabide indartsuenean, estalkia dela eta arriostatuta dagoenez gero gilbordura koefizientea nulua izango da.
  - o Y ardatzean aitzitik, norabide ahulean alegia, ez da arriostatuturik agertzen. Beraz, oinarrian landatuta eta buruan artikulatua denez gero XZ gilbordura koefizientea 0.7-koa da.
    - Kasu honetan zutabearen orientazioa ez da egokiena, norabide ahula baita arriostatu gabe agertzen dena. Aitzitik, piezen soldadura egokia izatekotan horrela kokatu beharra dago, eta egokia den konprobatu. Kasuan kasu, egokia da.
- Habeak:
  - o Z norabidean arriostatuturik agertzen denez gero XY planoko gilbordura koefizientea nulutzat jotzen da.



64. Irudia: CYPE-k gilbordurarako ezarritako ardatzak.

- Y ardatzean barra bi muturretatik landatuta dagoenez gero XZ gilbordura koefizientea 0.5-koa da.

Barren analisiari dagokionez, Azken Egoera Limiteko (A.E.L edo E.L.U) konprobaketak egingo dira hurrengo esparruetan:

- Lerdentasun murriztuaren balioa.
- Konprimatutako hegala eragindako arimaren maspildura.
- Trakzioarekiko erresistentzia.
- Konpresioarekiko erresistentzia.
- Makurdurarekiko erresistentzia, bi ardatzetan.
- Ebakitzailarekiko erresistentzia, bi ardatzetan.
- Aurkako ardatzetako momentu makurtzaile eta indar ebakitzailen konbinazioarekiko erresistentzia.
- Momentu makurdura eta indar axialen konbinazioarekiko erresistentzia.
- Momentu makurtzaile, indar axial eta indar ebakitzailen konbinazioarekiko erresistentzia.
- Tortsioarekiko erresistentzia,
- Indar ebakitzaila eta momentu tortzaileen konbinazioarekiko erresistentzia.

Gainera programari hala eskatuta giro tenperaturan ez ezik sute egoeratan ere aurrekoen konprobaketak egiten diu.

Era berean, konprobaketa hauen okupatzen duten espazioa dela eta, adibidetzat UPN300 barraren konprobaketa adieraziko da.

## Listados

La resistencia de cálculo a pandeo  $N_{b,ed}$  en una barra comprimida viene dada por:

$$N_{b,ed} = \chi \cdot A \cdot f_{cd}$$

Donde:

A: Área de la sección bruta para las secciones de clase 1, 2 y 3.

$f_{cd}$ : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{cd} = f_y / \gamma_m$$

Siendo:

$f_y$ : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$\gamma_m$ : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$\chi$ : Coeficiente de reducción por pandeo.

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

Siendo:

$$\phi = 0.5 \left[ 1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0.2) + (\bar{\lambda})^2 \right]$$

$\alpha$ : Coeficiente de imperfección elástica.

$\bar{\lambda}$ : Esbeltez reducida.

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

$N_{cr}$ : Axil crítico elástico de pandeo, obtenido como el menor de los siguientes valores:

$N_{cr,y}$ : Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Y.

$N_{cr,z}$ : Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Z.

$N_{cr,t}$ : Axil crítico elástico de pandeo por torsión.

$$N_{b,ed} = 249.314 \text{ t}$$

$$A = 117.60 \text{ cm}^2$$

$$f_{cd} = 2669.77 \text{ kp/cm}^2$$

$$f_y = 2803.26 \text{ kp/cm}^2$$

$$\gamma_m = 1.05$$

$$\chi_y = 0.79$$

$$\chi_z = 0.77$$

$$\alpha_y = 0.49$$

$$\bar{\lambda}_y = 0.59$$

$$N_{cr} = 962.416 \text{ t}$$

$$N_{cr,y} = 962.416 \text{ t}$$

$$N_{cr,z} = \infty$$

$$N_{cr,t} = \infty$$

## Listados

$$N_{b,ed} = \frac{1}{\phi} \left[ G \cdot I_y + \frac{E \cdot I_z}{L_e} \right]$$

Donde:

$I_y$ : Momento de inercia de la sección bruta, respecto al eje Y.

$I_z$ : Momento de inercia de la sección bruta, respecto al eje Z.

$I_y$ : Momento de inercia a torsión uniforme.

$G$ : Constante de alabeo de la sección.

$E$ : Módulo de elasticidad.

$L_e$ : Longitud efectiva de pandeo por flexión, respecto al eje Y.

$L_{ey}$ : Longitud efectiva de pandeo por flexión, respecto al eje Z.

$L_{ez}$ : Longitud efectiva de pandeo por torsión.

$I_y$ : Radio de giro polar de la sección bruta, respecto al centro de torsión.

$$I_y = (I_y^2 + I_z^2 + I_{yz}^2)^{0.5}$$

Siendo:

$I_y, I_z$ : Radios de giro de la sección bruta, respecto a los ejes principales de inercia Y y Z.

$Y_y, Y_z$ : Coordenadas del centro de torsión en la dirección de los ejes principales Y y Z, respectivamente, relativas al centro de gravedad de la sección.

$$I_y = 16126.75 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 6975.20 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 14512.11 \text{ cm}^4$$

$$G = 0.00 \text{ cm}^6$$

$$E = 2140673 \text{ kp/cm}^2$$

$$G = 825688 \text{ kp/cm}^2$$

$$L_{ey} = 5.950 \text{ m}$$

$$L_{ez} = 0.000 \text{ m}$$

$$L_{ey} = 0.000 \text{ m}$$

$$I_y = 14.02 \text{ cm}$$

$$I_y = 11.71 \text{ cm}$$

$$I_z = 7.70 \text{ cm}$$

$$Y_y = 0.00 \text{ mm}$$

$$Y_z = 0.00 \text{ mm}$$

Abolladura del alma inducida por el ala comprimida - Temperatura ambiente (Criterio de CYF)  
 Ingenieros, basado en: Eurocódigo 3 EN 1993-1-5; 2006, Artículo 8)

$$\frac{h_w}{t_w} \leq k_{cr} \sqrt{\frac{A_w}{A_{w,cr}}}$$

Donde:

$h_w$ : Altura del alma.

$t_w$ : Espesor del alma.

$A_w$ : Área del alma.

$A_{w,cr}$ : Área reducida del ala comprimida.

$k$ : Coeficiente que depende de la clase de la sección.

$E$ : Módulo de elasticidad.

$f_{cr}$ : Límite elástico del acero del ala comprimida.

Siendo:

$$k_{cr} = \eta$$

$$26.80 \leq 296.49$$

$$h_w = 268.00 \text{ mm}$$

$$t_w = 10.00 \text{ mm}$$

$$A_w = 53.60 \text{ cm}^2$$

$$A_{w,cr} = 32.00 \text{ cm}^2$$

$$k = 0.30$$

$$E = 2140673 \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{cr} = 2803.26 \text{ kp/cm}^2$$

## Listados

Fecha: 04/11/19

14-07-19 - Forjatuarekin - copia - copia

### Resistencia a flexión s/s Y - Temperatura ambiente (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.6)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{M_{s,d}}{M_{R,d}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.027} \quad \checkmark$$

Para flexión positiva:

El esfuerzo solicitante de cálculo plástico se produce en el nudo N582, para la combinación de acciones 1.35 PP+ 1.5 V(0°)H4 + 0.75 N(EI).

$$M_{s,d} : \underline{0.896} \quad \text{t.m}$$

Para flexión negativa:

El esfuerzo solicitante de cálculo plástico se produce en el nudo N582, para la combinación de acciones 0.8 PP+ 1.5 V(180°)H3.

$$M_{s,d} : \underline{0.926} \quad \text{t.m}$$

El momento flector resistente de cálculo  $M_{R,d}$  viene dado por:

$$M_{R,d} = W_{pl,y} \cdot f_{yd}$$

Donde:

**Clase:** Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos de una sección a flexión simple.

$W_{pl,y}$ : Módulo resistente plástico correspondiente a la fibra con mayor tensión, para las secciones de clase 1 y 2.

$f_{yd}$ : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{as}$$

Siendo:

$f_y$ : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$\gamma_{as}$ : Coeficiente parcial de seguridad del material.

**Resistencia a pandeo lateral:** (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.2)

No procede, dado que las longitudes de pandeo lateral son nulas.

$$f_y : \underline{2803.26} \quad \text{kg/cm}^2$$

$$\gamma_{as} : \underline{1.05}$$


$$W_{pl,y} : \underline{1267.92} \quad \text{cm}^3$$

$$f_{yd} : \underline{2669.77} \quad \text{kg/cm}^2$$

$$M_{R,d} : \underline{33.851} \quad \text{t.m}$$

$$\text{Clase} : \underline{1}$$





14-07-19 - Forjatuarekin - copia - copia

Fecha: 04/11/19

Listados

Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados - Temperatura ambiente (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No es necesario reducir la resistencia de cálculo a flexión, ya que el esfuerzo cortante solicitante de cálculo p<sub>s</sub> no es superior al 50% de la resistencia de cálculo a cortante V<sub>adm</sub>.

$$V_{ed} \leq \frac{V_{adm}}{2}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo p<sub>s</sub> se producen en el nudo N582, para la combinación de acciones 0.8 PP+ 1.5 V(180°)H3.

V<sub>ed</sub>: Esfuerzo cortante solicitante de cálculo p<sub>s</sub>.

V<sub>adm</sub>: Esfuerzo cortante resistente de cálculo.

0.111 t ≤ 41.309 t ✓

V<sub>ed</sub> : 0.111 t

V<sub>adm</sub> : 82.619 t

Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados - Temperatura ambiente (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No es necesario reducir la resistencia de cálculo a flexión, ya que el esfuerzo cortante solicitante de cálculo p<sub>s</sub> no es superior al 50% de la resistencia de cálculo a cortante V<sub>adm</sub>.

$$V_{ed} \leq \frac{V_{adm}}{2}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo p<sub>s</sub> se producen en el nudo N582, para la combinación de acciones 0.8 PP+ 1.5 V(90°)H4.


V<sub>ed</sub>: Esfuerzo cortante solicitante de cálculo p<sub>s</sub>.

V<sub>adm</sub>: Esfuerzo cortante resistente de cálculo.

7.574 t ≤ 40.325 t ✓

V<sub>ed</sub> : 7.574 t

V<sub>adm</sub> : 98.649 t



14-07-19 - Forjatuarekin - copia - copia

Fecha: 04/11/19

Listados

Resistencia a corte Y - Temperatura ambiente (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.4)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{ed}}{V_{adm}} \leq 1$$

El esfuerzo solicitante de cálculo p<sub>s</sub> se produce en el nudo N582, para la combinación de acciones 0.8 PP+ 1.5 V(90°)H4.

V<sub>ed</sub>: Esfuerzo cortante solicitante de cálculo p<sub>s</sub>.

El esfuerzo cortante resistente de cálculo V<sub>adm</sub> viene dado por:

$$V_{adm} = A_v \cdot \frac{f_{td}}{\sqrt{3}}$$

Donde:

A<sub>v</sub>: Área transversal a cortante.

$$A_v = A - 2 \cdot d \cdot t_w$$

Siendo:

A: Área de la sección bruta.

d: Altura del alma.

t<sub>w</sub>: Espesor del alma.

f<sub>td</sub>: Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{td} = \frac{f_{td}}{\gamma_{m1}}$$

Siendo:

f<sub>td</sub>: Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

γ<sub>m1</sub>: Coeficiente parcial de seguridad del material.

**Abolladura por cortante del alma:** (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.4)

Aunque no se han dispuesto rigidizadores transversales, no es necesario comprobar la resistencia a la abolladura del alma, puesto que se cumple:

$$\frac{b}{t_f} < 70 \cdot \epsilon$$

Donde:

λ<sub>sw</sub>: Esbeltez del alma.

$$\lambda_{sw} = \frac{b}{t_f}$$

λ<sub>sw</sub>: Esbeltez máxima.

$$\lambda_{sw} = 70 \cdot \epsilon$$

ε: Factor de reducción.

$$\epsilon = \sqrt{\frac{f_{td}}{E_s}}$$

Siendo:

f<sub>td</sub>: Límite elástico de referencia.

f<sub>td</sub>: Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

η : 0.077 ✓

V<sub>ed</sub> : 7.574 t

V<sub>adm</sub> : 98.649 t

A<sub>v</sub> : 64.00 cm²

A : 117.60 cm²

d : 268.00 mm

t<sub>w</sub> : 10.00 mm

f<sub>td</sub> : 2669.77 kp/cm²

f<sub>td</sub> : 2803.26 kp/cm²

γ<sub>m1</sub> : 1.05

12.50 < 64.71 ✓

λ<sub>sw</sub> : 12.50


λ<sub>sw</sub> : 64.71

ε : 0.92

f<sub>td</sub> : 2395.51 kp/cm²

f<sub>td</sub> : 2803.26 kp/cm²



<div>  </div> <div>           14-07-19 - Forjaturaketa - copia - copia           <div>             Fecha: 04/11/19           </div> </div>	
<div>             Listados           </div>	
<div>             Resistencia a flexión, axil y cortante combinados - Temperatura ambiente (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)           </div>	
<p>No es necesario reducir las resistencias de cálculo a flexión y a axil, ya que se puede ignorar el efecto de abolladura por esfuerzo cortante y, además, el esfuerzo cortante solicitante de cálculo máximo <math>V_{ed}</math> es menor o igual que el 50% del esfuerzo cortante resistente de cálculo <math>V_{Rd}</math>.</p> <p>Los esfuerzos solicitantes de cálculo p<math>\acute</math>simo se producen en el nudo NS32, para la combinaci3n de acciones 0.8 PP+1.5 V(90°)H4.</p>	
$V_{ed} \leq \frac{V_{Rd}}{2}$	$7.574 \text{ t} \leq 49.325 \text{ t} \quad \checkmark$
Donde: $V_{ed}$ : Esfuerzo cortante solicitante de c3lculo p $\acute$ simo. $V_{Rd}$ : Esfuerzo cortante resistente de c3lculo.	$V_{ed} : \frac{7.574}{\text{t}}$ $V_{Rd} : \frac{98.649}{\text{t}}$
<div>             Resistencia a tracci3n - Temperatura ambiente (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.7)           </div>	
<p>La comprobaci3n no procede, ya que no hay momento torsor.</p>	
<div>             Resistencia a cortante X y momento torsor combinados - Temperatura ambiente (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)           </div>	
<p>No hay interacci3n entre momento torsor y esfuerzo cortante para ninguna combinaci3n. Por lo tanto, la comprobaci3n no procede.</p>	
<div>             Resistencia a cortante Y y momento torsor combinados - Temperatura ambiente (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)           </div>	
<p>No hay interacci3n entre momento torsor y esfuerzo cortante para ninguna combinaci3n. Por lo tanto, la comprobaci3n no procede.</p>	
<div>             Resistencia a tracci3n - Situaci3n de incendio (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.3, y CTE DB SI, Anexo D)           </div>	
<p>La comprobaci3n no procede, ya que no hay axil de tracci3n.</p>	
<div>             Resistencia a compresi3n - Situaci3n de incendio (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.5, y CTE DB SI, Anexo D)           </div>	
Se debe satisfacer:	
$\eta = \frac{N_{ed}}{N_{Rd}} \leq 1$	$\eta = \frac{0.038}{\text{t}} \quad \checkmark$
$\eta = \frac{N_{ed}}{N_{Rd}} \leq 1$	$\eta = \frac{0.055}{\text{t}} \quad \checkmark$
<p>El esfuerzo solicitante de c3lculo p<math>\acute</math>simo se produce en el nudo NS32, para la combinaci3n de acciones PP+0.5 V(180°)H2.</p> <p><math>N_{ed}</math>: Axil de compresi3n solicitante de c3lculo p<math>\acute</math>simo.</p> <p>La resistencia de c3lculo a compresi3n <math>N_{Rd}</math> viene dada por:</p> <p><math>N_{Rd} = A \cdot f_{cd}</math></p> <p>Donde:</p>	
	$N_{ed} : \frac{4.685}{\text{t}}$ $N_{Rd} : \frac{122.316}{\text{t}}$

14-07-19 - Forjaturaketa - copia - copia

Fecha: 04/11/19

Listados

Resistencia a flexi3n y axil combinados - Temperatura ambiente (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{ed}}{M_{Rd}} \leq 1$$

$$\eta = \frac{0.848}{\text{t}} \quad \checkmark$$

$$\eta = \frac{N_{ed}}{N_{Rd}} + k_{\phi} \cdot \frac{C_{M,2} \cdot M_{ed}}{Z_{pl} \cdot W_{pl,y} \cdot f_{yd}} + \alpha_1 \cdot k_{\phi} \cdot \frac{C_{M,2} \cdot M_{ed}}{W_{pl,y} \cdot f_{yd}} \leq 1$$

$$\eta = \frac{0.522}{\text{t}} \quad \checkmark$$

$$\eta = \frac{N_{ed}}{N_{Rd}} + \alpha_2 \cdot k_{\phi} \cdot \frac{C_{M,2} \cdot M_{ed}}{W_{pl,y} \cdot f_{yd}} + k_{\phi} \cdot \frac{C_{M,2} \cdot M_{ed}}{W_{pl,y} \cdot f_{yd}} \leq 1$$

$$\eta = \frac{0.847}{\text{t}} \quad \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de c3lculo p $\acute$ simo se producen en el nudo NS32, para la combinaci3n de acciones 1.35 PP+1.5 V(90°)H4.

Donde:

$N_{ed}$ : Axil de compresi3n solicitante de c3lculo p $\acute$ simo.

$M_{ed}$ ,  $M_{Rd}$ : Momentos flectores solicitantes de c3lculo p $\acute$ simo, seg3n los ejes Y y Z, respectivamente.

Clase: Clase de la secci3n, seg3n la capacidad de deformaci3n y de desarrollo de la resistencia pl3stica de sus elementos planos, para axil y flexi3n simple.

$N_{Rd}$ : Resistencia a compresi3n de la secci3n bruta.

$M_{Rd,y}$ ,  $M_{Rd,z}$ : Resistencia a flexi3n de la secci3n bruta en condiciones pl3sticas, respecto a los ejes Y y Z, respectivamente.

Resistencia a pandeo: (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.4.2)

$A$ : Area de la secci3n bruta.

$W_{pl,y}$ ,  $W_{pl,z}$ : M3dulos resistentes pl3sticos correspondientes a la fibra comprimida, alrededor de los ejes Y y Z, respectivamente.

$f_{yd}$ : Resistencia de c3lculo del acero.

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{as}$$

Siendo:

$f_y$ : Lmite el3stico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$\gamma_{as}$ : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$k_{\phi}$ ,  $k_z$ : Coeficientes de interacci3n.

$$k_{\phi} = 1 + \left( \frac{N_{ed}}{N_{Rd}} - 0.2 \right) \cdot \frac{N_{ed}}{Z_{pl} \cdot N_{Rd}}$$

$$k_{\phi} = \frac{1.01}{\text{t}}$$

$$k_z = 1 + \left( \frac{N_{ed}}{N_{Rd}} - 0.2 \right) \cdot \frac{N_{ed}}{Z_{pl} \cdot N_{Rd}}$$

$$k_z = \frac{1.00}{\text{t}}$$

$C_{M,2}$ ,  $C_{M,1}$ : Factores de momento flector uniforme equivalente.

$Z_{pl}$ ,  $Z_{pl}$ : Coeficientes de reducci3n por pandeo, alrededor de los ejes Y y Z, respectivamente.

$\gamma_{as}$ ,  $\gamma_{as}$ : Esbeltez reducidas con valores no mayores que 1.00, en relaci3n a los ejes Y y Z, respectivamente.

$\alpha_1$ ,  $\alpha_2$ : Factores dependientes de la clase de la secci3n.

Producido por un versi3n educativa de CYPE

P3gina 15



Listados

Fecha: 04/11/19



14-07-19 - Forjatuaren - copia - copia

**Clase:** Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos comprimidos de una sección.  
**A:** Área de la sección bruta para las secciones de clase 1, 2 y 3.  
**f<sub>yk</sub>**: Resistencia de cálculo del acero.  
**f<sub>yk</sub>** = f<sub>yk</sub>/γ<sub>yk</sub>  
Siendo:  
**f<sub>yk</sub>**: Límite elástico reducido para la temperatura que alcanza el perfil.  
**f<sub>yk</sub>** = f<sub>yk</sub> · k<sub>yk</sub>  
**f<sub>yk</sub>**: Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)  
**k<sub>yk</sub>**: Factor de reducción del límite elástico para la temperatura que alcanza el perfil.  
**γ<sub>yk</sub>**: Coeficiente parcial de seguridad del material.  
**Resistencia a pandeo:** (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.2)  
La resistencia de cálculo a pandeo N<sub>yk</sub> en una barra comprimida viene dada por:  
**N<sub>yk</sub>** = γ · A · f<sub>yk</sub>  
Donde:  
**A**: Área de la sección bruta para las secciones de clase 1, 2 y 3.  
**f<sub>yk</sub>**: Resistencia de cálculo del acero.  
**f<sub>yk</sub>** = f<sub>yk</sub>/γ<sub>yk</sub>  
Siendo:  
**f<sub>yk</sub>**: Límite elástico reducido para la temperatura que alcanza el perfil.  
**f<sub>yk</sub>** = f<sub>yk</sub> · k<sub>yk</sub>  
**f<sub>yk</sub>**: Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)  
**k<sub>yk</sub>**: Factor de reducción del límite elástico para la temperatura que alcanza el perfil.  
**γ<sub>yk</sub>**: Coeficiente parcial de seguridad del material.

**Resistencia a flexión eje Y - Situación de incendio (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.6, y CTE DB SI, Anexo D)**

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{M_{yk}}{M_{yk,red}} \leq 1$$

η : 0.023 ✓

**Para flexión positiva:**  
El esfuerzo solicitante de cálculo p<sub>yk</sub> se produce en el nudo NS2, para la combinación de acciones PP+0.5V(0°)H4.  
**M<sub>yk</sub>**: Momento flector solicitante de cálculo p<sub>yk</sub>.  
**M<sub>yk,red</sub>**: Momento flector resistente de cálculo p<sub>yk</sub>.  
**Para flexión negativa:**  
El esfuerzo solicitante de cálculo p<sub>yk</sub> se produce en el nudo NS2, para la combinación de acciones PP+0.5V(180°)H3.  
**M<sub>yk</sub>**: Momento flector solicitante de cálculo p<sub>yk</sub>.  
**M<sub>yk,red</sub>**: Momento flector resistente de cálculo p<sub>yk</sub>.  
**M<sub>yk,red</sub>** = W<sub>yk</sub> · f<sub>yk</sub>  
Donde:  
**f<sub>yk</sub>**: Límite elástico reducido para la temperatura que alcanza el perfil.  
**f<sub>yk</sub>** = f<sub>yk</sub> · k<sub>yk</sub>  
**f<sub>yk</sub>**: Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)  
**k<sub>yk</sub>**: Factor de reducción del límite elástico para la temperatura que alcanza el perfil.  
**γ<sub>yk</sub>**: Coeficiente parcial de seguridad del material.

**M<sub>yk</sub>** : 0.301 t·m

**M<sub>yk,red</sub>** : 0.305 t·m

**M<sub>yk,red</sub>** : 13.188 t·m

**Clase** : 1

**W<sub>yk</sub>** : 1267.92 cm<sup>3</sup>

**f<sub>yk</sub>** : 1040.11 kp/cm<sup>2</sup>

**f<sub>yk</sub>** : 1040.11 kp/cm<sup>2</sup>

**f<sub>yk</sub>** : 1040.11 kp/cm<sup>2</sup>

**f<sub>yk</sub>** : 1040.11 kp/cm<sup>2</sup>

**f<sub>yk</sub>** : 1040.11 kp/cm<sup>2</sup>

**f<sub>yk</sub>** : 1040.11 kp/cm<sup>2</sup>

**f<sub>yk</sub>** : 1040.11 kp/cm<sup>2</sup>

**f<sub>yk</sub>** : 1040.11 kp/cm<sup>2</sup>

**f<sub>yk</sub>** : 1040.11 kp/cm<sup>2</sup>

**f<sub>yk</sub>** : 1040.11 kp/cm<sup>2</sup>

**f<sub>yk</sub>** : 1040.11 kp/cm<sup>2</sup>

**f<sub>yk</sub>** : 1040.11 kp/cm<sup>2</sup>

**f<sub>yk</sub>** : 1040.11 kp/cm<sup>2</sup>

**f<sub>yk</sub>** : 1040.11 kp/cm<sup>2</sup>

**f<sub>yk</sub>** : 1040.11 kp/cm<sup>2</sup>

**f<sub>yk</sub>** : 1040.11 kp/cm<sup>2</sup>

**f<sub>yk</sub>** : 1040.11 kp/cm<sup>2</sup>

Listados

Fecha: 04/11/19



14-07-19 - Forjatuaren - copia - copia

**Clase:** Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos comprimidos de una sección.  
**A:** Área de la sección bruta para las secciones de clase 1, 2 y 3.  
**f<sub>yk</sub>**: Resistencia de cálculo del acero.  
**f<sub>yk</sub>** = f<sub>yk</sub>/γ<sub>yk</sub>  
Siendo:  
**f<sub>yk</sub>**: Límite elástico reducido para la temperatura que alcanza el perfil.  
**f<sub>yk</sub>** = f<sub>yk</sub> · k<sub>yk</sub>  
**f<sub>yk</sub>**: Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)  
**k<sub>yk</sub>**: Factor de reducción del límite elástico para la temperatura que alcanza el perfil.  
**γ<sub>yk</sub>**: Coeficiente parcial de seguridad del material.

**Resistencia a pandeo:** (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.2)  
La resistencia de cálculo a pandeo N<sub>yk</sub> en una barra comprimida viene dada por:  
**N<sub>yk</sub>** = γ · A · f<sub>yk</sub>  
Donde:  
**A**: Área de la sección bruta para las secciones de clase 1, 2 y 3.  
**f<sub>yk</sub>**: Resistencia de cálculo del acero.  
**f<sub>yk</sub>** = f<sub>yk</sub>/γ<sub>yk</sub>  
Siendo:  
**f<sub>yk</sub>**: Límite elástico reducido para la temperatura que alcanza el perfil.  
**f<sub>yk</sub>** = f<sub>yk</sub> · k<sub>yk</sub>  
**f<sub>yk</sub>**: Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)  
**k<sub>yk</sub>**: Factor de reducción del límite elástico para la temperatura que alcanza el perfil.  
**γ<sub>yk</sub>**: Coeficiente parcial de seguridad del material.

**N<sub>yk</sub>** : 85.289 t

**A** : 117.60 cm<sup>2</sup>

**f<sub>yk</sub>** : 1040.11 kp/cm<sup>2</sup>

**f<sub>yk</sub>** : 1040.11 kp/cm<sup>2</sup>

**f<sub>yk</sub>** : 1040.11 kp/cm<sup>2</sup>

**f<sub>yk</sub>** : 1040.11 kp/cm<sup>2</sup>

**f<sub>yk</sub>** : 1040.11 kp/cm<sup>2</sup>

**f<sub>yk</sub>** : 1040.11 kp/cm<sup>2</sup>

**f<sub>yk</sub>** : 1040.11 kp/cm<sup>2</sup>

**f<sub>yk</sub>** : 1040.11 kp/cm<sup>2</sup>

**f<sub>yk</sub>** : 1040.11 kp/cm<sup>2</sup>

**f<sub>yk</sub>** : 1040.11 kp/cm<sup>2</sup>

**f<sub>yk</sub>** : 1040.11 kp/cm<sup>2</sup>

**f<sub>yk</sub>** : 1040.11 kp/cm<sup>2</sup>

**f<sub>yk</sub>** : 1040.11 kp/cm<sup>2</sup>

**f<sub>yk</sub>** : 1040.11 kp/cm<sup>2</sup>

**f<sub>yk</sub>** : 1040.11 kp/cm<sup>2</sup>

**f<sub>yk</sub>** : 1040.11 kp/cm<sup>2</sup>

**f<sub>yk</sub>** : 1040.11 kp/cm<sup>2</sup>

**f<sub>yk</sub>** : 1040.11 kp/cm<sup>2</sup>

**f<sub>yk</sub>** : 1040.11 kp/cm<sup>2</sup>

**f<sub>yk</sub>** : 1040.11 kp/cm<sup>2</sup>

**f<sub>yk</sub>** : 1040.11 kp/cm<sup>2</sup>

**f<sub>yk</sub>** : 1040.11 kp/cm<sup>2</sup>

**f<sub>yk</sub>** : 1040.11 kp/cm<sup>2</sup>

**f<sub>yk</sub>** : 1040.11 kp/cm<sup>2</sup>

**f<sub>yk</sub>** : 1040.11 kp/cm<sup>2</sup>



14-07-19 - Forjatuarekin - copia - copia		Fecha: 04/11/19
Listados		
f <sub>1</sub> : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)		f <sub>1</sub> : 2803.26 kN/cm <sup>2</sup>
<b>Resistencia a momento flexor Y y fuerza cortante Z combinados - Situación de incendio (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8, y CTE DB SI, Anexo D)</b>		
No es necesario reducir la resistencia de cálculo a flexión, ya que el esfuerzo cortante solicitante de cálculo p <sub>max</sub> no es superior al 50% de la resistencia de cálculo a cortante V <sub>ed</sub> .		
$V_{ed} \leq \frac{V_{yk}}{2}$		0.036 t ≤ 16.094 t ✓
Los esfuerzos solicitantes de cálculo p <sub>max</sub> se producen en el nudo NS82, para la combinación de acciones PP+0.5V(180°)H3.		
V <sub>ed</sub> : Esfuerzo cortante solicitante de cálculo p <sub>max</sub> .		V <sub>ed</sub> : 0.036 t
V <sub>yk</sub> : Esfuerzo cortante resistente de cálculo.		V <sub>yk</sub> : 32.187 t
<b>Resistencia a momento flexor Z y fuerza cortante Y combinados - Situación de incendio (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8, y CTE DB SI, Anexo D)</b>		
No es necesario reducir la resistencia de cálculo a flexión, ya que el esfuerzo cortante solicitante de cálculo p <sub>max</sub> no es superior al 50% de la resistencia de cálculo a cortante V <sub>ed</sub> .		
$V_{ed} \leq \frac{V_{yk}}{2}$		2.509 t ≤ 19.216 t ✓
Los esfuerzos solicitantes de cálculo p <sub>max</sub> se producen en el nudo NS82, para la combinación de acciones PP+0.5V(90°)H4.		
V <sub>ed</sub> : Esfuerzo cortante solicitante de cálculo p <sub>max</sub> .		V <sub>ed</sub> : 2.509 t
V <sub>yk</sub> : Esfuerzo cortante resistente de cálculo.		V <sub>yk</sub> : 38.432 t
<b>Resistencia a flexión y avil combinados - Situación de incendio (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8, y CTE DB SI, Anexo D)</b>		
Se debe satisfacer:		
$\eta = \frac{N_{ed} + M_{ed}}{N_{yk} + M_{yk}} \leq 1$		$\eta = 0.733$ ✓
$\eta = \frac{N_{ed} + k_1 \cdot \frac{C_{ed} \cdot M_{ed}}{\lambda_{ed} \cdot W_{pl,y}} + \alpha_1 \cdot k_2 \cdot \frac{C_{ed} \cdot M_{ed}}{W_{pl,y}}}{N_{yk} + k_1 \cdot \frac{C_{yk} \cdot M_{yk}}{\lambda_{yk} \cdot W_{pl,y}} + \alpha_1 \cdot k_2 \cdot \frac{C_{yk} \cdot M_{yk}}{W_{pl,y}}} \leq 1$		$\eta = 0.470$ ✓
$\eta = \frac{N_{ed} + \alpha_1 \cdot k_2 \cdot \frac{C_{ed} \cdot M_{ed}}{W_{pl,y}} + k_1 \cdot \frac{C_{ed} \cdot M_{ed}}{W_{pl,y}}}{N_{yk} + \alpha_1 \cdot k_2 \cdot \frac{C_{yk} \cdot M_{yk}}{W_{pl,y}} + k_1 \cdot \frac{C_{yk} \cdot M_{yk}}{W_{pl,y}}} \leq 1$		$\eta = 0.732$ ✓
Los esfuerzos solicitantes de cálculo p <sub>max</sub> se producen en el nudo NS82, para la combinación de acciones PP+0.5V(90°)H4.		
Donde:		
N <sub>ed</sub> : Avil de compresión solicitante de cálculo p <sub>max</sub> .		N <sub>ed</sub> : 4.244 t

14-07-19 - Forjatuarekin - copia - copia		Fecha: 04/11/19
Listados		
<b>Resistencia a corte Y - Situación de incendio (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.4, y CTE DB SI, Anexo D)</b>		
Se debe satisfacer:		
$\eta = \frac{V_{ed}}{V_{yk}} \leq 1$		$\eta = 0.065$ ✓
El esfuerzo solicitante de cálculo p <sub>max</sub> se produce en el nudo NS82, para la combinación de acciones PP+0.5V(90°)H4.		
V <sub>ed</sub> : Esfuerzo cortante solicitante de cálculo p <sub>max</sub> .		V <sub>ed</sub> : 2.509 t
El esfuerzo cortante resistente de cálculo V <sub>ed</sub> viene dado por:		
$V_{ed} = A_v \cdot \frac{f_{yk}}{\sqrt{3}}$		V <sub>ed</sub> : 38.432 t
Donde:		
A <sub>v</sub> : Área transversal a cortante.		A <sub>v</sub> : 64.00 cm <sup>2</sup>
Siendo:		
A: Área de la sección bruta.		A: 117.60 cm <sup>2</sup>
d: Altura del alma.		d: 268.00 mm
t <sub>w</sub> : Espesor del alma.		t <sub>w</sub> : 10.00 mm
f <sub>yk</sub> : Resistencia de cálculo del acero.		f <sub>yk</sub> : 1040.11 kN/cm <sup>2</sup>
f <sub>yk</sub> = f <sub>yk</sub> / γ <sub>m</sub>		
Siendo:		
f <sub>yk</sub> : Límite elástico reducido para la temperatura que alcanza el perfil.		f <sub>yk</sub> : 1040.11 kN/cm <sup>2</sup>
f <sub>yk</sub> = f <sub>y</sub> · γ <sub>m</sub>		
f <sub>y</sub> : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)		f <sub>y</sub> : 2803.26 kN/cm <sup>2</sup>
γ <sub>m</sub> : Factor de reducción del límite elástico para la temperatura que alcanza el perfil.		γ <sub>m</sub> : 0.37
γ <sub>m</sub> : Coeficiente parcial de seguridad del material.		γ <sub>m</sub> : 1.00
<b>Abolladura por cortante del alma: (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.4)</b>		
Aunque no se han dispuesto rigidizadores transversales, no es necesario comprobar la resistencia a la abolladura del alma, puesto que se cumple:		
$\frac{b}{t_w} < 70 \cdot \epsilon$		12.50 < 64.71 ✓
Donde:		
b: Esbeltez del alma.		b: 12.50
$b = \frac{b}{t_w}$		
λ <sub>max</sub> : Esbeltez máxima.		λ <sub>max</sub> : 64.71
λ <sub>max</sub> = 70 · ε		
ε: Factor de reducción.		ε: 0.92
Siendo:		
f <sub>yk</sub> : Límite elástico de referencia.		f <sub>yk</sub> : 2395.51 kN/cm <sup>2</sup>



#### 4.2.2.3 Loturak

Pieza metalikoen arteko loturak lortu egiteko CYPE softwareaz baliatu da, zeinek pieza ezberdinen arteko loturen datu basea duen; horregatik datu base honetatik at dauden piezen loturak ezingo ditu sortu ezta diseinatu. Kasu askotan, datu base honetan antzeko profilak besterik lotzeko aukera dauka; hau da, IPE eta HEB piezak lotzeko aukera badago baina ez IPE eta soldatutako 2xUPE piezak, adibidez.

Piezen arteko loturak diseinatzerakoan CYPE-k berdinak direnak multzokatu egiten ditu. Era berean, nahiz eta lotu beharreko piezak berdinak izan euren gainean jarduten duten akzioak ezberdinak diren kasuetan desberdinu egiten ditu. Horrela beraz, lotura berdina ere azpitaldeetan banatzen ditu.

Loturen zerrenda eta konprobaketa egiterakoan, softwareak txosten luzea osatzen du, zeinetatik eranskin honetan mota lotura berdinetik aprobetxamendu handiena duena erakutsiko da, hau baita denetatik egoerarik txarrenean lan egiten duena.

##### 4.2.2.3.1 Barne loturak


Jarraian lotura mota bakoitzeko datu eta kalkuluak adieraziko dira:

LOTURA ZBK	1 PIEZA	2 PIEZA	3 PIEZA	KOPURUA
1	2xUPN300	2xUPN300	-	16
2	2xUPN300	2xUPN300	2xUPN400	2
3	2xUPE180	2xUPE180	2xUPN300	40
4	2xUPN180	2xUPN180	2xUPN260	200
5	2xUPN260	2xUPN260	2xUPN400	10
6	2xUPN260	2xUPN300	-	20
7	2xUPE180	2xUPE300	2xUPE300	24
8	2xUPE180	2xUPE300	-	32
9	2xUPE180	2xUPE180	2xUPE300	240
10	2xUPE180	2xUPE300	-	24
11	2xUPE180	2xUPE300	2xUPN400	24
12	2xUPE180	2xUPN400	-	12

57. Taula: Egitura nagusiko barne loturak.



### 4.2.2.3.1.1 Espezifikazioak



14-07-19 - Forjatuarekin


Fecha: 15/10/19

## Listados


### Método de representación de soldaduras

**Referencias:**

- 1: línea de la flecha
- 2a: línea de referencia (línea continua)
- 2b: línea de identificación (línea a trazos)
- 3: símbolo de soldadura
- 4: indicaciones complementarias
- U: Unión



**Referencias 1, 2a y 2b**



**Referencia 3**

El cordón de soldadura que se detalla se encuentra en el lado de la flecha.

**Referencia 4**

El cordón de soldadura que se detalla se encuentra en el lado opuesto al de la flecha.

Representación	Descripción	Ilustración	Símbolo
	Soldadura en ángulo		
	Soldadura a tope en "V" simple (con chafalán)		
	Soldadura a tope en bisel simple		
	Soldadura a tope en bisel doble		
	Soldadura a tope en bisel simple con talón de raíz amplio		
	Soldadura combinada a tope en bisel simple y en ángulo		
	Soldadura a tope en bisel simple con lado curvo		

**Referencia 4**

Producto por una versión electrónica de CYPE

Página 2



14-07-19 - Forjatuarekin

Fecha: 15/10/19

## Listados

### 1.- ESTRUCTURA

#### 1.1.- Uniones

##### 1.1.1.- Especificaciones

**Norma:**  
CTE DB SE-A: Código Técnico de la Edificación. Seguridad estructural. Acero. Apartado 8.9. Uniones de perfiles huecos en las vigas de celosía.

**Materiales:**

- Perfiles (Material base): S275.
- Material de aportación (soldaduras): Las características mecánicas de los materiales de aportación serán en todos los casos superiores a las del material base. (4.4.1 CTE DB SE-A)

**Disposiciones constructivas:**

- 1) Cada tubo se soldará en todo su perímetro de contacto con los otros tubos.
- 2) Se define como ángulo diedro el ángulo medido en el plano perpendicular a la línea de soldadura, formado por las tangentes a las superficies externas de los tubos que se sueldan entre sí.
- 3) Para ángulos diedros mayores que 100 grados se deberá realizar soldadura a tope, independientemente del espesor del tubo que se suelda.
- 4) Los tubos de espesor igual o superior a 8 mm se soldarán a tope, excepto en las zonas en las que el ángulo diedro es agudo y pueda realizarse correctamente la soldadura en ángulo.
- 5) Los tubos de espesor inferior a 8 mm se pueden soldar con cordones de soldadura en ángulo.
- 6) En soldaduras a tope, el ángulo del bisel mínimo es de 45 grados.
- 7) En los detalles se indican los distintos tipos de cordones necesarios en el perímetro de soldadura de los tubos.

**Improbabilidades:**

- a) Cordones de soldadura a tope con penetración total:  
En este caso, no es necesaria ninguna comprobación. La resistencia de la unión será igual a la de la más débil de las piezas unidas.
- b) Cordones de soldadura en ángulo:  
Se dimensionan con un valor de espesor de garganta tal que su resistencia sea igual a la menor de las piezas que una.




**1.1.2.- Referencias y simbología**

a(mm): Espesor de garganta del cordón de soldadura en ángulo, que será la altura mayor, medida perpendicularmente a la cara exterior, entre todos los triángulos que se pueden inscribir entre las superficies de las piezas que hayan alcanzado la fusión y la superficie exterior de las soldaduras. 8.6.2.a CTE DB SE-A

L(mm): longitud efectiva del cordón de soldadura

Producto por una versión electrónica de CYPE

Página 1

#### 4.2.2.3.1.2



1 Lotura

## Listados

14-07-19 - Forjatuarekin

Fecha: 15/10/19

b) Descripción de los componentes de la unión

Perfiles									
Pieza	Designación	Geometría				Acero			
		Esquema	Canto total (mm)	Ancho total (mm)	Espesor del ala (mm)	Espesor del alma (mm)	Tipo	$f_y$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$f_u$ (kg/cm <sup>2</sup> )
Cordón	2xUPN 300(1)		300	200	16	10	S275	2803.3	4179.4
Diagonal	2xUPN 300(1)		300	200	16	10	S275	2803.3	4179.4

### e) Comprobación

1) Corden 2xUPN 300(□)

Comprobaciones geométricas				
Comprobación	Unidades	Calculado	Límites	
Límite de elasticidad	kg/cm <sup>2</sup>	2803.3	Mínima	Máxima
			—	4689.1
Clase de sección (C <sub>max</sub> /I <sub>x</sub> )				
Exterior	mm	16.0	2.5	25.0
Exterior	mm	10.0	2.5	25.0
I <sub>x</sub> /I <sub>y</sub>	—	1.50	0.50	2.00
b <sub>x</sub> /I <sub>x</sub>	—	12.50	—	35.00
I <sub>x</sub> /I <sub>y</sub>	—	30.00	—	35.00

2) Montante 2xLUPN 300(1)

Compruebas geométricas				
Comprueba	Unidades	Calculado	Límites	
			Mínimo	Máximo
Límite elástico	kg/cm <sup>2</sup>	2803.3	...	4659.1
Clase de sección (Cmk/V)	...	26.80	...	30.51 (Clase 1)
Espesor	mm	16.0	2.5	25.0
Ángulo	grados	90.00	30.00	...
b/b <sub>0</sub>	...	1.00	0.25	1.00
b <sub>1</sub> /b <sub>0</sub>	...	1.50	0.50	2.00
b <sub>1</sub> /l	...	12.50	...	35.00
b <sub>0</sub> /l	...	30.00	...	35.00

Comprobaciones de resistencia		
Comprobación	Unidades	Resistente
	t	Aprom. (%)
Rotura de la parte lateral del cordón	5.026	4.95
Fallo de la diagonal por anchura eficaz	5.026	1.71

Página 43

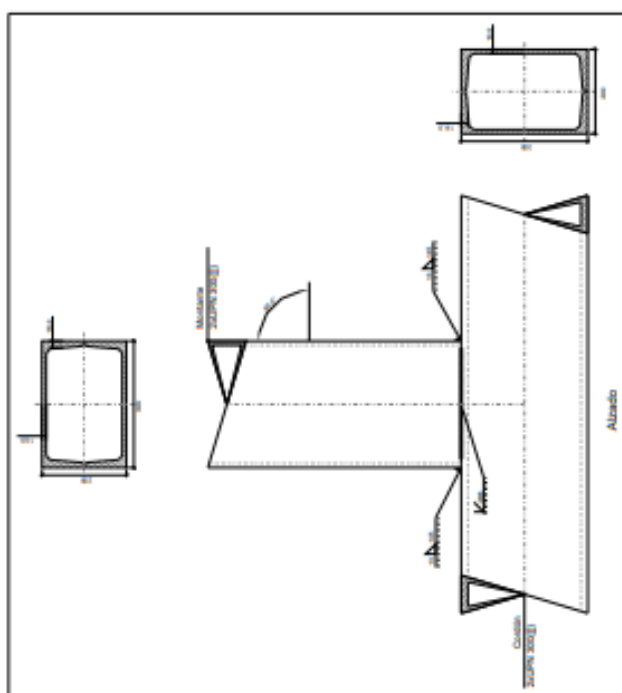
## Listados

14-07-19 - Forjatuarekin

Fecha: 15/10/19

#### 1.1.4.15.- Tipo 15

### a) Details



<http://www.ams.org>

Página 42

Listados

Fecha: 15/10/19

14-07-19 - Forjatuarekin

Condiciones de soldadura									
Comprobaciones geométricas									
Ref.	Tipo		a (mm)	Preparación de bordes		l (mm)		I (mm)	
Soldadura a tope en bisel simple	A tope en bisel simple		10	10		286		286	
Soldadura en ángulo	En ángulo		13	10		145		145	
Soldadura a tope en bisel simple	A tope en bisel simple		10	10		286		286	
Soldadura en ángulo	En ángulo		13	10		145		145	
a. Espesor de junta b. Longitud efectiva									
Comprobación de resistencia									
Ref.	Tension de Von Mises				Tension normal				f <sub>u</sub> (N/mm <sup>2</sup> )
	σ <sub>1</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	σ <sub>2</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	σ <sub>3</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	Valor (N/mm <sup>2</sup> )	σ <sub>1</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	σ <sub>2</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	σ <sub>3</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	σ <sub>m</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	
Soldadura a tope en bisel simple	La soldadura en bisel genera un cordón cuya resistencia es igual a la menor resistencia de las piezas a unir.				410.0				0.85
Soldadura en ángulo	Se adopta el espesor de junta cuya resistencia es igual a la menor resistencia de las piezas a unir.				410.0				0.85
Soldadura a tope en bisel simple	La soldadura en bisel genera un cordón cuya resistencia es igual a la menor resistencia de las piezas a unir.				410.0				0.85
Soldadura en ángulo	Se adopta el espesor de junta cuya resistencia es igual a la menor resistencia de las piezas a unir.				410.0				0.85

d) Medición

Soldaduras			
f <sub>u</sub> (N/mm²)	Ejecución	Tipo	Espesor de junta (mm)
4179.4	En taller	En ángulo	13
		A tope en bisel simple	10
			571





### 4.2.2.3.1.3



### 2 Lotura

14-07-19 - Forjatuairekin

Fecha: 15/10/19

# Listados

## b) Descripción de los componentes de la unión

Perfiles						
Pieza	Descripción	Geometría			Acero	
		Esquema	Canto total (mm)	Ancho (mm)	Espesor del ala (mm)	Tipo $f_y$ (kg/cm <sup>2</sup> )
Cordón	2xUPN 400(1)		400	220	18	14 S275 2803.3
	Diagonal 2xUPN 300(1)		300	200	16	10 S275 2803.3

## c) Comprobación

### 1) Cordón 2xUPN 400(1)


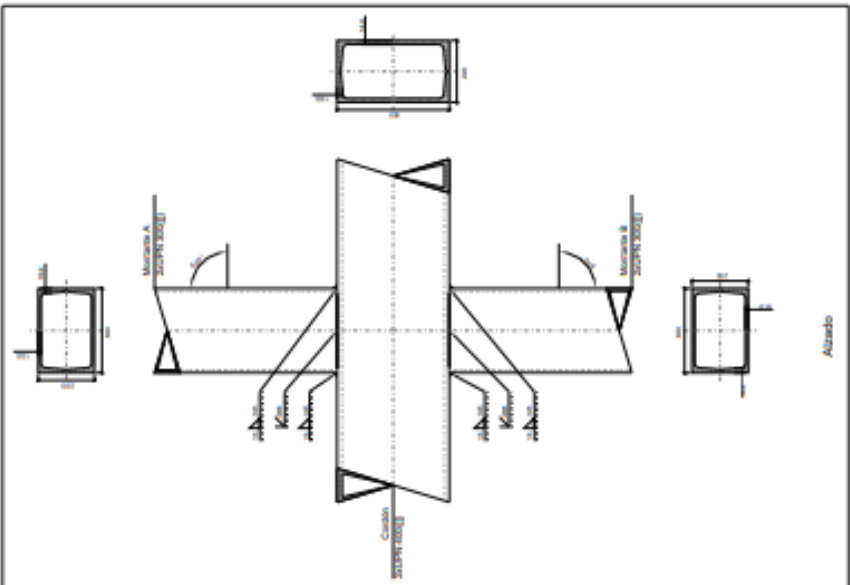
Comprobaciones geométricas				
Comprobación	Unidades	Calculado	Limites	
Límite elástico	kg/cm <sup>2</sup>	2803.3	Mínimo	Máximo
Clase de sección (Cmáx./f <sub>y</sub> )		26.00	...	4689.1
Espesor	mm	18.0	2.5	30.51 (Clase 1)
h <sub>y</sub> /b <sub>y</sub>		14.0	2.5	25.0
b <sub>y</sub> /t <sub>y</sub>		1.82	0.50	2.00
h <sub>y</sub> /t <sub>y</sub>		12.22	...	35.00
		28.57	...	35.00

### 2) Montante A 2xUPN 300(1)

Comprobaciones geométricas				
Comprobación	Unidades	Calculado	Limites	
Límite elástico	kg/cm <sup>2</sup>	2803.3	Mínimo	Máximo
Clase de sección (Cmáx./f <sub>y</sub> )		26.80	...	4689.1
Espesor	mm	16.0	2.5	30.51 (Clase 1)
Ángulo	grados	90.00	30.00	25.0
b <sub>y</sub> /t <sub>y</sub>		0.91	0.25	...
h <sub>y</sub> /t <sub>y</sub>		1.50	0.50	1.00
		12.50	...	2.00
		30.00	...	35.00

Comprobaciones de resistencia		
Comprobación	Unidades	Resistente Aprox. (%)
Resistencia interpolada entre plastificación y rotura de la pared lateral del cordón	t	10.298
		205.797
		5.00

Página 29

 14-07-19 - Forjatuairekin <b>Listados</b> Fecha: 15/10/19		a) Detalle	
1.1.4.11.- Tipo 11 		14-07-19 - Forjatuairekin Fecha: 15/10/19	

Listados

14-07-19 - Forjatuarekin Fecha: 15/10/19



Condones de soldadura

Comprobaciones de resistencia				
Ref.	Tipo	a (mm)	Preparación de bordes	l (mm)
Soldadura a tope en bisel simple	A tope en bisel simple	10	10	286
Soldadura en ángulo	En ángulo	13	10	145
Soldadura a tope en bisel simple	A tope en bisel simple	10	10	286
Soldadura en ángulo	En ángulo	13	10	145

Comprobación de resistencia				
Ref.	Tensión de Von Mises	Valor (N/mm²)	Aprov. (%)	f <sub>u</sub> (N/mm²)
Soldadura a tope en bisel simple	La soldadura en bisel genera un cordón cuya resistencia es igual a la menor resistencia de las piezas a unir.	410.0	85	410.0
Soldadura en ángulo	Se adopta el espesor de garganta cuya resistencia es igual a la menor resistencia de las piezas a unir.	410.0	85	410.0
Soldadura a tope en bisel simple	La soldadura en bisel genera un cordón cuya resistencia es igual a la menor resistencia de las piezas a unir.	410.0	85	410.0
Soldadura en ángulo	Se adopta el espesor de garganta cuya resistencia es igual a la menor resistencia de las piezas a unir.	410.0	85	410.0

d) Medición

Soldaduras		
f <sub>u</sub> (kg/cm²)	Ejecución	Longitud de cordones (mm)
4179.4	En taller	13
	A tope en bisel simple	10
		1142

Listados

14-07-19 - Forjatuarekin Fecha: 15/10/19



Comprobaciones de resistencia				
Comprobación	Unidades	Mínimo	Resistente	Aprov. (%)
Fallo de la diagonal por anchura eficaz	t	10.276	315.392	3.26
Interacción axial y momentos		10.276	315.392	52.91

Comprobaciones geométricas				
Ref.	Tipo	a (mm)	Preparación de bordes	l (mm)
Soldadura a tope en bisel simple	A tope en bisel simple	10	10	286
Soldadura en ángulo	En ángulo	13	10	145
Soldadura a tope en bisel simple	A tope en bisel simple	10	10	286
Soldadura en ángulo	En ángulo	13	10	145

Comprobación de resistencia				
Ref.	Tensión de Von Mises	Valor (N/mm²)	Aprov. (%)	f <sub>u</sub> (N/mm²)
Soldadura a tope en bisel simple	La soldadura en bisel genera un cordón cuya resistencia es igual a la menor resistencia de las piezas a unir.	410.0	85	410.0
Soldadura en ángulo	Se adopta el espesor de garganta cuya resistencia es igual a la menor resistencia de las piezas a unir.	410.0	85	410.0
Soldadura a tope en bisel simple	La soldadura en bisel genera un cordón cuya resistencia es igual a la menor resistencia de las piezas a unir.	410.0	85	410.0
Soldadura en ángulo	Se adopta el espesor de garganta cuya resistencia es igual a la menor resistencia de las piezas a unir.	410.0	85	410.0

3) Montante B 2xUPN 300(1)

Comprobaciones geométricas				
Comprobación	Unidades	Calculado	Mínimo	Máximo
Límite elástico	kg/cm²	2803.3	2803.3	4680.1
Clase de sección (Cmód/t)		26.80	26.80	30.51 (Clase 1)
Espesor	mm	16.0	2.5	25.0
Ángulo	grados	90.00	30.00	100.00
b/t		0.91	0.25	1.00
h/t		1.50	0.50	2.00
b/t		12.50	35.00	35.00
h/t		50.00	50.00	50.00

Comprobaciones de resistencia				
Comprobación	Unidades	Mínimo	Resistente	Aprov. (%)
Resistencia interpolada entre plastificación y rotura de la panel lateral del cordón	t	10.287	205.797	5.00
Fallo de la diagonal por anchura eficaz	t	10.264	315.392	3.25
Interacción axial y momentos		10.264	315.392	60.87

4.2.2.3.1.4

3 Lotura

14-07-19 - Forjatuarekin

Fecha: 15/10/19

## Listados

c) Comprobación

1) Cordón 2xUPN 300(II)

Comprobaciones geométricas				
Comprobación	Unidades	Calculado	Límites	
Límite elástico	kg/cm <sup>2</sup>	2803.3	Mínimo	Máximo
Clase de sección (Cmáx/L)	---	26.80	---	4689.1
Espeor	mm	16.0	2.5	30.51 (Clase 1)
Espeor	mm	10.0	2.5	25.0
h <sub>0</sub> /b <sub>0</sub>	---	1.50	0.50	2.00
b <sub>0</sub> /t <sub>0</sub>	---	12.50	---	35.00
h <sub>0</sub> /t <sub>0</sub>	---	30.00	---	35.00

**Comprobaciones de resistencia**

Comprobación	Unidades	Mínimo	Resistente	Aprov. (%)
Plastificación del cordón	t	0.812	279.734	0.29
Interacción axil y cortante	---	---	---	3.22
Interacción axil y momentos	---	---	---	6.30

2) Diagonal A 2xUPE 180(II)

Comprobaciones geométricas				
Comprobación	Unidades	Calculado	Límites	
Límite elástico	kg/cm <sup>2</sup>	2803.3	Mínimo	Máximo
Clase de sección (Cmáx/L)	---	28.91	---	4689.1
Espeor	mm	10.5	2.5	25.0
Ángulo	grados	33.69	30.00	---
Espariamiento	mm	125.5	21.0	---
b <sub>0</sub> /b <sub>1</sub>	---	0.75	0.35	1.00
h <sub>0</sub> /b <sub>0</sub>	---	1.20	0.50	2.00
b <sub>0</sub> /t <sub>0</sub>	---	14.29	---	35.00
h <sub>0</sub> /t <sub>0</sub>	---	32.73	---	35.00
g <sub>0</sub> /b <sub>0</sub>	---	0.63	0.09	---

**Comprobaciones de resistencia**

Comprobación	Unidades	Mínimo	Resistente	Aprov. (%)
Plastificación del cordón	t	2.994	271.425	1.10
Punzonamiento por esfuerzo cortante	t	2.994	429.022	0.70
Interacción axil y momentos	---	---	---	10.58

Página 147

14-07-19 - Forjatuarekin

Fecha: 15/10/19

## Listados

### 1.1.4.46.- Tipo 46

#### a) Detalle

#### b) Descripción de los componentes de la unión

Pieza	Descripción	Perfiles	Tipo	Acero			
		Geometría	Espesor del ala (mm)	Espesor del alma (mm)	f <sub>y</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	f <sub>t</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	
		Carro total (mm)	Ancho (mm)				
Cordon	2xUPN 300(II)	300	200	16	10	S275 2803.3	4179.4
Diagonal	2xUPE 180(II)	180	150	10.5	5.5	S275 2803.3	4179.4

Producción por una versión preliminar de CYPE

Página 146

## Listados

14-07-19 - Forjatuarekin

Fecha: 15/10/19

Comprobaciones geométricas						
Ref.	Tipo	a (mm)	Preparación de bordes (mm)	l (mm)		
Soldadura combinada a tope en bisel simple y en ángulo		7		250		
Soldadura en ángulo	En ángulo	7		699		

Comprobación de resistencia						
Ref.	Tensión de Von Mises			Tensión normal		$f_u$ (N/mm <sup>2</sup> )
	$\sigma$ (N/mm <sup>2</sup> )	$t_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	Valor (N/mm <sup>2</sup> )	Aprov. (%)	Aprov. (%)	
Soldadura combinada a tope en bisel simple y en ángulo	La combinación de soldadura en bisel y soldadura en ángulo genera un condón cuya resistencia es igual a la menor resistencia de las piezas a unir.					
Soldadura en ángulo	Se adopta el espesor de garganta cuya resistencia es igual a la menor resistencia de las piezas a unir.					

3) Diagonal B.2xUPE 180(1)

Comprobaciones geométricas				
Comprobación	Unidades	Calculado	Límites	
Límite elástico	kg/cm <sup>2</sup>	2803.3	Mínimo	Máximo
			300	4689.1
Clase de sección (Cm <sup>2</sup> /t)	cm	28.91	300	30.5t (Clase 1)
Espesor	mm	10.5	2.5	25.0
Ángulo	grados	33.69	30.00	30.00
Esparcimiento	mm	125.5	21.0	300
b/b <sub>0</sub>		0.35	0.35	1.00
h/b		1.20	0.50	2.00
b/t	cm	14.29	300	35.00
h/t	cm	32.73	300	35.00
g/b <sub>0</sub>	cm	0.63	0.09	300

Comprobaciones de resistencia			
Comprobación	Unidades	Máximo	Resistente
Plastificación del cordón	t	2.796	271.425
Punzonamiento por esfuerzo cortante	t	2.796	429.022
Interacción axial + momento	cm		34.96

Página 148

## Listados

14-07-19 - Forjatuarekin

Fecha: 15/10/19

### e) Comprobación

(☐) Corden 2xUPN 300(☐)

Comprobaciones geométricas				
Comprobación	Unidades	Calculado	Límites	
Límite elástico		2803.3	min	Máximo
Clase de sección (Clase 1)	kg/cm <sup>2</sup>	26.80	min	4689.1
Espeor	mm	16.0	min	25.0
Espeor	mm	10.0	min	25.0
$h_0/b_0$		1.50	min	2.00
$b/h_0$		12.50	min	35.00
$h/h_0$		30.00	min	35.00

Comprobaciones de resistencia			
Comprobación	Unidades	Póximo	Resistente
Plasticación del corón	t	0.812	279.734
Interacción axil y cortante	min	min	min
Interacción axil y momentos	min	min	min
			6.30

2) Diagonal A 2xLUPE 180(11)

Comprobaciones geométricas				
Comprobación	Unidades	Calculado	Límites	
			Mínimo	Máximo
Límite elástico	kgf/cm <sup>2</sup>	2803.3	...	4689.1
Clase de sección (Cm <sup>2</sup> /t.)	...	28.91	...	30.51 (Clase 1)
Espesor	mm	10.5	2.5	25.0
Ángulo	grados	33.69	30.00	...
Espaciamiento	mm	125.5	21.0	...
b/b <sub>0</sub>	...	0.35	0.35	1.00
h/b <sub>0</sub>	...	1.20	0.50	2.00
b/t <sub>1</sub>	...	14.29	...	35.00
h/t <sub>1</sub>	...	32.73	...	35.00
g/b <sub>0</sub>	...	0.63	0.09	...

Comprobaciones de resistencia				
Comprobación	Unidades	Máximo	Resistente	Aprov. (%)
plastificación del cordón	t	2.994	271.425	1.10
Punzonamiento por esfuerzo cortante	t	2.994	429.022	0.70
Intemperización por esfuerzo tracción	...	...	...	1.0-50



Página 147

### 4.2.2.3.1.5

### 4 Lotura


 14-07-19 - Forjatuarekin  
**Listados**  
 Fecha: 15/10/19

b) Descripción de los componentes de la unión

Pieza	Descripción	Perfiles				Acero	
		Esquema	Canto total (mm)	Ancho (mm)	Espesor del ala (mm)	Tipo	$f_y$ (kg/cm <sup>2</sup> )
Cordón	2xUPN 260(1)		260	180	14	10	2803.3
							4179.4
Diagonal	2xUPE 180(1)		180	150	10.5	5.5	2803.3
							4179.4

c) Comprobación

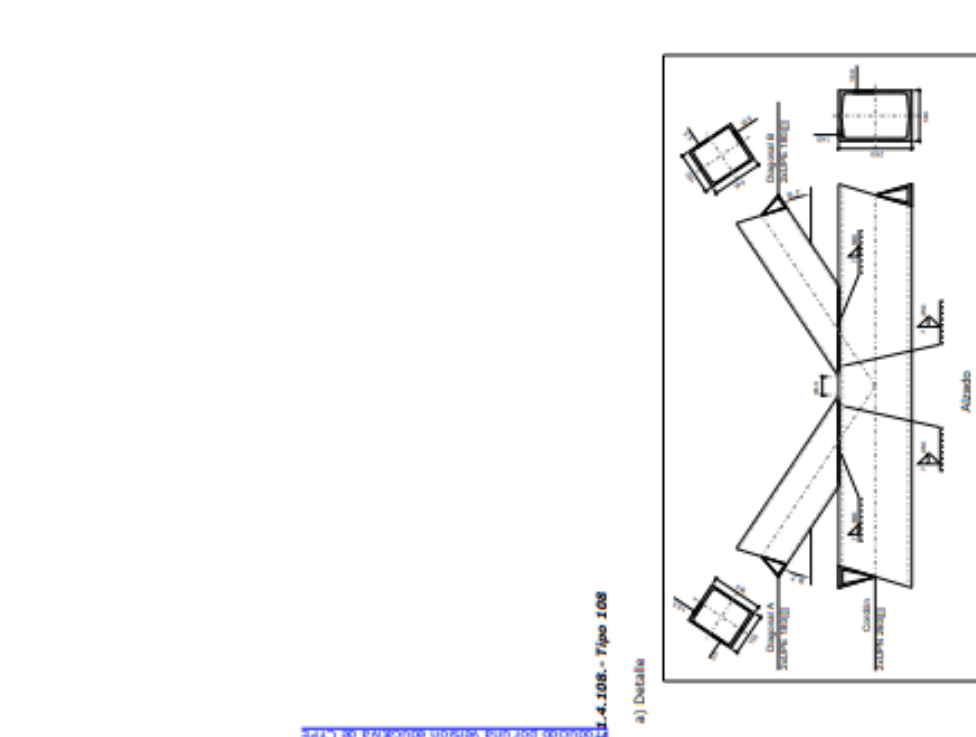
1) Cordón 2xUPN 260(1)

Comprobaciones geométricas			
Comprobación	Unidades	Calculado	Límites
Límite elástico	kg/cm <sup>2</sup>	2803.3	Mínimo: -- Máximo: 4689.1
Clase de sección (Cmód./L)	--	23.20	30.51 (Clase 1)
Espesor	mm	14.0	2.5
h/b	mm	10.0	25.0
b/t	--	1.44	2.00
b/t <sub>l</sub>	--	12.86	35.00
h/t <sub>l</sub>	--	26.00	35.00

Comprobaciones de resistencia			
Comprobación	Unidades	Pésimo	Aprov. (%)
Plasticación del cordón	t	1.002	315.550
Interacción axil y cortante	--	--	45.93
Interacción axil y momentos	--	--	1.25


 14-07-19 - Forjatuarekin  
**Listados**  
 Fecha: 15/10/19

a) Detalle



3) Diagonal B 2xUPE 180(1)

Comprobaciones geométricas				
Comprobación	Unidades	Calculado	Límites	
			Mínimo	Máximo
Límite elástico	kg/cm <sup>2</sup>	2803.3	..	4689.1
Clase de sección (Cmód/L)	..	28.91	..	30.51 (Clase 1)
Espesor	mm	10.5	2.5	25.0
Ángulo	grados	33.69	30.00	..
Espaciamiento	mm	65.5	21.0	..
b/b <sub>0</sub>	..	0.83	0.35	1.00
h/b <sub>0</sub>	..	1.20	0.50	2.00
h/L	..	14.29	..	35.00
b/L	..	32.73	..	..
g/b <sub>0</sub>	..	0.36	0.04	..

Comprobaciones de resistencia			
Comprobación	Unidades	Mínimo	Resistente Aprob. (%)
Plasticación del cordón	t	26.980	204.890 13.17
Fallo de la diagonal por anchura eficaz	t	26.980	137.332 19.65
Interacción axial y momentos	..	..	..

Condones de soldadura

Comprobaciones geométricas				
Ref.	Tipo	a (mm)	Preparación de bordes (mm)	l (mm)
Soldadura combinada a tope en bisel simple y en ángulo	A tope en bisel simple y en ángulo	7	6	250
Soldadura en ángulo	En ángulo	7	..	699
a: Espesor garganta b: Longitud efectiva				

Comprobación de resistencia						
Ref.	Tensión de Von Mises			Tensión normal		
	σ <sub>1</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	σ <sub>2</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	Valor (N/mm <sup>2</sup> )	Aprov. (%)	σ <sub>n</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	f <sub>u</sub> (N/mm <sup>2</sup> )
Soldadura combinada a tope en bisel simple y en ángulo	La combinación de soldadura en bisel y soldadura en ángulo genera un cordón cuya resistencia es igual a la menor resistencia de las piezas a unir.					
Soldadura en ángulo	Se adopta el espesor de garganta cuya resistencia es igual a la menor resistencia de las piezas a unir.					

Producto por una versión educativa de CYPE

2) Diagonal A 2xUPE 180(1)

Comprobaciones geométricas				
Comprobación	Unidades	Calculado	Límites	
			Mínimo	Máximo
Límite elástico	kg/cm <sup>2</sup>	2803.3	..	4689.1
Clase de sección (Cmód/L)	..	28.91	..	30.51 (Clase 1)
Espesor	mm	10.5	2.5	25.0
Ángulo	grados	33.69	30.00	..
Espaciamiento	mm	65.5	21.0	..
b/b <sub>0</sub>	..	0.83	0.35	1.00
h/b <sub>0</sub>	..	1.20	0.50	2.00
h/L	..	14.29	..	35.00
b/L	..	32.73	..	..
g/b <sub>0</sub>	..	0.36	0.04	..

Comprobaciones de resistencia			
Comprobación	Unidades	Mínimo	Resistente Aprob. (%)
Plasticación del cordón	t	37.629	220.259 17.08
Fallo de la diagonal por anchura eficaz	t	37.629	137.332 27.40
Interacción axial y momentos	..	..	..

Condones de soldadura

Comprobaciones geométricas				
Ref.	Tipo	a (mm)	Preparación de bordes (mm)	l (mm)
Soldadura combinada a tope en bisel simple y en ángulo	A tope en bisel simple y en ángulo	7	6	250
Soldadura en ángulo	En ángulo	7	..	699
a: Espesor garganta b: Longitud efectiva				

Comprobación de resistencia						
Ref.	Tensión de Von Mises			Tensión normal		
	σ <sub>1</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	σ <sub>2</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	Valor (N/mm <sup>2</sup> )	Aprov. (%)	σ <sub>n</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	f <sub>u</sub> (N/mm <sup>2</sup> )
Soldadura combinada a tope en bisel simple y en ángulo	La combinación de soldadura en bisel y soldadura en ángulo genera un cordón cuya resistencia es igual a la menor resistencia de las piezas a unir.					
Soldadura en ángulo	Se adopta el espesor de garganta cuya resistencia es igual a la menor resistencia de las piezas a unir.					

Producto por una versión educativa de CYPE



Listados

14-07-19 - Forjatutuekin

Fecha: 15/10/19

d) Medición




Soldaduras				
L <sub>c</sub> (Mp/cm²)	Ejecución	Tipo	Espesor de garganta (mm)	Longitud de cordones (mm)
4179.4	En taller	En ángulo	7	1398
		Combinada a tope en bisel simple y en ángulo	7	500

Prohibida toda copia, versión, extracción de CYPE



### 4.2.2.3.1.6

### 5 Lotura

 14-07-19 - Forjaturak <b>Listados</b> Fecha: 15/10/19		b) Descripción de los componentes de la unión									
Pieza	Descripción	Esquema	Perfiles				Acero				
			Geometría	Centro total (mm)	Ancho (mm)	Espesor del ala (mm)	Espesor del alma (mm)	Tipo	$f_y$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$f_u$ (kg/cm <sup>2</sup> )	
Cordón	2xLUPN 400(I)		400	220	18	14	5275	2803.3	4179.4		
Diagonal	2xLUPN 250(I)		260	180	14	10	5275	2803.3	4179.4		

c) Comprobación


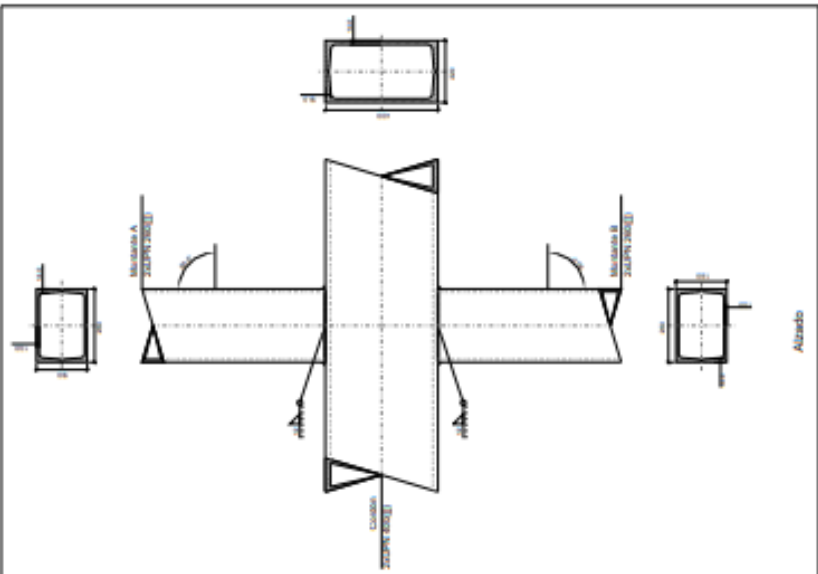
1) Cordón 2xLUPN 400(I)

Comprobaciones geométricas				Límites	
Comprobación	Unidades	Calculado	Mínimo	Máximo	
Límite elástico	kg/cm <sup>2</sup>	2803.3	---	4689.1	
Clase de sección (Cmk/h)	---	26.00	---	30.51 (Clase 1)	
Espesor	mm	18.0	2.5	25.0	
h/b	mm	14.0	2.5	25.0	
b/t	---	1.82	0.50	2.00	
h/t	---	12.22	---	35.00	
h/t	---	28.57	---	35.00	

2) Montante A 2xLUPN 250(I)

Comprobaciones de resistencia				Aprov. (%)	
Comprobación	Unidades	Mínimo	Resistente		
Plasticación del cordón	t	5.803	406.551	1.43	

Comprobaciones geométricas				Límites	
Comprobación	Unidades	Calculado	Mínimo	Máximo	
Límite elástico	kg/cm <sup>2</sup>	2803.3	---	4689.1	
Clase de sección (Cmk/h)	---	23.20	---	30.51 (Clase 1)	
Espesor	mm	14.0	2.5	25.0	
Angulo	grados	90.00	30.00	---	
b/b	---	0.82	0.25	1.00	
h/b	---	1.44	0.50	2.00	
b/t	---	12.86	---	35.00	
h/t	---	26.00	---	35.00	

 14-07-19 - Forjaturak <b>Listados</b> Fecha: 15/10/19		a) Detalle									
2.1.4.110.- Tipo 110 											

Ref.	Comprobación de resistencia							$f_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\delta_u$ (mm)
	Tensión de Von Mises			Tensión normal					
	$\sigma$ (N/mm <sup>2</sup> )	$t$ (N/mm <sup>2</sup> )	$t_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	Valor (N/mm <sup>2</sup> )	Aprov. (%)	$\sigma$ (N/mm <sup>2</sup> )	Aprov. (%)		
Soldadura en ángulo	Se adopta el espesor de garganta cuya resistencia es igual a la menor resistencia de las piezas a unir.							410.0	0.85

#### d) Medición

Soldaduras			
$f_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Ejecución	Tipo	Longitud de cordones (mm)
4179,4	En taller	En ángulo	1760
			12

<http://www.ams.org>

<b>Comprobaciones de resistencia</b>			
Comprobación	Unidades	Pésimo	Resistente
Plastificación del conón	t	120.020	203.275
Interacción axial y momentos	m.m.	n.a.	n.a.
			Aprov. (%)
			59.04
			74.33

### Comprobaciones geométricas

Ref.	Tipo	a (mm)	b (mm)
Soldadura en ángulo	En ángulo	12	880

### Comprobación de resistencia

Ref.	Tension de Von Mises				Tension normal		$\epsilon_a$ (%)
	$\sigma_{(N/mm^2)}$	$\sigma_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	Valor (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{(N/mm^2)}$	Aprom. (%)	$\sigma_{(N/mm^2)}$	
Soldadura en ángulo	Se adopta el espesor de garganta cuya resistencia es igual a la menor resistencia de las piezas a unir.						
							410.0
							0.85

3) Montante B 2xUPN 260(1)

### Comprobaciones geométricas

Comprobación	Unidades	Calculado	Límites	
			Mínimo	Máximo
Límite elástico	kg/cm <sup>2</sup>	2803.3	...	4680.1
Clase de sección (Cmbs/%)	...	23.20	...	30.51 (Clase 1)
Espesor	mm	14.0	2.5	25.0
Ángulo	grados	90.00	30.00	...
h/b <sub>0</sub>	...	0.82	0.25	1.00
h/b <sub>1</sub>	...	1.44	0.50	2.00
b/b <sub>0</sub>	...	12.86	...	35.00
b/b <sub>1</sub>	...	26.00	...	35.00

### Comprobaciones de resistencia

Comprobación	Unidades	Peso	Resistente	Aprov. (%)
Plastificación del cordón	1	130.338	203.275	64.12
Interacción axil y momentos	100	100	100	92.52

## Comprobaciones geométricas

Ref.	Tipo	a (mm)	l (mm)
Soldadura en ángulo	En ángulo	12	880

Produced by the National Archives at College Park

#### 4.2.2.3.1.7



#### 6 Lotura


 14-07-19 - Forjatua/vekin

**Listados**

Fecha: 15/10/19

b) Descripción de los componentes de la unión

Pieza	Descripción	Perfiles				Acero	
		Esquema	Cantido total (mm)	Ancho (mm)	Espesor del ala (mm)	Tipo	$f_y$ (kg/cm <sup>2</sup> )
Cordón	2xUPN 300(1)		300	200	16	S275	4179.4
Diagonal	2xUPN 260(1)		260	180	14	S275	4179.4

c) Comprobación

1) Cordón 2xUPN 300(1)

Comprobaciones geométricas			
Comprobación	Unidades	Calculado	Límites
Límite elástico	kg/cm <sup>2</sup>	2803.3	Mínimo Máximo
Clase de sección (Cmód/L)		26.80	30.51 (Clase 1)
Espesor	mm	16.0	2.5
Espesor	mm	10.0	2.5
b/L		1.50	0.50
b/L		12.50	35.00
b/L		30.00	35.00

2) Montante 2xUPN 260(1)

Comprobaciones geométricas			
Comprobación	Unidades	Calculado	Límites
Límite elástico	kg/cm <sup>2</sup>	2803.3	Mínimo Máximo
Clase de sección (Cmód/L)		23.20	30.51 (Clase 1)
Espesor	mm	14.0	2.5
Ángulo	grados	90.00	30.00
b/L		0.90	0.25
b/L		1.44	0.50
b/L		12.86	35.00
b/L		26.00	35.00

Comprobaciones de resistencia			
Comprobación	Unidades	Pésimo	Resistente
Resistencia interpolada entre plastificación y rotura de la pared lateral del cordón	t	13.868	162.573
			8.53

Página 172

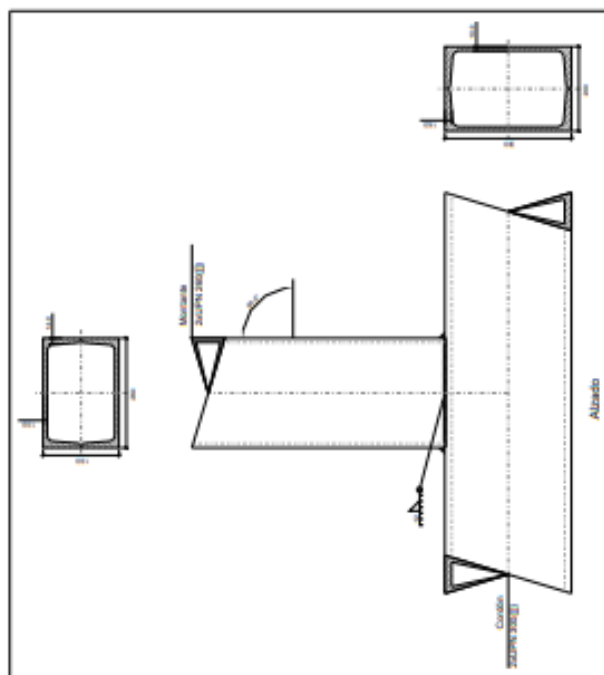

 14-07-19 - Forjatua/vekin

**Listados**

Fecha: 15/10/19

4.2.4.54.- Tipo 54

a) Detalle



Página 171

## Listados

14-07-19 - Forjatuarekin

Rechts: 15/10/19

Comprobaciones de resistencia		
Comprobación	Unidades	Máximo Resistente Aprox. (%)
Fallo de la diagonal por anchura eficaz	1	13.868
Intención axil y momentos	0.4	250.246
		5.35
		47.36

### Cordones de soldadura

Comprobaciones geométricas			
Ref.	Tipo	a (mm)	l (mm)
Soldadura en ángulo		12	880

a: Frenar anclaje  
l: longitud efectiva

### Comprobación de resistencia

Ref.	Tensión de Von Mises					
	$\sigma_1$ (N/mm²)	$\sigma_2$ (N/mm²)	Valer (N/mm²)	Aprov. (%)	Tensión normal Aprov. (%)	$f_u$ (N/mm²)
Soldadura en ángulo	-	-	-	-	-	410.0
Se acepta el espesor de garganta cuya resistencia es igual a la menor resistencia de las piezas a unir.	-	-	-	-	-	0.85

#### d) Medición

Soldaduras			
$f_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Ejecución	Tipo	Espesor de garganta (mm)
4120.4	En taller	En dirección	12
			800

7 Lotura

## Página 306

## Página 395

## Listados

14-07-19 - Forjatuarekin

Fecha: 15/10/19

Ref.	Comprobaciones de resistencia				
	T <sub>1</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	T <sub>2</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	Valor (N/mm <sup>2</sup> )	Aprov. (%)	f <sub>u</sub> (N/mm <sup>2</sup> )
Soldadura	Se adopta el espesor de garganta cuya resistencia es igual a la menor resistencia de las piezas a unir.				
en ángulo					410.0 0.85

3) Montante 2xLUPE 300(II)

Comprobación	Unidades	Cálculo		Límites	
		Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo
Límite elástico	kg/cm <sup>2</sup>	2803.3	4689.1	2803.3	4689.1
Clase de sección (Cmód/L)	mm	28.42	30.51 (Clase 1)	28.42	30.51 (Clase 1)
Espesor	mm	15.0	2.5	15.0	25.0
Ángulo	grados	33.69	30.00	33.69	30.00
b/b <sub>0</sub>	mm	1.00	0.25	1.00	1.00
b/t	mm	1.50	0.50	1.50	2.00
b/t	mm	13.33	35.00	13.33	35.00
b/t	mm	31.58	35.00	31.58	35.00

Comprobaciones de resistencia		Unidades		Límites	
Comprobación	Unidades	Mínimo	Resistente	Aprov. (%)	
Resistencia interpolada entre plastificación y rotura de la pared lateral del cordón	t	1.537	28.332	5.42	
Fallo de la diagonal por anchura eficaz	t	5.870	46.489	12.63	
Interacción axil y momentos	mm	25.19	25.19	25.19	

Condonos de soldadura

Ref.	Tipo	Cálculo		Límites	
		Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo
Soldadura a tope en bisel simple	A tope en bisel simple	10	203	10	203
Soldadura en ángulo	En ángulo	12	145	12	145
Soldadura a tope en bisel simple	A tope en bisel simple	10	203	10	203
Soldadura en ángulo	En ángulo	12	145	12	145

a: Espesor garganta  
b: Longitud efectiva

Página 398

## Listados

14-07-19 - Forjatuarekin

Fecha: 15/10/19

Comprobación	Unidades		Límites	
	Mínimo	Resistente	Aprov. (%)	
Interacción axil y momentos	mm	22.95	22.95	
Cortante en la cara del cordón	t	9.618	251.623	3.82

Condonos de soldadura

Ref.	Tipo	Cálculo		Límites	
		Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo
Soldadura a tope en bisel simple	A tope en bisel simple	10	861	10	861

Comprobación	Unidades	Cálculo		Límites	
		Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo
Límite elástico	kg/cm <sup>2</sup>	2803.3	4689.1	2803.3	4689.1
Clase de sección (Cmód/L)	mm	28.91	30.51 (Clase 1)	28.91	30.51 (Clase 1)
Espesor	mm	10.5	2.5	10.5	25.0
Ángulo	grados	33.69	30.00	33.69	30.00
Solapamiento	%	73.11	100.00	73.11	100.00
b/b <sub>0</sub>	mm	0.75	0.25	0.75	1.00
b/t	mm	1.20	0.50	1.20	2.00
b/t	mm	14.29	35.00	14.29	35.00
b/t	mm	32.73	35.00	32.73	35.00
b/t	mm	0.75	0.75	0.75	0.75


2) Diagonal 2xLUPE 180(II)

Comprobaciones de resistencia		Unidades		Límites	
Comprobación	Unidades	Mínimo	Resistente	Aprov. (%)	
Resistencia interpolada entre plastificación y rotura de la pared lateral del cordón	t	14.158	261.007	5.42	
Fallo de la diagonal por anchura eficaz	t	17.339	137.332	12.63	
Interacción axil y momentos	mm	22.95	22.95	22.95	

Condonos de soldadura

Ref.	Tipo	Cálculo		Límites	
		Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo
Soldadura en ángulo	En ángulo	7	891	7	891

Página 397



14-07-19 - Forjatuarekin

Fecha: 15/10/19

Listados

Comprobación de resistencia						
Ref.	Tensión de Von Mises			Tensión normal		
	$\sigma$ (N/mm <sup>2</sup> )	$I_z$ (N/mm <sup>2</sup> )	Valor (N/mm <sup>2</sup> )	Aprov. (%)	$\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_u$
Soldadura a tope en bisel simple	La soldadura en bisel genera un cordón cuya resistencia es igual a la menor resistencia de las piezas a unir.				410.0	0.85
Soldadura en ángulo	Se adopta el espesor de garganta cuya resistencia es igual a la menor resistencia de las piezas a unir.				410.0	0.85
Soldadura a tope en bisel simple	La soldadura en bisel genera un cordón cuya resistencia es igual a la menor resistencia de las piezas a unir.				410.0	0.85
Soldadura en ángulo	Se adopta el espesor de garganta cuya resistencia es igual a la menor resistencia de las piezas a unir.				410.0	0.85

d) Medición

Soldaduras				
$f_u$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Ejecución	Tipo	Espesor de garganta (mm)	Longitud de cordones (mm)
4179.4	En taller	En ángulo	7	891
			12	290
		A tope en bisel simple	10	1447

Chapas			
Material	Tipo	Cantidad	Peso (kg)
S275	Chapas	1	7.06
		Total	7.06

8 Lotura

## Fecha: 15/10/19

## 1) Cordon 2xUPE 300(1)

Comprobaciones geométricas				
Comprobación	Unidades	Calculado	Límites	
			Mínimo	Máximo
Límite elástico		2803.3		4689.1
Clase de sección (Cmód./L.)		28.42		30.51 (Clase 1)
Espeor	mm	15.0	2.5	25.0
Espeor	mm	9.5	2.5	25.0
$I_y/I_x$		0.67	0.50	2.00
$b_y/L$		31.58		35.00
$b_x/L$		13.33		35.00

<http://www.oxfordjournals.org/>

Comprobaciones geométricas			
Comprobación	Unidades	Calculado	Límites
Límite elástico	kg/cm <sup>2</sup>	2803.3	Mínimo Máximo
Clase de sección (Cm <sup>2</sup> /t.)	cm <sup>2</sup>	28.91	4680.1
Espesor	mm	5.5	30.51 (Clase 1)
Ángulo	grados	90.00	25.0
b/h <sub>0</sub>	cm	0.60	0.25
h/h <sub>0</sub>	cm	0.83	1.00
b/t	cm	32.73	2.00
h/t	cm	14.29	35.00

Comprobaciones de resistencia			
Comprobación	Unidades	Número	Resistente
Plastificación del cordón	t	5.288	22 326
			23.69

1

Comprobaciones geométricas				
Ref.	Tipo	a (mm)	b (mm)	i (mm)
	En ángulo	7		660

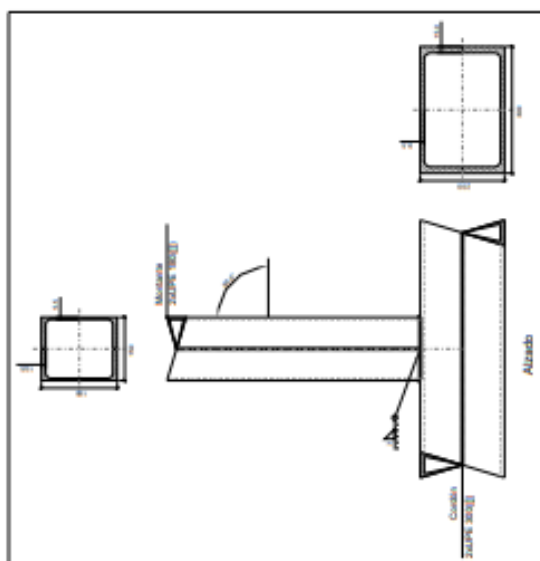
  



Comprobación de resistencia						
Ref.	Tensión de Von Mises			Tensión normal		f <sub>y</sub> (N/mm <sup>2</sup> )
	$\sigma_x$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	Valor (N/mm <sup>2</sup> )	Aprov. (%)	Aprov. (N/mm <sup>2</sup> )	
Soldadura en ángulo						410.0

a: Espesor de placa  
 b: Longitud efectiva  
 Se adopta el espesor de garganta cuya resistencia es igual a la menor resistencia de las piezas a unir.

## Fecha: 15/10/19

### a) Details

[illegible]

		Perfiles					Acero	
Pista	Descripción	Geometría			Tipo	$f_y$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$f_u$ (kg/cm <sup>2</sup> )	
		Esquema	Canto total (mm)	Archo total (mm)				Espesor del ala (mm)
Cordón	2xLUPe 300(I)		300	200	15	9.5	2803.3	4179.4
Diagonal	2xLUPe 180(I)		180	150	10.5	5.5	2803.3	4179.4





14-07-19 - Forjaturarekin

Fecha: 15/10/19

**Listados**

d) Medición

Soldaduras			
f <sub>w</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	Ejecución	Tipo	Longitud de cordones (mm)
4179.4	En taller	En ángulo	660
			7

4.2.2.3.1.10 9 Lotura

1

14-07-19 - Forjatuarekin

Rechts: 15/10/19

### c) Comprobación

1.) Corden 2xUPE 300(II)

Comprobaciones geométricas				
Comprobación	Unidades	Calculado	Límites	
			Mínimo	Máximo
Límite elástico	kg/cm <sup>2</sup>	2803.3	0.0	4689.1
Clase de sección (C <sub>max</sub> /L <sub>1</sub> )				
Espesor	mm	28.42	0.0	30.51 (Clase 1)
Espesor	mm	15.0	2.5	25.0
Espesor	mm	9.5	2.5	25.0
b <sub>1</sub> /b <sub>2</sub>	0.0	1.50	0.50	2.00
b <sub>1</sub> /L <sub>1</sub>	0.0	13.33	0.0	35.00
b <sub>1</sub> /L <sub>2</sub>	0.0	31.58	0.0	35.00

### Comprobaciones de resistencia

Comprobación	Unidades	Pésimo	Resistente	Aprov. (%)
Plastificación del cordón	1	8.599	245.860	3.50
Interacción axil y cortante	10	100	100	32.43
Interacción axil y momentos	10	100	100	8.94

2) Diagonal A 2xUPE 180(11)

Comprobaciones geométricas				
Comprobación	Unidades	Calculado	Límites	
			Mínimo	Máximo
Límite elástico		2803.3	...	4689.1
Clase de sección (CmadyL)	kg/cm <sup>2</sup>	28.91	...	30.51 (Clase 1)
Espeor	mm	10.5	2.5	25.0
Ángulo	grados	33.69	30.00	...
Esparcimiento	mm	125.5	21.0	...
b/b <sub>0</sub>	...	0.75	0.35	1.00
b/b <sub>1</sub>	...	1.20	0.50	2.00
b/L	...	14.29	...	35.00
b/L	...	32.73	...	35.00
a/b	...	0.63	0.09	...

### Comprobaciones de resistencia

Comprobación	Unidades	Máxima	Resistencia	Aprov. (%)
Plastificación del condón	1	32.272	215.560	14.97
Punzonamiento por esfuerzo cortante	1	32.272	306.926	8.09
Interacción axial y momentos	0.0	0.0	0.0	24.71

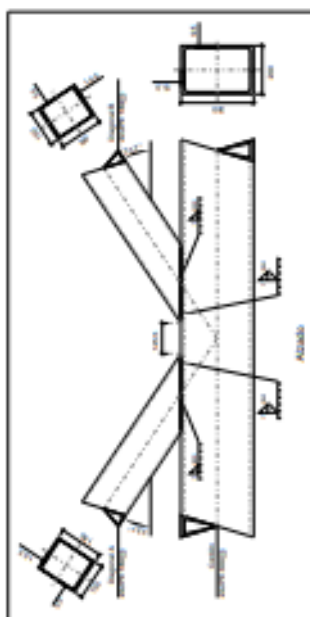
Página 413

14-07-19 - Forjatuarekin

Fecha: 15/10/19

#### 1.1.4.135.- Tipo 135

### a) Details



b) Descripción de los componentes de la unión

Perfiles								
Piazza	Descripción	Geometría				Acero		
		Esquema	Canto ancho total (mm)	Espar del ala (mm)	Espar del alma (mm)	Tipo	$f_y$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$f_u$ (kg/cm <sup>2</sup> )
Corden	2xLUPE 300(1)		300	15	9.5	S275	2803.3	4179.4
Diagonal	2xLUPE 180(1)		180	10.5	5.5	S275	2803.3	4179.4

Producido por una versión educativa de CITE

Listados

14-07-19 - Forjatuarekin Fecha: 15/10/19

Conditones de soldadura				
Comprobaciones geométricas				
Ref.	Tipo	a (mm)	Preparación de bordes (mm)	l (mm)
Soldadura combinada a tope en bisel simple y en ángulo	A tope en bisel simple y en ángulo	7	6	250
Soldadura en ángulo	En ángulo	7	---	699
a: Espesor garganta b: Longitud efectiva				
Comprobación de resistencia				
Ref.	Tensión de Von Mises			f <sub>u</sub> (N/mm <sup>2</sup> )
	σ <sub>1</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	σ <sub>2</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	σ <sub>3</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	
Soldadura combinada a tope en bisel simple y en ángulo	La combinación de soldadura en bisel y soldadura en ángulo genera un tope en bisel cordón cuya resistencia es igual a la menor resistencia de las piezas a unir.			410.0 0.85
Soldadura en ángulo	Se adopta el espesor de garganta cuya resistencia es igual a la menor resistencia de las piezas a unir.			410.0 0.85

d) Medición

Soldaduras		
f <sub>u</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	Tipo	Longitud de cordones (mm)
4179.4	En ángulo	1398
En taller	Combinada a tope en bisel simple y en ángulo	500

Página 415

Listados

14-07-19 - Forjatuarekin Fecha: 15/10/19

Conditones de soldadura				
Comprobaciones geométricas				
Ref.	Tipo	a (mm)	Preparación de bordes (mm)	l (mm)
Soldadura combinada a tope en bisel simple y en ángulo	A tope en bisel simple y en ángulo	7	6	250
Soldadura en ángulo	En ángulo	7	---	699
a: Espesor garganta b: Longitud efectiva				
Comprobación de resistencia				
Ref.	Tensión de Von Mises			f <sub>u</sub> (N/mm <sup>2</sup> )
	σ <sub>1</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	σ <sub>2</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	σ <sub>3</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	
Soldadura combinada a tope en bisel simple y en ángulo	La combinación de soldadura en bisel y soldadura en ángulo genera un tope en bisel cordón cuya resistencia es igual a la menor resistencia de las piezas a unir.			410.0 0.85
Soldadura en ángulo	Se adopta el espesor de garganta cuya resistencia es igual a la menor resistencia de las piezas a unir.			410.0 0.85

3) Diagonal B 2xUPE 180(1)

Comprobaciones geométricas		
Comprobación	Unidades	Limites
Límite elástico	kg/cm <sup>2</sup>	Máximo 4689.1
Clase de sección (Cmód/L)	---	Mínimo 30.51 (Clase 1)
Espeor	mm	2.5
Ángulo	grados	30.00
Espaciamento	mm	21.0
b/b <sub>0</sub>	---	0.35
h/b <sub>0</sub>	---	0.50
b/t	---	35.00
h/t	---	35.00
g/b <sub>0</sub>	---	0.09

Comprobaciones de resistencia		
Comprobación	Unidades	Resistencia
Plastificación del cordón	t	215.569
Punzonamiento por esfuerzo cortante	t	37.591
Interacción axil y momentos	---	26.84

Página 414

4.2.2.3.1.11

## Listados

1

### 2.) Comprobación

1.) Corden 2xUPN 300(11)

### Cordones de soldadura

Copyright © 2004 John Wiley & Sons, Ltd.

## Listados



#### 1.1.4.136.- Tipo 136

### 3.2. Data

**b) Descripción de los componentes de la unión**

[info@londonbusinessschool.com](mailto:info@londonbusinessschool.com)

IKER BALBUENA GARCIA

Listados

Fecha: 15/10/19

14-07-19 - Forjaturak

2) Montante Zulupe 180(1)

Comprobaciones geométricas				
Comprobación	Unidades	Calculado	Límites	
Límite elástico	kg/cm <sup>2</sup>	2803.3	Mínimo	Máximo
Clase de sección (Clase 1)	---	28.91	--	30.51 (Clase 1)
Espesor	mm	10.5	2.5	25.0
Ángulo	grados	90.00	30.00	--
b/b <sub>0</sub>	--	0.50	0.25	1.00
h/b <sub>0</sub>	--	1.20	0.50	2.00
b/t <sub>0</sub>	--	14.29	--	35.00
h/t <sub>0</sub>	--	32.73	--	35.00

Comprobaciones de resistencia				
Comprobación	Unidades	Mínimo	Resistente	Aprov. (%)
Plastificación del cordón	t	9.876	22.585	43.73

Cordones de soldadura

Comprobaciones geométricas				
Ref.	Tipo	a (mm)	b (mm)	l (mm)
Soldadura en ángulo	En ángulo	7		660

a = Espesor garganta  
b = Longitud efectiva

Comprobación de resistencia						
Ref.	Tensión de Von Mises				Tensión normal	
	σ <sub>1</sub> (N/mm²)	σ <sub>2</sub> (N/mm²)	Valor (N/mm²)	Aprov. (%)	σ <sub>n</sub> (N/mm²)	Aprov. (%)
Soldadura en ángulo	Se adopta el espesor de garganta cuya resistencia es igual a la menor resistencia de las piezas a unir.					
	En ángulo		7		410.0	0.85

d) Medición

Soldaduras			
f <sub>u</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	Ejecución	Espeor de garganta (mm)	Longitud de cordones (mm)
4179.4	En taller	7	660
	A tope en bisel simple	10	861

Chapas			
Material	Tipo	Cantidad	Peso (kg)
S275	Chapas	1	7.06
		200x300x15	7.06




4.2.2.3.1.12


## Listados

Fecha: 15/10/19

14-07-19 - Forjatuarekin

b) Descripción de los componentes de la unión

Profiles									
Pieza	Designación	Geometría				Acero			
		Esquema	Canto total (mm)	Ancho (mm)	Espejor del ala (mm)	Espejor del alma (mm)	Tipo	$r_p$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$r_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )
Cordón	2xUPN 400 (I)		400	220	18	14	S275	2803.3	4179.4
Diagonal	2xLPE 180 (L)		180	150	10.5	5.5	S275	2803.3	4179.4
Diagonal	2xLPE 300 (L)		300	200	15	9.5	S275	2803.3	4179.4

Elementos complementarios							
Pieza	Esquema	Geometría			Acero		
		Ancho (mm)	Carfú (mm)	Espesor (mm)	Tipo	$f_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$f_t$ (kg/cm <sup>2</sup> )
Chapa		220	400	22	S275	2803.3	4179.4

e) Comprobación

1.) Corden 2xUPM 400(□)

Comprobaciones geométricas			
Comprobación	Unidades	Calculado	Límites
Límite elástico	kg/cm <sup>2</sup>	2803.3	Mínimo 4680.1
Clase de sección (C <sub>trial</sub> /I <sub>trial</sub> )		25.00	Máximo 30.51 (Clase 1)
Espejor	mm	18.0	2.5
Espejor	mm	14.0	2.5
h <sub>trial</sub>	mm	1.82	0.50
			2.00

Comprobaciones de resistencia			
Comprobación	Unidades	Número	Aprob. (%)
Plastificación del cordón	1	123.506	51.39
Interacción axial y momentos			66.82

Página 420

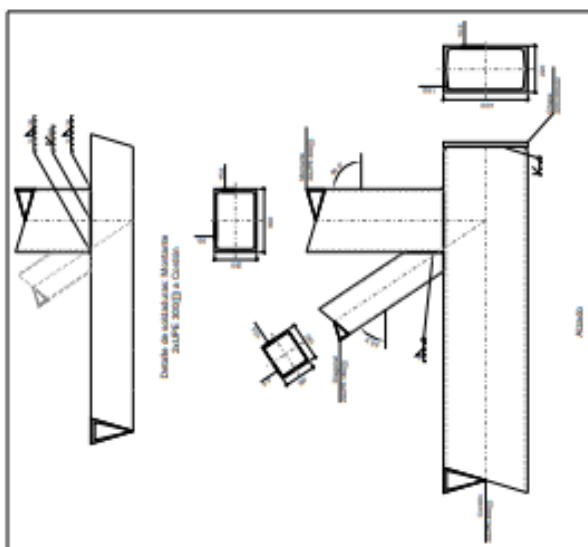
## Listados

Fecha: 15/10/19

14-07-19 - Forlaturen

#### 1.1.4.137.- Tipo 137

### a) Details



Producido por una versión mejorada de GIMP

Página 419

## Listados

Fecha: 15/10/19

14.07.19 - Forlaturarekin

Ref.	Comprobación de resistencia						$f_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\delta_u$
	Tensión de Von Mises			Tensión normal				
	$\sigma$ (N/mm <sup>2</sup> )	$t_1$ (N/mm <sup>2</sup> )	Valor (N/mm <sup>2</sup> )	Aprov. (%)	$\sigma$ (N/mm <sup>2</sup> )	Aprov. (%)		
Soldadura en ángulo	Se adopta el espesor de garganta cuya resistencia es igual a la menor resistencia de las piezas a unir.						410.0	0.85

## 3) Montante 2xLPE 300(□)

Comprobaciones geométricas			
Comprobación	Unidades	Calculado	Limites
Límite elástico	kg/cm <sup>2</sup>	2803.3	Mínimo Máximo 4689.1
Clase de sección (Cmbs/t.)	mm	28.42	30.51 (Clase 1)
Espesor	mm	15.0	2.5 25.0
Ángulo	grados	33.69	30.00
b/t <sub>fl</sub>	mm	0.91	0.25 1.00
h/t <sub>fl</sub>	mm	1.50	0.50 2.00
b/t <sub>l</sub>	mm	13.33	35.00 35.00
h/t <sub>l</sub>	mm	31.58	35.00

Comprobaciones de resistencia			
Comprobación	Unidades	Péximo	Aprov. (%)
Plasticación del cordón	1	100.019	51.30
Fallo de la diagonal por anchura eficaz	1	1.521	7.70
Interacción axial y momentos	10	100	71.00

### Cordones de soldadura

Comprobaciones geométricas				
Raf.	Tipos	a (mm)	Preparación de bordes (mm)	l (mm)
Soldadura a tope en bisel simple	A tope en bisel simple	12	10	203
	En ángulo	12	—	145
	Soldadura a tope en bisel simple	—	10	203
Soldadura en ángulo	En ángulo	12	—	145
	Espejar piezas			

## Listados

Redat: 15/10/19

4-07-19 - Forlaturenkin

Comprobaciones de resistencia		
Comprobación	Unidades	Resistente
Cortante en la cara del conón	t	14.907
		273.582
		5,48

Cordones de soldadura

Comprobaciones geométricas		
Ref.	Tipo	l (mm)
Soldadura a tope en bisel simple	A tope en bisel simple	1.4
		1074

<i>Pel.</i>	Comprobación de resistencia					
	Tensión de Von Mises			Tensión normal		
	$\bar{\sigma}_{(N/mm^2)}$	$t_{\phi}$ (N/mm <sup>2</sup> )	Váliz (N/mm <sup>2</sup> )	Aprov. (%)	$\bar{\sigma}_{(N/mm^2)}$	$f_u$ (N/mm <sup>2</sup> )
Soldadura a tope en el perfil simple						410,0
						0,85

(\*) Diagonal 2xLUPE 180(□)

Comprobaciones geométricas				
Comprobación	Unidades	Calculado	Límites	
			Mínimo	Máximo
Límite elástico	kg/cm <sup>2</sup>	2803.3	—	4689.1
Clase de sección (Cmód/R)	—	28.91	—	30.51 (Clase 1)
Espesor	mm	10.5	2.5	25.0
Ángulo	grados	33.69	30.00	—
Solapamiento	%	57.70	25.00	100.00
b/t <sub>s</sub>	—	0.68	0.25	1.00
h/t <sub>s</sub>	—	1.20	0.50	2.00
b/t <sub>t</sub>	—	44.29	—	35.00
h/t <sub>t</sub>	—	32.73	—	35.00
b/b <sub>t</sub>	—	0.75	0.75	—

Comprobaciones de resistencia			
Comprobación	Unidades	Potencia	Resistente
Plastificación del cordón	t	27 026	52 586
Fallo de la diagonal por anchura eficaz	t	10 700	137 332
Interacción axial y momentos	N/A	N/A	66,82

### Cordones de soldadura

Comprobaciones geométricas			
Ref.	Tipo	a (mm)	b (mm)
Soldadura en ángulo		7	854

Ref.	Comprobación de resistencia					
	$\sigma_{\text{adm}}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{\text{cal}}$ (N/mm <sup>2</sup> )	Valor (N/mm <sup>2</sup> )	Aprov. (%)	Tensión normal Aprov. (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{\text{adm}}$ (N/mm <sup>2</sup> )
Soldadura a tope en bisel simple	La soldadura en bisel genera un cordón cuya resistencia es igual a la menor resistencia de las piezas a unir.					
Soldadura en ángulo	Se adopta el espesor de garganta cuya resistencia es igual a la menor resistencia de las piezas a unir.					
Soldadura a tope en bisel simple	La soldadura en bisel genera un cordón cuya resistencia es igual a la menor resistencia de las piezas a unir.					
Soldadura en ángulo	Se adopta el espesor de garganta cuya resistencia es igual a la menor resistencia de las piezas a unir.					
					410.0	0.85

d) Medición


Soldaduras			
$f_u$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Ejecución	Tipo	Longitud de cordones (mm)
4179.4	En taller	En ángulo	7
			4.2
			2.90
			1.0
		A tope en bisel simple	1.4
			1074

Chapas			
Material	Tipo	Cantidad	Peso (kg)
S275	Chapas	1	15.20
		Total	15.20



4.2.2.3.1.13 12 Lotura


 14-07-19 - Forjatuarekin  
**Listados**  
 Fecha: 15/10/19

Pieza	Elementos complementarios				
	Esquema	Ancho (mm)	Canto (mm)	Espesor (mm)	Acero
Chapa		220	400	22	5275 2803.3 4179.4

c) Comprobación

1) Cordon 2xUPN 400(II)

Comprobaciones geométricas			
Comprobación	Unidades	Calculado	Límites
Límite elástico	kg/cm <sup>2</sup>	2803.3	Mínimo Máximo
Clase de sección (Cmk/L <sub>e</sub> )	mm	26.00	30.51 (Clase 1)
Espesor	mm	18.0	2.5 25.0
h/b <sub>0</sub>	mm	14.0	2.5 25.0
b <sub>0</sub> /L <sub>e</sub>	mm	0.55	0.50 2.00
h <sub>0</sub> /L <sub>e</sub>	mm	26.57	35.00

Condiciones de soldadura

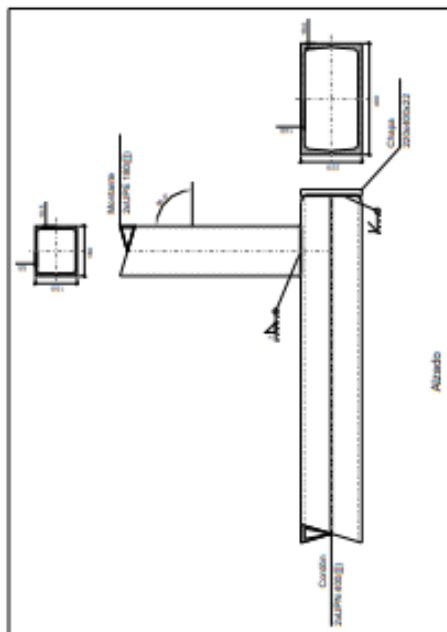
Comprobaciones geométricas		
Ref.	Tipo	Preparación de bordes
Soldadura a tope en bisel simple	A tope en bisel simple	14

Comprobación de resistencia							
Ref.	Tensión de Von Mises				Tensión normal		f <sub>u</sub> (N/mm <sup>2</sup> )
	σ <sub>1</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	σ <sub>2</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	Valer (N/mm <sup>2</sup> )	Aprov. (%)	σ <sub>3</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	Aprov. (%)	
Soldadura a tope en bisel simple	La soldadura en bisel genera un cordón cuya resistencia es igual a la menor resistencia de las piezas a unir.						410.0




 14-07-19 - Forjatuarekin  
**Listados**  
 Fecha: 15/10/19

1.1.4.138 - Tipo 138

a) Detalle



b) Descripción de los componentes de la unión

Pieza	Perfiles				Acero	
	Esquema	Ancho (mm)	Espesor del ala (mm)	Espesor del alma (mm)	Tipo	f <sub>y</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )
Cordon 2xUPN 400(II)		400	220	18	5275 2803.3 4179.4	
Diagonal 2xUPN 180(II)		180	150	10.5	5275 2803.3 4179.4	

1.1.5.- Medición

Soldaduras				
f <sub>c</sub> (kg/cm²)	Ejecución	Tipo	Espesor de garganta (mm)	Longitud de cordones (mm)
4179.4	En taller	En ángulo	7	7441.79
			12	49138
			13	6949
		A tope en bisel simple	10	100308
			14	49421
			Combinada a tope en bisel simple y en ángulo	

Chapas			
Material	Tipo	Cantidad	Peso (kg)
S275	Chapas	68	480.42
		46	699.09
		Total	1179.51

2) Montaña Zalupe 180(1)

Comprobaciones geométricas					
Comprobación	Unidades	Calculado	Límites		
Límite elástico	kg/cm²	2803.3	Mínimo	Máximo	
Clase de sección (Cmód/L)	mm	28.91	--	30.51 (Clase 1)	
Espesor	mm	10.5	2.5	25.0	
Ángulo	grados	90.00	30.00	--	
b/h	--	0.37	0.25	1.00	
h/b	--	1.20	0.50	2.00	
b/L	--	14.29	--	35.00	
h/L	--	32.73	--	35.00	

Comprobaciones de resistencia				
Comprobación	Unidades	Mínimo	Resistente	Aprov. (%)
Plastificación del cordón	t	17.157	35.712	48.04

Comprobaciones geométricas			
Ref.	Tipo	a (mm)	l (mm)
Soldadura en ángulo	En ángulo	7	660

a: Espesor garganta  
l: longitud efectiva

Comprobación de resistencia						
Ref.	Tensión de Von Mises (N/mm²)	T <sub>1</sub> (N/mm²)	Valor (N/mm²)	Aprov. (%)	Tensión normal (N/mm²)	f <sub>u</sub> (N/mm²)
Soldadura en ángulo	Se adopta el espesor de garganta cuya resistencia es igual a la menor resistencia de las piezas a unir.					
						410.0
						0.85

d) Medición

Soldaduras				
f <sub>c</sub> (kg/cm²)	Ejecución	Tipo	Espesor de garganta (mm)	Longitud de cordones (mm)
4179.4	En taller	En ángulo	7	660
		A tope en bisel simple	14	1074

Chapas			
Material	Tipo	Cantidad	Peso (kg)
S275	Chapas	1	15.20
		Total	15.20

#### 4.2.2.3.2 Kanpo loturak

Barne loturekin gertatzen den moduan softwareak mota berdineko kanpo loturak multzokatu egiten ditu. Kasu honetan aitzitik, karga ezberdinak eutsi behar dituen zutabe bakoitzak lotura mota berezia dauka. Honen arrazoia optimizazioan dago:

Aurreko kasuan nahiz eta aprobetxamendua baxua izan kondizio geometriko eta tamainak dela eta soldadurak balio tarte jakina dute. Beraz, emaitza guztiak berdinak edota antzekoak izango lirateke pieza berdinen loturentzako. Hau dela eta, eta obran sinplifikatzeko mota berekoak lotura berdinarekin gauzatu dira.

Kasu honetan aitzitik, zurruntzaileak erabiltzeko erreztasuna eta askotan beharrak aukera aniztasuna dakar. Horregatik, aharik eta kasu bakoitzerako aukera optimoena lortzekotan hainbat aukera daude.

Ainguraketa plakak aztertzerakoan beraz, CYPE-k osatutako txostenean ageri diren aukeren datu orokor guztiak eta zutabe bakoitzeko kritikoenaren kalkulua adieraziko dira jarraian, aharik eta txostena asko ez luzatzeko.

58. Taula: Kanpoko egituraren ainguraketa plakak, zurruntzaileak eta pernoak.

Jarraian mota bakoitzeko zenbat ainguraketa plaka dauden adieraziko dira eta plaken dimentsioak ere:

MOTA	UNITATEAK	PLAKAREN DIMENTSIOAK	ZURRUNTZAILEAREN DIMENTSIOAK
1	19	400x500x18	500x150x7
2	11	500x800x18	500x100x5
3	8	400x550x20	550x100x5
4	4	500x600x25	142x150x10 + 600x150x8
5	2	400x500x18	500x100x5
6	2	450x550x28	450x100x14
7	2	500x600x30	142x150x8 + 600x150x8
8	2	500x600x25	500x150x10
9	2	450x600x22	-
10	1	550x700x28	550x150x14
11	1	600x750x30	600x200x10

65. Irudia: Ainguraketa plaken sailkapen eta dimentsioak.

4.2.2.3.2.1

1 Ainguraketa plaka

14-07-19 - Forjatuarekin

**Listados**

14-07-19 - Forjatuarekin

Fecha: 15/10/19

c) Comprobación


1) Placa de anclaje

Referencia:	Valores	Estado
Comprobación		
Separación mínima entre pernos:	Mínimo: 60 mm Calculado: 320 mm	Cumple
Separación mínima pernos-borde:	Mínimo: 30 mm Calculado: 40 mm	Cumple
Esbeltez de rigidizadores:	Máximo: 50 Calculado: 44.6	Cumple
Paralelismo a Y:		
Longitud mínima del perno:	Mínimo: 23 cm Calculado: 65 cm	Cumple
Anclaje perno en hormigón:		
- Tracción:	Máximo: 11.327 t Calculado: 9.127 t	Cumple
- Cortante:	Máximo: 7.929 t Calculado: 1.078 t	Cumple
- Tracción + Cortante:	Máximo: 11.327 t Calculado: 10.667 t	Cumple
Tracción en vástago de pernos:	Máximo: 10.343 t Calculado: 8.736 t	Cumple
Tensión de Von Mises en vástago de pernos:	Máximo: 3883.31 kg/cm² Calculado: 2850.44 kg/cm²	Cumple
Aplastamiento perno en placa:	Máximo: 19.222 t Calculado: 1.014 t	Cumple
Unión del cortante en un perno actuando contra la placa		
Tensión de Von Mises en secciones globales:	Máximo: 2669.77 kg/cm² Calculado: 1197.89 kg/cm²	Cumple
- Derecha:	Calculado: 1205.6 kg/cm²	Cumple
- Izquierda:	Calculado: 1049.49 kg/cm²	Cumple
- Arriba:	Calculado: 1016.07 kg/cm²	Cumple
- Abajo:		
Flexión global equivalente:	Mínimo: 250 Calculado: 1276.12	Cumple
Unificación de la deformabilidad de los suelos	Calculado: 2732.47	Cumple
- Derecha:	Calculado: 12874.6	Cumple
- Izquierda:		
- Arriba:	Calculado: 12476	Cumple
- Abajo:		
Tensión de Von Mises local:	Máximo: 2669.77 kg/cm² Calculado: 0 kg/cm²	Cumple
Tensión por tracción de pernos sobre placas en volado		
Se cumplen todas las comprobaciones		

d) Medición

Placas de anclaje				
Material	Elementos	Cantidad	Dimensiones (mm)	Peso (kg)
S275	Placa base	1	400x500x18	28.26
	Rigidizadores pasantes	2	500/300x150/55x7	7.20
	Total			35.46
B 400 S, Y <sub>s</sub> = 1.15 (corrugado)	Pernos de anclaje	4	Ø 20 - L = 708	6.98
	Total			6.98

4.2.2.3.2.2 2 Ainguraketa plaka

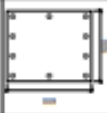



14-07-19 - Forjatuarekin

Fecha: 15/10/19

Listados

b) Descripción de los componentes de la unión

Pieza	Esquema	Elementos complementarios				Acero	
		Geometría	Espejor	Taladros	f <sub>y</sub>	f <sub>t</sub>	
		Ancho (mm)	Canto (mm)	Cantidad	Díametro (mm)	Tipo	(kg/cm <sup>2</sup> )
Placa base		500	600	10	25	S275	2803.3
Rigidizador		500	150	11	-	S275	2803.3

## Listados

14-07-19 - Forjaturakén

Fecha: 15/10/19

### c) Comprobación

#### 1) Placa de anclaje

Referencia:	Valores	Estado
Comprobación	Mínimo: 75 mm Calculado: 140 mm	Cumple
Separación mínima entre pernos:	Mínimo: 37 mm Calculado: 40 mm	Cumple
Separación mínima pernos-borde:	Máximo: 50 Calculado: 33.4	Cumple
Esbeltez de rigidizadores:	Mínimo: 29 cm Calculado: 70 cm	Cumple
Paralelismo a X:		
Longitud mínima del perno:		
Se calcula la longitud de anclaje mediante por adherencia.		
Anclaje perno en hormigón:		
- Tracción:	Máximo: 15.248 t Calculado: 13.023 t	Cumple
- Cortante:	Máximo: 10.674 t Calculado: 0.808 t	Cumple
- Tracción + Cortante:	Máximo: 15.248 t Calculado: 14.177 t	Cumple
Tracción en vástago de pernos:	Máximo: 16.016 t Calculado: 12.263 t	Cumple
Tensión de Von Mises en vástago de perno:	Máximo: 3883.31 kp/cm <sup>2</sup> Calculado: 2515.05 kp/cm <sup>2</sup>	Cumple
Aplastamiento perno en placa:	Máximo: 33.372 t Calculado: 0.757 t	Cumple
Límite del corbante en un perno actuando contra la placa		
Tensión de Von Mises en secciones globales:	Máximo: 2660.77 kp/cm <sup>2</sup> Calculado: 2471.92 kp/cm <sup>2</sup>	Cumple
- Derecha:	Calculado: 2166.98 kp/cm <sup>2</sup>	Cumple
- Izquierda:	Calculado: 2268.86 kp/cm <sup>2</sup>	Cumple
- Arriba:	Calculado: 2219.97 kp/cm <sup>2</sup>	Cumple
- Abajo:		
Flexión global equivalente:	Mínimo: 250 Calculado: 3608.45	Cumple
Límite de la deformabilidad de las vueltas	Calculado: 3584.96	Cumple
- Derecha:	Calculado: 1165.55	Cumple
- Izquierda:	Calculado: 1216.97	Cumple
- Arriba:		
- Abajo:		
Tensión de Von Mises local:	Máximo: 2660.77 kp/cm <sup>2</sup> Calculado: 2140.08 kp/cm <sup>2</sup>	Cumple
Tensión por tracción de pernos sobre placas en vástago		
Se cumplen todas las comprobaciones		

### d) Medición

Placas de anclaje				
Material	Elementos	Cantidad	Dimensiones (mm)	Peso (kg)
S275	Placa base	1	500x600x25	58.88
	Rigidizadores pasantes	2	500/200x150/0x11	9.07
	Total			67.94
B 400 S, Ys = 1.15 (corrugado)	Pernos de anclaje	10	Ø 25 - L = 770	29.67
	Total			29.67

Página 21

### 3 Ainguraketa plaka

## IKER BALBUENA GARCIA



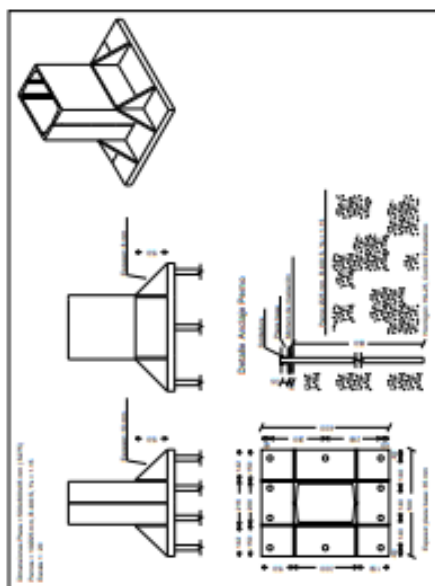
4 Ainguraketa plaka

### 1) Placa de anclaje




Referencia:	Estado
<b>Comprobación</b>	
Separación mínima entre pernos: 3 alfileres	Valores Mínimo: 75 mm Calculado: 140 mm
Separación mínima pernos-borde: 1.5 alfileres	Mínimo: 37 mm Calculado: 40 mm
Elasticidad de rigidez:	Máximo: 50 Calculado: 36.7
- Paralelos a X:	Calculado: 45.9
- Paralelos a Y:	
Longitud mínima del perno: Se calcula la longitud de anclaje necesaria por adherencia.	Mínimo: 20 cm Calculado: 65 cm
Anclaje perno en hormigón:	
- Tracción:	Máximo: 14.150 t Calculado: 12.560 t
- Cortante:	Máximo: 9.911 t Calculado: 0.8 t
- Tracción + Cortante:	Máximo: 14.150 t Calculado: 13.712 t
Tracción en vástago de pernos:	Máximo: 16.016 t Calculado: 11.836 t
Tensión de Von Mises en vástago de pernos:	Máximo: 3883.31 kp/cm <sup>2</sup> Calculado: 2428.45 kp/cm <sup>2</sup>
Aplastamiento perno en placa: Límite del cortante en un perno actuando contra la placa	Máximo: 46.721 t Calculado: 0.75 t
Tensión de Von Mises en secciones globales:	Máximo: 2669.77 kp/cm <sup>2</sup> Calculado: 2313.95 kp/cm <sup>2</sup>
- Derecha:	Calculado: 2022.49 kp/cm <sup>2</sup>
- Izquierda:	
- Arriba:	Calculado: 826.1 kp/cm <sup>2</sup>
- Abajo:	Calculado: 800.462 kp/cm <sup>2</sup>
Flexión global equivalente: Limitación de la deformabilidad de los valores	Mínimo: 250 Calculado: 4149.22
- Derecha:	Calculado: 4047.9
- Izquierda:	Calculado: 9816.87
- Arriba:	Calculado: 10251.7
- Abajo:	
Tensión de Von Mises local: Tensión por tracción de pernos sobre placa en volado	Máximo: 2669.77 kp/cm <sup>2</sup> Calculado: 2228.26 kp/cm <sup>2</sup>
Se cumplen todas las comprobaciones	

Página 9

### a) Details



b) Descripción de los componentes de la unión

Pieza	Elementos complementarios						Acero	
	Geometría		Tallados		Tipo			
	Esquema	Ancho (mm)	Canto (mm)	Espesor (mm)		Cantidad		Díametro (mm)
Placa base		500	600	35	10	25	2803.3	4179.4
Rigidizador		142	150	10	-	-	2803.3	4179.4
Rigidizador		600	150	8	-	-	2803.3	4179.4

Página 8



4.2.2.3.2.5 5 Ainguraketa plaka

14-07-19 - Forjatuarekin

Fecha: 15/10/19

Listados

- c) Comprobación
- 1) Placa de anclaje

Referencia:	Valores	Estado
Comprobación	Mínimo: 60 mm Calculado: 320 mm	Cumple
Separación mínima entre pernos:	Mínimo: 30 mm Calculado: 40 mm	Cumple
Separación mínima pernos-borde: 1.5 adnosen	Máximo: 50 Calculado: 49	Cumple
Estabilidad de rigidizaciones: - Paralelos a Y: Longitud mínima del perno: Se calcula la longitud de anclaje necesaria por adherencia.	Mínimo: 23 cm Calculado: 65 cm	Cumple
Anclaje perno en hormigón: - Tracción: - Cortante: - Tracción + Cortante:	Máximo: 11.327 t Calculado: 8.079 t Máximo: 7.929 t Calculado: 1.688 t Máximo: 11.327 t Calculado: 10.49 t	Cumple Cumple Cumple
Tracción en vástago de pernos:	Máximo: 10.243 t Calculado: 7.694 t	Cumple
Tensión de Von Mises en vástago de pernos:	Máximo: 3883.31 kp/cm² Calculado: 2560.97 kp/cm²	Cumple
Aplastamiento perno en placa: Límite del centro en un perno actuando contra la placa	Máximo: 19.222 t Calculado: 1.58 t	Cumple
Tensión de Von Mises en secciones globales: - Derecha: - Izquierda: - Arriba: - Abajo:	Máximo: 2669.77 kp/cm² Calculado: 1942.45 kp/cm² Calculado: 1115.13 kp/cm² Calculado: 2326.12 kp/cm² Calculado: 22.88.08 kp/cm²	Cumple Cumple Cumple Cumple
Flexión global equivalente: Limitación de la deformabilidad de los valores - Derecha: - Izquierda: - Arriba: - Abajo:	Mínimo: 250 Calculado: 742.051 Calculado: 2588.6 Calculado: 4085.03 Calculado: 4016.95	Cumple Cumple Cumple Cumple
Tensión de Von Mises local: Tensión por tracción de pernos sobre placas en voladizo Se cumplen todas las comprobaciones	Máximo: 2669.77 kp/cm² Calculado: 0 kp/cm²	Cumple

d) Medición

Placas de anclaje			
Material	Elementos	Cantidad	Peso (kg)
S275	Placa base	1	28.26
	Rigidizadores pasantes	2	3.14
	Total		31.40
B 400 S, Y <sub>s</sub> = 1.15 (corrugado)	Pernos de anclaje	4	6.08
	Total		6.08

Página 180

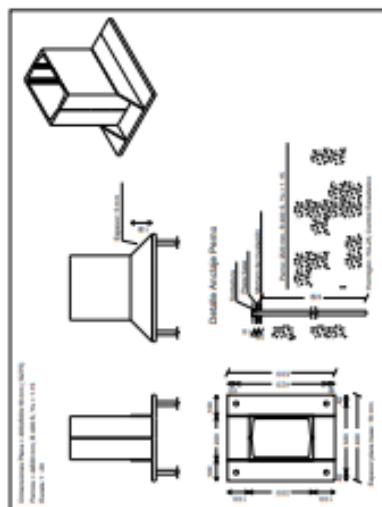
14-07-19 - Forjatuarekin

Fecha: 15/10/19



Listados

1.1.4.57.- Tipo 57

a) Detalle



b) Descripción de los componentes de la unión

Elementos complementarios								
Pieza	Geometría		Tallados		Acero			
	Esquema	Ancho (mm)	Carrito (mm)	Espesor (mm)	Cantidad	Tipo	$f_t$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$f_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )
Pieza base		400	500	18	4	S275	2803.3	4179.4
Rigidizador		500	100	5	-	S275	2803.3	4179.4

Página 179

6 Ainguraketa plaka

## Fecha: 15/10/19

14-07-19 - Forjatuarekin

### c) Comprobación

### 1) Placa de anclaje

Referencia:	Estado
<b>Comprobación</b>	<b>Valores</b>
Separación mínima entre pernos: 3 alfileres.	Mínimo: 60 mm Calculado: 124 mm <b>Cumple</b>
Separación mínima pernos-borde: 1.5 alfileres	Mínimo: 30 mm Calculado: 40 mm <b>Cumple</b>
Estabilidad de rigidez:	Máximo: 50 Calculado: 19.8 <b>Cumple</b>
Longitud mínima del perno: Se calcula la longitud de anclaje necesaria por adherencia.	Mínimo: 23 cm Calculado: 70 cm <b>Cumple</b>
Anclaje perno en hormigón:	
- Tracción:	Máximo: 12.199 t Calculado: 9.846 t <b>Cumple</b>
- Cortante:	Máximo: 8.539 t Calculado: 1.26 t <b>Cumple</b>
- Tracción + Cortante:	Máximo: 12.199 t Calculado: 11.646 t <b>Cumple</b>
Tracción en vástago de pernos:	Máximo: 10.243 t Calculado: 9.253 t <b>Cumple</b>
Tensión de Von Mises en vástago de pernos:	Máximo: 3883.31 kp/cm² Calculado: 2978.26 kp/cm² <b>Cumple</b>
Aplastamiento perno en placa: Límite del cortante en un perno actuando contra la placa	Máximo: 26.698 t Calculado: 1.183 t <b>Cumple</b>
Tensión de Von Mises en secciones globales:	Máximo: 2669.77 kp/cm² Calculado: 2279.52 kp/cm² <b>Cumple</b>
- Derecha:	Calculado: 2624.03 kp/cm² <b>Cumple</b>
- Izquierda:	Calculado: 1684.57 kp/cm² <b>Cumple</b>
- Arriba:	Calculado: 1893.9 kp/cm² <b>Cumple</b>
- Abajo:	
Flexión global equivalente: Tensión en la anchura de los valores	Mínimo: 250 Calculado: 3334.18 <b>Cumple</b>
- Derecha:	Calculado: 2609.29 <b>Cumple</b>
- Izquierda:	Calculado: 951.956 <b>Cumple</b>
- Arriba:	Calculado: 807.667 <b>Cumple</b>
- Abajo:	
Tensión de Von Mises local: Tensión por tracción de pernos sobre placa en volado	Máximo: 2669.77 kp/cm² Calculado: 1911.89 kp/cm² <b>Cumple</b>

Se cumplieron todas las comprobaciones.

### 4) Medición

Placas de anclaje					
Material	Elementos	Cantidad	Dimensiones (mm)	Peso (kg)	
S275	Placa base	1	450x550x25	48.57	
	Rigidizadores perimetrales	2	450/250x100/10x14	7.69	
			Total	56.26	
			Pernos de anclaje	12	0 20 - L = 765
				Total	22.64

Página 5

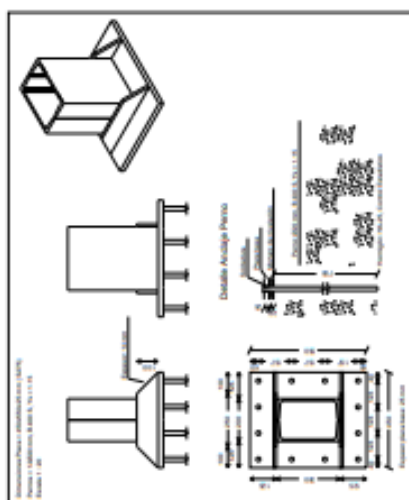
## Reda: 15/10/19

14-07-19 - Forjatuarekin



#### L.1.1.4.- Memoria de cálculo

#### 1.1.4.1.- Tipo 1

### 4) Details



b) Descripción de los componentes de la unión

Elementos complementarios								
Pieza	Geometría			Tolados		Acero		
	Esquema	Ancho (mm)	Carlo (mm)	Espesor (mm)	Cantidad	Tipo	$f_r$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$f_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )
Pieza base		450	550	25	12	5275	2803.3	4179.4
Rigidizador		450	100	14	-	5275	2803.3	4179.4

Página 4

4.2.2.3.2.7 7 Ainguraketa plaka

14-07-19 - Forjatuarekin		Fecha: 15/10/19
Listados		
c) Comprobación		
1) Placa de anclaje		
Referencia:	Valores	Estado
Comprobación		
Separación mínima entre pernos: 3 diámetros	Mínimo: 75 mm Calculado: 210 mm	Cumple
Separación mínima pernos-borde: 1.5 diámetros	Mínimo: 37 mm Calculado: 40 mm	Cumple
Esbeltez de rigidizadores: - Paralelos a X: - Paralelos a Y:	Máximo: 50 Calculado: 45.9 Calculado: 45.9	Cumple Cumple Cumple
Longitud mínima del perno: Se calcula la longitud de anclaje necesaria por adherencia	Mínimo: 29 cm Calculado: 65 cm	Cumple
Anclaje perno en hormigón: - Tracción:	Máximo: 14.159 t Calculado: 10.904 t	Cumple
- Cortante:	Máximo: 9.911 t Calculado: 1.627 t	Cumple
- Tracción + Cortante:	Máximo: 14.159 t Calculado: 13.318 t	Cumple
Tracción en vástago de pernos:	Máximo: 16.016 t Calculado: 10.353 t	Cumple
Tensión de Von Mises en vástago de pernos:	Máximo: 3883.31 kg/cm² Calculado: 2145.16 kg/cm²	Cumple
Aplastamiento perno en placa: Línea del contorno en un perno actuando contra la placa	Máximo: 40.047 t Calculado: 1.528 t	Cumple
Tensión de Von Mises en secciones globales: - Derecha: - Izquierda: - Arriba: - Abajo:	Máximo: 2669.77 kg/cm² Calculado: 2212.72 kg/cm² Calculado: 1991.97 kg/cm² Calculado: 813.443 kg/cm²	Cumple Cumple Cumple Cumple
Flexión global equivalente: Linealización de la deformabilidad de los vultos - Derecha: - Izquierda: - Arriba: - Abajo:	Mínimo: 250 Calculado: 3687.44 Calculado: 4073.42 Calculado: 8978.86 Calculado: 7926.12	Cumple Cumple Cumple Cumple
Tensión de Von Mises local: Tensión por tracción de pernos sobre placa en volado	Máximo: 2669.77 kg/cm² Calculado: 2653 kg/cm²	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		

14-07-19 - Forjatuarekin

Fecha: 15/10/19

Listados

3.1.4.7.- Tipo 7

a) Detalle

b) Descripción de los componentes de la unión



Elementos complementarios									
Pieza	Geometría		Taladros		Acero				
	Esquema	Ancho (mm)	Canto (mm)	Espesor (mm)	Diámetro (mm)	Tipo	f <sub>y</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	f <sub>t</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	
Placa base		500	600	30	8	25	S275	2803.3	4179.4
Rigidizador		142	150	8	-	-	S275	2803.3	4179.4
Rigidizador		600	150	8	-	-	S275	2803.3	4179.4

## Listados

Fecha: 15/10/19

14.07.19 - Forlaturarekin

b) Descripción de los componentes de la unión

Elementos complementarios									
Pieza	Geometría			Tallados			Acero		
	Esquema	Ancho (mm)	Carto (mm)	Espejor (mm)	Cantidad	Diámetro (mm)	Tipo	$f_t$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$f_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )
Pieza base		500	600	25	10	25	S275	2803.3	4179.4
Rigidizador		500	150	10	-	-	S275	2803.3	4179.4

STAFF OF THE HOUSE OF REPRESENTATIVES

## Listados

Source: <http://www.irs.gov>

14-0740 - [Feedback@scs.mn](mailto:Feedback@scs.mn)

### e) Comprobación

1) Plaza de Andalo

Referencia:	Valores	Estado
<b>Comprobación</b>		
Separación mínima entre pernos:	Mínimo: 75 mm Calculado: 140 mm	Cumple
Separación mínima pernos-borde:	Mínimo: 37 mm Calculado: 40 mm	Cumple
Esbeltez de rigidozonas:	Máximo: 50 Calculado: 36,7	Cumple
Paralelismo a X:	Mínimo: 29 cm Calculado: 65 cm	Cumple
Longitud mínima del perno:		
Se calcula la longitud de anclaje necesaria por adherencia:		
Anclaje perno en hormigón:		
» Tracción:	Máximo: 14.159 t Calculado: 12.731 t	Cumple
» Cortante:	Máximo: 9.911 t Calculado: 0.803 t	Cumple
» Tracción + Cortante:	Máximo: 14.159 t Calculado: 13.878 t	Cumple
Tracción en vástago de pernos:	Máximo: 16.016 t Calculado: 11.966 t	Cumple
Tensión de Von Mises en vástago de pernos:	Máximo: 3883,31 kp/cm² Calculado: 2458,9 kp/cm²	Cumple
Ajustamiento perno en placa:	Máximo: 33.372 t Calculado: 0.753 t	Cumple
Unión del cemento en un perno actuando contra la placa		
Tensión de Von Mises en secciones globales:	Máximo: 2669,77 kp/cm² Calculado: 2640,17 kp/cm²	Cumple
» Derecha:	Calculado: 2313,18 kp/cm²	Cumple
» Izquierda:	Calculado: 2209,2 kp/cm²	Cumple
» Arriba:	Calculado: 2195,97 kp/cm²	Cumple
» Abajo:		
Flexión global equivalente:	Mínimo: 250	
Limitación de la deformabilidad de las varillas		
» Derecha:	Calculado: 3474,95	Cumple
» Izquierda:	Calculado: 3376,37	Cumple
» Arriba:	Calculado: 1265,61	Cumple
» Abajo:	Calculado: 1280,92	Cumple
Tensión de Von Mises local:	Máximo: 2669,77 kp/cm² Calculado: 2095,36 kp/cm²	Cumple
Tensión por tracción de pernos sobre placa en voladizo		
Se cumplieron todas las comprobaciones		

### Medición

Placas de anclaje					
Material	Elementos	Cantidad	Dimensiones (mm)	Peso (kg)	
S275	Placa Base	1	500x600x25	58.88	
	Rigidizadores pasantes	2	500/200x150/0x10	8.24	
			Total	67.12	
	Pernos de anclaje	10	Ø 25 - L = 720	27.74	
B 400 S, Ya = 1.15 (corrugado)				Total	95.24

Página 12

## 4.2.2.3.2.9

9 Ainguraketa plaka



14-07-19 - Forjatuarekin

## Listados

Fecha: 15/10/19

### e) Comprobación

### 1.) Placa de anclaje

Referencia:	Estado
Comprobación	
Separación mínima entre pernos: 2 alfileres	Valores Mínimo: 75 mm Calculado: 370 mm Cumple
Separación mínima pernos-borde: 2 alfileres	Mínimo: 37 mm Calculado: 40 mm Cumple
Longitud mínima del perno: Se calcula la longitud de anclaje necesaria por adherencia.	Mínimo: 29 cm Calculado: 55 cm Cumple
Anclaje perno en hormigón:	
- Tracción:	Máximo: 11.081 t Calculado: 10.365 t Cumple
- Cortante:	Máximo: 8.386 t Calculado: 0.716 t Cumple
- Tracción + Cortante:	Máximo: 11.081 t Calculado: 11.388 t Cumple
Tracción en vástago de pernos:	Máximo: 16.016 t Calculado: 10.492 t Cumple
Tensión de Von Mises en vástago de pernos:	Máximo: 3883.31 kp/cm² Calculado: 2140.25 kp/cm² Cumple
Ajustamiento perno en placa: Límite del cortante en un perno actuando contra la placa	Máximo: 20.368 t Calculado: 0.644 t Cumple
Tensión de Von Mises en secciones globales:	Máximo: 2669.77 kp/cm² Calculado: 2615.44 kp/cm² Cumple
- Derecha:	Calculado: 1972.68 kp/cm² Cumple
- Izquierda:	Calculado: 1263.87 kp/cm² Cumple
- Arriba:	Calculado: 2634.01 kp/cm² Cumple
- Abajo:	
Flecha global equivalente: Linealización de la deformabilidad de los vástago	Mínimo: 250 Calculado: 413.662 Cumple
- Derecha:	Calculado: 635.129 Cumple
- Izquierda:	Calculado: 855.267 Cumple
- Arriba:	Calculado: 496.876 Cumple
- Abajo:	
Tensión de Von Mises local: Tensión por tracción de pernos sobre placa en soldadura	Máximo: 2669.77 kp/cm² Calculado: 0. kpl/cm² Cumple

Se cumplieron todos los criterios de verificación.

#### d) Medición

<b>Placas de anclaje</b>					
Material	Elementos	Cantidad	Dimensiones (mm)	Peso (kg)	
S275	Placa base	1	450x600x22	46.63	
			<b>Total</b>	<b>46.63</b>	
B 40 S, Y <sub>k</sub> = 1.15 (corrugado)	Pernos de anclaje	4	Ø 25 - L = 617	9.51	
			<b>Total</b>	<b>9.51</b>	

**Página 214**



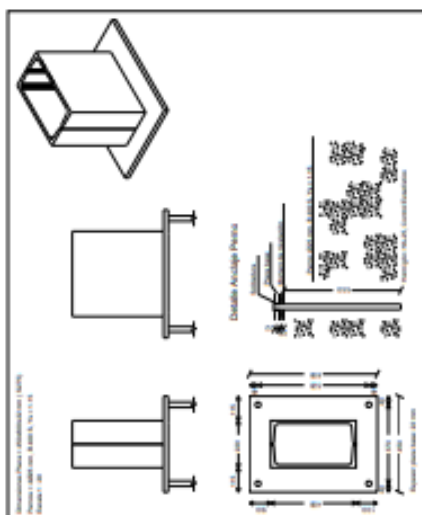
14-07-19 - Forjatuarekin

## Listados


Fecha: 15/10/19

#### 1.1.4.74.- Tipo 74

### a) Details



b) Descripción de los componentes de la unión

Elementos complementarios									
Pieza	Geometría			Tallados			Acero		
	Esquerma	Ancho (mm)	Canto (mm)	Espesor (mm)	Cantidad	Díámetro (mm)	Tipo	f <sub>t</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	f <sub>c</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )
Pieza base		450	600	22	4	25	S275	2803.3	4179.4

Página 213

## Listados

### c) Comprobación

### 1.) Placa de anclaje

Referencia:	Valores	Estado
<b>Comprobación</b>		
Separación mínima entre pernos: a) al menos:	Mínimo: 96 mm Calculado: 226 mm	Cumple
Separación mínima pernos-borde: 1.5 al menos	Mínimo: 48 mm Calculado: 50 mm	Cumple
Esbeltez de rigidozaciones:	Máximo: 50 Calculado: 27.6	Cumple
Paralelismo a X:		
Longitud mínima del perno: Se calcula la longitud de anclaje necesaria por adherencia.	Mínimo: 37 cm Calculado: 70 cm	Cumple
Anclaje perno en hormigón:		
- Tracción:	Máximo: 19.518 t Calculado: 17.264 t	Cumple
- Cortante:	Máximo: 13.662 t Calculado: 1.319 t	Cumple
- Tracción + Cortante:	Máximo: 19.518 t Calculado: 19.148 t	Cumple
Tracción en vástago de pernos:	Máximo: 26.226 t Calculado: 16.247 t	Cumple
Tensión de Von Mises en vástago de pernos:	Máximo: 3883.31 kp/cm² Calculado: 2042.4 kp/cm²	Cumple
Aplastamiento perno en placa: Límite del cortante en un perno actuando contra la placa	Máximo: 42.716 t Calculado: 1.238 t	Cumple
Tensión de Von Mises en secciones globales:	Máximo: 2669.77 kp/cm² Calculado: 2367.82 kp/cm²	Cumple
- Derecha:	Calculado: 2414.19 kp/cm²	Cumple
- Izquierda:	Calculado: 2359.36 kp/cm²	Cumple
- Arriba:	Calculado: 2347.45 kp/cm²	Cumple
- Abajo:		
Flexión global equivalente: Limitación de la deformabilidad de los valores	Mínimo: 250 Calculado: 3073.29	Cumple
- Derecha:	Calculado: 3427.04	Cumple
- Izquierda:	Calculado: 808.548	Cumple
- Arriba:	Calculado: 832.919	Cumple
- Abajo:		
Tensión de Von Mises local: Tensión por tracción de pernos sobre placa en soldado	Máximo: 2669.77 kp/cm² Calculado: 2649.58 kp/cm²	Cumple

Se cumplen todas las comprobaciones

### Medición

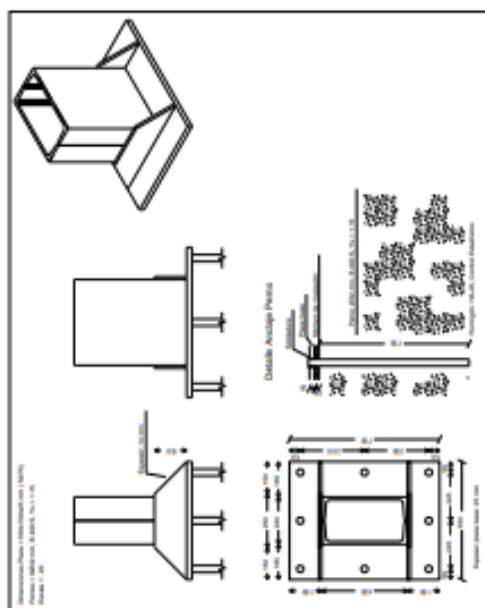
Placas de anclaje				
Material	Elementos	Cantidad	Dimensiones (mm)	Peso (kg)
S275	Placa Base	1	550x700x25	75.56
	Rigidizadores peraltados	2	550/250x150/0x14	13.19
			<b>Total</b>	<b>88.74</b>
S 400 S, Ya = 1.15 (corrugado)	Pernos de anclaje	8	Ø 32 x L = 777	39.24
			<b>Total</b>	<b>39.24</b>

Página 14



## Listados

#### 1.1.4.5.- Tipo 5

### ii) Details



b) Descripción de los componentes de la unión

Elementos complementarios							
Pieza	Geometría			Teleros		Acero	
	Esquema	Ancho (mm)	Carto (mm)	Espesor (mm)	Cantidad	Diámetro (mm)	Tipo $t_f$ (kg/cm <sup>2</sup> ) $t_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )
Pieza base		550	700	25	8	32	2803.3 4179.4
Rigidizador		550	150	14	-	-	2803.3 4179.4

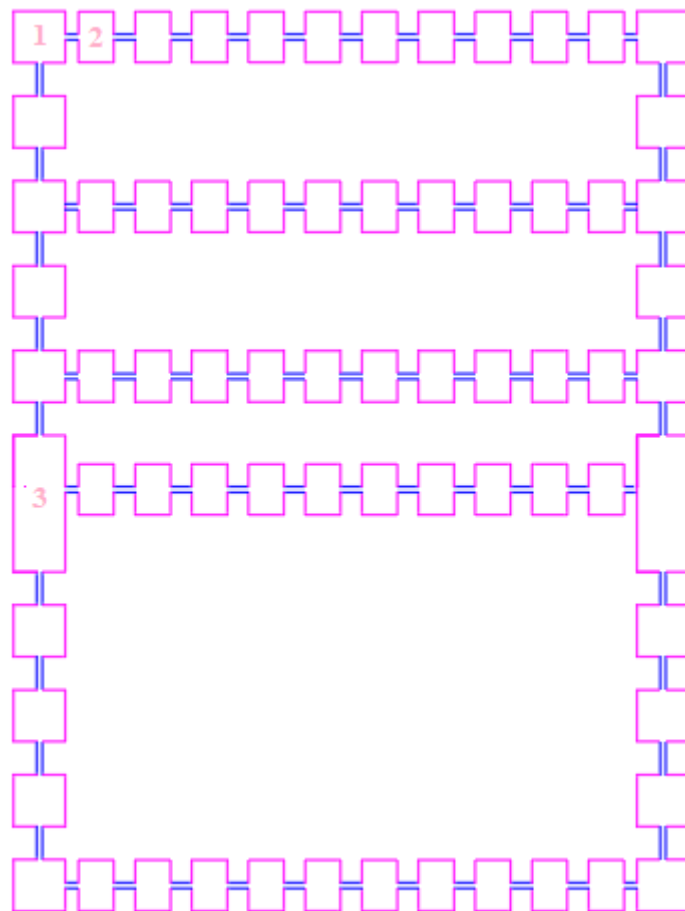
Página 13



**Página 7**

### 4.3 Zimendura

Obraren zimendura diseinatzerakoan hiru motatako zimenduak besterik ez dira diseinatu; luzetarako norabidean kanpoko zutabeentzako mota bat eta barnekoentzako gainontzekoa. Hona hemen eskema:



66. Irudia: Egituraren zimenduraren eskema, goitiko bistan.

Zapaten eskemari erreparatuz argi ikus daiteke zapata karratu zein laukizuzenez osatuta dagoela. 1 eta 2 motatako zimenduetan zutabe bakarrak eragingo du eta 3 zutabeetan berriz 3 zutabe zapata konbinatua osatuz.

Lehenengo bien kalkulua CYPE erabiliz gauzatu da gehiengoko kasuetan. Aitzitik, 2 motatako zimendu batzuek barne egiturako elementuak eutsiko dituztenez hauen konprobaketa egin beharra dago. Softwareak emandako emaitzetatik aurreko kasuetan bezalaxe punturik kritikoen aztertuko da.

Hirugarren motako zapaten kasuan aitzitik, lehenengo motako zapaten geometriarekin bat etorri dadin, eskeman ikus daitekeenez, diseinatuko da, beti ere egoerarik txarreanean.

#### 4.3.1 1 Zapata

#### 4.3.1.1 Kanpoko egiturarentzako



## Listados



14-07-19 - Forjatuarekin

Fecha: 15/10/19

Referencia: N15 Dimensiones: 250 x 360 x 90 Armados: Xi-012c/12.5 Ys-012c/12.5 Xs-012c/12.5 Ys-012c/12.5		
Comprobación	Valores	Estado
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 12.5 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 12.5 cm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 12.5 cm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 12.5 cm	Cumple
Longitud de anclajes: Criterio de CTE "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera, Ed. INTERNAC, 1994		
- Armado inf. dirección X hacia der:	Mínimo: 15 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 32 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 82 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 82 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia der:	Calculado: 32 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia izq:	Calculado: 32 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 82 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 82 cm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		

Página 33

## Listados



14-07-19 - Forjatuarekin

Fecha: 15/10/19

Referencia: N15 Dimensiones: 250 x 360 x 90 Armados: Xi-012c/12.5 Ys-012c/12.5 Xs-012c/12.5 Ys-012c/12.5		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: Criterio de CTE "Igualarse"		
- Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 3 kN/cm <sup>2</sup> Calculado: 0.425 kN/cm <sup>2</sup>	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento:	Máximo: 3.75 kN/cm <sup>2</sup> Calculado: 0.402 kN/cm <sup>2</sup>	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes con viento:	Máximo: 3.75 kN/cm <sup>2</sup> Calculado: 0.531 kN/cm <sup>2</sup>	Cumple
Vuélco de la zapata: Se al 1% de inervia de la zapata se mayor que uno, quiere decir que los coeficientes de combinación de efectos son inferiores que los valores críticos exigidos para todos los		
- En dirección X:	Reserva seguridad: 59.0 %	Cumple
- En dirección Y:	Reserva seguridad: 136.3 %	Cumple
- En dirección X:	Momento: 6.99 t-m	Cumple
- En dirección Y:	Momento: 12.56 t-m	Cumple
- En dirección X:	Cortante: 3.08 t	Cumple
- En dirección Y:	Cortante: 7.68 t	Cumple
- En dirección X:	Máximo: 509.68 t/m <sup>2</sup> Calculado: 20.82 t/m <sup>2</sup>	Cumple
- En dirección Y:	Mínimo: 25 cm Calculado: 90 cm	Cumple
- En dirección X:	Mínimo: 80 cm Calculado: 83 cm	Cumple
- En dirección Y:	Mínimo: 0.002 Calculado: 0.002	Cumple
- En dirección X:	Calculado: 0.0011 Mínimo: 0.0002	Cumple
- En dirección Y:	Mínimo: 0.0004 Mínimo: 0.0001	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Mínimo: 0.0002	Cumple
Diámetro mínimo de las barras: Recomendación de Artículo 59.8.2 (norma INC-90)		
- Parrilla inferior:	Mínimo: 12 mm Calculado: 12 mm	Cumple
- Parrilla superior:	Máximo: 30 cm Calculado: 12.5 cm	Cumple
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 12.5 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 12.5 cm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 12.5 cm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 12.5 cm	Cumple
Separación mínima entre barras: Criterio de CTE "Igualarse", basado en: J. Calavera, "Cálculo de Estructuras de Cimentación", Capitulo 2.16		
- Armado inferior dirección X:	Mínimo: 10 cm	Cumple

Página 32

#### 4.3.1.2 Barneko egiturarentzako

Posible den heinean eta eskabazio zein obran muntaketa erraztekoan barne egiturarako zapata laukizuzenak kanpo egiturarenak bezalako dimentsioak mantentzen saiatuko da. Horrela beraz, zapataren dimentsioak:

- $a = 250 \text{ cm}$
- $b = 360 \text{ cm}$
- $h = 90 \text{ cm}$

Gainera HA25 hormigoia erabiliko da eta B400S altzairuzko armadura. Non,

- $N_{Ed} = 752.7 \text{ kN} \downarrow$
- $M_{y,Ed} = 363.26 \text{ kNm} \curvearrowright$

#### Presioaren egiaztapena

Indar axial zein momentuak aplikatzen direnez gero eszentrikotasuna altua edo baxua den konprobatu beharra dago.

Aitzitik, presioaren kalkulurako indar axiala baino ez da izango kontuan. Non,

$$\sigma_t = \sigma_{onar}$$

$$\sigma_t = \frac{N + P}{a \cdot b} = \frac{752.7 + (24.5 \cdot 0.9 \cdot 2.50 \cdot 3.60)}{2.50 \cdot 3.60} = 105.68 \text{ kN/m}^2 < \frac{300 \text{ kN}}{\text{m}^2}$$

#### Momentu makurtzailearen kalkulua

Momentu makurtzailearen bitartez zimenduak aplikaturiko indarrak eusteko behar duen armatuaren azalera kalkulatzeko da, horrela beraz gure armatuaren azalera handiagoa izatekotan egokia litzateke:

Kalkulurako momentua:

$$M_{Edx} = \frac{\sigma_t}{2} \cdot b \cdot \left( \frac{a - a_0}{2} + 0.15 \cdot a_0 \right)^2 = \frac{324.50}{2} \cdot 3.60 \cdot \left( \frac{2.50 - 0.3}{2} + 0.15 \cdot 0.3 \right)^2 = 765.77 \text{ kNm}$$

$$M_{Edy} = \frac{\sigma_t}{2} \cdot a \cdot \left( \frac{b - b_0}{2} + 0.15 \cdot b_0 \right)^2 = \frac{324.50}{2} \cdot 2.50 \cdot \left( \frac{3.60 - 0.45}{2} + 0.15 \cdot 0.45 \right)^2 = 484.14 \text{ kNm}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{363.26}{752.70} = 0.48 \text{ m}$$

$$\tau = \frac{e}{b} = \frac{0.48}{3.60} = 0.13 < \frac{1}{6} \rightarrow \text{Eszentrikotasun baxua.}$$

$$\sigma_t = \frac{N}{a \cdot b} + (1 + 6 \cdot e) = \frac{752.70}{2.50 \cdot 3.60} \cdot (1 + 6 \cdot 0.48) = 324.50 \text{ kN/m}^2$$

Momentu murriztua:

$$\mu_x = \frac{M_{Edx}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{765.77}{\frac{25 \cdot 10^3}{1.5} \cdot 3.60 \cdot 0.844^2} = 0.018 \rightarrow \omega_x = 0.0310$$

$\mu_x < 0.252 \rightarrow$  Ez da behar konpresiorako armadurarik.

$$\mu_y = \frac{M_{Edy}}{f_{cd} \cdot a \cdot d^2} = \frac{484.14}{\frac{25 \cdot 10^3}{1.5} \cdot 2.50 \cdot 0.844^2} = 0.016 \rightarrow \omega_y = 0.0310$$

$\mu_y < 0.252 \rightarrow$  Ez da behar konpresiorako armadurarik.

$$d = h - r - \frac{\phi}{2} = 0.90 - 0.05 - \frac{0.012}{2} = 0.844 \text{ m}$$

Beharrezko azalera:

$$\omega_x = \frac{A_{sx} \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot f_{cd}} \rightarrow A_{sx} = \frac{\omega_x \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0.0310 \cdot 3.60 \cdot 0.844 \cdot \frac{25 \cdot 10^3}{1.5}}{\frac{400 \cdot 10^3}{1.15}} = 45.13 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$\omega_y = \frac{A_{sy} \cdot f_{yd}}{a \cdot d \cdot f_{cd}} \rightarrow A_{sy} = \frac{\omega_y \cdot a \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0.0310 \cdot 2.50 \cdot 0.844 \cdot \frac{25 \cdot 10^3}{1.5}}{\frac{400 \cdot 10^3}{1.15}} = 31.34 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{sx} = 28 \cdot \pi \cdot \left(\frac{0.012}{2}\right)^2 + 28 \cdot \pi \cdot \left(\frac{0.012}{2}\right)^2 = 63.33 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 \rightarrow \text{Betetzen da.}$$

$$A_{sy} = 19 \cdot \pi \cdot \left(\frac{0.012}{2}\right)^2 + 19 \cdot \pi \cdot \left(\frac{0.012}{2}\right)^2 = 42.98 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 \rightarrow \text{Betetzen da.}$$

Beharrezkoak diren altzairuzko azalera betetzen direnez zimendura egokia dela suposatzen da.

### **Kuantia minimoen konprobaketa**

Zapatak nahikoa armatu duen edo ez konprobatzeko norabide ezberdinetan behar dituen kuantia minimoak, azalera minimoak alegia betetzen diren konprobatu beharra dago.

$$A_x = 0.04 \cdot b \cdot h \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.04 \cdot 3.60 \cdot 0.844 \cdot \frac{(25 \cdot 10^3) \cdot 1.15}{(400 \cdot 10^3) \cdot 1.5} = 58.24 \cdot 10^{-4} m^2$$

$$A_x = \frac{0.9}{1000} \cdot b \cdot h = \frac{0.9}{1000} \cdot 3.60 \cdot 0.90 = 29.16 \cdot 10^{-4} m^2$$

$$A_y = 0.04 \cdot a \cdot h \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.04 \cdot 2.50 \cdot 0.844 \cdot \frac{(25 \cdot 10^3) \cdot 1.15}{(400 \cdot 10^3) \cdot 1.5} = 40.44 \cdot 10^{-4} m^2$$

$$A_y = \frac{0.9}{1000} \cdot a \cdot h = \frac{0.9}{1000} \cdot 2.50 \cdot 0.90 = 20.25 \cdot 10^{-4} m^2$$

$$A_{sx} = 63.33 \cdot 10^{-4} m^2 \rightarrow \text{Betetzen da.}$$

$$A_{sy} = 42.98 \cdot 10^{-4} m^2 \rightarrow \text{Betetzen da.}$$

Kuantia minimoak betetzen direnez gero, zimenduak egokiak direla kontsideratu daiteke.

### ***Ebakitzailearen armadura***

Azkenik, ebakitzailearen aurkako armadurarik beharrezkoa den edo ez konprobatu beharra dago.

$$V_{cux} = [0.12 \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}] \cdot b \cdot d$$

$$V_{cux} = [0.12 \cdot 1.49 \cdot (100 \cdot 0.0021 \cdot 25)^{1/3}] \cdot 3600 \cdot 844 = 944.20 kN$$

$$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{844}} = 1.49$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sx}}{b \cdot d} = \frac{63.33 \cdot 10^{-4}}{3.6 \cdot 0.844} = 0.0021$$

$$V_{dx} = \sigma_t \cdot [b \cdot (V_a - d)] = 324.50 \cdot [3.60 \cdot \left(\frac{2.50 - 0.3}{2} - 0.844\right)] = 299.06 kN$$

$$V_{dx} < V_{cux} \rightarrow \text{Ez da behar ebakitzailearentzako armadurarik.}$$

$$V_{cuy} = [0.12 \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}] \cdot a \cdot d$$

$$V_{cuy} = [0.12 \cdot 1.49 \cdot (100 \cdot 0.0020 \cdot 25)^{1/3}] \cdot 2500 \cdot 844 = 645.12 kN$$

$$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{844}} = 1.49$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sy}}{a \cdot d} = \frac{42.98 \cdot 10^{-4}}{2.5 \cdot 0.844} = 0.0020$$

$$V_{dy} = \sigma_t \cdot [a \cdot (V_b - d)] = 324.50 \cdot [2.5 \cdot \left( \frac{3.60 - 0.45}{2} - 0.844 \right)] = 593.024 \text{ kN}$$

$$V_{dy} < V_{cuy} \rightarrow \text{Ez da behar ebakitzaillearentzako armadurarik.}$$

### 4.3.2 2 Zapata

14-07-19 - Forjatuarekin

Listados

Fecha: 15/10/19

Referencia: N1			Dimensiones: 365 x 365 x 80		Armados: Xi:Ø16c/25 Yi:Ø16c/25 Xs:Ø16c/25 Ys:Ø16c/25	
Comprobación			Valores		Estado	
- En dirección Y:			Momento: 7.90 t.m		Cumple	
Cortante en la zapata:			Cortante: 10.10 t		Cumple	
- En dirección X:			Cortante: 5.41 t		Cumple	
- En dirección Y:			Máximo: 509.68 t/m <sup>2</sup> Calculado: 14.55 t/m <sup>2</sup>		Cumple	
Compresión oblicua en la zapata:			Mínimo: 25 cm		Cumple	
- Situaciones persistentes:			Calculado: 80 cm		Cumple	
- Crear de CHS Agresivos			Mínimo: 70 cm		Cumple	
Carito mínimo:			Calculado: 72 cm		Cumple	
Artículo 59.8.1 de la norma EHE-08			Mínimo: 0.002		Cumple	
Espacio para anclar armazones en cimentación:			Calculado: 0.002		Cumple	
- N1:			Calculado: 0.0011		Cumple	
Cantidad geométrica mínima:			Mínimo: 0.0003		Cumple	
- Crear de CHS Agresivos			Mínimo: 0.0002		Cumple	
- En dirección X:			Calculado: 0.002		Cumple	
- En dirección Y:			Calculado: 0.002		Cumple	
Cantidad mínima necesaria por flexión:			Calculado: 0.0011		Cumple	
Artículo 42.1.2 de la norma EHE-08			Mínimo: 0.0003		Cumple	
- Armado inferior dirección X:			Mínimo: 0.0002		Cumple	
- Armado inferior dirección Y:			Mínimo: 0.0004		Cumple	
- Armado superior dirección X:			Mínimo: 0.0002		Cumple	
- Armado superior dirección Y:			Mínimo: 0.0002		Cumple	
Módulo mínimo de las barras:			Mínimo: 12 mm		Cumple	
- Crear de CHS Agresivos, basados en: 1. Clavea. "Cálculo de estructuras de cimentación". Capítulo 3.16			Calculado: 16 mm		Cumple	
- Parrilla inferior:			Calculado: 16 mm		Cumple	
- Parrilla superior:			Máximo: 30 cm		Cumple	
Separación máxima entre barras:			Calculado: 25 cm		Cumple	
Artículo 59.8.2 de la norma EHE-08			Calculado: 25 cm		Cumple	
- Armado inferior dirección X:			Calculado: 25 cm		Cumple	
- Armado inferior dirección Y:			Calculado: 25 cm		Cumple	
- Armado superior dirección X:			Calculado: 25 cm		Cumple	
- Armado superior dirección Y:			Calculado: 25 cm		Cumple	
Separación mínima entre barras:			Mínimo: 10 cm		Cumple	
- Crear de CHS Agresivos, basados en: 1. Clavea. "Cálculo de estructuras de cimentación". Capítulo 3.16			Calculado: 25 cm		Cumple	
- Armado inferior dirección X:			Calculado: 25 cm		Cumple	
- Armado inferior dirección Y:			Calculado: 25 cm		Cumple	
- Armado superior dirección X:			Calculado: 25 cm		Cumple	
- Armado superior dirección Y:			Calculado: 25 cm		Cumple	
Longitud de anclaje:			Mínimo: 16 cm		Cumple	
- Crear de CHS Agresivos, basados en: 1. Clavea. "Cálculo de estructuras de cimentación". Capítulo 3.16			Calculado: 96 cm		Cumple	
- Armado inf. dirección X hacia der:			Calculado: 96 cm		Cumple	
- Armado inf. dirección X hacia izq:			Calculado: 91 cm		Cumple	
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:			Calculado: 91 cm		Cumple	
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:			Calculado: 96 cm		Cumple	
- Armado sup. dirección X hacia der:			Calculado: 96 cm		Cumple	
- Armado sup. dirección X hacia izq:			Calculado: 91 cm		Cumple	
- Armado sup. dirección Y hacia arriba:			Calculado: 91 cm		Cumple	

Página 61

Página 61

14-07-19 - Forjatuarekin

Fecha: 15/10/19

Listados

Fichero de datos de comprobación

Referencia: N1		Valores	Estado		
Dimensiones: 365 x 365 x 80					
Armados: Xi:Ø16c/25 Yi:Ø16c/25 Xs:Ø16c/25 Ys:Ø16c/25					
Comprobación					
Tensiones sobre el terreno:		Máximo: 3 kp/cm <sup>2</sup>	Cumple		
- Crear de CHS Agresivos		Calculado: 0.288 kp/cm <sup>2</sup>	Cumple		
- Tensión media en situaciones persistentes:		Máximo: 3.75 kp/cm <sup>2</sup>	Cumple		
- Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento:		Calculado: 0.226 kp/cm <sup>2</sup>	Cumple		
- Tensión máxima en situaciones persistentes con viento:		Máximo: 3.75 kp/cm <sup>2</sup>	Cumple		
- Tensión máxima en situaciones persistentes con viento:		Calculado: 0.389 kp/cm <sup>2</sup>	Cumple		
Vuelco de la zapata:					
Si el % de reserva de seguridad es mayor que cero, quiere decir que los coeficientes de seguridad al viento son mayores que los valores restrictivos exigidos para todas las combinaciones de equilibrio.		Reserva seguridad: 5.2 %	Cumple		
- En dirección X:		Reserva seguridad: 682.0 %	Cumple		
- En dirección Y:					
Fijación en la zapata:					
- En dirección X:		Momento: -14.25 t.m	Cumple		

Página 66

Página 60

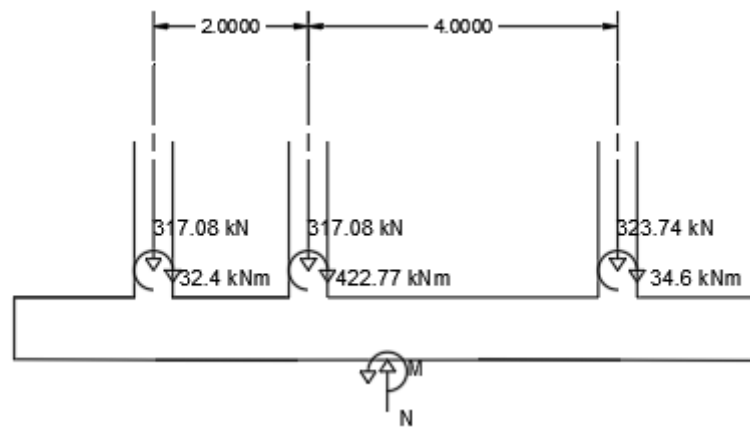
### 4.3.3 3 Zapata

Hirugarren motako zapata, zapata konbinatua izango da. Hau da, zapata berdinean zutabe bat baino gehiago eusten direla, hiru kasu kasu.

Hiru zapatek eragingo duten esfortzua kalkulatzeko bi metodo ezberdin erabili dira zapata motaren arabera:

- Kanpoko egituren zutabeek eragindakoak zimenduraren txostenetik lortu dira, batik bat:
  - A zutabea:
    - $\sigma = 0.238 \text{ kp/cm}^2 = 23.8 \text{ kN/m}^2$
    - $M = 3.24 \text{ Tnm} = 32.4 \text{ kNm}$
  - C zutabea:
    - $\sigma = 0.243 \text{ kp/cm}^2 = 24.3 \text{ kN/m}^2$
    - $M = 3.46 \text{ m} \cdot \text{tn} = 34.6 \text{ m} \cdot \text{kN}$
- Barne egituraren zutabeek eragindakoak berriz txosten honetan bertan kalkulaturikoa:
  - $N_{Ed} = 317.08 \text{ kN}$
  - $M_{y,Ed} = 422.77 \text{ kNm}$

Horrela beraz, hiru zutabeek eragiten duten akzioa batean sinplifikatzekotan:



67. Irudia: 3 motako zimenduan eragiten duten indarren eskema.

Estatika aplikatuz,

$$\uparrow \sum N = 0 \rightarrow N_T - N_A - N_B - N_C = 0 \rightarrow N_T = 317.08 + 317.08 + 323.74 = 957.90 \text{ kN}$$

$$\curvearrowright \sum M = 0 \rightarrow M_T + N_A \cdot d_A - M_A + N_B \cdot d_B - M_B - N_C \cdot d_C - M_C = 0$$

$$M_T = -317.08 \cdot 3 + 32.4 - 317.08 \cdot 1 + 422.77 + 323.74 \cdot 3 + 34.6 = 192.67 \text{ kNm}$$

### Presioaren egiaztapena

Indar axial zein momentuak aplikatzen direnez gero eszentrikotasuna altua edo baxua den konprobatu beharra dago.

Aitzitik, presioaren kalkulurako indar axiala baino ez da izango kontuan. Non,

$$\sigma_t = \sigma_{onar}$$

$$\sigma_t = \frac{N + P}{a \cdot b} = \frac{957.90 + (24.5 \cdot 0.8 \cdot 9.65 \cdot 3.65)}{9.65 \cdot 3.65} = 46.80 \text{ kN/m}^2 < \frac{300 \text{ kN}}{\text{m}^2}$$

### Momentu makurtzailearen kalkulua

Momentu makurtzailearen bitartez zimenduak aplikaturiko indarrak eusteko behar duen armatuaren azalera kalkulatzeko da, horrela beraz gure armatuaren azalera handiagoa izatekotan egokia litzateke:

Kalkulurako momentua:

$$M_{Edx} = \frac{\sigma_t}{2} \cdot b \cdot \left( \frac{a - a_0}{2} + 0.15 \cdot a_0 \right)^2 = \frac{59.93}{2} \cdot 3.65 \cdot \left( \frac{9.65 - 1.40}{2} + 0.15 \cdot 1.4 \right)^2 = 2055.35 \text{ kNm}$$

$$M_{Edy} = \frac{\sigma_t}{2} \cdot a \cdot \left( \frac{b - b_0}{2} + 0.15 \cdot b_0 \right)^2 = \frac{59.83}{2} \cdot 9.65 \cdot \left( \frac{3.65 - 0.21}{2} + 0.15 \cdot 0.21 \right)^2 = 885.60 \text{ kNm}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{192.67}{957.90} = 0.20 \text{ m}$$

$$\tau = \frac{e}{b} = \frac{0.20}{9.65} = 0.02 < \frac{1}{6} \rightarrow \text{Eszentrikotasun baxua.}$$

$$\sigma_t = \frac{N}{a \cdot b} + (1 + 6 \cdot e) = \frac{957.90}{3.65 \cdot 9.65} \cdot (1 + 6 \cdot 0.20) = 59.83 \text{ kN/m}^2$$

Momentu murriztua:

$$\mu_x = \frac{M_{Edx}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{2055.35}{\frac{25 \cdot 10^3}{1.5} \cdot 9.65 \cdot 0.742^2} = 0.023 \rightarrow \omega_x = 0.0310$$

$$\mu_x < 0.252 \rightarrow \text{Ez da behar konpresiorako armadurarik.}$$

$$\mu_y = \frac{M_{Edy}}{f_{cd} \cdot a \cdot d^2} = \frac{885.60}{\frac{25 \cdot 10^3}{1.5} \cdot 3.65 \cdot 0.742^2} = 0.026 \rightarrow \omega_y = 0.0310$$



$\mu_y < 0.252 \rightarrow$  Ez da behar konpresiorako armadurarik.

$$d = h - r - \frac{\phi}{2} = 0.80 - 0.05 - \frac{0.016}{2} = 0.742m$$

Beharrezko azalera:

$$\omega_x = \frac{A_{sx} \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot f_{cd}} \rightarrow A_{sx} = \frac{\omega_x \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0.0310 \cdot 9.65 \cdot 0.742 \cdot \frac{25 \cdot 10^3}{1.5}}{\frac{400 \cdot 10^3}{1.15}} = 106.36 \cdot 10^{-4} m^2$$

$$\omega_y = \frac{A_{sy} \cdot f_{yd}}{a \cdot d \cdot f_{cd}} \rightarrow A_{sy} = \frac{\omega_y \cdot a \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0.0310 \cdot 3.65 \cdot 0.742 \cdot \frac{25 \cdot 10^3}{1.5}}{\frac{400 \cdot 10^3}{1.15}} = 40.23 \cdot 10^{-4} m^2$$

$$A_{sx} = 39 \cdot \pi \cdot \left(\frac{0.016}{2}\right)^2 + 39 \cdot \pi \cdot \left(\frac{0.016}{2}\right)^2 = 156.83 \cdot 10^{-4} m^2 \rightarrow \text{Betetzen da.}$$

$$A_{sy} = 15 \cdot \pi \cdot \left(\frac{0.016}{2}\right)^2 + 15 \cdot \pi \cdot \left(\frac{0.016}{2}\right)^2 = 60.32 \cdot 10^{-4} m^2 \rightarrow \text{Betetzen da.}$$

Beharrezkoak diren altzairuzko azalerak betetzen direnez zimendura egokia dela suposatzen da.

### **Kuantia minimoen konprobaketa**

Zapatak nahikoa armatu duen edo ez konprobatzeko norabide ezberdinetan behar dituen kuantia minimoak, azalera minimoak alegia betetzen diren konprobatu beharra dago.

$$A_x = 0.04 \cdot b \cdot h \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.04 \cdot 9.65 \cdot 0.742 \cdot \frac{(25 \cdot 10^3) \cdot 1.15}{(400 \cdot 10^3) \cdot 1.5} = 137.24 \cdot 10^{-4} m^2$$

$$A_x = \frac{0.9}{1000} \cdot b \cdot h = \frac{0.9}{1000} \cdot 9.65 \cdot 0.80 = 69.48 \cdot 10^{-4} m^2$$

$$A_y = 0.04 \cdot a \cdot h \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.04 \cdot 3.65 \cdot 0.742 \cdot \frac{(25 \cdot 10^3) \cdot 1.15}{(400 \cdot 10^3) \cdot 1.5} = 51.91 \cdot 10^{-4} m^2$$

$$A_y = \frac{0.9}{1000} \cdot a \cdot h = \frac{0.9}{1000} \cdot 3.65 \cdot 0.80 = 26.28 \cdot 10^{-4} m^2$$

$$A_{sx} = 156.83 \cdot 10^{-4} m^2 \rightarrow \text{Betetzen da.}$$

$$A_{sy} = 60.32 \cdot 10^{-4} m^2 \rightarrow \text{Betetzen da.}$$

Kuantia minimoak betetzen direnez gero, zimenduak egokiak direla kontsideratu daiteke.

### ***Ebakitzaillearen armadura***

Azkenik, ebakitzaillearen aurkako armadurarik beharrezkoa den edo ez konprobatu beharra dago.

$$V_{cux} = [0.12 \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}] \cdot b \cdot d$$

$$V_{cux} = [0.12 \cdot 1.52 \cdot (100 \cdot 0.0022 \cdot 25)^{1/3}] \cdot 9650 \cdot 742 = 2305.39 kN$$

$$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{742}} = 1.52$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sx}}{b \cdot d} = \frac{160.85 \cdot 10^{-4}}{9.65 \cdot 0.742} = 0.0022$$

$$V_{dx} = \sigma_t \cdot [b \cdot (V_a - d)] = 59.83 \cdot [9.65 \cdot \left(\frac{3.65 - 0.21}{2} - 0.742\right)] = 564.66 kN$$

$V_{dx} < V_{cux} \rightarrow$  Ez da behar ebakitzaillearentzako armadurarik.

$$V_{cuy} = [0.12 \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}] \cdot a \cdot d$$

$$V_{cuy} = [0.12 \cdot 1.52 \cdot (100 \cdot 0.0022 \cdot 25)^{1/3}] \cdot 3650 \cdot 742 = 871.99 kN$$

$$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{742}} = 1.52$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sy}}{a \cdot d} = \frac{6032 \cdot 10^{-4}}{3.65 \cdot 0.742} = 0.0022$$

$$V_{dx} = \sigma_t \cdot [a \cdot (V_b - d)] = 59.83 \cdot [3.65 \cdot \left(\frac{9.65 - 1.4}{2} - 0.742\right)] = 738.78 kN$$

$V_{dx} < V_{cux} \rightarrow$  Ez da behar ebakitzaillearentzako armadurarik.