

Departamento de Ingeniería Rural y Agroalimentaria

---

Escuela Técnica Superior de Ingeniería Agronómica y del Medio Natural

**UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE VALENCIA**

**GUÍA DE ESTUDIO DE:**  
**PROYECTO DE NAVE DE**  
**ESTRUCTURA DE ACERO**  
**(según EAE)**  
**TEORÍA Y PRÁCTICA**

**Autores:**

José Javier Ferrán Gozávez

Miguel Redón Santafé

## PRÓLOGO

En relación a los estudios del *Máster en Ingeniería Agronómica* reviste especial interés las construcciones realizadas en *estructuras de acero*. El curso de *Estructuras Metálicas* pretende materializar en aplicaciones prácticas los conceptos básicos de Resistencia de Materiales y Cálculo de Estructuras, acordes con las prescripciones de la Normativa vigente, para la realización de los cálculos y posterior dimensionado de una nave.

El contenido del curso se recoge en la publicación *Proyecto de nave de estructura de acero (según EAE). Teoría y práctica*, editado por la Universidad Politécnica de Valencia (Nº 535).

El aprendizaje involucra una gran diversidad de conceptos y definiciones, por lo que resulta de gran utilidad la disponibilidad de un texto que resuma, destaque y sintetice los puntos esenciales de cada Tema. Ello redundará en una mayor y mejor comprensión de los contenidos. Por otra parte, las clases presenciales se imparten con el soporte de fichas o transparencias.

La disponibilidad de este material para el estudiante puede suponer una gran ayuda en el proceso de aprendizaje de esta materia:

- Al inicio del estudio de cada Tema, se realiza una lectura de las fichas para adquirir una visión general de los temas a tratar.
- Seguidamente se procede, mediante la publicación citada, al estudio detallado de cada uno de los puntos destacados en las fichas con mayor o menor intensidad según el grado de relevancia que se indica (esquina superior derecha de cada ficha).
- Se repite el estudio de las fichas, con un mayor énfasis en la asimilación de los esquemas y especialmente en la interpretación de las Figuras.
- De nuevo en la publicación, puede realizarse la lectura de los Temas completos, enriqueciendo la materia con los contenidos adicionales que se incluyen.

Se ha primado la sencillez y practicidad de los procedimientos utilizados acordes con la importancia y seguridad de los elementos estudiados. En la mayoría de los casos existen métodos más sofisticados para conocer con mayor precisión el comportamiento de las piezas. Los detalles constructivos expuestos sólo pretenden ser un posible ejemplo, pues existe una variedad de soluciones válidas en cada caso.

Muchos contenidos son una interpretación o forma de trabajo de los autores, que puede diferir de la que aparecen en otros textos. Se diferencia entre las prescripciones de la norma y la interpretación que se realiza sobre las mismas para aplicarlas a estructuras de naves. En la parte práctica, se aplican un conjunto de hipótesis simplificadoras para que sea posible un cálculo manual de los elementos constructivos, sin perder seguridad ni resultar excesivamente conservador.

ASUNTO	ESTRUCTURAS METALICAS	TEMA	INTRODUCCION-GUIÓN ASIGNATURA	<p><b><u>NATURALEZA</u></b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• <b>Guía de estudio</b> del curso de <i>Estructuras Metálicas</i> del Máster en Ingeniería Agronómica (5 créditos)</li> <li>• Se compone de <i>fichas</i> cuyo contenido se desarrolla en la publicación <i>Proyecto de nave de estructura de acero</i> (Nº 535, de la colección <i>Apuntes</i> de la Universidad Politécnica de Valencia)</li> </ul> <p><b><u>OBJETIVOS</u></b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Adquirir capacidad para realizar un <b>PROYECTO</b> técnico de una estructura en acero para una nave</li> <li>• Se analiza el comportamiento y procedimientos de diseño, cálculo y dimensionado de los elementos constructivos y estructurales de una nave</li> </ul> <p><b><u>ANTECEDENTES</u></b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Se fundamenta en la <b>Resistencia de Materiales</b></li> </ul> <p><b>Otros conocimientos recomendados:</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Física: estática y elasticidad básicas</li> <li>• Matemáticas: aritmética y geometría elemental</li> <li>• Dibujo técnico</li> </ul>
				REF. 0 - 1

ASUNTO	ESTRUCTURAS METALICAS	TEMA	INTRODUCCION-GUIÓN ASIGNATURA	<p><b>Ud. Didáctica 1: TEORIA ESTRUCTURA DE ACERO</b></p> <p>1.- <b>El acero:</b> Normativa, material, perfiles</p> <p>2.- <b>Bases de cálculo:</b> Estados límites, condiciones de seguridad</p> <p><b>Acciones en naves</b> Anejo A: G, S, N, V</p> <p>3.- <b>Plasticidad:</b> de secciones (axil, flector e interacción)</p> <p>4.- <b>Inestabilidad:</b> Pandeo y abolladura</p> <p>5.- <b>Piezas a compresión:</b> Tipos y longitud de pandeo</p> <p>6.- <b>Comprobación de resistencia y pandeo:</b> Clases de secciones. Métodos.</p> <p><b>Ud. Didáctica 2: PRÁCTICA NAVES</b></p> <p>7.- <b>Naves:</b> Elementos estructurales y constructivos</p> <p>8.- <b>Pórticos:</b> Esfuerzos, deformaciones, perfiles, acartelamientos</p> <p>9.- <b>Celosías:</b> Tipología, esfuerzos, deformaciones, perfiles tubulares</p> <p><b>Ud. Didáctica 3: PROYECTO</b></p> <p>10.- <b>Pórtico:</b> Cálculo y dimensionado de un pórtico</p> <p>11.- <b>Celosía:</b> Dimensionado de una celosía</p> <p>12.- <b>Correas</b></p> <p>13.- <b>Bases de anclaje</b></p> <p>14 y 15.- <b>Muro hastial y arriostramientos</b></p>
				REF. 0 - 2



ASUNTO ESTRUCTURAS METALICAS

TEMA

INTRODUCCION-GUIÓN ASIGNATURA

REF.

0 - 3

- **LIBRO DE TEXTO: Proyecto de Nave de Estructura de Acero (según la EAE) (J.J. Ferrán, M. Redón, F.J. Sánchez) (535) SPUPV**
  - **Autores:** J.J.Ferrán, M. Redón (profesores del Departamento de Ingeniería Rural y agroalimentaria de la UPV)
  - **Nombre del fichero:** CEM-TRANS-2R.pdf
  - **Organización de cada ficha.** Dos fichas por página. En cada ficha se indica:
    - Título
    - Nº capítulo del libro
    - Relevancia: ● Alta ● Media ● Baja ● Complemento
    - Tema: Título de cada uno de los 15 temas
    - Ref. Nº de tema – Nº de ficha
- **Ramón Argüelles Álvarez:** ESTRUCTURAS DE ACERO:
  - (a) Cálculo, 2005. Tomo I
  - (b) Uniones y sistemas estructurales, 2007. Tomo II
- **Alfredo Arnedo Pena,** NAVES INDUSTRIALES CON ACERO, APTA, 2009
- **José Monfort Leonart:** ESTRUCTURAS METALICAS PARA EDIFICACIÓN. 2006
- **EAE:** INSTRUCCIÓN DE ACERO ESTRUCTURAL. Ministerio de Fomento

ASUNTO ESTRUCTURAS METALICAS

TEMA

INTRODUCCION-GUIÓN ASIGNATURA

REF.

0 - 4



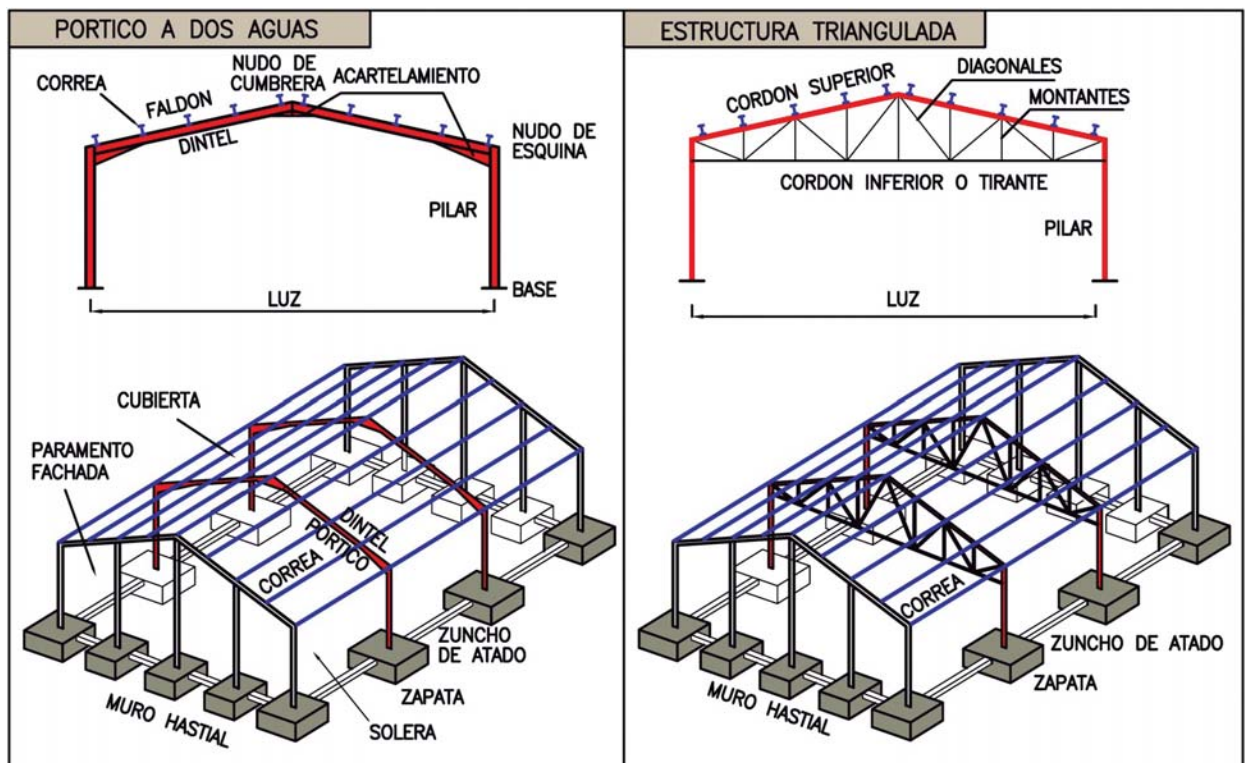
**NORMATIVA**

• **Actuales en vigor:**

- **EAE** Instrucción del Acero estructural (2011). Toda estructura de acero de **edificación** o ingeniería civil (puentes)
- **CTE SE-A:** Código técnico de la edificación. Seguridad estructural. **Acero 2007.** Sólo edificación
- Norma Europea: **EC-3** (Eurocódigo 3). La **SE-A** y la **EAE** provienen del **EC-3**
- **Otras normas de interés:**
  - **CTE SE-AE:** Acciones en la edificación (EC-1: norma europea de acciones)
  - **CTE SE:** Seguridad estructural
  - **NCSE-02:** Norma de construcción sismorresistente
- **Normas anteriores de acero:** MV-103 y EA-95

**Comentarios**

- Los apuntes se basan en la EAE
- Es posible que el CTE no sea en el futuro de aplicación para naves
- Concepto de vida útil
- Exigencias básicas: Resistencia, estabilidad y aptitud al servicio

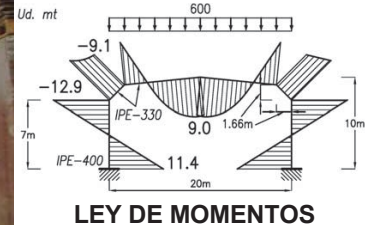


ASUNTO ESTRUCTURA METALICA  
TEMA TEMA 1 : ESTRUCTURAS METALICAS

REF. 1 - 3



Vista interior



Vista exterior

ASUNTO ESTRUCTURA METALICA  
TEMA TEMA 1 : ESTRUCTURAS METALICAS

REF. 1 - 4

**DEFINICION :**

Producto férreo apto para la conformación en caliente con C inferior al 2%

**Aceros de edificación:**

Aceros laminados en caliente

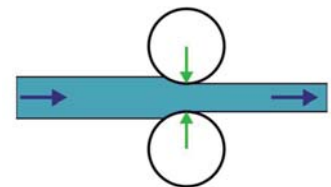
Aceros conformados en frío

**Clasificación de los aceros:**

Aceros base, aceros de calidad, aceros especiales

**Utilización:**

<b>S</b>	aceros de construcción metálica	<b>B</b>	aceros para el hormigón (armado)
<b>P</b>	aceros para aparatos a presión	<b>E</b>	aceros de la construcción mecánica
<b>L</b>	aceros conducciones y tuberías		



**Aceros no aleados laminados en caliente:** De uso más extendido

**Propiedad fundamental del acero:**  $f_y$  : Tensión en el límite elástico del material

Valor en:  $N/mm^2 = MPa$  (Megapascal) =  $10 kg/cm^2$  ( $10.197 kg/cm^2$ )

**Otras propiedades del acero:**  $f_y = E \cdot \epsilon_y$  ( $\epsilon_y$ : Deformación unitaria en el límite elástico)

- Módulo de elasticidad E :	$2.1 \cdot 10^5 N/mm^2$ $2.1 \cdot 10^6 kg/cm^2$ $2.1 \cdot 10^{10} kg/m^2$	- Densidad $\rho$ :	$7850 kg/m^3$ $7.85 gr/cm^3$
-----------------------------	---	---------------------	---------------------------------

**Aceros no aleados laminados en caliente**

 Propiedades de un acero con *garantías adicionales* según el Art. 84 de la EAE

**S275 JR** : Acero con  $f_y$  para  $t = [3, 40 \text{ mm}]$  de  $275 \text{ N/mm}^2$ . Más habitual

**J0, J2, K2** : Calidades superiores (menor fragilidad, mejor soldabilidad)

DESIGNACION		Espesor nominal $t$ (mm)				Temperatura del ensayo de Charpy °C
		Tensión en el límite elástico $f_y$		Mínima tensión de rotura $f_u$		
		$t \leq 40$	$40 \leq t \leq 80$	$t \leq 40$	$40 \leq t \leq 80$	
S235	JR	235	215	360	360	20
	J0					0
	J2					-20
S275	JR	275	255	430	410	20
	J0					0
	J2					-20
S355	JR	355	335	490	470	20
	J0					0
	J2					-20
	K2					-30

$$\text{Tensión en el límite elástico: } f_y = 275 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 275 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot \frac{\text{kg}}{10 \text{ N}} \cdot \frac{100 \text{ mm}^2}{\text{cm}^2} = 2750 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

ASUNTO ESTRUCTURA METALICA

TEMA TEMA I : ESTRUCTURAS METALICAS

REF. 1 - 5

**Espesor máximo en mm de chapa :**

Para garantizar un comportamiento DÚCTIL del acero, el espesor debe ser inferior a:

Grado	Temperatura mínima								
	0°C			-10°C			-20°C		
	JR	J0	J2	JR	J0	J2	JR	J0	J2
S235	50	75	105	40	60	90	35	50	75
S275	45	65	95	35	55	75	30	45	65
S355	35	50	75	25	40	60	20	35	50

**Valencia:** Según CTE SE-AE: temperatura mínima aire exterior  $-5^\circ$ 

Espesor máximo sería 40 mm. (No se alcanza en estructuras simples)

**Acero de tornillos :**

Tipo de tornillos	Ordinarios			De alta resistencia	
Clase	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
Tensión de límite elástico $f_{yb}$ (N/mm <sup>2</sup> )	240	300	480	640	900
Tensión de rotura $f_{ub}$ (N/mm <sup>2</sup> )	400	500	600	800	1000

**Acero de soldaduras:** El material de aportación de características superiores a las del material base

ASUNTO ESTRUCTURA METALICA

TEMA TEMA I : ESTRUCTURAS METALICAS

REF. 1 - 6

**Cualidades perfil IPE:**

- Alas de caras paralelas
- Alma más delgada
- Ala más ancha
- Más resistencia a flexión
- Más rendimiento (Resistencia/peso perfil)

**Espesores:**

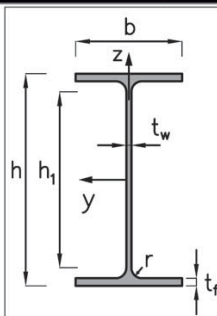
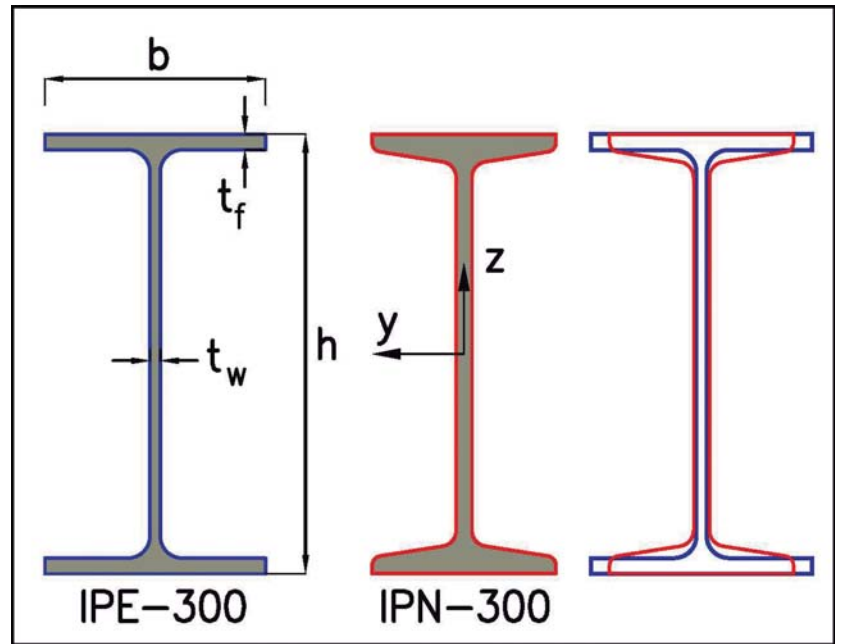
- $t_f$  (flange : ala)
- $t_w$  (web : alma)

**Cualidades**

- Gran resistencia y rigidez en su plano (eje y)
- Débil rigidez lateral (z)

**Aplicaciones:**

- Vigas y pilares a flexión



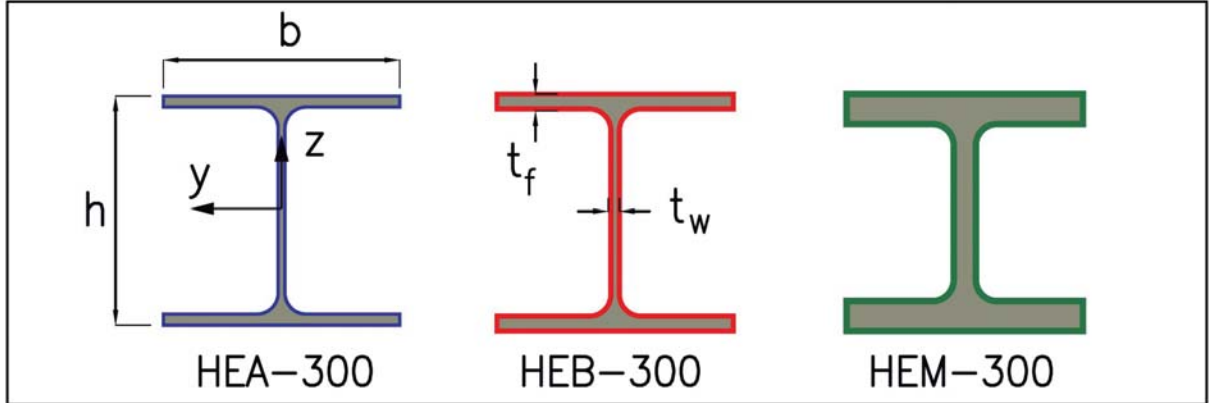
IPE h	Dimensiones mm					Sección A cm <sup>2</sup>	Peso P kg/m	Referido al eje							
	b	$t_w$	$t_f$	r	y-y (fuerte)				z-z (débil)						
					$I_y$ cm <sup>4</sup>			$W_y$ cm <sup>3</sup>	$W_{pl,y}$ cm <sup>3</sup>	$i_y$ cm	$I_z$ cm <sup>4</sup>	$W_z$ cm <sup>3</sup>	$W_{pl,z}$ cm <sup>3</sup>	$i_z$ cm	
80	46	3.8	5.2	5	7.64	6.00	80.1	20	23	3.24	8.49	3.69	5.82	1.05	
100	55	4.1	5.7	7	10.3	8.10	171	34	39	4.07	15.9	5.79	9.15	1.24	
120	64	4.4	6.3	7	13.2	10.4	318	53	61	4.90	27.7	8.65	13.58	1.45	
300	150	7.1	10.7	15	53.8	42.2	8360	557	628	12.5	604	80.5	125.2	3.35	
400	180	8.6	13.5	21	84.5	66.3	23130	1160	1308	16.5	1320	146	229	3.95	
600	220	12.0	19.0	24	156	122	92080	3070	3520	24.3	3390	308	485.6	4.66	

A	Área	$\sigma = N/A$	Resistencia axil
$I_y$	Inercia según el eje fuerte	$\chi_y = M_y/E \cdot I_y$	Deformación flector
$W_y, W_{pl,y}$	Momento resistente elástico y plástico (Tema 3) según el eje fuerte [ $W_y = I_y/(h/2)$ ]	$\sigma = M_y/W_y$	Resistencia a flector
$I_z$	Inercia según el eje débil	$\chi_z = M_z/E \cdot I_z$	Deformación flector
$W_z, W_{pl,z}$	Momento resistente elástico y plástico, según el eje débil [ $W_z = I_z/(h/2)$ ]	$\sigma = M_z/W_z$	Resistencia a flector Estruc. plana: $M_z = 0$
$i_y, i_z$	Radio de giro según y, según z (Tema 4)	$I = A \cdot i^2$	Pandeo

$\sigma$ : Tensión provocada por un esfuerzo

$\chi$ : Curvatura de una viga originada por un flector ( $\chi = 1/\rho$ ;  $\rho$ : radio de curvatura)





**HEB:** envolvente cuadrada hasta  $b = h = 300$ . Disponible.

**HEA:** casi cuadrada  $b > h$  hasta  $b = 300$ . Menos disponible.

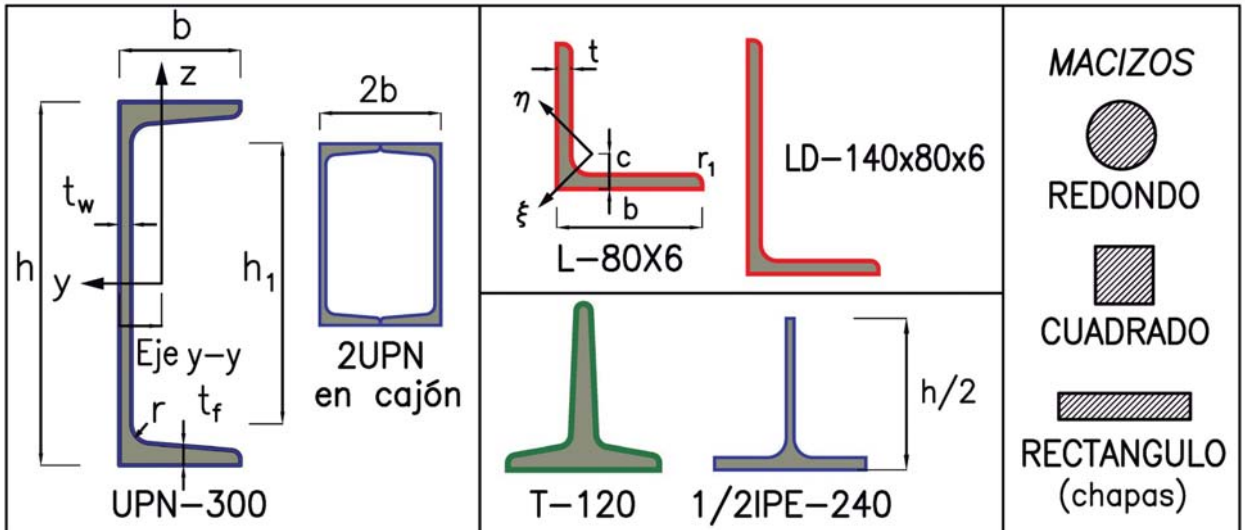
**HEM:** Sección de gran espesor. No se utiliza en naves (edificios de gran altura).

**Cualidades**

- Menor resistencia y rigidez en su plano (eje y) respecto a IPE-IPN
- Mejor rigidez lateral (z) respecto a IPE-IPN

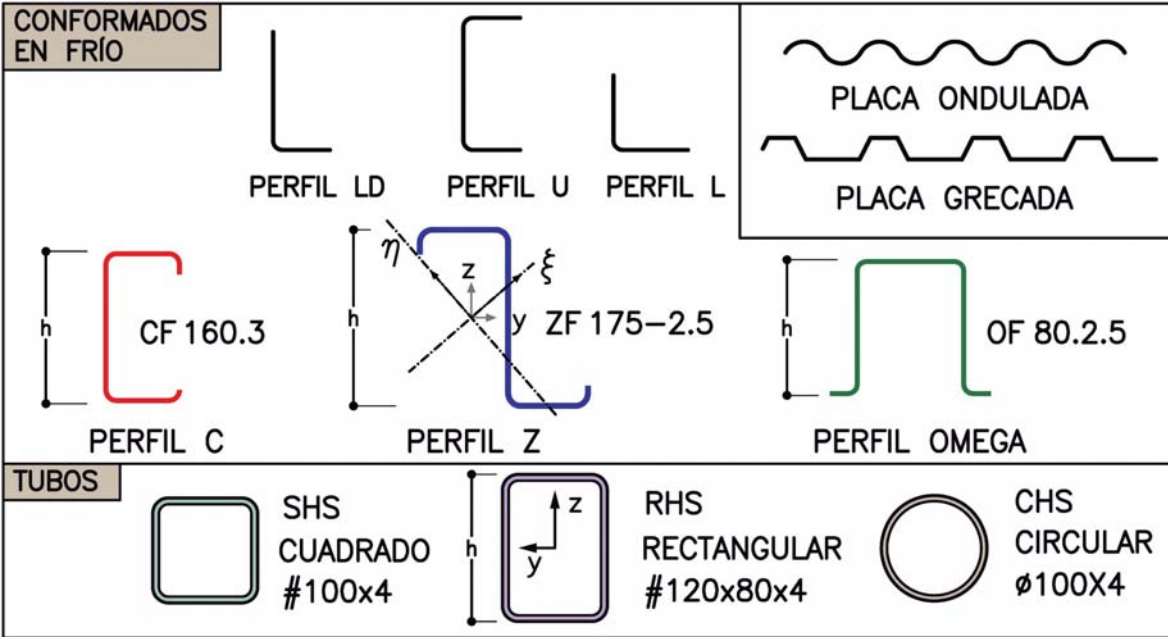
**Aplicaciones:** Axiles elevados y cierta flexión

- Pilares de edificios de viviendas u oficinas (HEB)
- Pilares de pórticos a dos aguas y pilares de celosías de cubierta (HEA)
- Vigas a flexión con canto limitado



- **UPN:** Similar al IPN. Asimétrico según z. Muy usado. 2UPN forman un cajón.
- **L:** Angular de lados iguales. Ejes principales  $\eta, \xi$ . Tirantes. Antes, cerchas.
- **LD:** Angular de lados desiguales. poco usado
- **T:** Lados no paralelos. Actualmente se sustituye por media IPE
- **Macizos, Rd, Cd, Rc:** Perfiles de pequeñas dimensiones. Tirantes
- **Chapas:** anchura mayor a 600 mm. Bases de anclaje. Material para nudos.

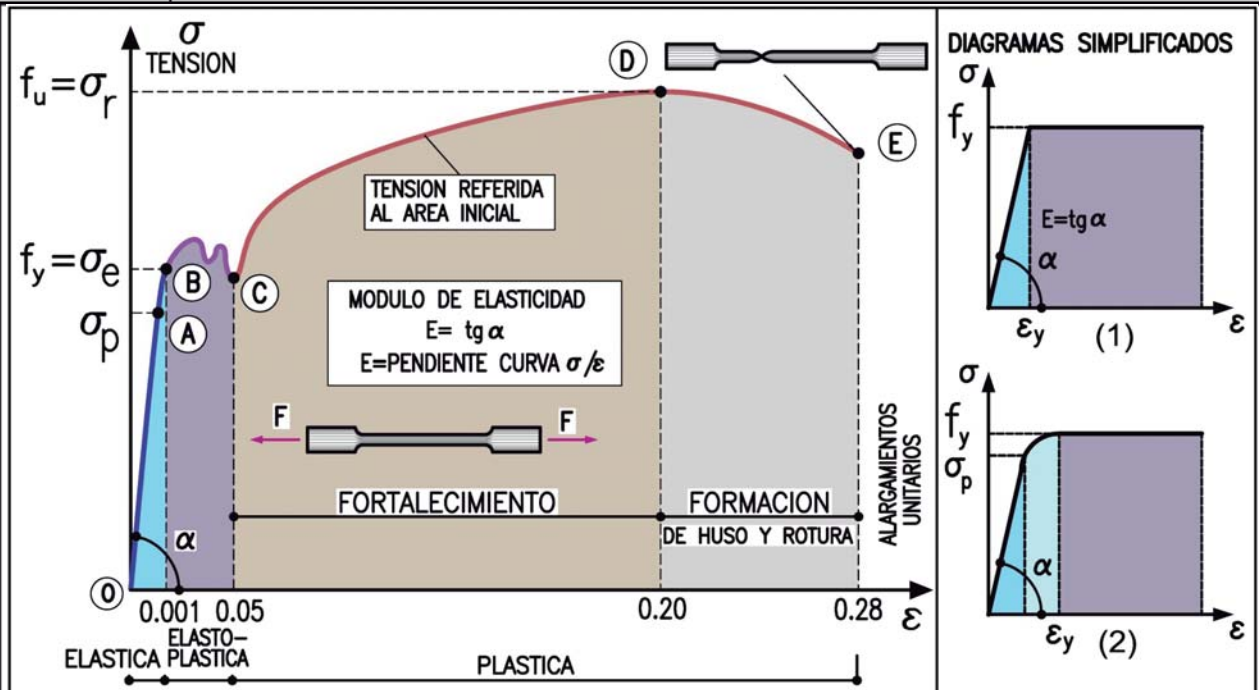
ASUNTO ESTRUCTURA METALICA  
TEMA TEMA 1 : ESTRUCTURAS METALICAS



- **LD, U, L:** no estructurales (carpintería metálica)
- **CF, ZF, Omega** (bordes rigidizados): habituales como correas
- **Tubos:** Más común conformado en frío: plegado y soldadura. Estructuras trianguladas (RHS). Más caros.

REF. 1 - 11

ASUNTO ESTRUCTURA METALICA  
TEMA TEMA 1 : ESTRUCTURAS METALICAS



Nota: texto explicativo transparencia siguiente

REF. 1 - 12

Se traza la ley ( $\sigma = N/A_0$ ) frente a ( $\epsilon = \Delta L/L$ ) con el ensayo normalizado de una probeta a tracción **N** creciente hasta la rotura.

$A_0$ , L: Área de la sección y longitud inicial de la probeta.

$\sigma_p$ : Límite de proporcionalidad (**A**) o de relación lineal  $\sigma/\epsilon$ . Difícil de precisar. Se adopta:  $\sigma_p \approx (0.8 \text{ a } 0.9) \sigma_e$

**E**: Pendiente de la recta, módulo de elasticidad:  $2.1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_e = f_y$  Límite de elasticidad (**B**). Punto con una deformación no recuperable prefijada de 0.002 (pequeña plastificación). Define el tipo de acero (S235, S275, S355).

La deformación en el límite elástico es:  $\epsilon_y (f_y = E \cdot \epsilon_y)$

**B-C**: Gran alargamiento sin aumento de carga (*cedencia* o es-calón de fluencia). Forma irregular o continua  $\epsilon = 0.02-0.05$

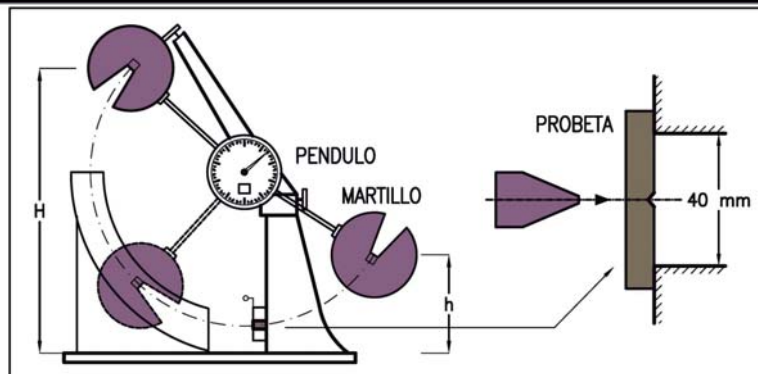
$\sigma_r = f_u$  Carga unitaria máxima a tracción, resistencia a tracción o tensión máxima de rotura (**D**) después de un intervalo de aumento de resistencia:  $\epsilon_{max} \approx 0.2$

**D-E**: Formación de *huso* (zona con un gran estrechamiento o *estricción*) y rotura

Diagramas simplificados (cálculos):

(1) Diagrama elastoplástico compuesto por dos rectas: elástica y plástica

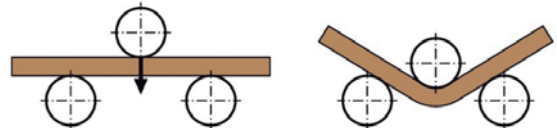
(2) Estabilidad (pandeo), complejos, curva de ajuste experimental entre  $\sigma_p$  y  $f_y$ , siendo el módulo de elasticidad la tangente a la curva  $E_t$  (variable)



• **ROTURA FRÁGIL**

- Es indeseable porque ocurre de forma aleatoria e impredecible
- Sin aviso (deformaciones inapreciables). Difícil de evaluar
- Favorecida por:
  - Puntos de concentración de tensiones (ejemplo: en uniones de barras)
  - Bajas temperaturas
  - Acciones dinámicas (carga de impacto, vibraciones, sismo)
- Se ensaya con el péndulo de Charpy (ensayo de impacto)
- Se determina la energía absorbida (27 J) en el choque al partirse una probeta (diferencia entre la altura antes del choque y después)
- Se determina el grado del acero: JR (20°), J0 (0°), J2 (-20°), K2 (-30°)

- Ausencia de grietas en un ensayo normalizado de **plegado**



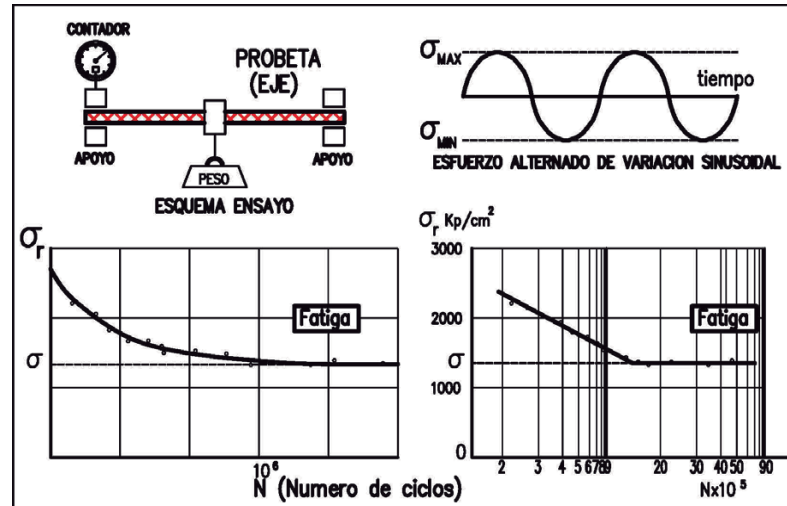
- **Ensayo de fatiga:** pieza sometida a cargas variables y repetidas

Un eje a tracción, cambian sus fibras de tensión en cada vuelta

La resistencia baja con el número de ciclos

A  $10^6$  ciclos la resistencia no baja más (ver curva de Whöler)

Menor interés en edificación



**DÚCTIL:** Tendencia del acero, a cargas elevadas, a un deslizamiento interno de la estructura cristalina, o plasticidad

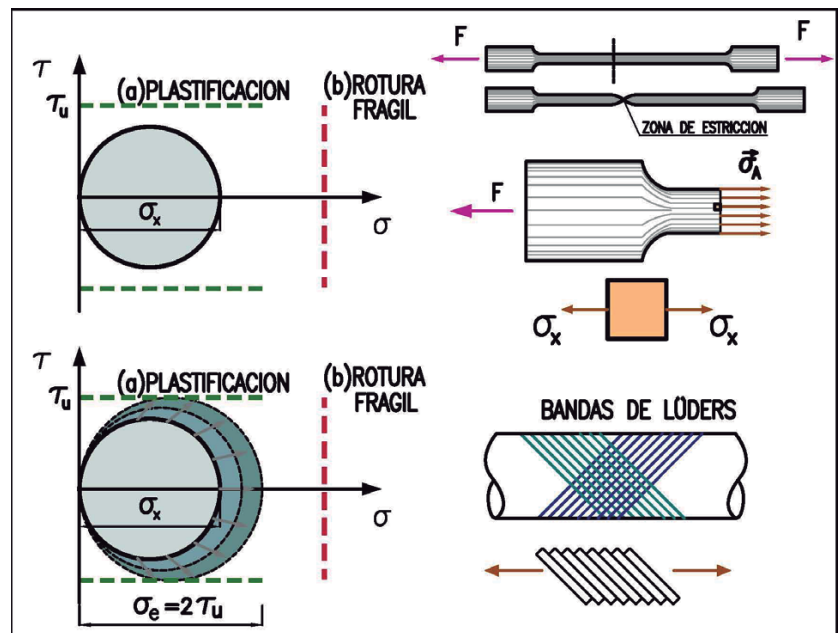
Alcanzado este estado, la configuración inicial se pierde parcialmente y quedan deformaciones permanentes

**FRÁGIL:** Tendencia a la separación o rotura. No deseable pues se presenta sin previo aviso

No existe una teoría para poder cuantificarlo

Conviene que el círculo de Mohr, al aumentar la tensión principal  $\sigma_x$  alcance antes las rectas horizontales de plasticificación, que la vertical de **rotura frágil**

En la probeta de ensayo se observan unas bandas de deslizamiento



ASUNTO ESTRUCTURA METALICA  
TEMA TEMA I : ESTRUCTURAS METALICAS

- En un corte a 45° se observan tensiones tangenciales:  $\tau = \sigma_o/2$ .
- Estas  $\tau$  provocan un desplazamiento en la red cristalina reversible para cargas no elevadas:

Comportamiento elástico

al retirar las cargas, regresa a la posición inicial

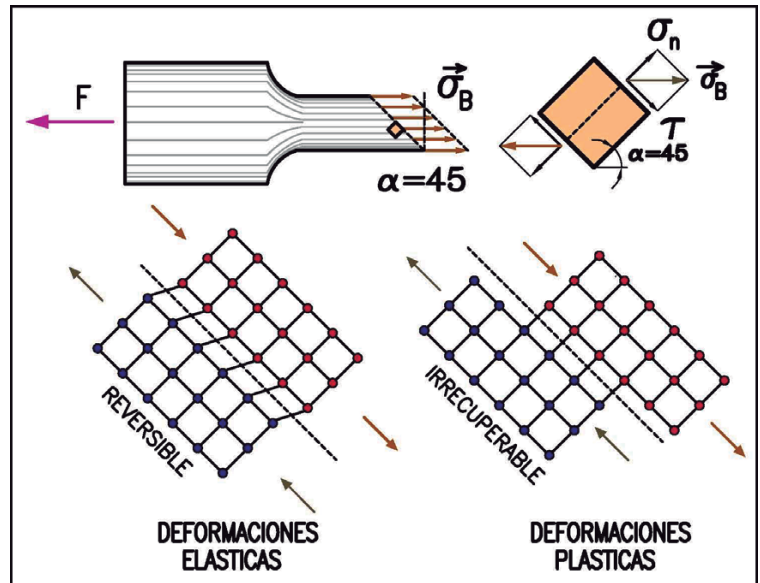
- Para cargas altas toda la red cristalina desliza o "salta", con nuevos enlaces

La deformación es irreversible:

Comportamiento plástico

al retirar las cargas, quedan deformaciones permanentes

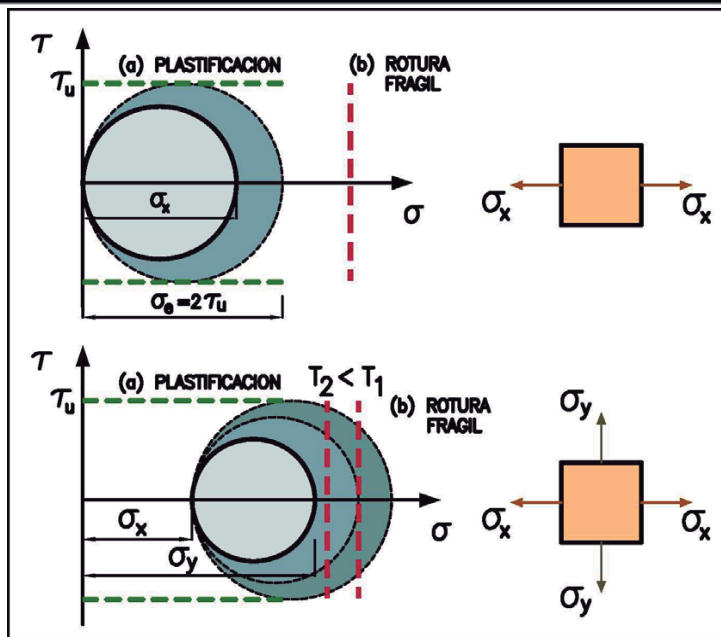
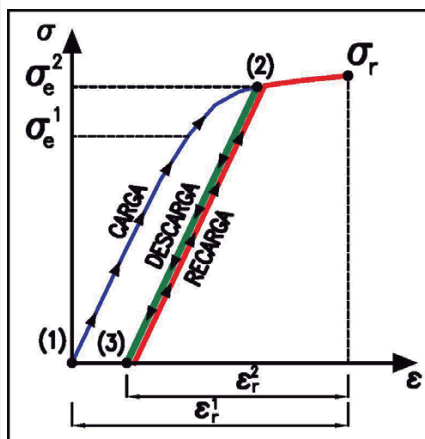
- El acero está compuesto por un agregado de diversos tipos de partículas cementadas  
Algunas pueden haber iniciado la plastificación y otras no, salvo grandes alargamientos



REF. 1 - 17

ASUNTO ESTRUCTURA METALICA  
TEMA TEMA I : ESTRUCTURAS METALICAS

- Estados triaxiales de tensión
- Temperatura mínima soportada: fragilidad a bajas temperaturas
- Temperatura de transición : mínima temperatura a la que la resistencia a la rotura dúctil supera a la frágil
- Espesor del producto : más frágil mayor espesor
- Efecto entalla: más frágil por grietas, hendiduras, rebabas, etc.



- Calidad del acero
- Deformación en frío del acero
- Esfuerzos alternados (fatiga) o dinámicos (impacto)

REF. 1 - 18

- Elemento con carga uniaxial: la fluencia plástica ocurre al alcanzar el límite elástico  $f_y$
- Elemento en un estado complejo de tensiones, puede suponerse que la fluencia está relacionada con cierta combinación de las tensiones principales
- Los criterios de fluencia son relaciones fundamentalmente empíricas
- CTE SE-AE : condición de no alcanzar el agotamiento es la Teoría de Von-Mises o *criterio de la máxima energía de distorsión*:

$$\sqrt{\frac{(\sigma_1 - \sigma_{II})^2 + (\sigma_{II} - \sigma_{III})^2 + (\sigma_{III} - \sigma_1)^2}{2}} \leq f_{yd}$$

$$\sqrt{\frac{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_x - \sigma_z)^2 + 6(\tau_{xy}^2 + \tau_{xz}^2 + \tau_{yz}^2)}{2}} \leq f_{yd}$$

Estado de tracción triple  $\sigma_I > \sigma_{II} > \sigma_{III} > 0$ , además se debe cumplir  $\sigma_I \leq 2f_{yd}$   
 $f_{yd}$  : Resistencia de cálculo del acero a tensiones normales

➤ Estado plano de tensión ( $\sigma_y = 0$ ):

$$\sqrt{\sigma_x^2 + 3\tau_{xy}^2} \leq f_{yd}$$

➤ Estado de tracción o compresión simple ( $\tau_{xy} = 0$ ):

$$\sigma_x \leq f_{yd}$$

➤ Estado de cortadura simple ( $\sigma_x = \sigma_y = 0$ ):

$$\tau_{xy} \leq f_{vd} = f_{yd} / \sqrt{3} = 0.576 f_{yd}$$

$f_{vd}$  : Resistencia de cálculo del acero a tensiones tangenciales.



**Situaciones de dimensionado:**

- **Persistentes:** Condiciones normales de uso
- Transitorias: reparación o rehabilitación
- Extraordinarias: sismo, incendio, impacto

**Método de los estados límites:**

Se comprueba que las acciones exteriores producen un efecto inferior al que ocasiona la situación límite en estudio

*Estado límite* es la situación que deja la estructura fuera de servicio

- **Estado límite último:** (Colapso estructural) **E.L.U.**
  - De *equilibrio estático* por pérdida de estabilidad
  - **Deformación excesiva** cercana a la rotura
  - Transformación total o parcial en un mecanismo
  - De rotura por **agotamiento resistente**
  - **Inestabilidad** o pandeo
- **Estado límite de servicio** (Pérdida del uso habitual): **E.L.S.**
  - **Deformación** o desplazamiento que afecta a la apariencia o uso
  - Vibraciones
  - Degradaciones (corrosión)



➔ Acciones en la estructura ⇒ Respuesta: Esfuerzos, reacciones, deformaciones

PERMANENTES (G)	Actúan siempre y posición constante (valor nominal) Magnitud constante o acotada	Peso propio Empuje terreno, acciones térmicas, asientos
VARIABLES (Q)	Pueden actuar o no (distribución estadística)	Uso (S) Nieve (N) Viento (V)
ACCIDENTALES (A)	Probabilidad baja pero acción importante por sus efectos	Sismos, incendio, impactos

➔ **VALOR CARACTERISTICO:**

$$F_k$$

**G:** valor medio (poca dispersión) o nominal

**Q:** valor con una determinada probabilidad de ser superado durante un período de referencia, que depende de la vida útil y duración de la carga:

- Sobrecarga de uso: 0.05 por 1
- Nieve y viento: 0.02 por 1 (período de retorno de 50 años)

Se detallan en el CTE SE-AE (Anejo-A)



ASUNTO ESTRUCTURA METALICA  
TEMA TEMA 2: BASES DE CÁLCULO

Unidades:  $1 \text{ kg/m}^2 = 0.01 \text{ kN/m}^2$

**ACCIONES PERMANENTES G**

Peso propio o carga gravitatoria de la construcción:

- ⇒ Estructura (predimensionado)
- ⇒ Elementos constructivos (Tablas A1, A2)

\* Cubierta: peso chapa galvanizada o del panel sándwich (9 a 14 kg/m<sup>2</sup>)

**SOBRECARGA DE USO S**

Carga variable en el tiempo y localización que se refiere al peso de personas, mobiliario, instalaciones no fijas o material almacenado

Zonas residenciales y administrativas: 2 kN/m<sup>2</sup>

\*:Cubiertas G accesibles sólo conservación

		Uniforme	
G1:	Cubiertas con inclinación inferior a 20°	100 kg/m <sup>2</sup>	1 kN/m <sup>2</sup>
	Cubiertas <u>ligeras</u> sobre correas (sin forjado). Peso cerramiento menor de <u>100 kg/m<sup>2</sup></u>	40 kg/m <sup>2</sup>	0.4 kN/m <sup>2</sup>
G2:	Cubiertas con inclinación superior a 40° (84%).	0 kg/m <sup>2</sup>	0 kN/m <sup>2</sup>

REF. 2 - 3



ASUNTO ESTRUCTURA METALICA  
TEMA TEMA 2: BASES DE CÁLCULO

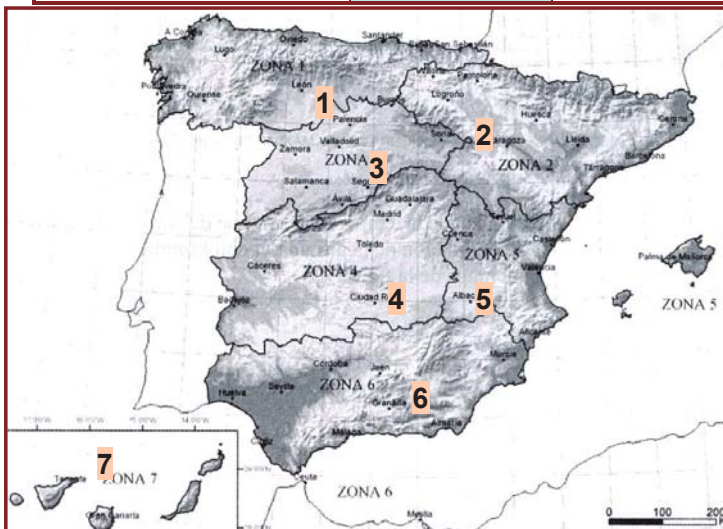
$$q_n = \mu \cdot s_k$$

$q_n$  Carga de nieve por unidad de superficie de proyección horizontal

$s_k$  Valor característico de la carga de nieve sobre un terreno horizontal (Ver Mapa)

$\mu$  Coeficiente de forma. Considera el depósito irregular de nieve por efecto del viento:

Tipo superficie	Puede deslizar la nieve			Impedido
Angulo cubierta	$0 \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30 \leq \alpha \leq 60$	$\alpha \geq 60^\circ$	Independ.
Coeficiente $\mu$	1	$(60 - \alpha)/30$	0	1



Altitud (m)	Zona de clima invernal						
	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	0.9	0.9	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
1000	1.7	1.5	0.7	1.2	0.9	1.2	0.2
1200	2.3	2.0	1.1	1.9	1.3	2.0	0.2
1400	3.2	2.6	1.7	3.0	1.8	3.3	0.2
1600	4.3	3.5	2.6	4.6	2.5	5.5	0.2

REF. 2 - 4



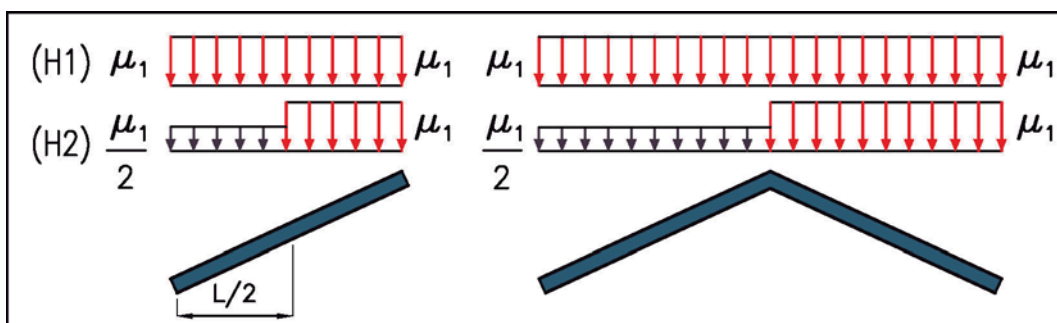
**ASIMETRÍA**

Se tendrán en cuenta las distribuciones asimétricas de nieve (efecto del viento), reduciendo a la mitad el factor de forma  $\mu$  en las partes en que la acción sea favorable.

**Figura:** Hipótesis H1 de toda la cubierta cargada y H2 con mitad de carga que afecta a la mitad del faldón o a sólo uno de los faldones.

Afecta a estructuras con barras sensibles a cargas no simétricas (pilar central de pórticos dobles a dos aguas, marquesinas con pilar central)

Si es simétrico  $M = 0$  en el pilar por compensarse a cada lado del eje).



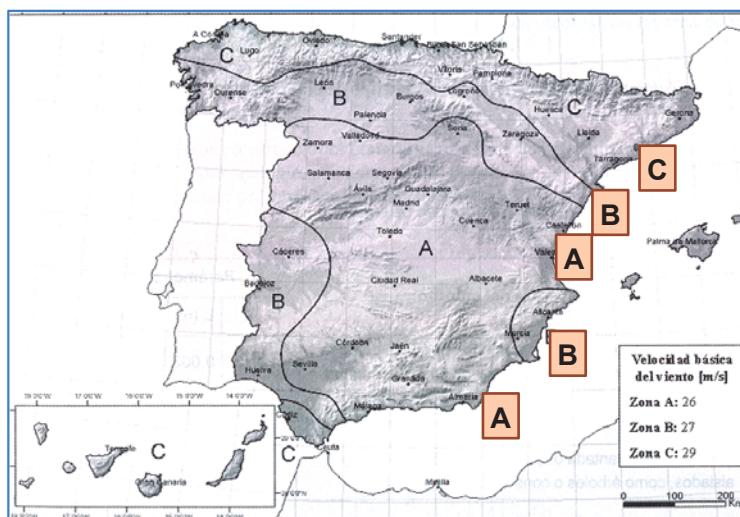
**Presión dinámica del viento  $q_b$ :**

- Simplificadamente:  $50 \text{ kg/m}^2$
- De forma más precisa, ver mapa:
- Depende de la velocidad básica del viento ( $v^2 \text{ (m/s)} / 16$ )
- Es perpendicular a la superficie

**Presión estática  $q_e$ :**

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

- $q_b$ : Presión dinámica del viento
- $c_e$ : Coeficiente de exposición. Según la altura del punto considerado y el grado de aspereza del entorno
- $c_p$ : Coeficiente eólico o de presión. Depende de la forma, orientación de la superficie respecto al viento y de la situación del punto respecto a los bordes (zonas eólicas)



	Velocidad básica del viento en m/s	Presión dinámica en $\text{kN/m}^2$
Zona A	26 (94 km/h)	0.42 (42 $\text{kg/m}^2$ )
Zona B	27 (97 km/h)	0.45 (45 $\text{kg/m}^2$ )
Zona C	29 (104 km/h)	0.52 (52 $\text{kg/m}^2$ )


 ASUNTO ESTRUCTURA METALICA  
 TEMA TEMA 2: BASES DE CÁLCULO

**Coeficiente de exposición  $C_e$ .** Depende de:

- La altura del punto considerado (aumenta con la altura)
- Grado de aspereza del entorno

Grado de aspereza del entorno	
I	Borde del mar-lago, anchura de agua en la dirección del viento de al menos 5 km
II	Terreno rural llano sin obstáculos ni arbolado de importancia
III	Zona rural accidentada o llana con obstáculos aislados, árboles o construcciones pequeñas
IV	Zona urbana en general, industrial o forestal
V	Centro de negocio de grandes ciudades, con profusión de edificios de pequeña altura

h (m)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
I	1.7	2.0	2.2	2.3	2.4	2.5	2.6	2.6	2.7	2.8	2.8	2.9	2.9	2.9	3.0
II	1.5	1.9	2.1	2.2	2.4	2.5	2.6	2.6	2.7	2.8	2.8	2.9	2.9	3.0	3.0
III	1.4	1.4	1.6	1.8	1.9	2.0	2.1	2.2	2.3	2.4	2.4	2.5	2.5	2.6	2.6
IV	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.8	1.9	2.0	2.0	2.1
V	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.3	1.4	1.4	1.5	1.5

Naves: Habitualmente **zona III ó IV**. Diferencia notable de valor

Según el Eurocódigo, se adoptará un valor único referido a la altura del edificio

 REF.  
 2 - 7

 ASUNTO ESTRUCTURA METALICA  
 TEMA TEMA 2: BASES DE CÁLCULO

En construcciones cerradas (sin huecos),  $C_p$  depende de:

- ⊗ De la forma del edificio (**cubierta plana**, a un agua, **a dos aguas**, múltiple, curva)
  - ⊗ De la dirección del viento (barlovento, sotavento)
  - ⊗ De la inclinación (valor máximo en un ángulo de  $\pm 45^\circ$  con la dirección del viento)
  - ⊗ De la zona en cada paramento. Se divide en **Zonas eólicas**:
    - Fachada Paralelo al viento: **A, B, C** Normal al viento: **D, E**
    - Cubierta Barlovento **F, G, H** Sotavento **I, J**
- Las **zonas** más cercanas a los bordes o aristas de la nave (**A, F, G, J**), tienen mayor  $C_p$  pero su área es mucho menor
- ⊗ Cuando la **zona** es de Área  $< 10 \text{ m}^2$ ,  $C_p$  es mayor, (expresión SE-AE)
  - ⊗ Las zonas pequeñas (**A, F, G y J**) afectan localmente a los elementos en esa zona (correas, carpinterías, sujeciones: tornillos, grapas)
  - ⊗ **Estructura principal**:
    - El CTE no explica cómo se aplica
    - Los  $C_p$  de cada zona son valores máximos, pero no simultáneos
    - De forma bastante conservadora, se adoptan esos valores máximos
    - Se calculan las dimensiones de cada zona y aplica su carga a la estructura

 REF.  
 2 - 8



**h/d**: altura total dividida por la anchura según la dirección paralela al viento (esbeltez) (- es succión)

h/d	-45° < θ < 45°				
	Fachadas laterales			Fachadas frontales	
	A	B	C	D	E
1	-1.2	-0.8	-0.5	+0.8	-0.5
≤ 0.25	-1.2	-0.8	-0.5	+0.7	-0.3

⊗ Barlovento D: presión [+0.8, +0.7]  
Sotavento E: succión [-0.5, -0.3]

Laterales: A, B, C succión

⊗ Las dimensiones de cada zona depende de "e":  
 $e = \min [b, 2h]$

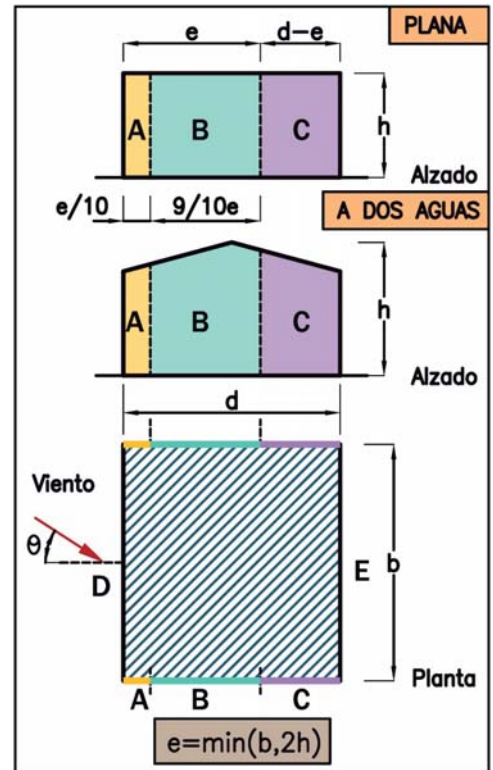
Lo habitual es  $b > 2h \rightarrow e = 2h$

⊗ Fórmulas para interpolar:

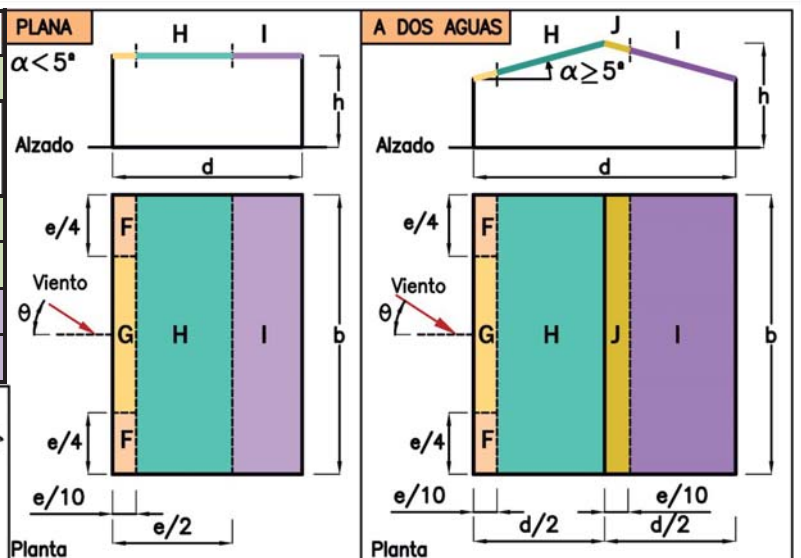
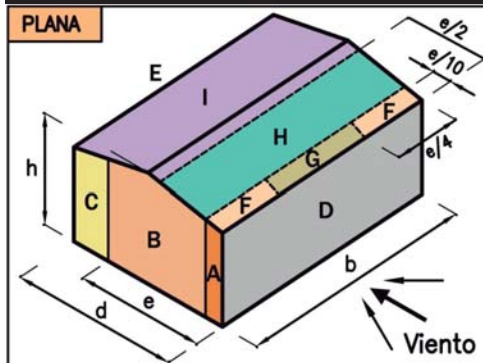
Barlovento D:  $c_{p,D} = (2/15) \cdot (h/d - 0.25) + 0.7$

Sotavento E:  $c_{p,E} = -(4/15) \cdot (h/d - 0.25) - 0.3$

⊗ Fachadas paralelas al viento: se adopta  $c_p = -0.8$  en B que afectará a varios pilares en esa zona



α	ZONA				
	F	G	H	I	J
Plana	-1.8	-1.2	-0.7	-0.2	
α < 5°	-1.8	-1.2	-0.7	+0.2	
5° (8.7%)	-1.7	-1.2	-0.6	-0.6	-0.6
	0	0	0	+0.2	+0.2
15° (27%)	-0.9	-0.8	-0.3	-0.4	-1
	+0.2	+0.2	+0.2	0	0



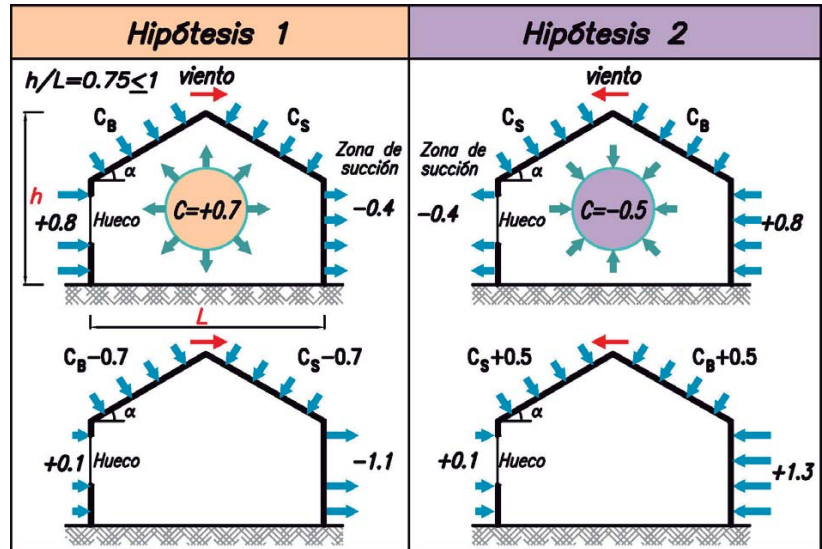
- Dos Hipótesis: **V1: Máx. succión** **V2: Máx. presión**
- Barlovento (F,G,H): plana o poco α: succión (-)  
α medio o alto: presión (+)
- Sotavento (I, J): plana: succión/presión: ± 0.2  
α medio o alto: presión (+)

Ejemplo: hueco sólo en una fachada (Coeficientes de presión interior):

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
≤ 1	0.7	0.7	0.6	0.4	0.3	0.1	0.0	-0.1	-0.3	-0.4	-0.5
≥ 4	0.5	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1	0.0	-0.1	-0.2	-0.3	-0.3

Ejemplo: edificio  $\lambda = 0.75$ , una fachada abierta (izquierda), se considera dos sentidos del viento:

- ▶ **Hueco situado a barlovento** (Sentido viento izq.-der.): según tabla, el área de huecos en la zona de succión respecto al total es 0, siendo  $c_{pi} = 0.7$ .
- ▶ **Hueco situado a sotavento** (Sentido viento der.-izq.): el área de huecos en la zona de succión respecto al total es 1, siendo  $c_{pi} = -0.5$ .
- ▶ El total en fachadas no varía.



ASUNTO ESTRUCTURA METALICA  
TEMA TEMA 2: BASES DE CÁLCULO

REF. 2 - 11

➔ **VALOR REPRESENTATIVO:** (CTE SE)

$$F_r = \psi_i \cdot F_k$$

La probabilidad de que ocurran varias acciones características  $F_k$  variables a la vez es más **baja** que cuando se presentan aisladas.

$\psi$  es el factor de simultaneidad ( $\psi \leq 1$ ) que reduce una acción variable si se presenta junta a otras acciones variables.

- ▶ Cargas permanentes y accidentales:  $\psi = 1$  (no hay reducción)
- ▶ Acciones variables Q (Situación persistente o transitoria)

Se establecen combinaciones de carga, que representan cada estado límite

El método del CTE-SE es:

- ▶ **Una acción variable Q es la principal:** (cada combinación se toma una)  
Es la acción **DETERMINANTE** (sin reducción de su valor característico)  
Adopta su valor característico  $\psi = 1$

- ▶ **El resto de Q son acompañantes:**  
Es el valor de **COMBINACION** (se reduce su valor característico)  
Adopta su valor representativo  $\psi_0$  (ver Tabla 2-9)

ASUNTO ESTRUCTURA METALICA  
TEMA TEMA 2: BASES DE CÁLCULO

REF. 2 - 12



ASUNTO ESTRUCTURA METALICA  
TEMA TEMA 2: BASES DE CÁLCULO

REF. 2 - 13

**COEFICIENTES DE SIMULTANEIDAD  $\psi_i$ :**

$$F_r = \psi_i \cdot F_k$$

VALORES REPRESENTATIVOS DE LAS ACCIONES VARIABLES ACOMPAÑANTES				
Localización ( <u>SE-AE</u> )	Categoría	Coeficientes de simultaneidad		
		$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
▶ Zonas residenciales	A	0.7	0.5	0.3
▶ Zonas administrativas	B	0.7	0.5	0.3
▶ Zonas destinadas al uso público	C	0.7	0.7	0.6
▶ Zonas comerciales	D	0.7	0.7	0.6
▶ Locales almacén (EC-3)		1.0	0.9	0.8
▶ Cubiertas transitables	F	Según uso		
▶ Cubiertas accesibles solo para mantenimiento	G	0	0	0
<b>Nieve</b>				
▶ Para altitudes > 1000 m		0.7	0.5	0.2
▶ Para altitudes ≤ 1000 m		0.5	0.2	0
<b>Viento</b>				
		0.6	0.5	0

- Sobrecarga de uso cubiertas categoría G como acción variable acompañante:  
 $\psi_i = 0$ , es decir, **no se considera**
- La nieve se reduce un 50% y el viento un 40%



ASUNTO ESTRUCTURA METALICA  
TEMA TEMA 2: BASES DE CÁLCULO

REF. 2 - 14

**COEFICIENTES DE SEGURIDAD  $\gamma_f$ :**

$$F_d = \gamma_f \cdot \psi_i \cdot F_k$$

COEFICIENTES PARCIALES DE SEGURIDAD $\gamma_f$			
Tipo de acción		Situación persistente o transitoria	
		Desfavorable	Favorable
Permanente:	Peso propio	1.35	0.80
	Empuje del terreno	1.35	0.70
	Presión del agua	1.20	0.90
Variable		1.50	0

- **Desfavorable:** acción que aumenta los efectos sobre el estado límite considerado
- **Favorable:** acción cuyos efectos se restan o reducen la acción desfavorable
- Una acción puede ser o no desfavorable según el punto analizado de la estructura
- Cuando el peso propio es **favorable** (succión del viento en cubierta), se minora por 0.8
- Si una acción variable (S, N) es favorable (frente a la succión del viento), es nula
- Los esfuerzos (N, M) al comprobar una viga deben ser de la **MISMA** combinación
- En **E.L.S.** los coeficientes  $\gamma_f$  valen la **unidad** (no se mayor)

ASUNTO ESTRUCTURA METALICA  
TEMA TEMA 2: BASES DE CÁLCULO

**Conjunto de acciones compatibles que actúan a la vez en una situación límite**  
Se formulan todas las combinaciones de cargas necesarias (manual/programa)  
Después del cálculo y dimensionado, una de ellas será la peor:

- Cada combinación es un E.L. Todas las acciones se mayoran (ELS → 1)
- Siempre existe G. Las Q pueden actuar aisladas o en combinaciones compatibles

<b>E.L.U.</b>	Situación persistente o transitoria	Una acción variable $Q_{k,i}$	$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,i} \cdot Q_{k,i}$
		Dos o más acciones variables siendo $Q_{k,1}$ la determinante:	$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} \cdot \gamma_{Q,i} \cdot Q_{k,i}$
	Sismo $A_{E,K}$	$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_A \cdot A_{E,K} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot \gamma_{Q,i} \cdot Q_{k,i}$	
<b>E.L.S.</b>	Combinación poco probable o característica	Una acción variable $Q_{k,i}$	$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,i} \cdot Q_{k,i}$
		Dos o más acciones variables siendo $Q_{k,1}$ la determinante:	$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} \cdot \gamma_{Q,i} \cdot Q_{k,i}$
	Combinación cuasipermanente	$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot \gamma_{Q,i} \cdot Q_{k,i}$	

REF. 2 - 15

ASUNTO ESTRUCTURA METALICA  
TEMA TEMA 2: BASES DE CÁLCULO

➔ Establecer todas las combinaciones posibles en ELU de una nave

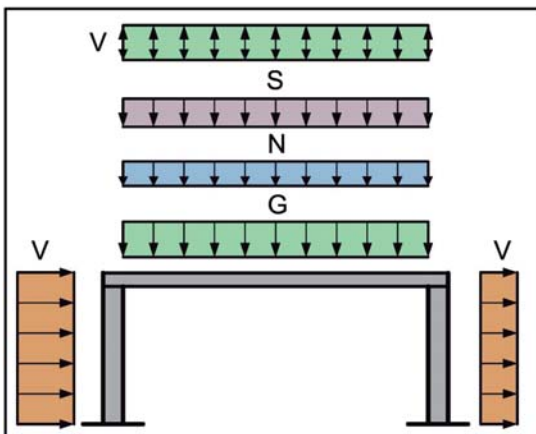
**ACCIONES: G, S, N, V**

**G: Permanente**

**S: Sobrecarga de uso**

**N: Nieve (h<1000 m)**

**V: Viento (V1, V2)**



En E.L.S: todos los  $\gamma_f = 1$

		$\psi_0$	$\gamma_f$	Factor final $\psi_0 \cdot \gamma_f$
Uso	S	0.7 / 0	1.5	1.05 / 0
Viento	V	0.6	1.5	0.90
Nieve	N	0.5	1.5	0.75

Nº	Variable principal	Combinaciones $\psi_{0,S} = 0$
1	S	$1.35 \cdot G + 1.50 \cdot S$
2	N	$1.35 \cdot G + 1.50 \cdot N$
3	V	$1.35 \cdot G + 1.50 \cdot V$
4	V	$0.80 \cdot G + 1.50 \cdot V$ (Succión)
5	S	$1.35 \cdot G + 1.50 \cdot S + 0.75 \cdot N$
6	S	$1.35 \cdot G + 1.50 \cdot S + 0.90 \cdot V$
7	N	$1.35 \cdot G + 1.50 \cdot N + 0 \cdot S$
8	N	$1.35 \cdot G + 1.50 \cdot N + 0.90 \cdot V$ (Nieve ↑↑)
9	V	$1.35 \cdot G + 1.50 \cdot V + 0.75 \cdot N$ (Viento ↑↑)
3	V	$1.35 \cdot G + 1.50 \cdot V + 0 \cdot S$
9	S	$1.35 \cdot G + 1.50 \cdot S + 0.75 \cdot N + 0.90 \cdot V$ (Peor)
6	N	$1.35 \cdot G + 1.50 \cdot N + 0 \cdot S + 0.90 \cdot V$
5	V	$1.35 \cdot G + 1.50 \cdot V + 0.75 \cdot N + 0 \cdot S$

REF. 2 - 16

**Valor característico:** es un fractil determinado de que se presenten valores más bajos de la resistencia. En acero su nivel de confianza es de 0.977. Se usan dos valores:

- $f_y$ : Tensión en el límite elástico del material
- $f_u$ : Resistencia última del material (pernos,  $f_{ub}$  para tornillos)

**Valor de cálculo:** resistencia característica dividida por el coeficiente de seguridad  $\gamma_M$ :

Comprobaciones en:	Resistencia de cálculo $f_{yd}$
➤ Resistencia (régimen elástico o plástico)	$f_{yd} = f_y / \gamma_{M0}$
➤ Inestabilidad	$f_{yd} = f_y / \gamma_{M1}$
➤ Resistencia última del material o de uniones	$f_{ud} = f_u / \gamma_{M2}$

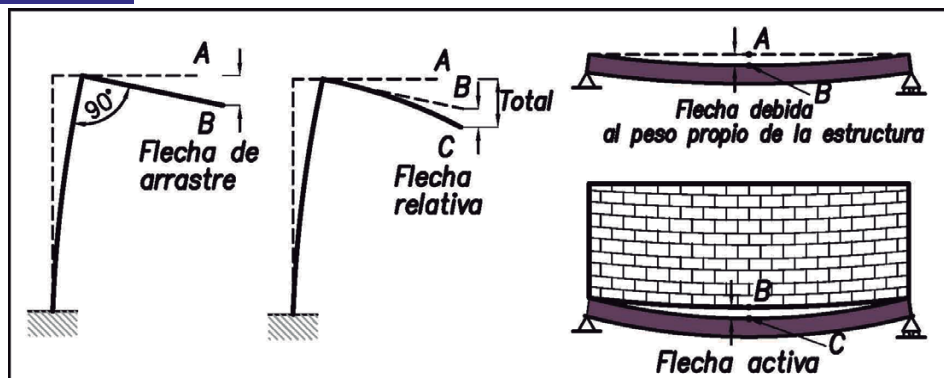
Designación	CTE	EC-3	EAE	Aplicación relativa a:
$\gamma_{M0}$	1.05	1.0	1.05	Resistencia
$\gamma_{M1}$	1.10	1.0	1.05	Inestabilidad (pandeo, vuelco, abolladura)
$\gamma_{M2}$	1.25			Resistencia última del material y uniones

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{M0} \text{ ó } \gamma_{M1}} = \frac{275}{1.05} = 261.9 \text{ N/mm}^2 = 2619 \text{ kg/cm}^2$$

**Aptitud al servicio:**

- Deformaciones deben cumplir los límites establecidos
- Los límites los establece la propiedad o el proyectista
- Algunas normativas recomiendan valores límites

**DEFORMACIONES**



**Flecha relativa:** Viga: respecto a sus extremos fijos. Marquesina: sólo del vuelo

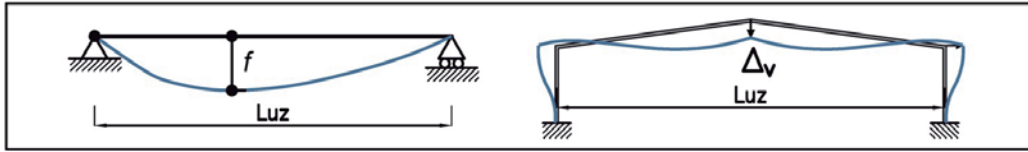
**Flecha absoluta:** desplazamiento total de un punto de la estructura, suma de la relativa y la de arrastre

**Flecha activa:** la existente después de la puesta en obra del elemento. Si es excesiva puede producir daños en el elemento



**FLECHA VERTICAL:**

LONGITUD "L" a adoptar en la comprobación de la flecha: en vigas,  $L$  es la luz o longitud de la viga. En naves,  $L$  es la luz del pórtico

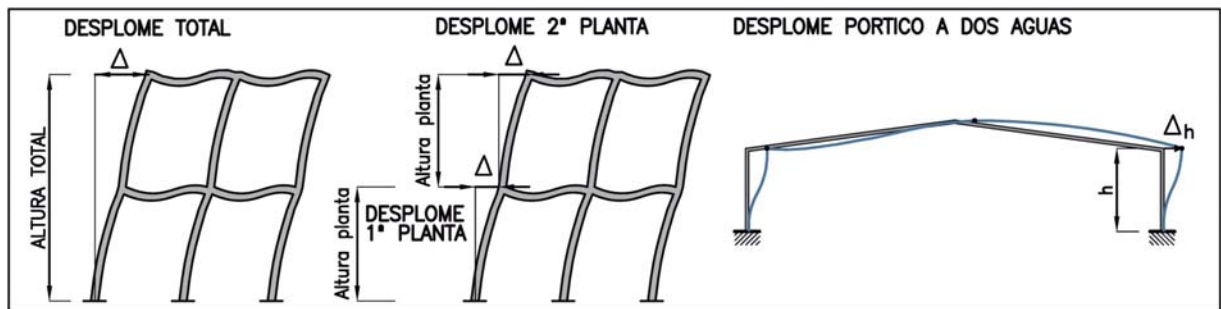


- (1) Integridad de los elementos constructivos : **combinación característica** con la flecha activa, que debe ser menor que:

Pisos con tabiques frágiles (gran formato, placas o rasillones, pavimento rígido sin juntas)	L/500
Tabiques ordinarios y pavimentos rígidos con juntas	L/400
Resto de los casos (ejemplo: forjados de cubierta)	L/300

Nota: En vigas, para simplificar, con la flecha relativa total, en tabiques y pavimentos ordinarios, **L/400**

- (2) Apariencia de la obra: en naves, para limitar un efecto visual negativo aplicaremos **combinaciones características**, con el valor límite (EC-3) **L/200**



- (1) Integridad de los elementos constructivos: con **combinación característica** el desplome es menor que:

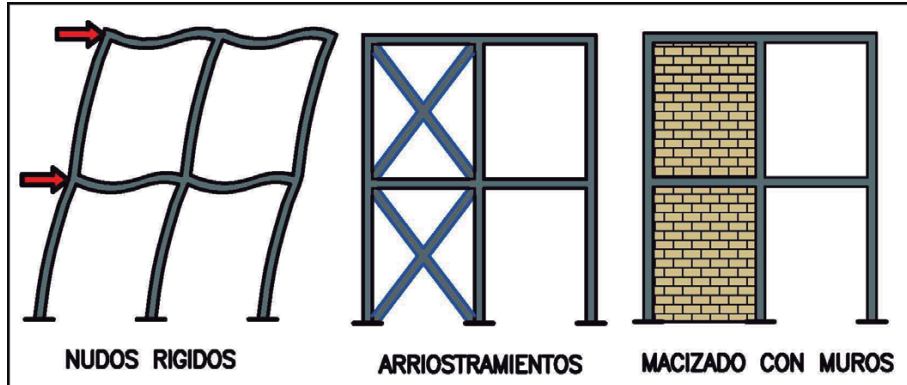
Desplome total referido a la altura total del edificio:	$h_{Total}$	$h_{Total}/500$
Desplome local referido a cualquier planta de altura:	$h_{Planta}$	$h_{Planta}/250$

- Edificio de una altura:  $h/500$  (muy restrictivo). Es más adecuado  $h/250$  en naves
- Se compara con la **flecha activa** (pared de ladrillo, bloque de hormigón, cristalera, etc.). Puede considerarse la **flecha relativa total** con la limitación de  **$h/250$**

- (2) Apariencia de la obra: en naves, para el **EC-3**, el límite recomendado para flecha horizontal en el extremo superior de pilares de estructuras aporricadas:  **$h/150$** . La aplicaremos con cerramientos de chapa metálica o panel prefabricado de hormigón y **combinación característica**



- Los esfuerzos horizontales (viento, sismo, empuje del terreno o de materias almacenadas) deben ser *canalizados* hacia la cimentación, E.L.U. equilibrio.
- Los desplomes no deben ser excesivos (Estruc. traslacional  $\Rightarrow$  intraslacional)
- Formas de inmovilización:



- Nudos rígidos: el más habitual por funcional pero menos efectivo
- Riostras: restringido a fachadas y cubiertas. Puede entorpecer la ejecución de los cerramientos. Es habitual en naves
- Muros (diafragmas o pantallas): más costoso y el más efectivo

- Consiste en obtener esfuerzos y desplazamientos para efectuar el dimensionado
- Se basa en modelos con definición de suficiente precisión del comportamiento, consideran las variables y los estados límites más significativos
- Objetivo del dimensionado: establecer los perfiles adecuados:
  - Estructuras *isostáticas*: los esfuerzos no dependen del perfil
  - Estructuras *hiperestáticas*: necesario predimensionar la estructura. Al cambiar los perfiles, los esfuerzos se modifican
- Deformaciones: es necesario conocer los perfiles en cualquier estructura

### ANÁLISIS ELÁSTICO, LINEAL, ESTÁTICO Y DE 1º ORDEN

Un incremento de las **cargas**, (esfuerzos, reacciones, tensiones aumentan en igual proporción) supone un incremento lineal proporcional de las **deformaciones**:

- (1) **Elasticidad**: regreso a la posición inicial sin deformar. Sin deformaciones residuales
  - (2) **Linealidad**: relación lineal tensiones y deformaciones ( $\sigma = E \cdot \varepsilon$ )
  - (3) **Estático**: el comportamiento de la estructura no está afectado por la variación de las acciones con el tiempo. Cálculo dinámico: sismo, viento en estructuras esbeltas
  - (4) **1º orden**: simplificación de formular el equilibrio de fuerzas en la posición inicial sin deformar. En posición deformada: Teoría de 2º orden (Ejemplo: análisis P-Delta)
- Estructuras intraslacionales (*no se mueven*) o poco traslacionales (naves): 1º orden



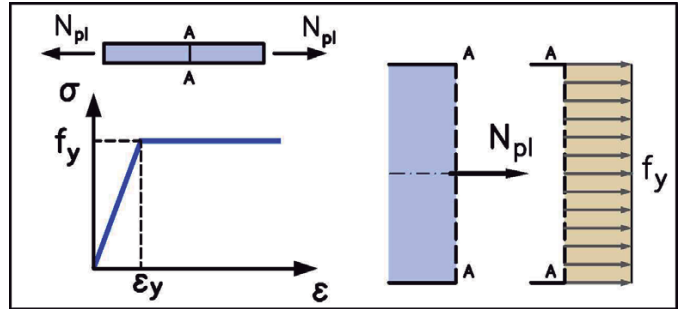
ASUNTO ESTRUCTURAS METALICAS  
TEMA 3: PLASTICIDAD

**ANÁLISIS PLÁSTICO DE SECCIONES** (el cálculo plástico estructural es poco habitual)

**Hipótesis básicas**

A) Material: Modelo elastoplástico con un diagrama  $\sigma$ - $\epsilon$ :

- 1) Recta de elasticidad lineal de pendiente o módulo de elasticidad  $E$
- 2) Una rama horizontal que representa una plasticidad perfecta. Resiste una tensión constante  $f_y$  desde  $\epsilon_y$



B) Deformación plana:

Secciones planas antes de la deformación siguen planas después de cargarse

**Axil**

Sección de una viga (área  $A$ ) se plastifica cuando  $\sigma$  en todas las fibras alcanza  $f_y$ . La máxima resistencia es el axil de plastificación  $N_{pl}$ . Para una sección de área  $A$ :

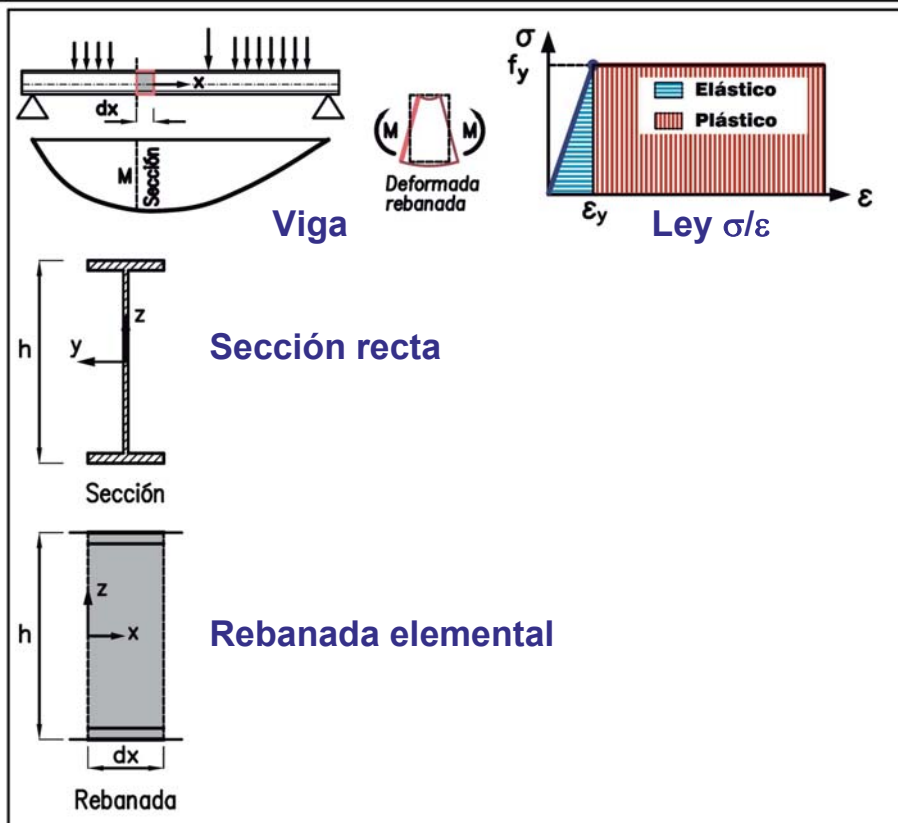
$$N_{pl} = A \cdot f_y$$

Las deformaciones en este instante son muy grandes sin aumento de la carga

- Compresión, la viga podría ser inestable (pandeo) antes de alcanzar  $N_{pl}$
- Estructuras isostáticas: el cálculo plástico y elástico dan igual axil de agotamiento



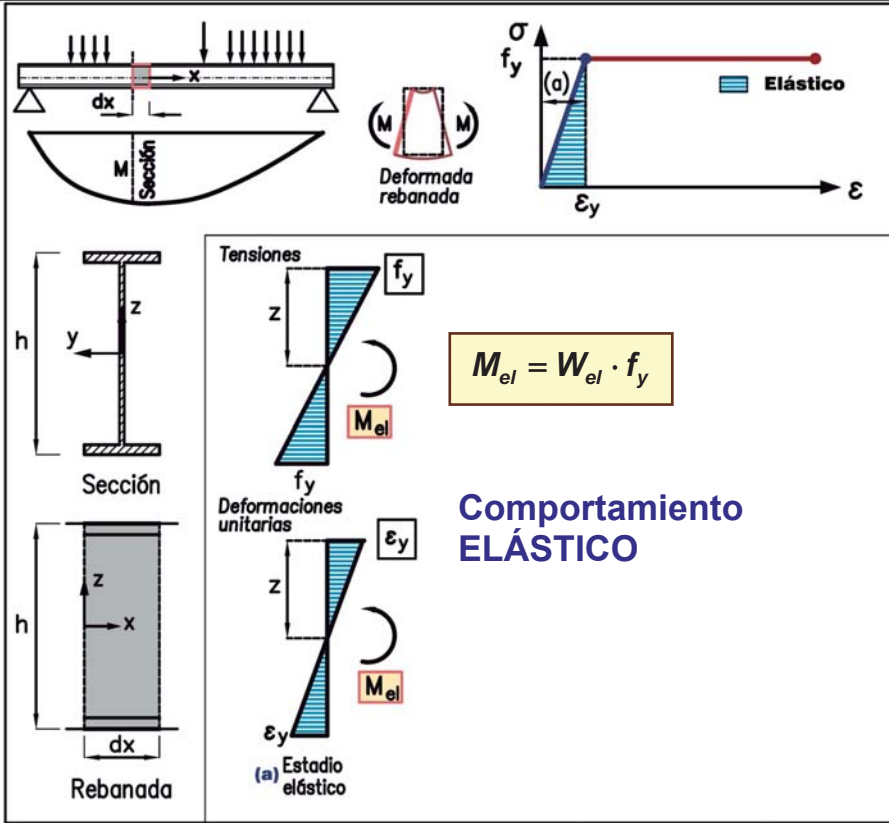
ASUNTO ESTRUCTURAS METALICAS  
TEMA 3: PLASTICIDAD





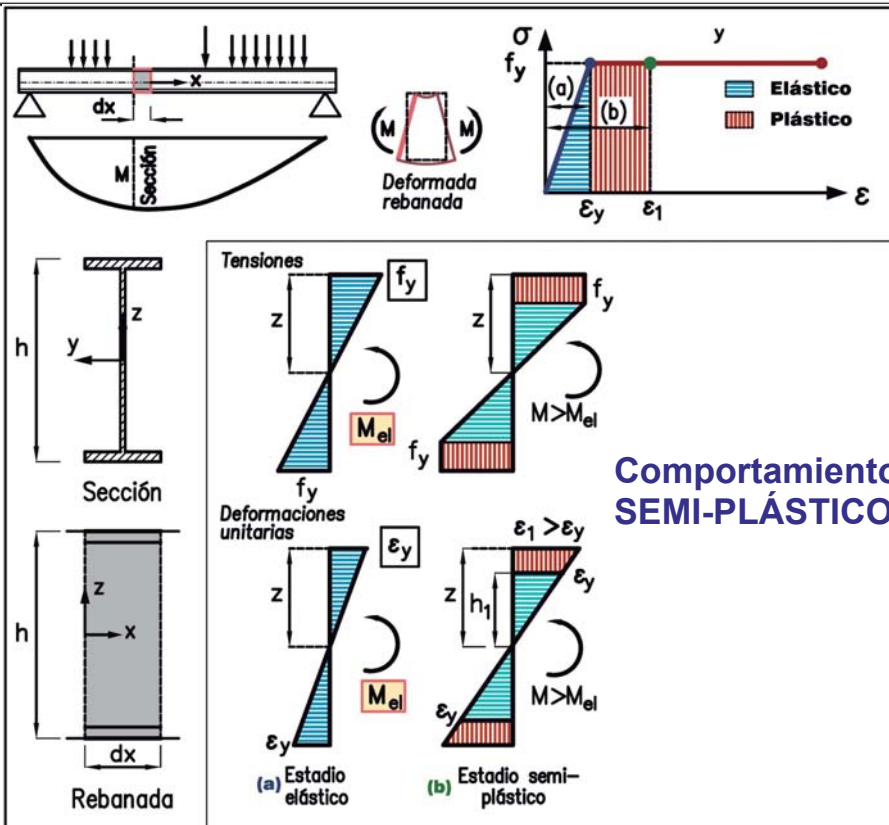
ASUNTO ESTRUCTURAS METALICAS  
TEMA TEMA 3: PLASTICIDAD

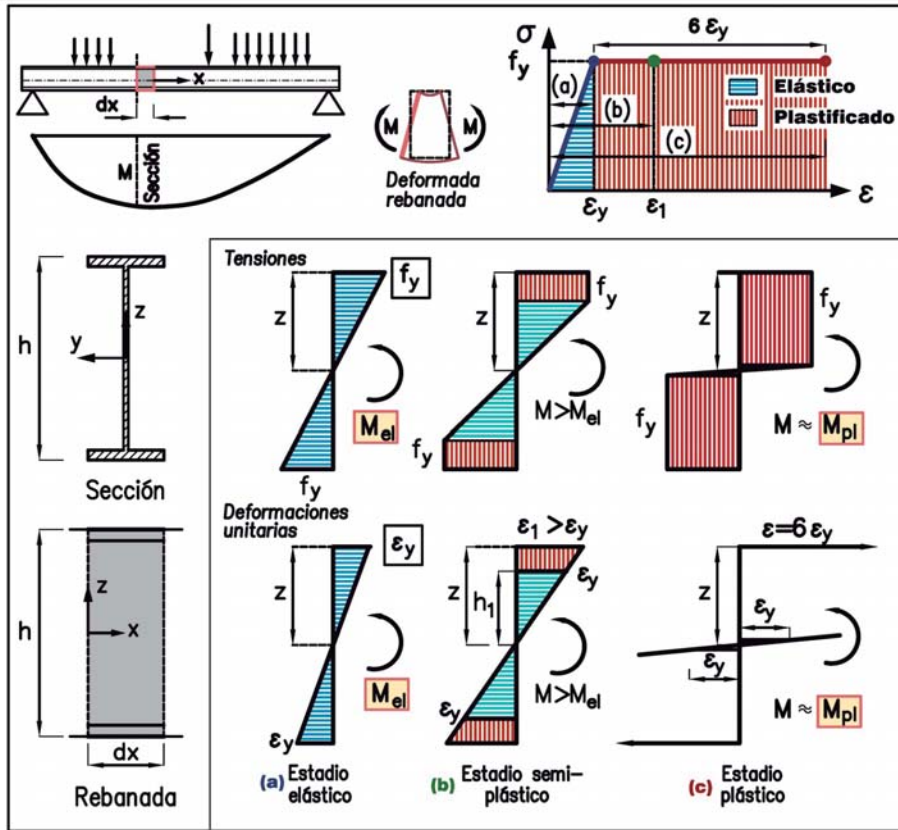
REF. 3 - 3



ASUNTO ESTRUCTURAS METALICAS  
TEMA TEMA 3: PLASTICIDAD

REF. 3 - 4





Eje neutro z:

$$\int_{\Sigma} dA \cdot f_y = 0$$

$$(-A_1 + A_2) \cdot f_y = 0$$

$$A_1 = A_2$$

Momento de plastificación:

$$\int_{\Sigma} z \cdot dA \cdot f_y = M_{pl}$$

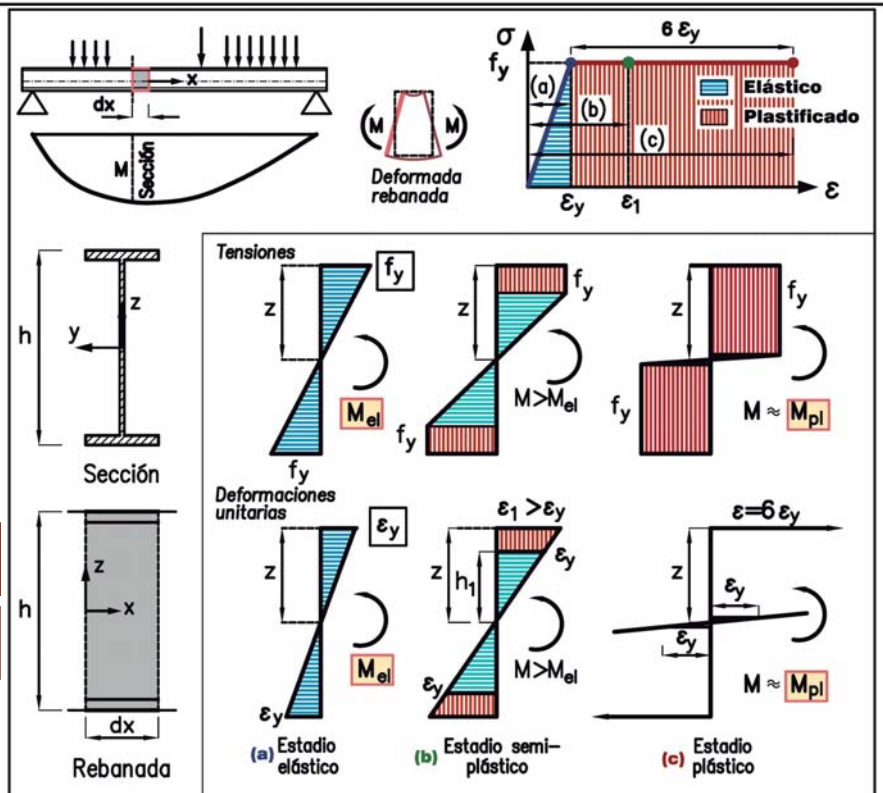
$$M_{pl} = (S_1 + S_2) \cdot f_y$$

$$M_{pl} = W_{pl} \cdot f_y$$

Secciones simétricas:

$$M_{pl} = 2 \cdot S \cdot f_y = W_{pl} \cdot f_y$$

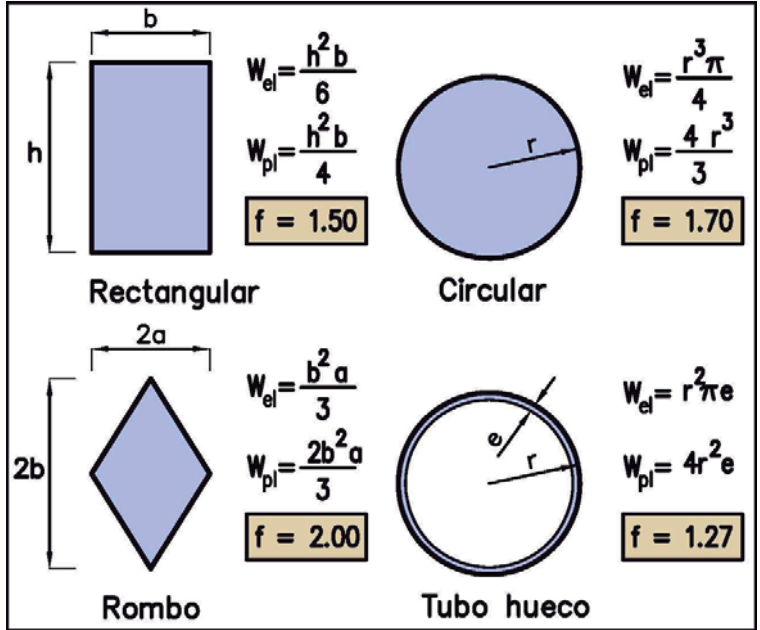
$$M_{el} = W_{el} \cdot f_y$$



**Factor de forma f:**

$$f = \frac{M_{pl}}{M_{el}} = \frac{W_{pl}}{W_{el}}$$

- Relación entre el momento resistente plástico y elástico
- Expresa cuanto puede crecer el flector resistido entre el límite elástico y la resistencia última
- Algunos tipos de secciones no desarrollan plasticidad completa
- Si se dimensiona en dominio elástico, un  $f \uparrow$  es una sección de pobre rendimiento
- Suele situarse entre el 1.12 y 1.22, menor para dobles T y mayor para los tubos



**Rectangular**  
 $W_{el} = \frac{h^2 b}{6}$   
 $W_{pl} = \frac{h^2 b}{4}$   
**f = 1.50**

**Circular**  
 $W_{el} = \frac{r^3 \pi}{4}$   
 $W_{pl} = \frac{4 r^3}{3}$   
**f = 1.70**

**Rombo**  
 $W_{el} = \frac{b^2 a}{3}$   
 $W_{pl} = \frac{2b^2 a}{3}$   
**f = 2.00**

**Tubo hueco**  
 $W_{el} = r^2 \pi e$   
 $W_{pl} = 4r^2 e$   
**f = 1.27**

Perfil	IPN	IPE	HEB	UPN	SHS	RHS
f	1.16-1.18	1.12-1.16	1.12-1.16	1.18-1.20	1.16-1.22	1.12-1.22

**Ejemplo:**

Calcular  $M_{el}$  y  $M_{pl}$  de un IPE-300:

**Momento elástico:**

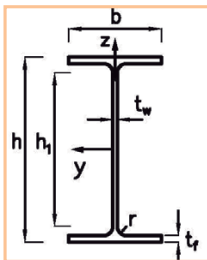
$$M_{el} = W_{el} f_{yd} = W_{el} \cdot f_y / \gamma_{M0} = 557 \text{ cm}^3 \cdot 2750 \text{ kg/cm}^2 / 1.05 = 1.46 \cdot 10^6 \text{ kg} \cdot \text{cm} = 14.6 \text{ m} \cdot \text{T}$$

**Momento plástico:**

$$M_{pl} = W_{pl} f_{yd} = W_{pl} \cdot f_y / \gamma_{M0} = 628 \text{ cm}^3 \cdot 2750 \text{ kg/cm}^2 / 1.05 = 1.64 \cdot 10^6 \text{ kg} \cdot \text{cm} = 16.4 \text{ m} \cdot \text{T}$$

**Factor de forma**

$$f = \frac{M_{pl}}{M_{el}} = \frac{W_{pl}}{W_{el}} = \frac{628}{557} = 1.127$$



IPE	Dimensiones en mm					Sec. A cm <sup>2</sup>	Peso P kg/m	Referido al eje						W <sub>pl,y</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>pl,z</sub> cm <sup>3</sup>
	h	b	t <sub>w</sub>	t <sub>r</sub>	r			Y-Y			Z-Z				
								I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>y</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>z</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>z</sub> cm		
200	200	100	5.6	8.5	12	28.5	22.4	1940	194	8.26	142	28.5	2.24	220	44.61
220	220	110	5.9	9.2	12	33.4	26.2	2770	252	9.11	205	37.3	2.48	286	58.11
240	240	120	6.2	9.8	15	39.1	30.7	3890	324	9.97	284	47.3	2.69	366	73.92
270	270	135	6.6	10.2	15	45.9	36.1	5790	429	11.2	420	62.2	3.02	484	96.95
300	300	150	7.1	10.7	15	53.8	42.2	8360	557	12.5	604	80.5	3.35	628	125.2
330	330	160	7.5	11.5	18	62.6	49.1	11770	713	13.7	788	98.5	3.55	804	153.7
360	360	170	8.0	12.7	18	72.7	57.1	16270	904	15.0	1040	123	3.79	1020	191.1

**Dimensionar una jácena de extremos articulados que soporta un forjado**

- Luz o longitud de la viga:  $L = 5 \text{ m}$
- Separación transversal entre vigas:  $s = 4 \text{ m}$

**Acciones:**

- **Permanentes:**  
 $G = 250 \text{ (forjado)} + 100 \text{ (pavimento)} + 100 \text{ (tabiquería)} = 450 \text{ kg/m}^2$
- **Sobrecarga de uso:**  $S = 400 \text{ kg/m}^2$

Se va a ensayar con un **IPE-300**

**ELU:** comprobación de resistencia

$$q_d = (450 \cdot 1.35 + 400 \cdot 1.5) \cdot 4 = 4830 \text{ kg / m}$$

$$M_d = \frac{q_d \cdot L^2}{8} = \frac{4830 \cdot 5^2}{8} = 150940 \text{ kgm}$$

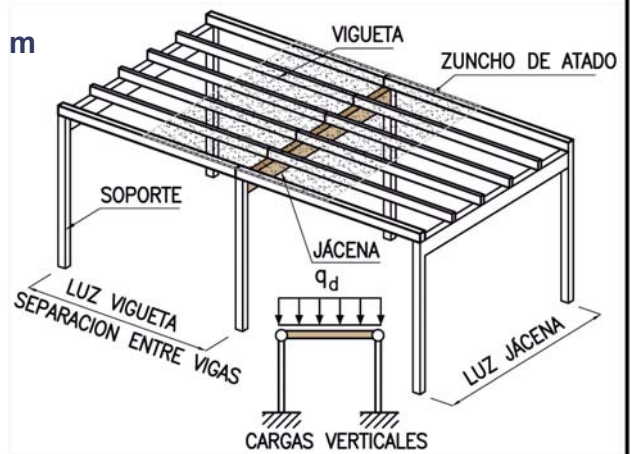
$$M_d = 15.1 \text{ m} \cdot \text{T} \leq M_{pl} = 628 \cdot 2750 / 1.05 = 16.4 \text{ mT} \quad i_R = M_d / M_{pl} = 0.92 \leq 1 \quad \text{VÁLIDO}$$

Índice resistente,  $i_R \leq 1$ , es la relación entre el flector actuante,  $M_d$  y el resistido,  $M_{pl}$

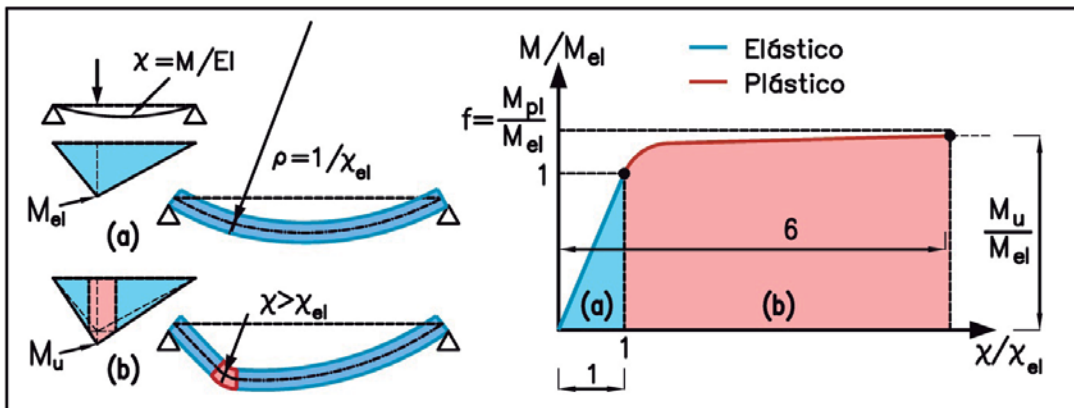
**ELS:** comprobación flecha activa (flecha límite  $L/400$ )

$$G = 100 \text{ (pavimento)} + 100 \text{ (tabiquería)} = 200 \text{ kg/m}^2$$

$$f = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} = \frac{5 \cdot (200 \cdot 1 + 400 \cdot 1) \cdot 4 \cdot 5^4}{384 \cdot 2.1 \cdot 10^{10} \cdot 8360 \cdot 10^{-8}} = 0.0111 \text{ m} < \frac{5}{400} = 0.0125 \text{ cm} \quad \text{VÁLIDO}$$



- **Elásticas:** métodos tradicionales (carga unidad, doble integración, teoremas de Möhr)
- **Plásticas:** las deformaciones elásticas bastante inferiores a las plásticas



$M_{pl}$  : es un concepto teórico (curvatura infinita)

$M_u$ : Momento último de colapso (curvatura finita muy alta:  $6 \cdot \epsilon_y$ ). En la práctica  $M_u \approx M_{pl}$

Las secciones podrán tener o no capacidad de:

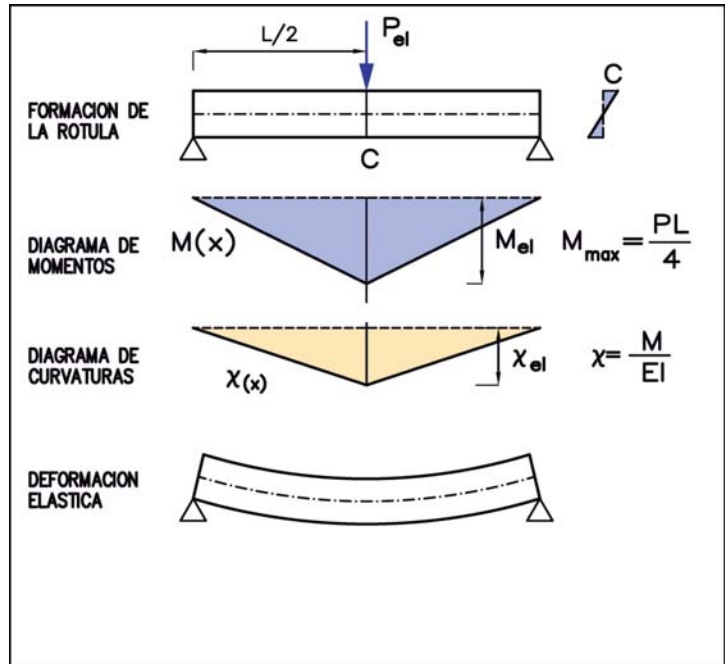
- **Plasticarse.** Depende de la estabilidad geométrica **local** (abolladura) o **global** (pandeo)
- **Generar grandes deformaciones** (curvaturas) durante la plasticación
- **Con ambas capacidades,** podrá redistribuir el esfuerzo a secciones menos cargadas, **umentando** la capacidad de carga máxima de la estructura

**Formación de la rótula plástica:**

- Sea una viga de longitud L con una carga puntual central P creciente
- El flector crece proporcionalmente desde los apoyos al centro del vano
- El flector máximo  $M_{el}$  y carga máxima en el límite elástico  $P_{el}$ , son valores conocidos según la relación:

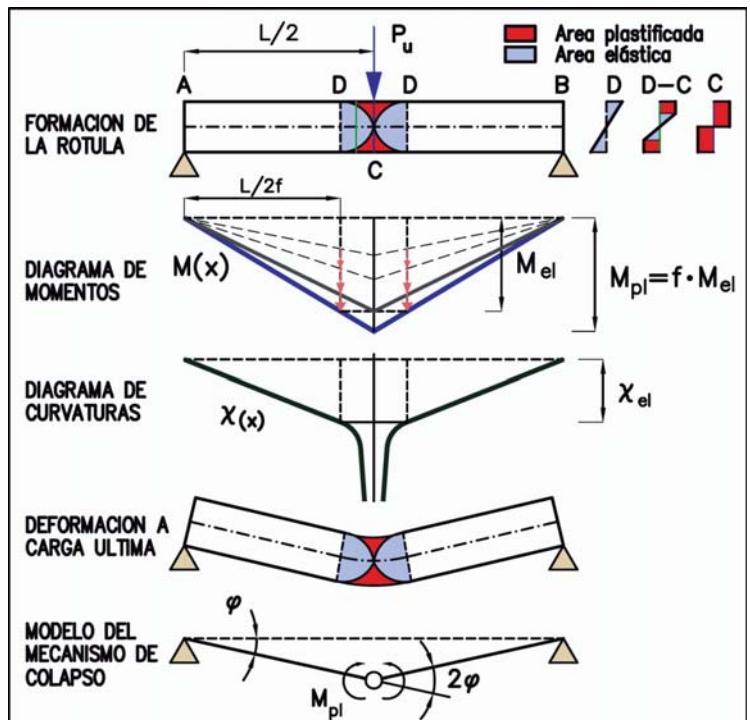
$$M_{el} = \frac{P_{el} \cdot L}{4} = f_y \cdot W_{el}$$

- La curvatura  $\chi$ , proporcional al flector crece linealmente
- Las deformaciones de la viga son elásticas



**Formación de la rótula plástica:**

- Secciones entre D a C se han plastificado parcialmente (rojo)
- Rótula de rozamiento constante  $M_{pl}$
- Su anchura depende de f, mayor, más ancha (perfil I:  $DD = 0.1 \cdot L$ )
- En estructuras isostáticas, la carga última  $P_{pl} = P_u = f \cdot P_{el}$  es la carga en el límite elástico por el factor de forma
- Estructuras hiperestáticas: la carga última puede ser bastante superior a la carga en el límite elástico
- Las curvaturas crecen rápidamente en la zona plastificada
- El colapso ocurre al formarse suficientes rótulas plásticas para que la estructura se convierta en un mecanismo inestable



- **INTERACCION:** resistencia a la combinación de esfuerzos ( $N_{Ed}$ ,  $M_{Ed}$ ). La sección puede fallar antes de alcanzar ( $N_{pl}$ ,  $M_{pl}$ )
- El principio de *superposición* no es aplicable en plasticidad. No es válido comparar por separado el axil  $N_{Ed} \leq N_{pl}$  y el flector  $M_{Ed} \leq M_{pl}$
- La existencia del axil  $N_{Ed}$  reduce la capacidad a flexión. No se alcanza  $M_{pl}$

**Momento reducido**  $M_{N,Rd} \leq M_{pl}$ :

Es la resistencia a flexión que es menor que  $M_{pl}$  por la influencia del axil.

Depende del tipo de sección y componente del flector ( $M_y$ ,  $M_z$ ).

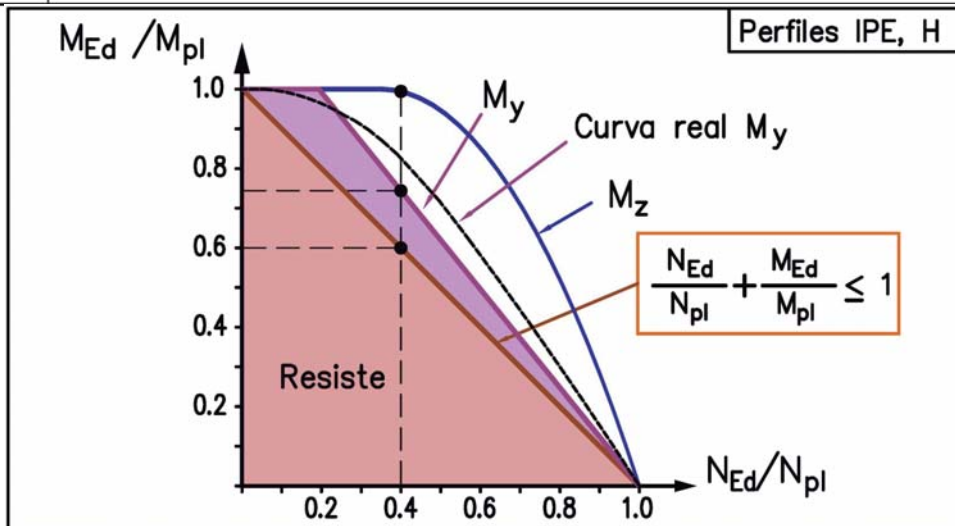
Puede calcularse:

- 1).-Expresión exacta (extensa y poco práctica)
- 2).-Fórmulas simplificadas específicas del EC-3 (EAE). Programas.
- 3).-**Expresión general simplificada de comprobación de resistencia (EAE):** expresión única envolvente de todos los casos (*del lado de la seguridad*)

Se compone de dos términos o **ÍNDICES RESISTENTES**, el 1º es el **índice del axil** y el 2º es el **índice del flector**.

Para verificar la comprobación de resistencia, su suma no debe superar 1:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl}} + \frac{M_{Ed}}{M_{pl}} \leq 1 \rightarrow \frac{N_{Ed}}{A \cdot f_{yd}} + \frac{M_{Ed}}{W_{pl} \cdot f_{yd}} \leq 1$$



- Estas curvas son válidas en secciones capaces de plastificarse, sin abollarse, lo que ocurre en la mayoría de perfiles laminados y conformados en frío no delgados
- En las curvas **específicas** para  $M_y$  se verifica que si el axil es pequeño, no reduce la resistencia a flexión
- Ocurre en pórticos a dos aguas para naves de cubierta ligera. En esos casos, el índice del axil es nulo



ASUNTO ESTRUCTURAS METALICAS  
TEMA  
TEMA 4: INESTABILIDAD (Pandeo, vuelco, abolladura)  
REF. 4 - 1

**FORMAS DE INESTABILIDAD:**

- Global: pieza (pandeo)
- Local: elementos pieza (abolladura)
- Estructural: toda la estructura

**TEORIA DE EULER**

Pieza ideal: recta, sección constante, material homogéneo e isótropo, carga centrada:

$$P_{cr} = \pi^2 \frac{EI}{L^2} \xrightarrow{I/A} \sigma_{cr} = \pi^2 \frac{E}{\lambda^2}$$

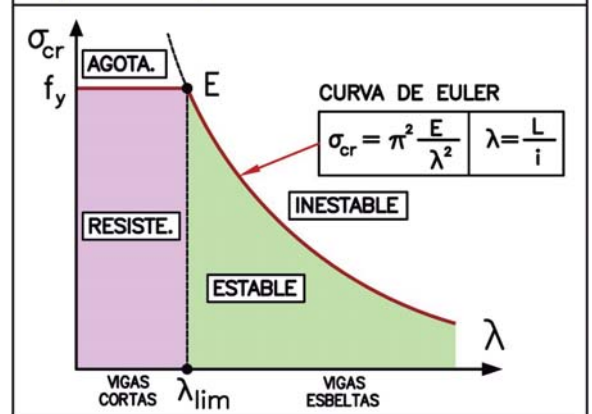
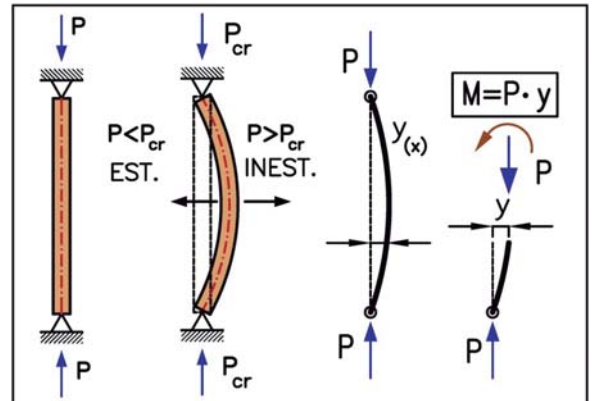
$$\lambda = \frac{L}{i} = \frac{L}{\sqrt{I/A}} \rightarrow \lambda^2 = \frac{L^2 \cdot A}{I}$$

Esbeltez límite ( $\lambda_{lim}$  ó  $\lambda_{cr}$ ):

$$f_y = \pi^2 \frac{E}{\lambda_{lim}^2} \rightarrow \lambda_{lim} = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

Acero S275:

$$\lambda_{lim} = 86.815$$



ASUNTO ESTRUCTURAS METALICAS  
TEMA  
TEMA 4: INESTABILIDAD (Pandeo, vuelco, abolladura)  
REF. 4 - 2

Pieza ideal, el pandeo ocurre:

$$\left[ \lambda = \frac{L_k}{i} \right]_{max}$$

$L_k$ : Mayor longitud de pandeo

$i$ : Menor radio de giro

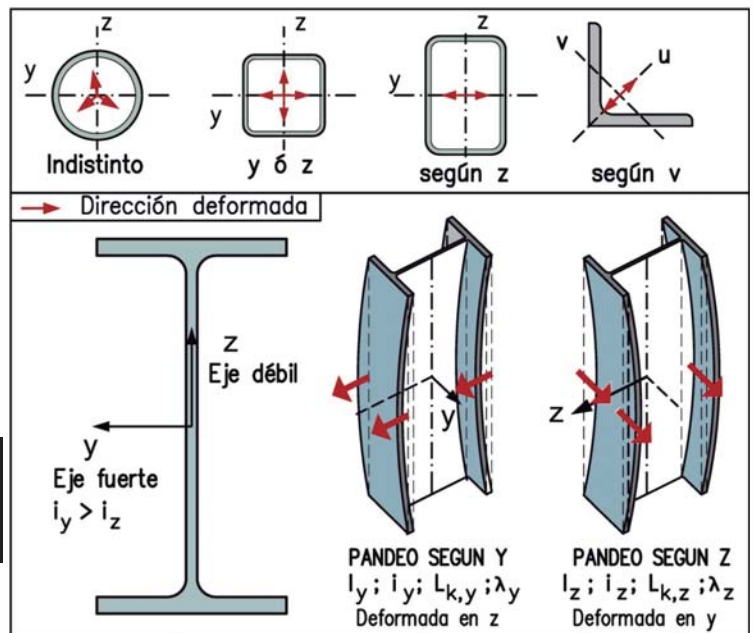
La dirección de pandeo es la peor entre los dos ejes principales de inercia de la sección.

Pandeo de piezas de diversos perfiles para misma  $L_k \rightarrow$

Por convenio el pandeo se define por el eje normal al plano que contiene la deformada a pandeo:

**PANDEO SEGÚN Y:** La deformada se encuentra en el plano normal al eje Y (el que contiene el eje Z).

La IPE y H pandea según el eje z a igualdad del resto variables.



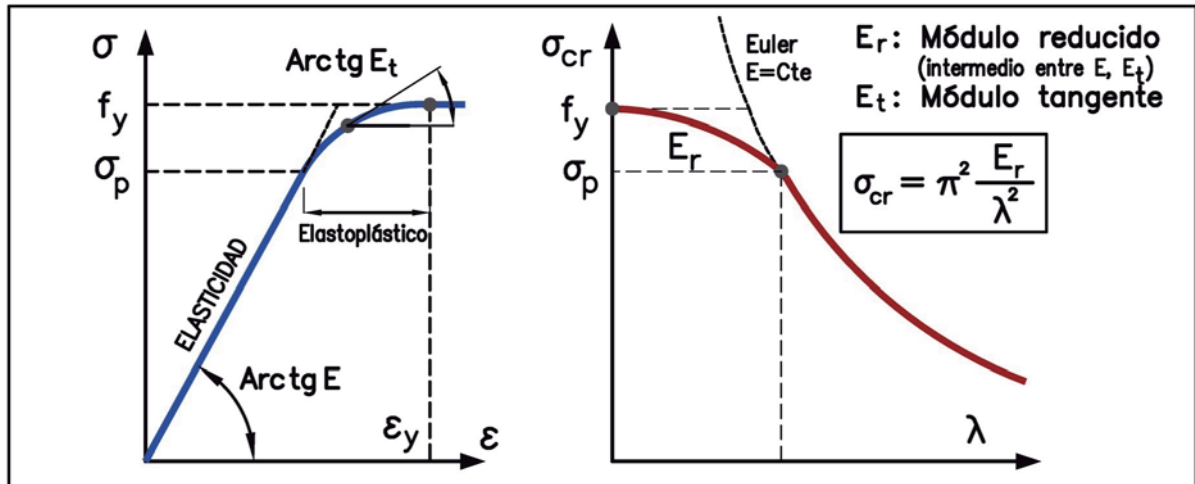
ASUNTO ESTRUCTURAS METÁLICAS  
TEMA TEMA 4: INESTABILIDAD (Pandeo, vuelco, abolladura)  
REF. 4 - 3

La carga crítica de la pieza **REAL** difiere de la **IDEAL** debido a las *imperfecciones*

1) De la **estructura del material** (reducen E y aumenta la tensión crítica  $\sigma_{cr}$ )

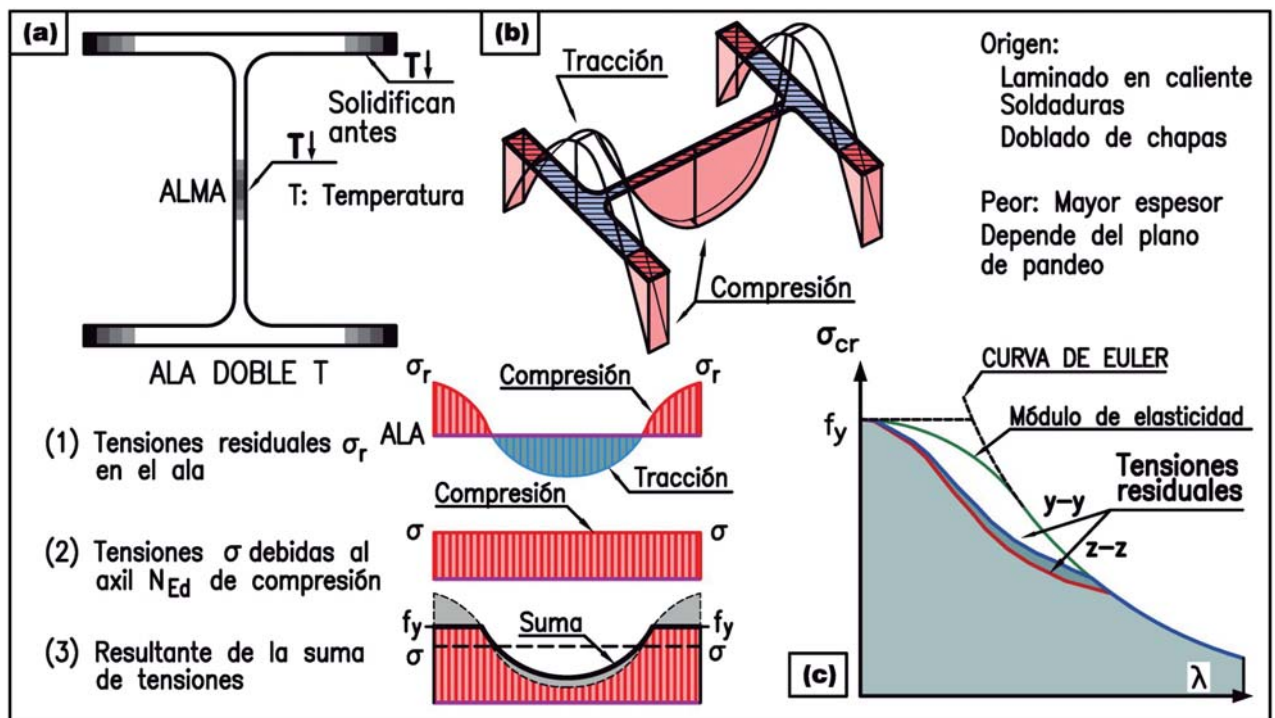
1.a) **Dispersión del límite elástico  $f_y$**  por falta de homogeneidad del material

- Afecta a piezas con  $\sigma$  por encima de  $\sigma_p \approx 0.9 \cdot f_y$
- Se cambia en la fórmula de Euler E por  $E_r$  (Módulo reducido)
- La curva no presenta el vértice  $\lambda_{lim}$  que diferenciaba vigas cortas y esbeltas
- La  $\sigma_{cr}$  desciende (pandeo antes) para esbelteces entre 20 y 120 aprox.



ASUNTO ESTRUCTURAS METÁLICAS  
TEMA TEMA 4: INESTABILIDAD (Pandeo, vuelco, abolladura)  
REF. 4 - 4

1.b) **Tensiones residuales de perfiles de acero** debidas al proceso de fabricación



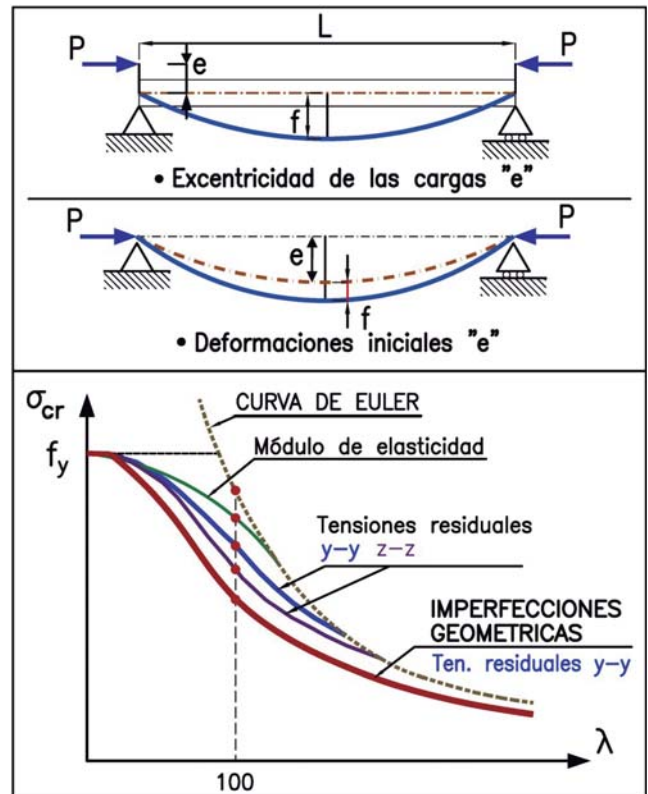


2) Imperfecciones geométricas:

2.b) Excentricidad de las cargas o variación del punto de aplicación de las cargas respecto al c.g. de la sección  
Imposibilidad real de que P se sitúe exactamente en el c.g. de la sección

2.a) Falta de rectitud de las piezas  
Influencia notable en la carga crítica  
Debido a la fabricación, el eje de las vigas no es totalmente recto

- Se analizan mediante la resolución de la ecuación diferencial del pandeo
- Todos los puntos de la curva  $\lambda/\sigma_{cr}$  se encuentran afectados, sobre todo para esbelteces pequeñas o medias
- El objetivo ya no es conocer la *carga crítica de pandeo*, sino hasta qué carga se resiste en función de todas las imperfecciones



Curvas que relacionan  $\lambda$  con **COEFICIENTE  $\chi$  DE PANDEO**:

coeficiente reductor de la tensión en el límite elástico del acero  $f_y$  al ocurrir el fenómeno de pandeo  $\sigma_{cr}/f_y = \chi$

La pieza resiste  $\chi \cdot f_y$ ,  $\chi \leq 1$

Estas curvas dependen de:

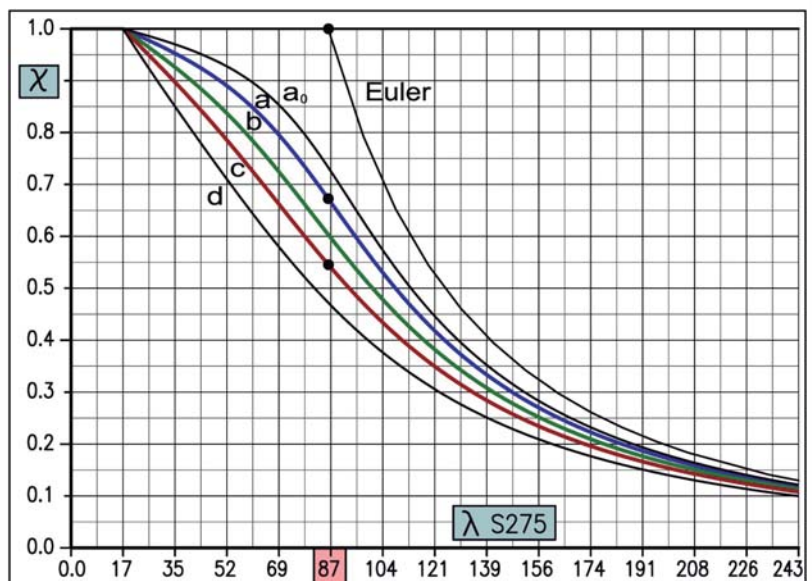
- **Tensiones residuales**, gran influencia en las curvas.

Se definen 3 curvas según el tipo de perfil: a, b, c.

- **a** (tensiones residuales reducidas) como los tubos laminados en caliente
- **c** (tensiones elevadas), como los perfiles soldados y tubos conformados en frío

- **Variaciones de  $f_y$** . Dependen del **espesor de la pieza** y **magnitud de  $f_y$** . La tensión en el límite elástico  $f_y$  disminuye a mayor espesor. Influyen algo menos en el pandeo.

- Se definen dos curvas de pandeo más, "a<sub>0</sub>" ( $f_y > 430 \text{ N/mm}^2$ ) y "d" ( $t > 40 \text{ mm}$ )





El criterio de comprobación es:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{N_{Ed}}{\chi \cdot A \cdot f_{yd}} \leq 1$$

$N_{Ed}$ : Esfuerzo axial mayorado que actúa

$N_{b,Rd}$ : Capacidad a pandeo en compresión centrada

♦ Como comprobación tensional:  $\frac{1}{\chi} \cdot \frac{N_{Ed}}{A} \leq f_{yd}$

♦  $\chi \leq 1$  es un coeficiente reductor de  $f_y$ . La pieza soporta  $\chi \cdot f_y$  como pieza sin pandeo  
El resto de la tensión hasta  $f_y$  es el debido al pandeo con las imperfecciones

Esbeltez reducida:  $\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_{cr}}$   $\lambda$ : Esbeltez de la pieza  $\lambda = \frac{L_k}{i}$  ( $L_k$ : Longitud de pandeo)

$\lambda_{cr}$ : Esbeltez crítica de Euler ( $\lambda_{lim}$ )  $\lambda_{cr} = \pi \cdot \sqrt{E I / f_y}$  (para S275:  $\lambda_{cr} = 86.815$ )

Se recomienda (CTE):

Esbeltez reducida máxima de **2 para piezas principales** ( $\lambda = 174$  para S275)

Esbeltez reducida máxima de **2.7 para riostras** ( $\lambda = 232$  para S275)

Coeficiente de reducción por pandeo  $\chi$  (fórmula, tablas o curvas):

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}_k^2}} \leq 1 ; \phi = 0.5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_k - 0.2) + \bar{\lambda}_k^2] \text{ para } \bar{\lambda} \geq 0.2 \text{ Si } \bar{\lambda} < 0.2 \rightarrow \chi = 1$$



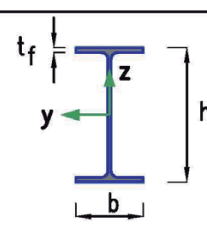
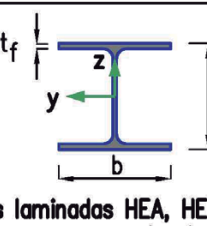
$\alpha$ : Coeficiente dependiente de la curva de pandeo (tipo de perfil y plano de pandeo):

Curva de pandeo	$a_0$	a	b	c	d
Valores de $\alpha$	0.13	0.21	0.34	0.49	0.76





Curvas de pandeo para diversos tipos de secciones:

La curva de pandeo para un perfil (aumenta de  $a_0$  a  $d$ ) es mayor con más **tensiones residuales**, más soldaduras o de gran **espesor** o por el proceso de **plegado en frío** en piezas conformadas:

- Las IPE e IPN tienen tensiones residuales más reducidas que las H
- El pandeo según z es peor que el pandeo según y. Se debe a que según z las puntas de las alas están bastante comprimidas

Tipo de sección	Límites	Pandeo según el eje	Curva de pandeo
 <p>Vigas laminadas IPE, IPN y serie H canto superior a 360</p>	$h/b > 1.2$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	a b
 <p>Vigas laminadas HEA, HEB, HEM cantos menores o iguales a 360</p>	$h/b \leq 1.2$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b c

- Las combinaciones de perfiles tienen bastantes cordones de soldadura: **curva c**
- Los tubos laminados pierden rápida y uniformemente el calor tras el laminado debido a su gran superficie y poco espesor: **curva a**
- Los tubos conformados en frío tienen tensiones residuales debido a los pliegues y cordón de soldadura para cerrar el tubo: **curva c**
- Las secciones UPN, T y macizas son generalmente de gran espesor : **curva c**; excepto el angular (menor espesor de su serie de perfiles): **curva b**

Tipo de sección	Límites	Pandeo según el eje	Curva de pandeo
 Agrupación de perfiles soldados		y-y z-z	C C
 Tubos de chapa simple o agrupados	Laminado en caliente Conformado en frío	Indistinto Indistinto	a C
 Secciones UPN, T, macizas.		Indistinto	C
 Perfiles L		Indistinto	b

**Ejemplo:**

Calcular la resistencia a compresión de una **IPE-300**, pandeo según y, acero **S275**, (propiedades ver 4-11)

Pieza biarticulada **L = 12.15 m**

**Esbeltez:**

$$\lambda = L_k / i_y = 1215 / 12.5 = 97.2$$

**Esbeltez reducida**

$$\bar{\lambda} = \lambda / \lambda_{cr} = 97.2 / 86.815 = 1.12$$

**Coefficiente  $\chi$ :**

Curva a;  $\bar{\lambda} = 1.12 \rightarrow \chi = 0.58$

**Capacidad a pandeo  $N_{b,Rd}$ :**

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot f_{yd} \cdot A = 0.58 \cdot 2619 \cdot 53.8$$

$$N_{b,Rd} = 81723 \text{ kg}$$

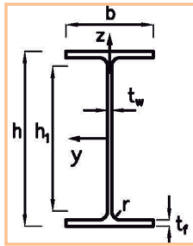
El axil que solicita la pieza

$N_{Ed}$  debe ser inferior a  $N_{b,Rd}$ :

$$N_{Ed} / N_{b,Rd} \leq 1$$

**Curva de pandeo "a":**

$\bar{\lambda}$	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09
0.2	1.00	1.00	1.00	0.99	0.99	0.99	0.99	0.98	0.98	0.98
0.3	0.98	0.98	0.97	0.97	0.97	0.97	0.96	0.96	0.96	0.96
0.4	0.95	0.95	0.95	0.95	0.94	0.94	0.94	0.93	0.93	0.93
0.5	0.92	0.92	0.92	0.92	0.91	0.91	0.91	0.90	0.90	0.89
0.6	0.89	0.89	0.88	0.88	0.87	0.87	0.87	0.86	0.86	0.85
0.7	0.85	0.84	0.84	0.83	0.83	0.82	0.82	0.81	0.81	0.80
0.8	0.80	0.79	0.78	0.78	0.77	0.77	0.76	0.75	0.75	0.74
0.9	0.73	0.73	0.72	0.71	0.71	0.70	0.69	0.69	0.68	0.67
1.0	0.67	0.66	0.65	0.65	0.64	0.63	0.62	0.62	0.61	0.60
1.1	0.60	0.59	0.58	0.58	0.57	0.56	0.56	0.55	0.54	0.54
1.2	0.53	0.52	0.52	0.51	0.51	0.50	0.49	0.49	0.48	0.48
1.3	0.47	0.47	0.46	0.45	0.45	0.44	0.44	0.43	0.43	0.42
1.4	0.42	0.41	0.41	0.40	0.40	0.39	0.39	0.39	0.38	0.38
1.5	0.37	0.37	0.36	0.36	0.36	0.35	0.35	0.34	0.34	0.34
1.6	0.33	0.33	0.33	0.32	0.32	0.32	0.31	0.31	0.31	0.30
1.7	0.30	0.30	0.29	0.29	0.29	0.28	0.28	0.28	0.28	0.27
1.8	0.27	0.27	0.27	0.26	0.26	0.26	0.26	0.25	0.25	0.25



IPE	Dimensiones en mm					Sección A cm <sup>2</sup>	Peso P kg/m	Referido al eje						W <sub>pl,y</sub> cm <sup>3</sup>
	h	b	t <sub>w</sub>	t <sub>f</sub>	r			Y-Y			Z-Z			
								I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>y</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>z</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>z</sub> cm	
80	80	46	3.8	5.2	5	7.64	6.00	80.1	20.0	3.24	8.49	3.69	1.05	23.2
100	100	55	4.1	5.7	7	10.3	8.10	171	34.2	4.07	15.9	5.79	1.24	39.4
120	120	64	4.4	6.3	7	13.2	10.4	318	53.0	4.90	27.7	8.65	1.45	60.8
140	140	73	4.7	6.9	7	16.4	12.9	541	77.3	5.74	44.9	12.3	1.65	88.4
160	160	82	5.0	7.4	9	20.1	15.8	869	109	6.58	68.3	16.7	1.84	123.8
180	180	91	5.3	8.0	9	23.9	18.8	1320	146	7.42	101	22.2	2.05	166.4
200	200	100	5.6	8.5	12	28.5	22.4	1940	194	8.26	142	28.5	2.24	220
220	220	110	5.9	9.2	12	33.4	26.2	2770	252	9.11	205	37.3	2.48	286
240	240	120	6.2	9.8	15	39.1	30.7	3890	324	9.97	284	47.3	2.69	366
270	270	135	6.6	10.2	15	45.9	36.1	5790	429	11.2	420	62.2	3.02	484
300	300	150	7.1	10.7	15	53.8	42.2	8360	557	12.5	604	80.5	3.35	628
330	330	160	7.5	11.5	18	62.6	49.1	11770	713	13.7	788	98.5	3.55	804
360	360	170	8.0	12.7	18	72.7	57.1	16270	904	15.0	1040	123	3.79	1020
400	400	180	8.6	13.5	21	84.5	66.3	23130	1160	16.5	1320	146	3.95	1308
450	450	190	9.4	14.6	21	98.8	77.6	33740	1500	18.5	1680	176	4.12	1702
500	500	200	10.2	16.0	21	116	90.7	48200	1930	20.4	2140	214	4.31	2200
550	550	210	11.1	17.2	24	134	106	67120	2440	22.3	2670	254	4.45	2780
600	600	220	12.0	19.0	24	156	122	92080	3070	24.3	3390	308	4.66	3520

**Ejemplo 1:**

Pilar de perfil HEA-240. Acero S275: Altura 6 m.

$\beta_y = 2$  (Plano pórtico) ;  $\beta_z = 1$  (Plano lateral).

El axil solicitante es:  $N_{Ed} = 65230$  kg

**Solución:**

**1.- Obtención de las esbelteces reducidas:**

Plano del pórtico (según y):	Plano lateral (según z):
1º $\lambda_{cr} = 86.815$	2º $\lambda_z = L_{kz}/i_z = 1 \cdot 600 \text{ cm} / 6.0 \text{ cm} = 100$
2º $\lambda_y = L_{ky}/i_y = 2 \cdot 600 \text{ cm} / 10.11 \text{ cm} = 118.69$	3º $\bar{\lambda}_z = \lambda_z / \lambda_{cr} = 100 / 86.81 = 1.152$
3º $\bar{\lambda}_y = \lambda_y / \lambda_{cr} = 118.69 / 86.81 = 1.367$	

**2.- Obtención del coeficiente de pandeo  $\chi$ :**

**Plano del pórtico (según y) :**  $h/b < 1.2$  le corresponde la *curva b*.  $\alpha = 0.34$

$$\phi_y = 0.5 \cdot [1 + \alpha_y \cdot (\bar{\lambda}_{ky} - 0.2) + \bar{\lambda}_{ky}^2] = 0.5 \cdot [1 + 0.34 \cdot (1.367 - 0.2) + 1.367^2] = 1.633$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_{ky}^2}} = \frac{1}{1.633 + \sqrt{1.633^2 - 1.367^2}} = 0.396$$

**Plano lateral (según z) :**

$h/b < 1.2$  le corresponde la *curva c*.  $\alpha = 0.49$

$$\phi_z = 0.5 \cdot [1 + 0.49 \cdot (1.152 - 0.2) + 1.152^2] = 1.397$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_{kz}^2}} = \frac{1}{1.397 + \sqrt{1.397^2 - 1.152^2}} = 0.457$$

El pandeo en el plano del pórtico es peor que en el plano lateral en este caso:

$$\chi_y < \chi_z$$

**3.- Axil de pandeo  $N_{b,Rd}$  ( $\gamma_{M1} = 1.05$ )**

(siendo  $f_{yd} = f_y/\gamma_{M1} = 275/1.05 = 261.9 \text{ N/mm}^2$ ):

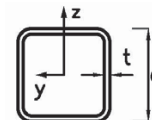
$$N_{b,Rd} = \chi_y \cdot A \cdot f_{yd} = 0.396 \cdot 76.8 \text{ cm}^2 \cdot 261.9 \text{ kg/cm}^2 = 79624 \text{ kg}$$

**4.- Comprobación:**

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{65230}{79624} = 0.82 \leq 1 \quad \text{Válido}$$

**Ejemplo 2:**

PERFIL	a (mm)	t (mm)	A (cm <sup>2</sup> )	$i_y = i_z$ (cm)
#120x4	120	4	18.34	4.76



Comparar una barra biarticulada ( $\beta = 1$ ),  $L = 4 \text{ m}$ , perfil #120x4. Laminado en caliente frente a conformado en frío. Acero S275.

**Solución:**

$$\lambda = L_k/i = 400 \text{ cm}/4.76 \text{ cm}$$

$$\lambda = 84.03$$

$$\bar{\lambda} = \lambda/\lambda_{cr} = 84.03/86.81 = 0.97$$

**Laminado en caliente**

(curva a)  $\alpha = 0.21$

$$\phi = 1.049 \quad \chi = 0.688$$

$$\sigma_{cr} = 1892 \text{ kg/cm}^2$$

$$N_{b,Rd} = 33042 \text{ kg}$$

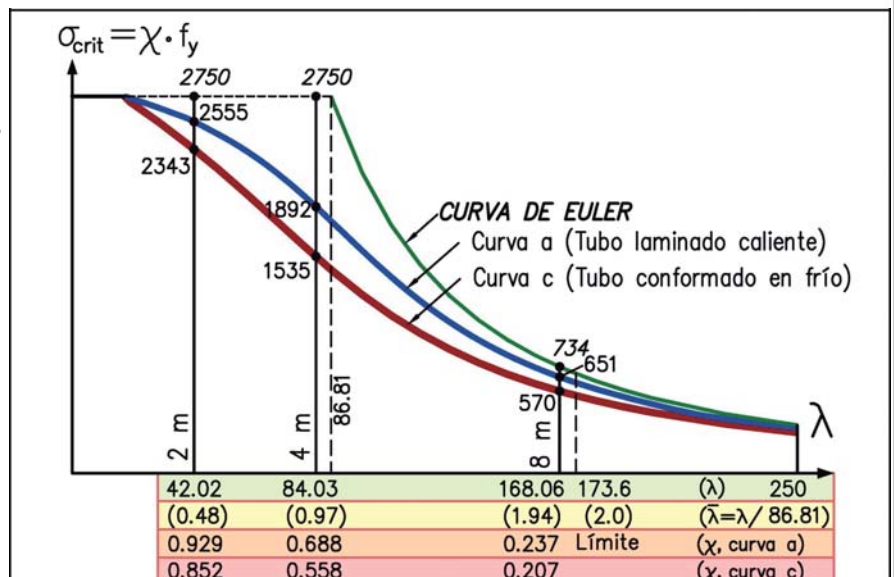
**Conformado en frío**

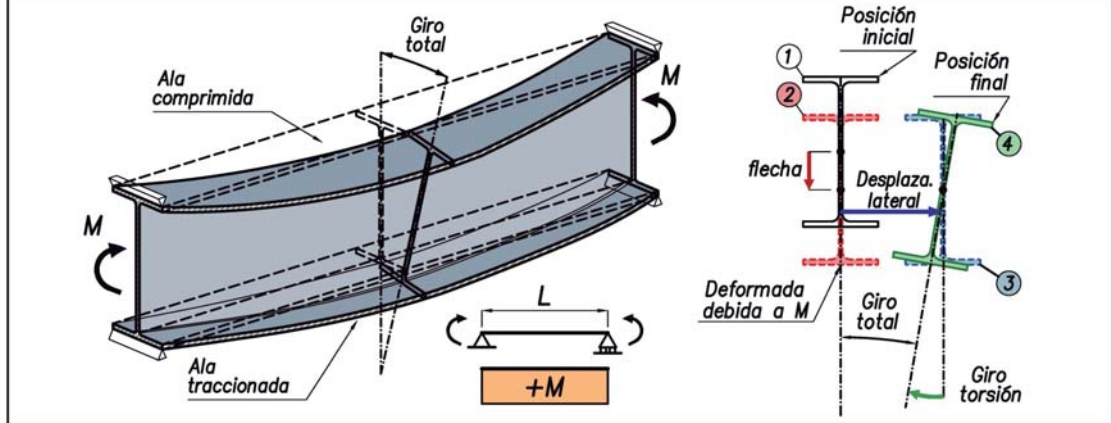
(curva c)  $\alpha = 0.49$

$$\phi = 1.157 \quad \chi = 0.558$$

$$\sigma_{cr} = 1535 \text{ kg/cm}^2$$

$$N_{b,Rd} = 26838 \text{ T}$$





- Viga sometida a flexión, con un *cordón* (ala) *comprimido* y otro traccionado
- El comprimido puede pandear lateralmente, y salirse del plano de la viga
- Se opone la parte traccionada de la sección, que tiende a enderezarla
- Por el movimiento lateral, las cargas provocan torsión. La sección gira sobre su eje

**MOVIMIENTOS DE LA SECCION**

①: Posición inicial.      ②: flecha vertical debida al flector  
 Pandeo lateral con dos movimientos: desplazamiento lateral ③ y giro por torsión ④  
 En este curso, no se considera necesario tener en cuenta el vuelco lateral

- ◆ Existe un **momento crítico  $M_{crit}$**  similar a la carga crítica de Euler.
- ◆ Es el valor del flector para el cual tiene lugar el pandeo lateral.
- ◆ Cálculo de secciones abiertas: expresión complicada de definir. La siguiente es una envolvente del lado de la seguridad: viga biapoyada, L es la distancia entre dos puntos inmovilizados, eje de simetría horizontal, ley de flectores constante:

$$M_{crit} = \frac{\pi}{L} \cdot \sqrt{E \cdot G \cdot I_z \cdot I_T}$$

E, G: Módulo de elasticidad y módulo de rigidez transversal.  
 $I_z$ : Momento de inercia de toda la sección respecto al eje z.  
 $I_T$ : Módulo de torsión.

- ◆ Viga de sección esbelta e insuficientemente inmovilizada, debe comprobarse. El flector actuante  $M_{Ed}$  debido a las cargas exteriores debe ser inferior al  $M_{crit}$ .
- ◆ Método de la SE-A: similar al pandeo a compresión (imperfecciones iniciales, plastificación de las fibras, tensiones residuales, etc). Se definen los coeficientes de imperfección  $\alpha_{LT}$  y cuatro curvas de pandeo (a y b para perfiles laminados; c y d para secciones armadas). Se usa el factor de reducción por pandeo lateral  $\chi_{LT}$ , que reduce  $f_y$ .
- ◆ Esbeltez reducida por pandeo lateral  $\bar{\lambda}_{LT}$ : raíz de la relación  $[M_{pl,Rd} / M_{crit}]$ .
- ◆ Naves: las vigas suelen estar arriostradas. No se aplicará por ser en general innecesario.
- ◆ Precaución con los programas de cálculo que lo tienen en cuenta por defecto (correas).



**Riostras:** elementos de sujeción que limitan o evitan el vuelco y el pandeo lateral

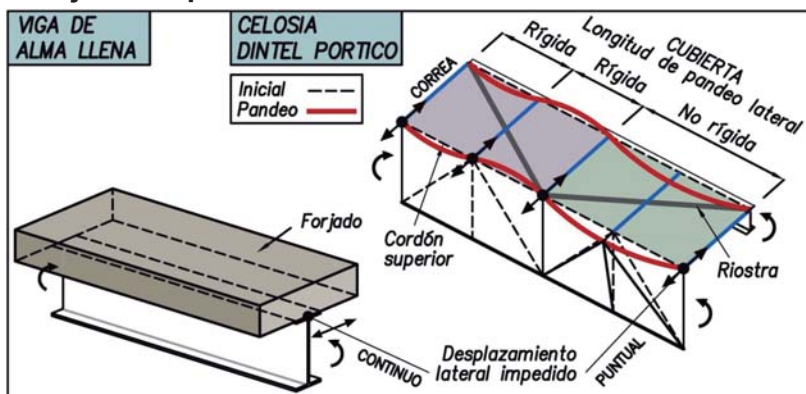
**VIGA DE ALMA LLENA**

**Jácena arriostrada.** soporta el forjado al que se une

**PORTICO O CELOSIA**

- **Pórtico:** ala superior comprimida del dintel
- **Celosía:** Cordón superior comprimido

Equivale al pandeo lateral  
En cubiertas ligeras, se dispone de un sistema de arriostrado en cubierta



(1) **CUBIERTA RIGIDA:**

La longitud de pandeo lateral es la separación entre correas, si se verifica:

- Cerramiento rígido
- Bien enlazado con firmeza a la correa
- Correa bien unida al cordón comprimido

(2) **CUBIERTA NO RIGIDA:** no se cumple alguna/s de las condiciones anteriores.

La longitud de pandeo lateral es la separación entre riostras

- Puede evitarse o limitarse con elementos de sujeción o riostras
- Podemos inmovilizar el cordón comprimido en puntos aislados a cierta separación
- Según el CTE SE-A (la formulación de la EAE es más elaborada):

$$L \leq 40 i_1$$

$i_1$  : radio de giro del cordón comprimido respecto al eje principal de inercia contenido en el plano de la estructura (z):

- Viga de alma llena, se tomará  $i_1$  respecto al eje contenido en el plano del alma ( $i_1 = i_2$ ). "b" es el ancho del ala:

$$i_1 = b/2\sqrt{3} \rightarrow L \leq 20 \cdot b/\sqrt{3}$$

- Cordón comprimido de una celosía, es el radio de giro del perfil respecto al eje z

- Las riostras soportarán un esfuerzo que será un porcentaje del esfuerzo de compresión  $N_{Ed}$  que solicite el elemento o cordón a estabilizar:

EA-95	CTE	EAE, EC-3
$\frac{N_{Ed}}{100}$	$1.5 \cdot \frac{N_{Ed}}{100}$	$k_m \cdot \frac{N_{Ed}}{100}$ , $k_m = \sqrt{0.5 \cdot (1 + \frac{1}{m})} \leq 1$

m: número de elementos a estabilizar ( $m = 1$ ,  $k_m = 1$ )



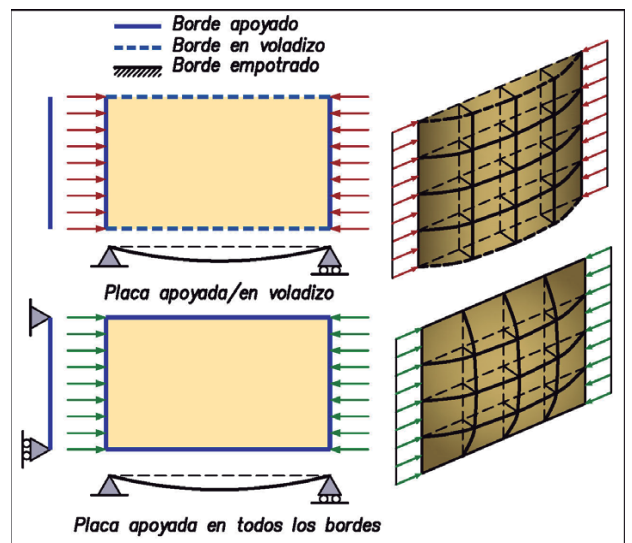
Arriostamiento desde la correa del cordón inferior comprimido de una estructura metálica y una de madera.



- Inestabilidad en elementos superficiales (**membranas**) similar pandeo de vigas
- Afecta a **parte** de la sección de una viga, ala o alma, esbelta y comprimida,
- Si ocurre durante la plastificación, no se consigue la resistencia plástica. Si  $\lambda \uparrow \uparrow$ , ni  $f_y$

**DESCRIPCION**

- Placa plana de débil espesor solicitada en sus bordes por fuerzas coplanarias puede abollarse cuando las fuerzas alcanzan el valor crítico
- Placa ideal (de material elástico, homogéneo e isótropo, planicidad absoluta, espesor constante y con pequeños desplazamientos laterales)
- Diferencias notables de comportamiento:
  - ▶ Uno o más bordes libres o apoyos poco rígidos, similar al pandeo de una viga
  - ▶ Apoyada en sus cuatro bordes, comienza el pandeo con débiles desplazamientos fuera del plano. Al no poderse deformar los bordes, las ondas transversales aumentan su longitud y trabajan a tracción, impidiendo el pandeo: RESISTENCIA POST-ABOLLAMIENTO





ASUNTO ESTRUCTURAS METALICAS

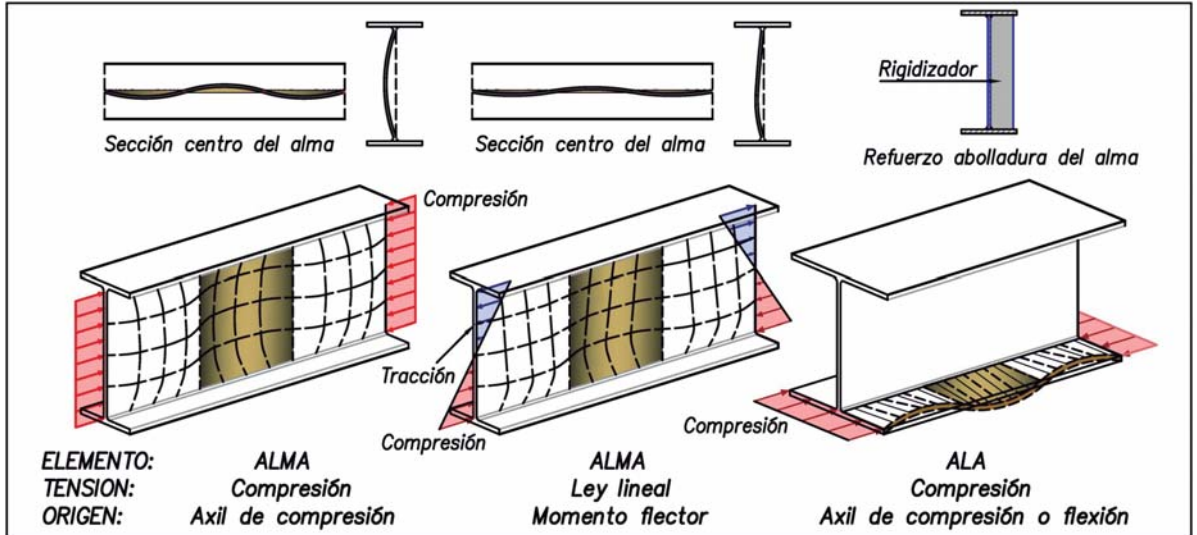
TEMA

TEMA 4: INESTABILIDAD (Pandeo, vuelco, abolladura)

REF.

4 - 21

- **Alma:** Se asimila a una placa de bordes articulados: unión con las alas y sus otros dos lados límites del recuadro que se abolla  
Existen diferencias si se trata de un **axil de compresión** respecto a la **flexión** donde la parte traccionada se opone al progreso del abollamiento
- **Ala:** placa de anchura 1/2 del ancho del ala, con tres bordes articulados y un cuarto libre. Está cargada axilmente en dos de sus bordes articulados
- **Tubos cuadrados. rectangulares, forma placas (almas) apoyadas en sus cuatro bordes**



ASUNTO ESTRUCTURAS METALICAS

TEMA

TEMA 4: INESTABILIDAD (Pandeo, vuelco, abolladura)

REF.

4 - 22



Tipos de vigas trabajando a flexión  
Abolladura de un silo

- ⊗ La mayoría de placas trabajan como membrana a modo de emparrillado. Soportan cargas adicionales sin una carga crítica o colapso repentino.
- ⊗ La tensión crítica de pandeo  $\sigma_{cr}$  de una placa de lado  $b$  y espesor  $t$ , cargada axialmente en dos de sus bordes opuestos, vale:

$$\sigma_E = \frac{\pi^2 \cdot E}{12 \cdot (1 - \nu^2)} \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^2 ; \sigma_{cr} = k_\sigma \cdot \sigma_E$$

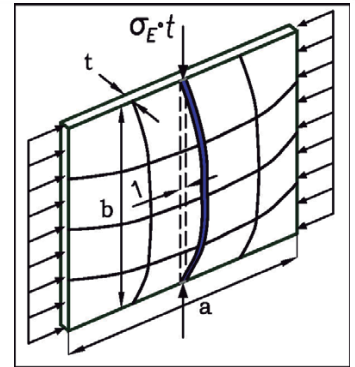
$$\sigma_{E,viga} = \pi^2 \cdot \frac{E'}{\lambda^2} ; E' = \frac{E}{1 - \nu^2} ; \lambda = \left\{\frac{L}{i}\right\} = \frac{b}{t/\sqrt{12}}$$

$\sigma_E$  : tensión crítica. Equivale a una columna de altura  $b$ , ancho unidad, biapoyada y módulo de elasticidad  $E/(1-\nu^2)$  que pandearía con el axil  $\sigma_E \cdot t$ .

$k_\sigma$  : coeficiente de pandeo. Depende del tipo de carga, proporciones del recuadro ( $a/b$ ) y condiciones de contorno en los bordes no cargados . Si  $a \approx b$ :

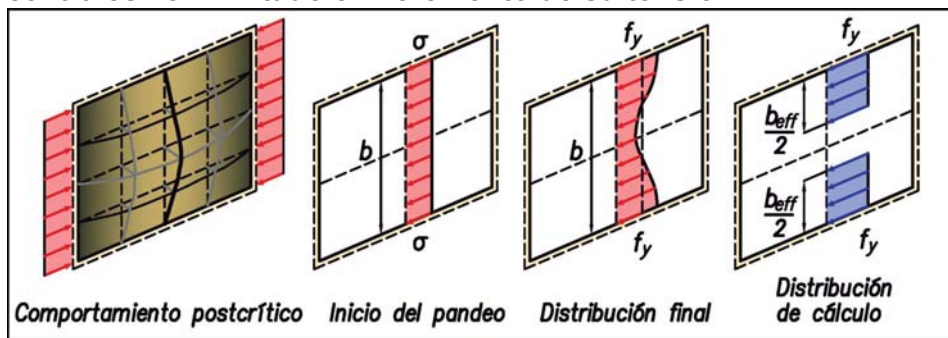
Biapoyada	Biempotrada	Apoyada-empotrada	Articulada-en voladizo	Empotrada-en voladizo
$k_\sigma = 4$	$k_\sigma = 6.97$	$k_\sigma = 5.42$	$k_\sigma = 0.425$	$k_\sigma = 1.277$

- ⊗ Placa de bordes apoyados: tensión crítica cuatro veces superior que una viga equivalente.
- ⊗ Placas alargadas,  $a \gg b$ , se abollan en varias ondas ajustadas al nº de recuadros cuadrados posibles.



**Método no lineal** consiste en la determinación de las cargas de agotamiento post-críticas en base a deformaciones transversales de la placa del orden de su espesor. Placa articulada en sus cuatro bordes y cargada axialmente:

- ⊙ Inicio de la abolladura: las fibras centrales pandean con un reparto uniforme de tensiones en la sección central normal a las tensiones
- ⊙ Aumentamos la compresión, el efecto membrana frena el progreso del pandeo, pero las fibras centrales ven limitado el incremento de su tensión.



- ⊙ Tensiones más altas en los bordes fallando la pieza al plastificarse ahí
- ⊙ La inestabilidad como placa es en realidad una **plastificación** parcial
- ⊙ Se asimila la ley de tensiones a una distribución **birrectangular** equivalente de igual superficie pero la tensión sólo actúa en una banda eficaz de anchura  $b_{eff}$
- ⊙ EC-3 y la EAE adoptan este método para la verificación de la abolladura

**1.- Antes de alcanzar el límite elástico  $f_y$ :**

- Las secciones que cumplen las condiciones siguientes **NO** sufren de abolladura antes de alcanzar  $f_y$ . Dimensiones:  $b$  : anchura ;  $t$  : espesor.

		Esfuerzo	Limitación	EJEMPLO:
Alma	Compresión		$b/t \leq 42 \cdot \sqrt{235/f_y}$	<b>IPE-500, S275, <math>t_f = 16</math> ; <math>t_w = 10.2</math> ; <math>h = 500</math> ; <math>b = 200</math></b> $(500 - 2 \cdot 16) / 10.2 = 46 > 42 \cdot \sqrt{235/275} = 39$ <b>(SI)</b>
	Flexión		$b/t \leq 124 \cdot \sqrt{235/f_y}$	$46 < 124 \cdot \sqrt{235/275} = 115$ <b>(NO)</b>
Ala	Compresión o flexión		$b/t \leq 14 \cdot \sqrt{235/f_y}$	$(200 - 10.2) / 2 \cdot 16 = 6 < 14 \cdot \sqrt{235/275} = 13$ <b>(NO)</b>

- Secciones que no cumplen las limitaciones: método del ancho eficaz para abolladura debida a tensiones normales  $\sigma$  (ver Tema 6)
- Comprobación de secciones: expresiones generales que dependen de los valores eficaces del área ( $A_{ef}$ ), momento resistente ( $W_{ef}$ ), etc., inferiores a los de la sección bruta.

**2.- Durante el proceso de plastificación:**

- Para comprobar si la sección alcanza la plastificación completa sin abollarse:  
Se aplican limitaciones similares a las anteriores pero más restrictivas (Tema 6).  
Se puede adoptar en el cálculo el momento resistente plástico:  $W_{pl}$
- De no cumplirse se deberá utilizar el momento resistente elástico  $W_{el}$

Se trata de forma independiente  $\tau$  respecto a  $\sigma$ .

Dos formas de evitar la abolladura por cortante:

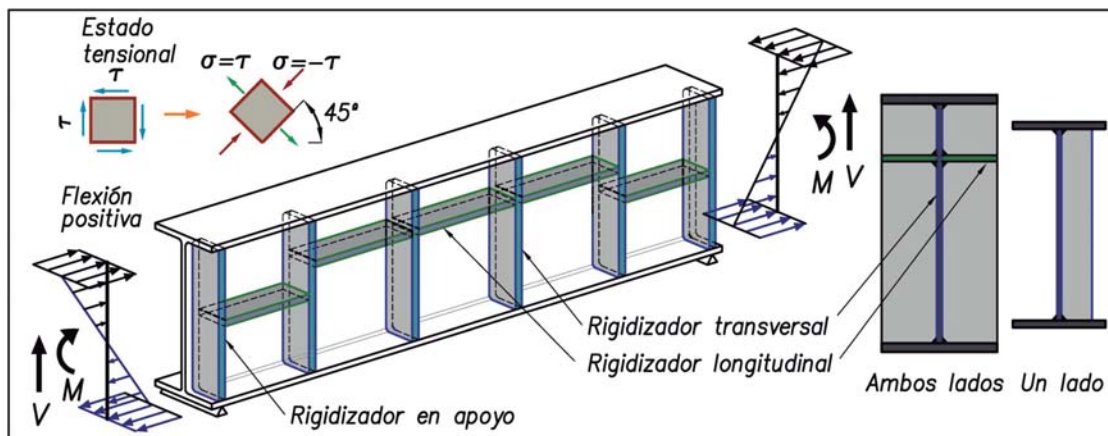
- Dotando al alma de la viga del espesor suficiente para evitar su abollamiento.

EAE: no es preciso comprobar la *resistencia a la abolladura del alma por cortante* en las barras en las que la relación entre la altura del alma  $h_w$  y el espesor  $t_w$  sea:

$$\frac{h_w}{t_w} < \frac{72}{\eta} \cdot \varepsilon ; \quad \varepsilon = \sqrt{235 / f_y} ; \quad \eta = 1.2$$

relaciones que se cumplen para los productos laminados.

- Disponiendo rigidizadores que "arriostran" o impiden el desplazamiento transversal de la placa. Aplicaciones: vigas armadas y vigas acarteladas.

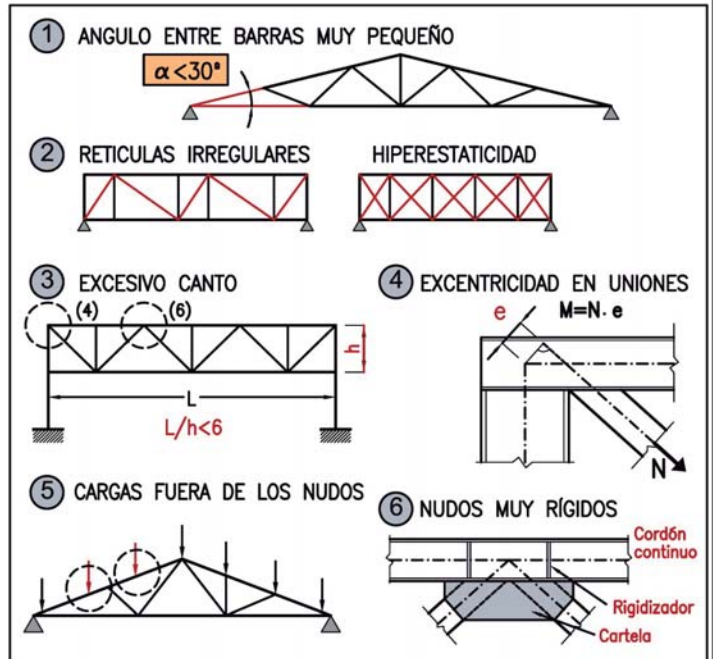


**Compresión centrada:** Sólo existe axil de compresión N

**Momentos secundarios:** suelen aparecer flectores debidos a la rigidez y excentricidad que en ciertos casos se pueden despreciar  
*Existe flector si ↓*

Las barras de una **triangulación** están a compresión centrada si:

- (1) Ángulos entre barras no muy pequeños (entre 30° y 150°)
- (2) Reticulas regulares.  
Sin hiperestaticidad
- (3) Barras esbeltas: largas y delgadas (estructuras ligeras de cubierta).  
Relación Luz/Canto no pequeña
- (4) Excentricidad nula o pequeña en las uniones: Los ejes de las barras **deben** coincidir en un punto
- (5) Cargas aplicadas en los nudos
- (6) Uniones poco rígidas: atornillada menos rígida que soldada.  
*Cartelas o rigidizadores* no muy grandes



**• ESTRUCTURA**

C.S.  $\varnothing 120 \times 5$   $N = -16t$

HEB-200  $N = -24t$

DIAG.  $\varnothing 120 \times 80 \times 5$   $N = 28t$

**• DIBUJO DE EJES**

HEB

**• PERFILES (mm)**

120

80

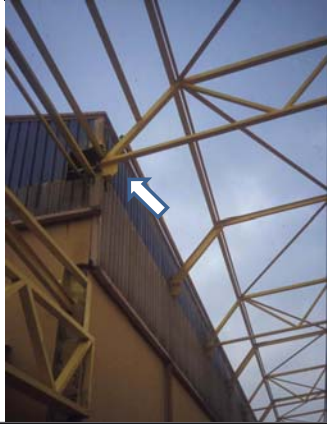
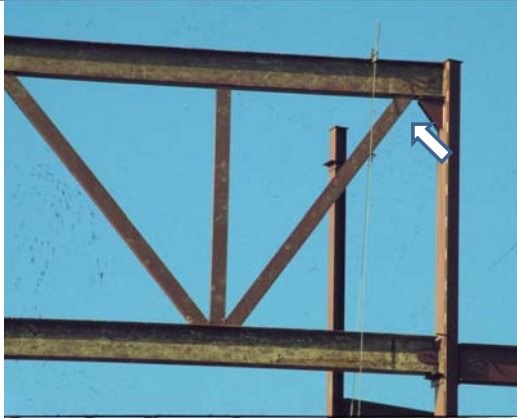
200

**• POSIBLES MODIFICACIONES CONSTRUCTIVAS**

62

$N = 28t$

$M = 28.000 \text{ kg} \times 6.2 \text{ cm} = 1736 \text{ mkp}$   
Se reparte en proporción a las rigideces  $EI/L$  de las barras.

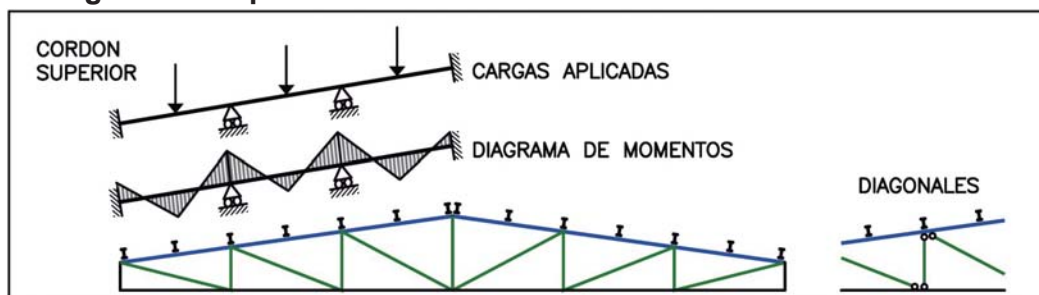


**Casos de compresión centrada (flexión despreciable):**

- ◆ Estructuras trianguladas para cubiertas ligeras
- ◆ Se desprecia la flexión debida al viento sobre una barra de una estructura trianguladas. Se tiene en cuenta sobre el conjunto de la estructura.
- ◆ Peso propio de la barra si tiene menos de 6 m (se desprecia el flector provocado)
- ◆ En barras de arriostramiento excéntricas

**Compresión excéntrica (N, M)**

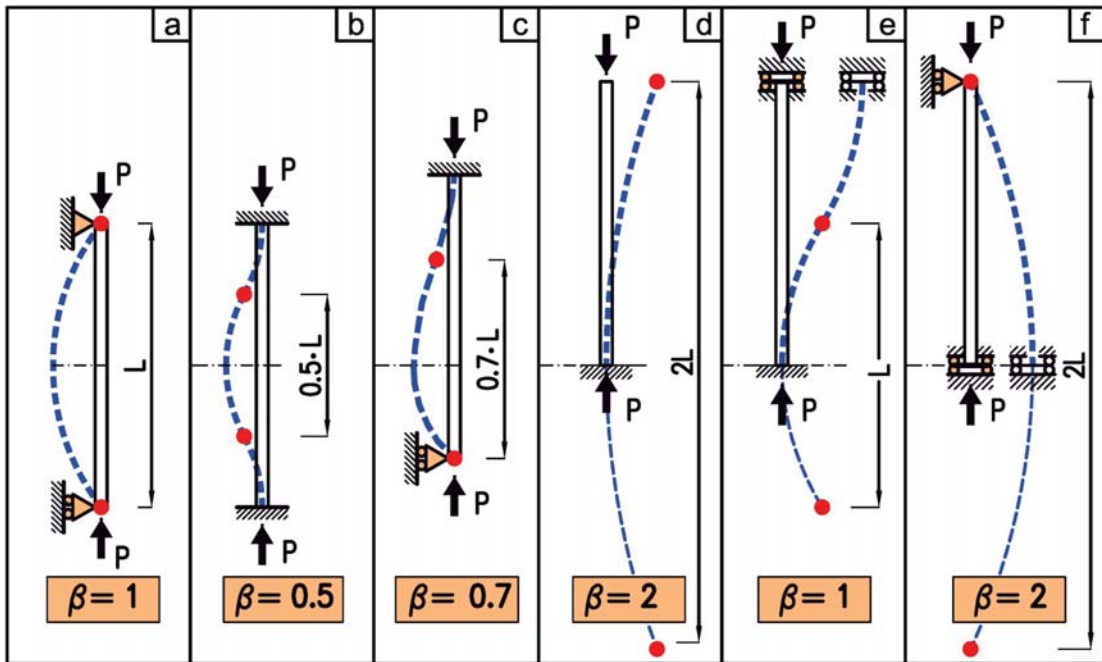
- ◆ Compresión excéntrica: estructura triangulada con cargas fuera de los nudos:
  - Los cordones son vigas continuas con apoyos en los nudos
  - Las diagonales se pueden considerar articuladas



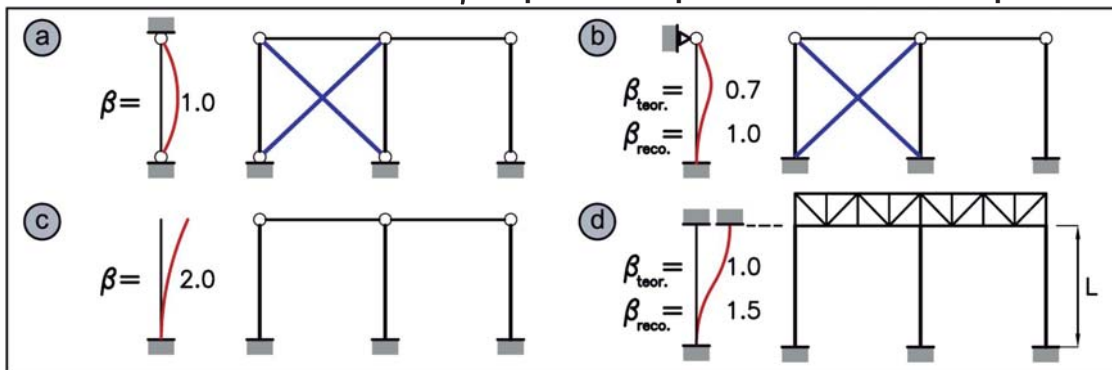


$$L_k = \beta \cdot L$$

Es la longitud  $L_k$  de la pieza, equivalente a una pieza biarticulada  $L$  O la distancia entre puntos de inflexión de la deformada a pandeo



- **Cruz de San Andrés:** inmoviliza el recuadro. Una de las barras trabaja a tracción. La otra no interviene salvo si cambia la dirección de la carga lateral
- **Celosía unida rigidamente al pilar** (con ambos cordones): Impide el giro (empotra)
- **Recomendaciones de coeficiente  $\beta$  de pandeo de pilares de estructuras aporticadas:**



- **Pilares naves (a dos aguas):** valores aproximados

PILARES	Plano pórtico	Plano lateral	
		Vano/s arriostrado/s	Sin riostras
PORTICO	$\beta = 2.5$	$\beta = 1$	$\beta = 2$
CELOSIA	$\beta = 1.5$	$\beta = 1$	$\beta = 2$



**Riostras:** elementos de sujeción que limitan el pandeo lateral

**Cubiertas ligeras:** se dispone de un sistema de arriostado en algún vano de cubierta

**PORTICO O CELOSIA**

- Pórtico: dintel comprimido
- Celosía: cordón superior comprimido

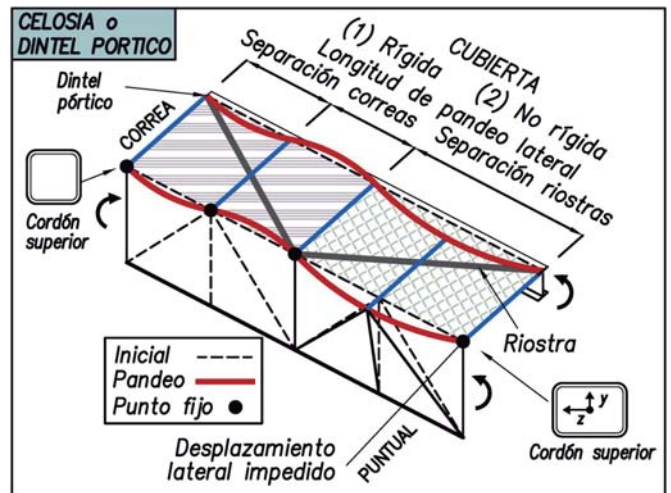
La longitud de pandeo lateral es

(1) **CUBIERTA RIGIDA:**

**separación entre correas, si:**

- Cerramiento rígido (panel o chapa de acero de suficiente canto y espesor, bordes bien engarzados a otras chapas)
- Enlazado con firmeza a la correa (suficiente N° de tornillos auto-roscantes, no ganchos, grapas)
- Correa bien unida al cordón comprimido (soldadura, no con tornillos en agujeros con holgura y escaso apriete). (Nota: buena ejecución)

- (2) **CUBIERTA NO RIGIDA:** **separación entre riostras** si no se cumple alguna/s de las condiciones anteriores.



La EAE permite al proyectista especificar el valor que estime más adecuado

**CORDONES**

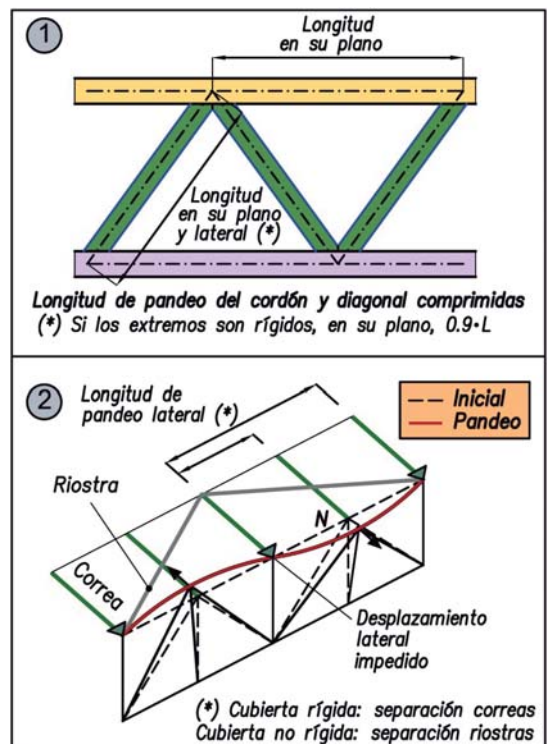
- **Plano de la viga:** separación entre nudos
- **Plano lateral:** longitud de la barra entre dos puntos fijos por existir arriostamiento lateral:
  - Cubierta rígida: separación de correas
  - Cubierta no rígida: separación riostras

**MONTANTES Y DIAGONALES**

- **Plano de la viga:** longitud de la barra por 0.9 con unión rígida al cordón
- **Plano lateral:** longitud de la barra

Celosías planas de **perfiles huecos** (cordones continuos), se va a aplicar simplificando, en todos los casos, el factor final:

- **Cordones:** 0.9
- **Montantes y diagonales:** 0.9 (CTE: 0.75)

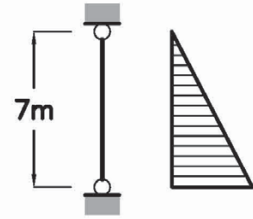


ASUNTO ESTRUCTURAS METALICAS  
TEMA TEMA 5: PIEZAS A COMPRESION Y A TRACCION

$$\beta = \sqrt{\frac{1+C \cdot N'/N}{K}}$$

C	0.88	0.51	1.65	0.93	2.18
K	1.88	3.09	5.42	7.72	0.80
$\frac{N'}{N}$					
$\frac{N'}{N} \leq \frac{N}{N}$					
0	0.729	0.569	0.429	0.359	1.122
0.1	0.761	0.582	0.462	0.376	1.238
0.2	0.792	0.596	0.495	0.392	1.346
0.3	0.818	0.610	0.524	0.407	1.440
0.4	0.846	0.623	0.553	0.421	1.532
0.5	0.875	0.636	0.579	0.434	1.620
0.6	0.901	0.648	0.605	0.449	1.704
0.7	0.927	0.663	0.629	0.462	1.784
0.8	0.950	0.675	0.654	0.474	1.856
0.9	0.975	0.687	0.676	0.488	1.928
1	1.000	0.700	0.700	0.500	2.000

EJEMPLO:



$$\beta = \sqrt{\frac{1+0.88 \cdot 0}{1.88}} = 0.729$$

$$L_k = 7 \cdot 0.729 = 5.10m$$

REF. 5 - 9

ASUNTO ESTRUCTURAS METALICAS  
TEMA TEMA 5: PIEZAS A COMPRESION Y A TRACCION

$\frac{L_1}{L}$				
0	1.000	2.000	0.699	0.500
0.1	0.898	1.800	0.605	0.494
0.2	0.805	1.600	0.533	0.471
0.3	0.741	1.400	0.481	0.430
0.4	0.711	1.200	0.458	0.387
0.5	0.707	1.000	0.456	0.364
0.6	0.703	0.800	0.440	0.362
0.7	0.671	0.600	0.392	0.340
0.8	0.592	0.400	0.306	0.279
0.9	0.440	0.200	0.173	0.168
1	0.000	0.000	0.000	0.000

Ejemplo 1:

$L_1/L = 0.5$     $\beta = 0.707$   
 $L_k = 6 \cdot 0.707 = 4.24m$

Ejemplo 2:

(1) 5.000 Kg  
(2) 15.000 Kg

Axiles  
5.000 Kg  
20.000 Kg

Expresión			
(1)	$L_1/L = 0$	$\beta = 1$	$\beta^2 = 1$
(2)	$L_1/L = 0.5$	$\beta = 0.707$	$\beta^2 = 0.5$

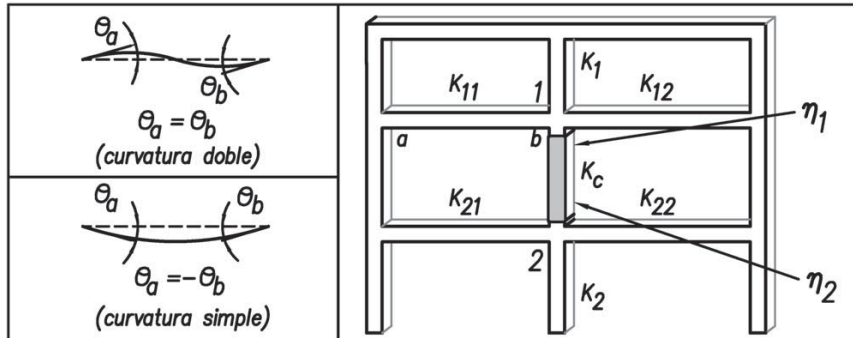
$a_1 = \frac{5000}{20000} = 0.25$   
 $a_2 = \frac{15000}{20000} = 0.75$

$$\beta = \sqrt{1 \cdot 0.25 + 0.5 \cdot 0.75} = 0.791$$

$$L_k = 6 \cdot 0.791 = 4.75 m$$

REF. 5 - 10

**Soportes de edificios:** Depende de la rigidez aportada por vigas y soportes en sus extremos. Más rigidez, más similar a un biempotramiento.



$$\eta_1 = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}}$$

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

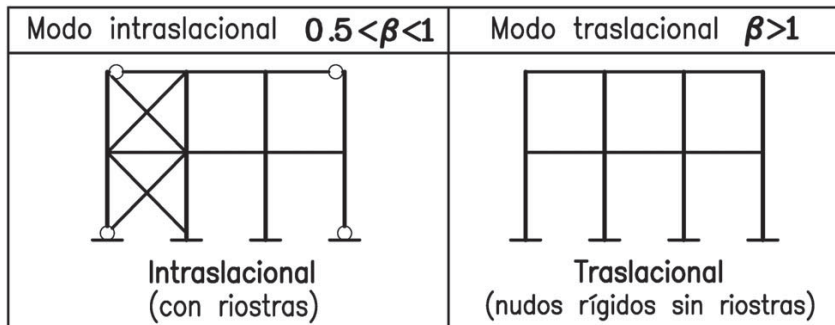
**Coefficientes de distribución**  $\eta_1$ ,  $\eta_2$ , en el extremo superior 1 e inferior 2 del pilar analizado, a partir de los coeficientes de rigidez :

$K_c$ : Pilar analizado ;  $K_1, K_2$ : Pilar superior e inferior, 0 en el caso de no existir

$K_{ij}$ : Viga en el nudo i, y posición j.  $N_{cr} = \pi^2 E I/L_k^2$  ó  $N_{cr} = A \cdot f_y / \lambda^2$

Coeficiente de rigidez reducido por la existencia de un axil de compresión			
	Empotrado	Articulado	
			$\theta_a = \theta_b$
			$\theta_a = -\theta_b$
$K_{ij}$	$I/L \cdot (1 - 0.4 \cdot N/N_{cr})$	$0.75 I/L \cdot (1 - N/N_{cr})$	$1.5 I/L \cdot (1 - 0.2 \cdot N_{Ed}/N_{cr})$
			$0.5 I/L \cdot (1 - N_{Ed}/N_{cr})$

Soporte inferior. Base empotrada  $\eta_2 = 0$ . Base articulada  $\eta_2 = 1$ .



<b>(EAE) <math>\beta = 0.5 + 0.14 \cdot (\eta_1 + \eta_2) + 0.055 \cdot (\eta_1 + \eta_2)^2</math></b>	
<b>A) Modo intraslacional</b>	<b>(más preciso) <math>\beta = \frac{1 + 0.145 \cdot (\eta_1 + \eta_2) - 0.265 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2}{2 - 0.364 \cdot (\eta_1 + \eta_2) - 0.247 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2} \leq 1</math></b>
<b>B) Modo traslacional</b>	<b><math>\beta = \sqrt{\frac{1 - 0.2 \cdot (\eta_1 + \eta_2) - 0.12 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2}{1 - 0.8 \cdot (\eta_1 + \eta_2) + 0.6 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2}} \geq 1</math></b>

- Este procedimiento suele precisar utilizar un programa u hoja de cálculo
  - En el caso de edificaciones de 1 ó 2 plantas: puede recomendarse:
    - Jácenas extremas articuladas al pilar
    - Jácenas intermedias continuas (rígidas)
- Puede recomendarse adoptar  $\beta = 2$  (en voladizo) en ambas direcciones.

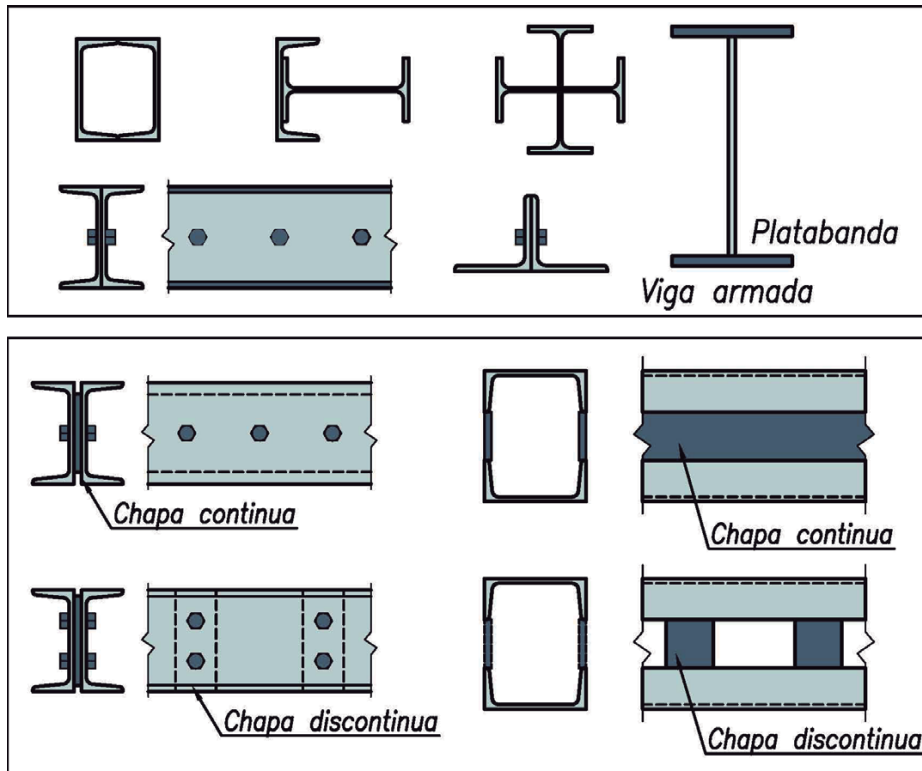
ASUNTO ESTRUCTURAS METALICAS

TEMA

TEMA 5: PIEZAS A COMPRESION Y A TRACCION

REF.

5 - 13



ASUNTO ESTRUCTURAS METALICAS

TEMA

TEMA 5: PIEZAS A COMPRESION Y A TRACCION

REF.

5 - 14



ASUNTO ESTRUCTURAS METALICAS

TEMA

TEMA 5: PIEZAS A COMPRESION Y A TRACCION

REF.

5 - 15



ASUNTO ESTRUCTURAS METALICAS

TEMA

TEMA 5: PIEZAS A COMPRESION Y A TRACCION

REF.

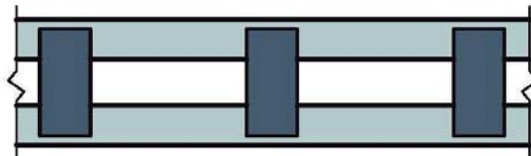
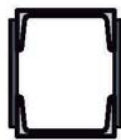
5 - 16

• UNIDAS CON PRESILLAS

*Cordón*

*Presilla*

*Cordón*

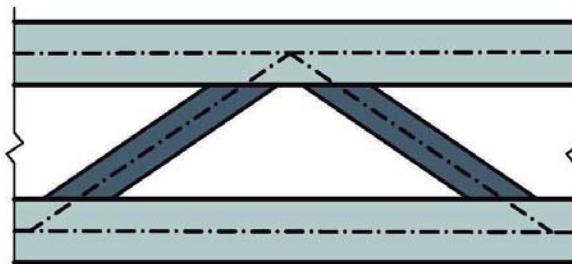
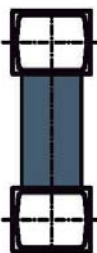


• UNIDAS CON BARRAS EN CELOSIA

*Cordón*

*Diagonal*

*Cordón*



ASUNTO ESTRUCTURAS METALICAS

TEMA

TEMA 5: PIEZAS A COMPRESION Y A TRACCION

REF.

5 - 17



En celosía



Empresillado



ASUNTO ESTRUCTURAS METALICAS

TEMA

TEMA 5: PIEZAS A COMPRESION Y A TRACCION

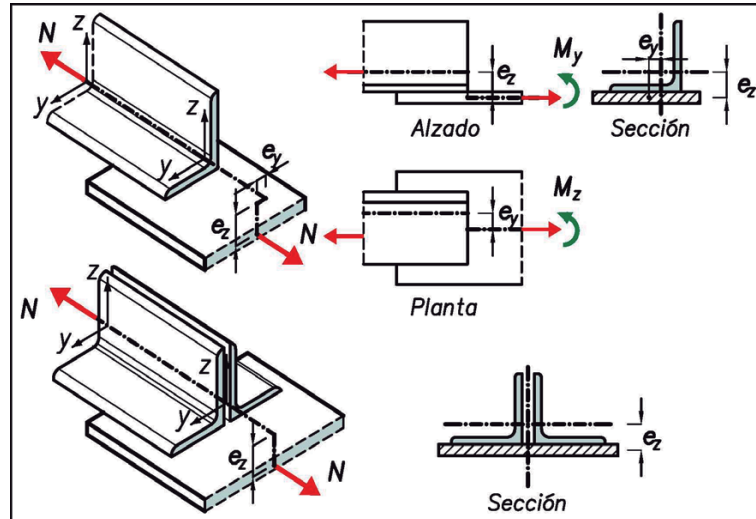
REF.

5 - 18

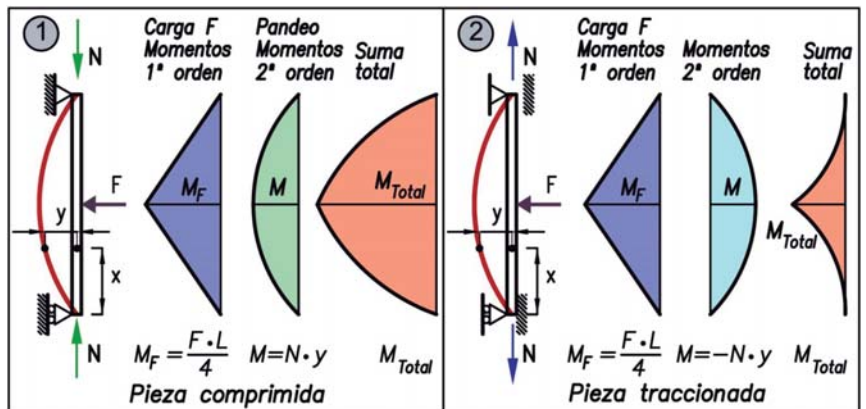


**TRACCION PURA:** Se debe cumplir las mismas condiciones que a compresión pura  
**PERFILES L:**

- Un perfil L enlazado por su ala, puede existir excentricidad en dos planos
- Con un doble angular, desaparece la excentricidad según el eje y
- Es necesario tener en cuenta esa excentricidad en el cálculo ( $M_z = e_y \cdot N$  ;  $M_y = e_z \cdot N$ )
- Para simplificar, se incrementa un 25% el axil por efecto de las excentricidades



- $N(+)$  junto con  $M$  tiene un efecto estabilizante contrario al pandeo
- El flector secundario debido a  $N$  es de signo contrario al producido por la carga  $F$
- Disminuyen esfuerzos y deformaciones
- No se considera, se separa ( $N$ ) y ( $M_F$ ) y se omiten los beneficios estabilizantes de 2º orden



**DISEÑO DE PIEZAS A TRACCION:** presenta ventajas por utilizar toda el área del material

- Frente al flector: todas las fibras trabajan a una tensión constante
- Frente a la compresión: no existen inestabilidades

Las acciones gravitatorias provocan compresiones y flexiones. Conseguir tracción es más complicado (estructuras colgantes, triangulaciones, etc.)

Uniones: la tracción suele ser más exigente que la compresión.

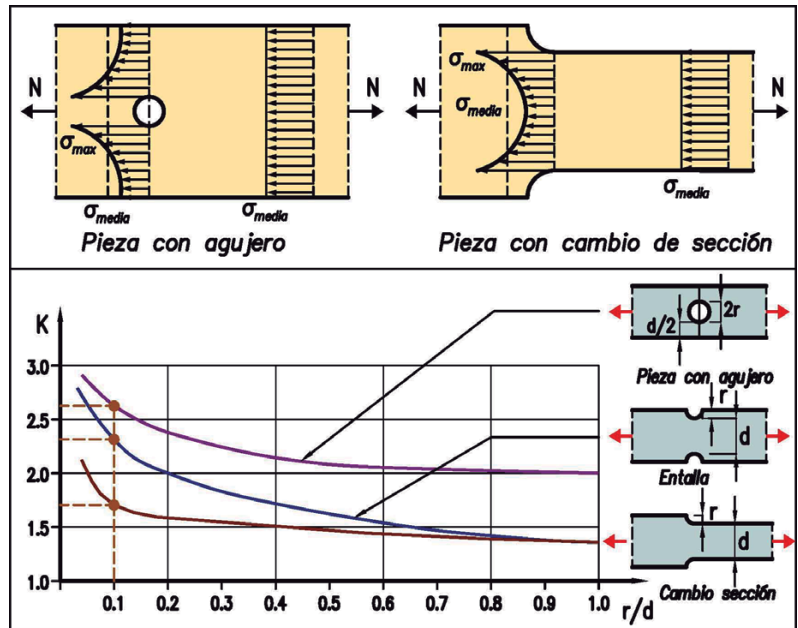
- \* Ocurre cuando existen cargas concentradas, cambios bruscos de sección o presencia de agujeros en la barra
- \* Con agujero, la concentración de tensiones ocurre en las inmediaciones del mismo
- \* La distribución de tensiones puede obtenerse mediante la teoría de la elasticidad. Es mayor en los puntos del borde del agujero
- \* El grado de concentración de tensiones puede medirse con el **coeficiente K** que se define:

$$K = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\text{media}}} \quad \sigma_{\max} = K \cdot \frac{N}{A}$$

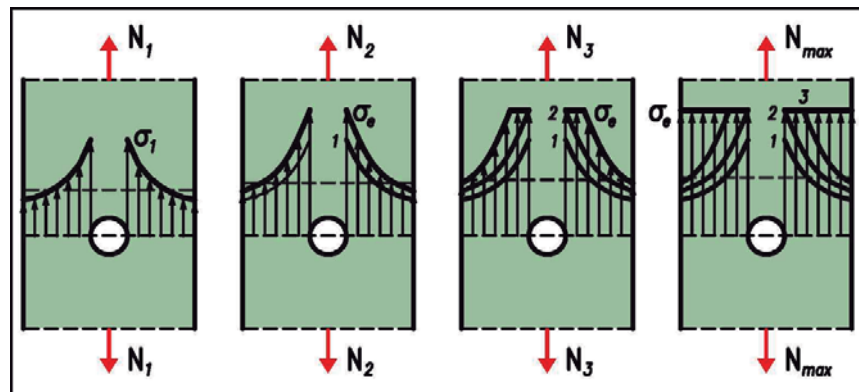
- \* En piezas atornilladas siendo la relación:

*Radio del agujero / anchura de la pieza =  $r/d \leq 1/10$*

*K varía entre 2.5 y 3*



- Pieza con agujero sometida a tracción creciente (desde  $N_1$  hasta  $N_{\max}$ )
- Cuando la zona del borde del agujero alcanza la tensión en el límite elástico  $f_y = \sigma_e$  no implica que la pieza se agote
- Para cargas estáticas y sin peligro de fragilidad, la pieza se plastifica alrededor del agujero y fallará cuando toda la sección esté plastificada (diagrama rectangular).
- La distribución precisa de tensiones interesa en materiales con comportamiento frágil (fatiga) (construcción mecánica).
- En materiales dúctiles la plastificación se produce en toda la sección descontando el agujero. El dimensionado a rotura es independiente del valor de K. Se usa el **área neta**:



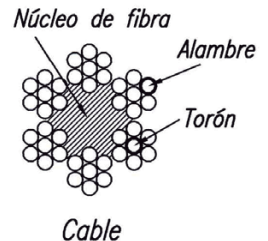
$$A_{\text{Neta}} = A_{\text{Bruta}} - (n \cdot d \cdot t)$$

siendo "n" el número de agujeros, "d" el diámetro y "t" el espesor de la pieza.



**1.- Alambres y cables:** se usan como tensores y tirantes

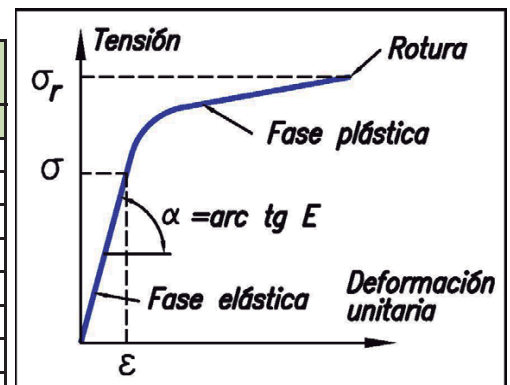
- **Torón:** arreglo de alambres colocados en hélice alrededor de un alambre central para obtener una sección simétrica
- **Cable:** conjunto de torones colocados en hélice alrededor de un núcleo formado o por un torón o por otro cable de alambres (por ejemplo un cable de fibras)
- Si el núcleo es de fibra se emplean con propósitos de izaje. Con núcleo de torón para aplicaciones estructurales
- \* Se usan para contraventeo (mástiles, invernaderos, torres, etc.), sustentación de puentes, cubiertas, o para originar en la estructura un pre ó postensado y aumentar su eficacia
- \* Su aplicación es limitada:
  - ◆ No soportan compresiones (inversión de esfuerzos) lo que obliga a aumentar su número
  - ◆ Su alargamiento es importante a plena capacidad de carga y puede ser excesivo en algunos casos
  - ◆ Requieren accesorios especiales en sus conexiones en los extremos, bien unidos a la estructura o cimentación
  - ◆ Es preciso un tensado inicial para entrar en carga. Si se excede, posibles esfuerzos imprevistos. Puede ser necesaria una revisión y mantenimiento
  - ◆ Relajación: pérdida de tensión del acero con el tiempo y de capacidad portante



**Se obtienen por estirado en frío de varillas de acero de alto contenido en carbono laminadas en caliente y composición química controlada**

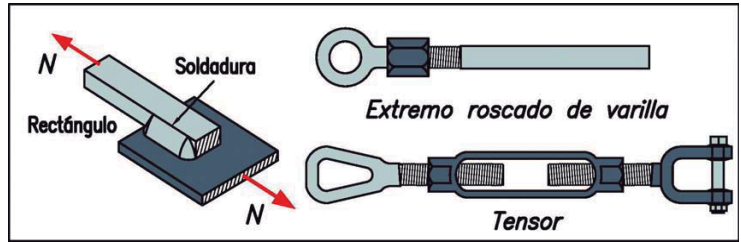
- ◆ Se recubren de zinc (galvanizado) o con plástico para proteger de la corrosión
- ◆ Sin punto de fluencia definido. El esfuerzo permisible de diseño se basa en la resistencia última del alambre (tensión de rotura) al que se aplica un coeficiente de seguridad (2 ó 3)
- ◆ En agricultura tienen muchas aplicaciones (invernaderos)
- ◆ Menor resistencia para bajo contenido en carbono o tratamientos (como el recocido) pero con mayor plasticidad

Diámetros	Resistencia mínima de rotura (kg/cm <sup>2</sup> )		
	4500	7500	12500
1.3	60	100	166
1.6	90	151	251
1.8	115	191	318
2.0	141	236	393
2.2	171	285	475
2.4	204	339	565
2.5	221	368	614
2.7	258	429	716
3.0	318	530	884



**2.- Varillas y barras (Pletinas, redondos, cuadrados, etc.)**

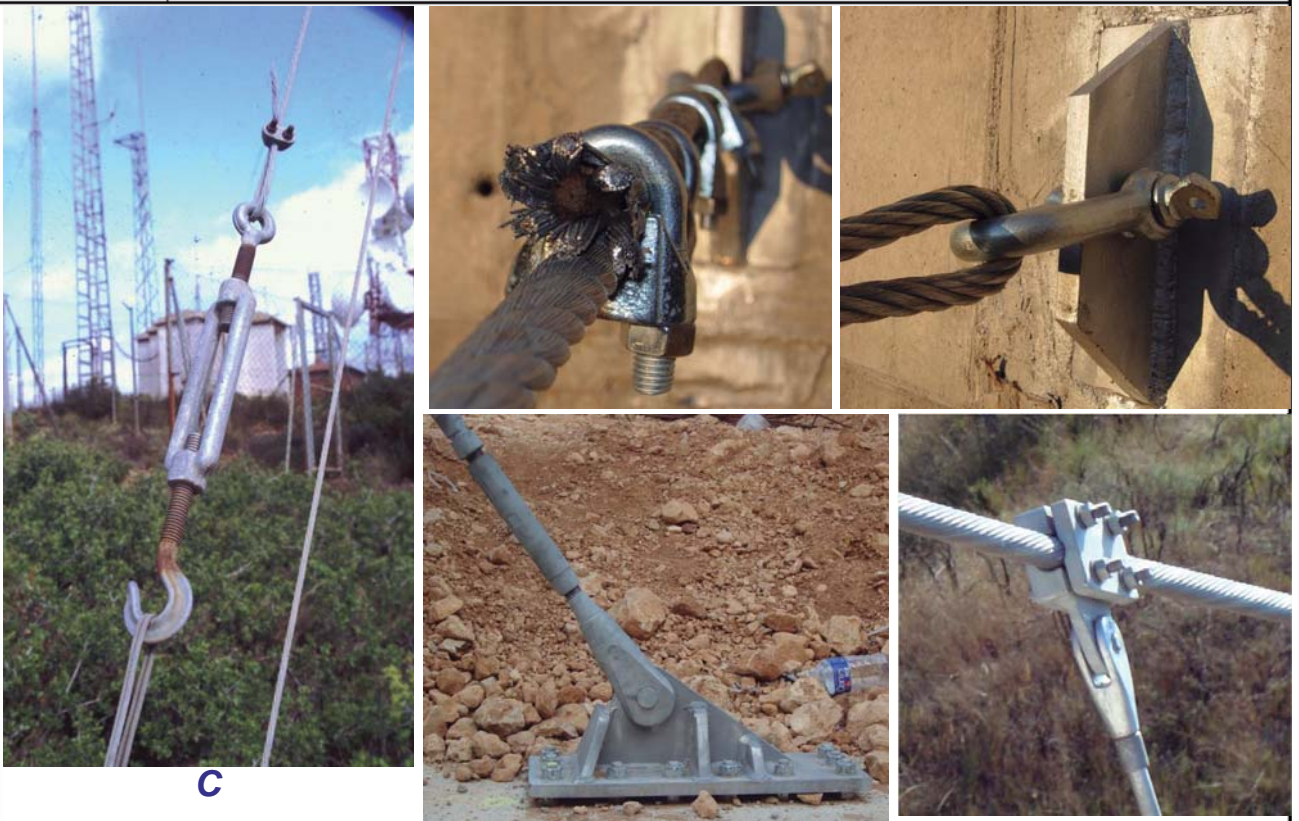
- \* Se usan para tracciones bajas (son de acero laminado en caliente). Debido a su esbeltez, su resistencia a la compresión es despreciable
- \* Como riostras o contravientos diagonales, atornilladas en sus extremos o soldadas



- \* **Rectángulos:** Se disponen con su dimensión mayor en el plano vertical para reducir algo su flecha por peso propio
- \* Deben estar bien atirantados para que entren en carga, pero no demasiado, pues pueden existir esfuerzos iniciales en la estructura o tracciones no deseables

**3.- Perfiles estructurales simples**

- \* Si es necesaria cierta rigidez, o posible inversión de cargas (compresión)
- \* Interesa el área de la sección pero su resistencia es independiente de su forma
- \* **Perfil L :** excentricidad y consiguiente momento secundario. Habitual en riostras
- \* **Tubular hueco:** es de menor esbeltez que otros tipos de perfiles y mayor rigidez si aparecen compresiones



ASUNTO ESTRUCTURAS METALICAS

TEMA

TEMA 5: PIEZAS A COMPRESION Y A TRACCION

REF.

5 - 27



ASUNTO ESTRUCTURAS METALICAS

TEMA

TEMA 5: PIEZAS A COMPRESION Y A TRACCION

REF.

5 - 28



**DEFINICIÓN:** Se refiere a la capacidad de las secciones de alcanzar  $M_{pl}$  ó  $M_{el}$  (resistencia a flexión) y capacidad de deformación  $\phi$  (rotación de la rótula plástica)

**CLASES DE SECCIONES:**

<b>1</b>	<b>Plástica</b>	Permiten la formación de la <b>rótula plástica</b> con la <b>capacidad de rotación</b> suficiente para la redistribución de momentos. <b>Fallo:</b> Mecanismo completo: formación del suficiente número de rótulas para que la estructura sea inestable ( $M_{pl}$ )
<b>2</b>	<b>Compacta</b>	Permiten el desarrollo del momento plástico con una capacidad de rotación <u>limitada</u> . <b>Fallo:</b> Mecanismo parcial: formación de algún/as rótulas hasta alcanzar la deformación límite en una sección plastificada ( $M_{pl}$ )
<b>3</b>	<b>Semi-compacta</b>	En la fibra más comprimida se puede alcanzar $f_y$ pero la abolladura impide el desarrollo del momento plástico. <b>Fallo:</b> En la primera sección de la estructura que alcanza $f_y$ . Es el cálculo clásico elástico-lineal ( $M_{el}$ )
<b>4</b>	<b>Esbelta</b>	Los elementos total o parcialmente comprimidos de las secciones se abollan antes de alcanzar $f_y$ en la fibra más comprimida ( $M_{ef}$ ). <b>Fallo:</b> En una sección muy esbelta por abolladura antes de alcanzar $f_y$

**OBJETIVO:**

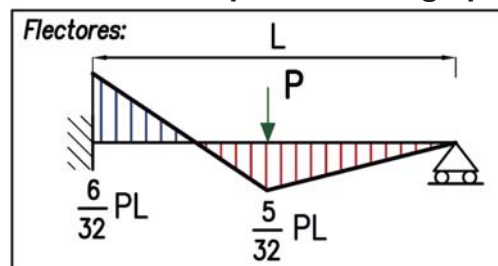
Analizar la carga máxima o carga de ruina  $P_u$  de un perfil según pertenezca a cada una de las Clases Resistentes definidas

**TIPO DE VIGA**

Viga empotrada-apoyada de longitud  $L$  con una carga puntual  $P$  en el centro  
La carga  $P$  se incrementa hasta alcanzar su máximo valor que dependerá de la Clase resistente del perfil de la viga

**ESFUERZOS**

El diagrama de momentos elástico para una carga puntual  $P$  es:



El mayor flector ocurre en el empotramiento, 1.2 veces el del centro del vano.

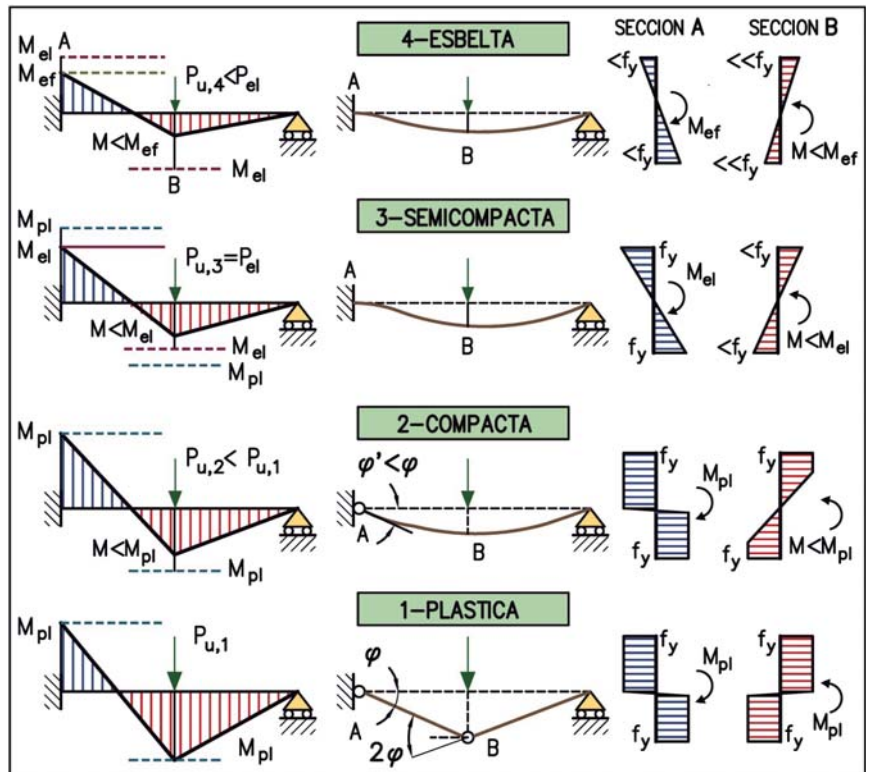
**4- ESBELTA:** falla A al alcanzar  $M_{ef}$ , inferior a  $M_{el}$   
Se abolla en régimen elástico. RM no válida

**3.- SEMICOMPACTA:**  
Alcanza  $M_{el}$  pero no puede plastificarse. Se aplica la RM clásica

**2.- COMPACTA:** Formada la rótula plástica en A, crece el flector en B  
Sin rótula en B porque A se abolla al rotar

**1-PLASTICA:** completada la rótula en B, en la viga se forma un mecanismo inestable y colapsa

$P_{u,1}$  es la máxima carga soportada. Para conocerla es preciso un cálculo plástico estructural.

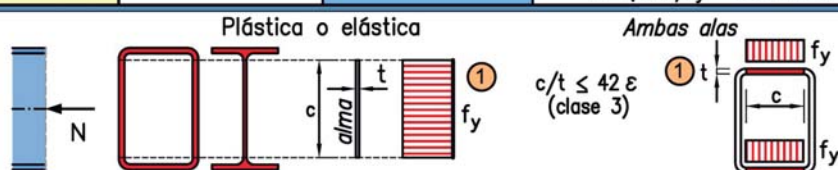


**S275**  
**COMPRESION**  
① 30.5 ; ② 35.1  
③ 38.8  
**FLEXION  $M_y$**   
① 66.6 ; ② 76.7  
③ 114.6

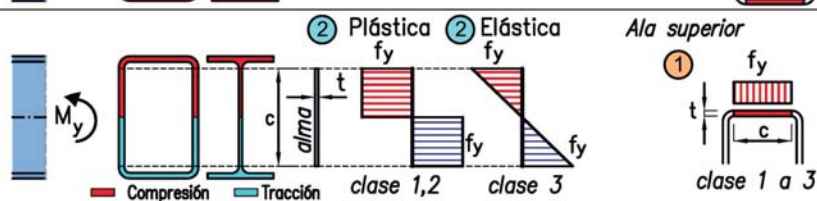
Ejemplos:  
Doble T  
Tubo RHS

ALMA	Límite de esbeltez: $c/t$ máximo		
	CLASE 1	CLASE 2	CLASE 3
① Compresión	$33 \epsilon$	$38 \epsilon$	$42 \epsilon$
② Flexión simple	$72 \epsilon$	$83 \epsilon$	$124 \epsilon$
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$ S275 $\epsilon = 0.92$			

**A) COMPRESIÓN**  
No se forma rótula  
- Clase 4  
 $c/t > 38.8$   
- Clase 3



**B) FLEXIÓN**  
Se forma rótula  
- Clase 4  
 $c/t > 114.6$   
- Clase 3  
 $76.7 < c/t \leq 114.6$   
- Clase 1, 2





**S275**

**COMPRESION**

**FLEXION  $M_y$**



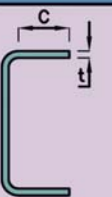

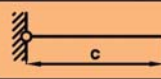
**Ala  $(c/t)_{max}$ :**

① 8.3 ; ② 9.2

③ 12.9

**Ejemplo:**

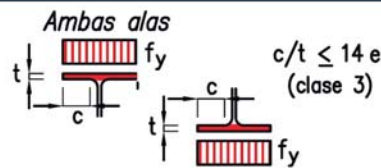
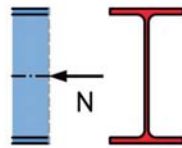
**Doble T**

ALA 						
	Compresión + Tracción -		CLASE 1	CLASE 2	CLASE 3	
	Compresión	$f_y$ + $f_y$	9 $\epsilon$	10 $\epsilon$	14 $\epsilon$	

**A) COMPRESIÓN**

No se forma rótula

- Clase 4  
 $c/t > 12.9$
- Clase 3

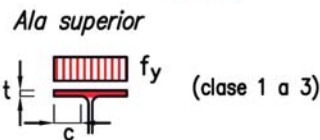
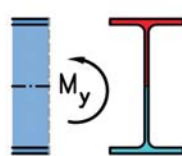


$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$  S275  $\epsilon = 0.92$

**B) FLEXIÓN**

Se forma rótula

- Clase 4  
 $c/t > 12.9$
- Clase 3  
 $9.2 < c/t \leq 12.9$
- Clase 1, 2



— Compresión — Tracción



**Comentarios:**

- Clases 1 y 2: Resistencia plástica ( $A$ ,  $W_{pl}$ )
- Clase 3: Resistencia elástica ( $A$ ,  $W_{el}$ )
- Clase 4: Resistencia sección eficaz ( $A_{ef}$ ,  $W_{ef}$ ) que dependen de los esfuerzos
- Perfiles doble T: diferencia alrededor del 15% entre  $W_{pl}/W_{el}$ , algo mayor en tubos
- Se admite el cálculo elástico clásico ( $W_{el}$ )
- Cuando alas y alma pertenecen a Clases distintas, la sección se clasifica por la mayor
- La Clase depende del tipo de esfuerzo (compresión, flexión, flexocompresión, etc.)
- A flexocompresión con axil pequeño, puede clasificarse igual que a flexión sólo

**Clasificación perfiles S275** (Ver Tablas de un Prontuario moderno)

- 1) **Flexión:** IPE, IPN, H, UPN: Clase 1. Salvo L. Tubos mayoría de Clase 1  
Los perfiles abiertos conformados en frío normalizados pueden ser de Clase 1 a 3  
Los de grandes dimensiones con chapa delgada de Clase 4
- 2) **Compresión** (Clase 3 ó 4) (Nota: pueden clasificarse de 1 a 3 para comparar con el flector):
  - Todos los perfiles IPN, H y UPN son de clase 3
  - IPE-450 a IPE-600 son de clase 4 (alma esbelta)
  - L : clases 3 (la mayoría) o 4 (los de menor espesor)
  - Tubos: clase 3

Con acero **S355** algunos perfiles aumentan de clase



$$f_{yd} = f_y / \gamma_{M0} \quad (\gamma_{M0} = 1.05)$$

**Resistencia a tracción:**  $N_{t,Rd}$

Es la resistencia plástica  $N_{pl,Rd}$ :

$$N_{t,Rd} = N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yd} \geq N_{Ed}$$

**Resistencia a compresión:**  $N_{c,Rd}$  (válido sin pandeo)

- Clase 3, resistencia plástica:

$$N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yd} \geq N_{Ed}$$

- Clase 4,  $A_{ef} < A$

**Resistencia a flexión:**  $M_{c,Rd}$

- Clase 1 y 2, resistencia plástica:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = W_{pl} \cdot f_{yd} \geq M_{Ed}$$

- Clase 3, resistencia elástica:

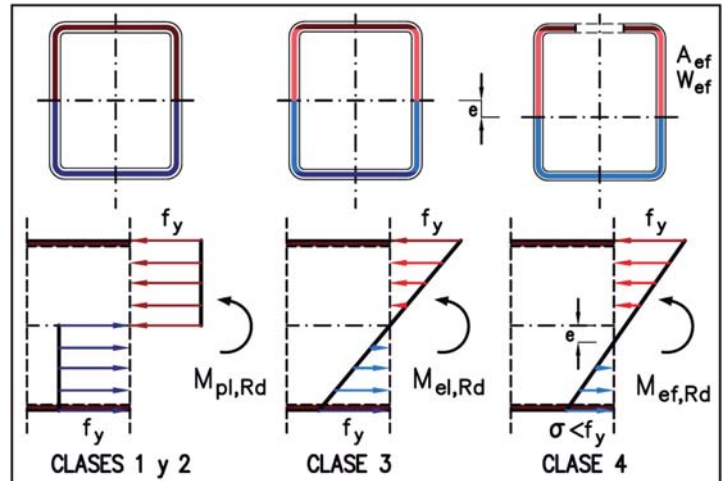
$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = W_{el} \cdot f_{yd} \geq M_{Ed}$$

- Clase 4, resistencia eficaz:

$$M_{c,Rd} = M_{ef,Rd} = W_{ef} \cdot f_{yd} \geq M_{Ed}$$

Al abollarse sólo el ala comprimida, aparece asimetría.

Cambia de posición el c.g. de la sección. Es el valor  $e$ .



**COMPROBACION DE RESISTENCIA**

Clases 1, 2	$\frac{N_{Ed}}{A \cdot f_{yd}} + \frac{M_{y,Ed}}{W_{pl,y} \cdot f_{yd}} + \frac{M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \cdot f_{yd}} \leq 1$
Clase 3	$\frac{N_{Ed}}{A \cdot f_{yd}} + \frac{M_{y,Ed}}{W_{el,y} \cdot f_{yd}} + \frac{M_{z,Ed}}{W_{el,z} \cdot f_{yd}} \leq 1$

- Son expresiones **envolventes** de las reales aplicables a cualquier tipo de perfil
- En la EAE existen expresiones específicas según el tipo de perfil y esfuerzos para secciones de clase 1 y 2. El índice resistente es algo menor, según caso
- Los esfuerzos  $N_{Ed}$ ,  $M_{y,Ed}$ ,  $M_{z,Ed}$ , deben pertenecer a la **misma** sección
- Los esfuerzos  $N_{Ed}$ ,  $M_{y,Ed}$ ,  $M_{z,Ed}$ , deben pertenecer a la **misma** combinación
- Si  $M_{z,Ed} = 0$ , es flexión plana (estructura plana)
- Si  $N_{Ed} = 0$ , es de flexión **esviada** (Ejemplo: correas de una cubierta inclinada)
- Debe comprobarse cada sección que tenga esfuerzos elevados
- En estructuras aporticadas, suele ser peor la sección de mayor flector

ASUNTO  
ESTRUCTURAS METALICAS  
TEMA  
TEMA 6: VERIFICACION DE RESISTENCIA Y PANDEO

- **EC-3:** Dificultad de establecer formulaciones generales. Intervienen muchas variables:
  - Clase de sección
  - Tipos de inestabilidad (pandeo en su plano, lateral, vuelco, abolladura, torsión, etc.)
- Pieza sometida a  $N_{Ed}$ ,  $M_{y,Ed}$  y  $M_{z,Ed}$ , el colapso por inestabilidad es único
- Se comprueba sólo en cada plano de pandeo (ejes principales)
- Procedimientos para abordar el problema:
  - Análisis directo mediante un cálculo global de la estructura (muy complejo)
  - Formulaciones para barras aisladas:
    - (a) **Método 1:** sistema de laboriosa resolución manual. Si se dispone de programa, se recomienda su elección
    - (b) **Método 2:** Más compacto. Frente a la susceptibilidad a torsión, distingue:
      - 1.- Pieza **no** susceptible. Más fácil. Se adopta este curso. Es cuestionable
      - 2.- Pieza susceptible (perfiles abiertos no arriostrados)
    - (c) **Método simplificado:** expresión única de coeficientes fáciles de obtener
- Hipótesis y simplificaciones Método 2:
  - Estructura plana: los esfuerzos son  $N_{Ed}$  y  $M_{y,Ed}$  ( $M_{z,Ed} = 0$ )
  - Para secciones de clase 1, 2 ó 3
  - Se tendrá en cuenta en el pandeo lateral (z) la influencia del flector principal (y)

REF.  
6 - 9

ASUNTO  
ESTRUCTURAS METALICAS  
TEMA  
TEMA 6: VERIFICACION DE RESISTENCIA Y PANDEO

PANDEO	Axil $N_{Ed}$	Flector según y : $M_{y,Ed}$
• Según y (eje fuerte)	$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yd}}$	$+ k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{W_y \cdot f_{yd}} \leq 1$
• Según z (eje débil)	$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yd}}$	$+ k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{W_y \cdot f_{yd}} \leq 1$

①  $N_{Ed}$ ,  $M_{y,Ed}$ , esfuerzos de cálculo de **mayor valor absoluto de la pieza**

② Propiedades mecánicas

Clase	A	$W_y$
1 y 2	A	$W_{pl,y}$
3		$W_{el,y}$

③

	Clase 3 y 4	Clase 1 y 2
$k_{yy}$	$C_{my} \cdot \left( 1 + 0.6 \cdot \bar{\lambda}_y \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yd}} \right)$	$C_{my} \cdot \left( 1 + (\bar{\lambda}_y - 0.2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yd}} \right)$
$k_{zy}$ (no suscep.)	$0.8 \cdot k_{yy}$	$0.6 \cdot k_{yy}$

En estas expresiones, debe ser:  $[\bar{\lambda}_y] \leq 1$

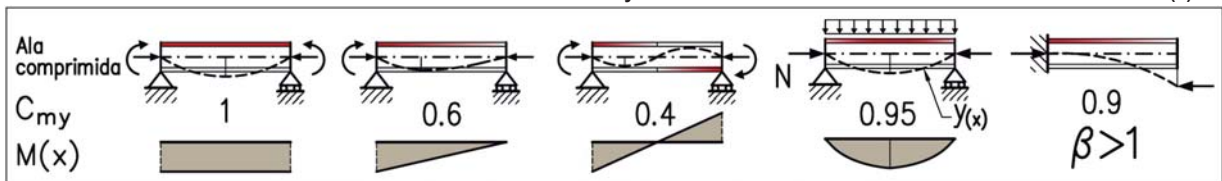
$C_{m,y}$	Factor de momento flector equivalente uniforme. Depende del diagrama de momentos flectores ( $M_y$ ) entre puntos arriostrados Barras de pórticos sin arriostrar con $L_k > L$ ( $\beta > 1$ ), es $C_{m,y} = 0.9$
-----------	---

REF.  
6 - 10





- La comprobación se realiza con el máximo axil y el máximo flector de la pieza, aunque pertenezcan a secciones distintas ( $N_{Ed,max}$ ,  $M_{Ed,max}$ )
- El índice a axil es igual al de una pieza simple a compresión  
Comparado con la comprobación de resistencia, es peor si  $\chi_y < 1$  ó  $\chi_z < 1$
- El índice a flector es el de una pieza simple a flexión pero modificada por  $k_{yy}$ ,  $k_{zy}$   
Comparado con la comprobación de resistencia, es peor si  $k_{yy} > 1$  ó  $k_{zy} > 1$
- Los factores  $k_{yy}$ ,  $k_{zy}$  registran la influencia que el pandeo por axil ocasiona al flector  $M_y$ . Puede aumentar o reducir el índice plástico del flector.
- Los factores  $k_{yy}$ ,  $k_{zy}$  dependen de:
  - Del índice del axil y de la esbeltez pero hasta  $\bar{\lambda}_y = 1$
  - $C_{m,y}$ : según la forma del diagrama de momento. Peor cuanto más momento en el centro de la viga o bien es traslacional ( $\beta > 1$ ), es decir:  
Peor si coincide en una sección un  $M_y \uparrow$  con un flector  $\uparrow$  debido pandeo  $N \cdot y(x)$



- Se recomienda comprobar en 1º lugar por resistencia, al ser más sencilla.

- Estructura de acero frente a naves prefabricadas de hormigón pretensado
- Son dos productos competitivos entre sí
- En edificación urbana se prefiere el hormigón
- En la comparativa, pueden existir excepciones:

**1.- VENTAJAS ESTRUCTURA DE ACERO**

- Mayor resistencia (salva grandes luces)
- Ligereza, facilidad de transporte y montaje
- Breves plazos de entrega
- Variabilidad de distribución en planta y altura. Ampliaciones
- Propiedades más conocidas, constantes en el tiempo



**2.- INCONVENIENTES**

- Mayor precio (1.2 – 1.6 €/kg montado y pintado)
- Corrosión (pintura o galvanizado)
- Menor rigidez (deformaciones, vibración, insonoridad)
- Baja estabilidad frente al incendio
- En hormigón prefabricado, no suele ser necesario el cálculo y dimensionado

**Tipos de cubiertas**

No transitables o restringido su acceso sólo para conservación. Cubiertas:

- **Ligeras**: chapa metálica o sándwich. El material apoya sobre *correas*
- **Pesos medios**: teja, pizarra, cubiertas deck, (aislamiento e impermeabilizante)
- **Pesadas**: forjado de viguetas, de placas prefabricadas, losas de hormigón, etc.

Según la pendiente:

- **Planas**: asegurar la estanqueidad y evacuación con pendientes (min. 3%) para desaguar en sumideros y bajantes. Se precisa una impermeabilización (deck y forjados, buen sellado en las juntas y protegido (geotextil, gravilla, hormigón, tablero de rasilla))
- **Pendiente media**: habitual en naves. Pendiente mínima 6%, habitual 8-12%
- **Elevada pendiente**: teja, pizarra (piezas sueltas mínimo entre el 35 a 40%) o en paneles (25-30%), o en zonas de grandes nevadas

**Redacción de proyecto**: sólo se especifica el tipo de material. El tipo de cubierta determina su peso propio.

**Ejecución**: los fabricantes suministran *tablas de carga* de su producto para determinar la separación máxima entre correas



### CUBIERTAS DE CHAPA

- Chapa de acero grecada conformada en frío con acabado galvanizado ó prelacado
- La fijación a la correa se realiza con tornillos roscachapa
- En bordes recomienda doblar su número por los efectos locales del viento
- Separación correas  $s_c$ : se fija al diseñar la estructura. Habitual: 1.5 a 3 m
- Las chapas se tratan como elementos de chapa conformada en frío de Clase 4
- Importante apariencia (fachadas): color, calidad del material, remates y acabados, montaje, tipo y orientación de nervios, evitar ondulaciones, ocultación de los elementos de fijación, integración y con puertas y ventanas, etc.

### Chapa simple

- Grecadas de espesor habitual de 0.6 mm, con un canto total entre 30-50 mm
- Naves económicas, almacenes, ventiladas para evitar condensaciones y si no es necesario un cierto grado de aislamiento térmico o acústico. Construcciones abiertas o a la intemperie, parkings, marquesinas
- Su peso suele situarse entre 5 a 10 kg/m<sup>2</sup>



### Panel sándwich

Dos chapas grecadas y un aislamiento térmico (habitual 40 mm)

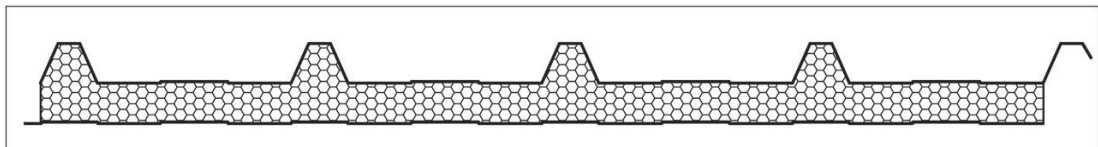
Su peso se sitúa entre 12 a 16 kg/m<sup>2</sup>. Según el sistema de montaje, se elige entre:

### Panel "in situ"

Es el más habitual: 2 chapas (habitual 0.6 mm), entre las que se intercala un perfil ( $\Omega$ ) y un aislante (fibra de vidrio o lana de roca). El ensamblaje se realiza *in situ*

### Panel prefabricado

Dos caras exteriores de chapa (habitual 0,5 mm), unidas por un núcleo central aislante de espuma rígida de poliuretano expandido, poliisocianurato, poliestireno expandido, lana de vidrio o de roca), autoportantes. Rápido de colocar pero más caro



**PANEL IN SITU**



**PANEL + LUCERNARIO**



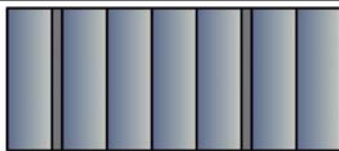
**PANEL DE FACHADA**



**PANEL DE CUBIERTA**

**Panel prefabricado de hormigón** piezas son machihembradas que se sellan entre ellas. Cara exterior de hormigón liso, árido visto, hormigón texturizado. Tipos:

- **Verticales:** piezas aligeradas y completas en toda su altura (anchura 1.2 m, entre 12 a 30 cm de espesor). Habitual colocarlas por el exterior de pilares. Sujeción horizontal: se apoyan en cabeza con una viga entre pilares (UPN).
- **Horizontales:** macizas o aligeradas (1.2, 2.4 m. de alto). Longitud igual a la separación entre pilares. Se colocan en bandas superpuestas.



Panel disposición vertical



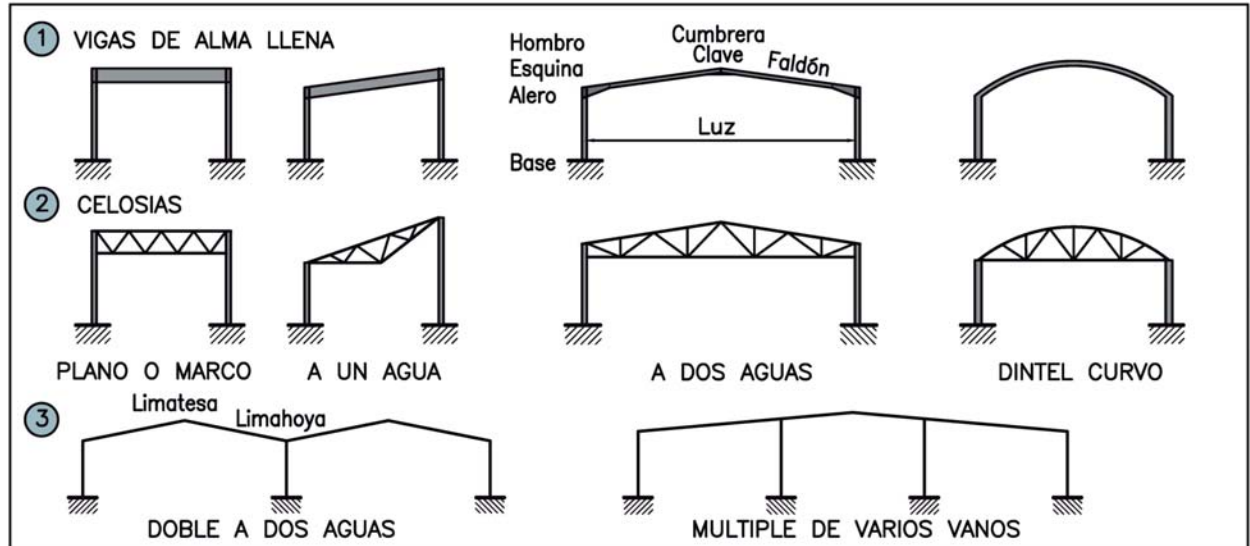
Panel disposición horizontal



Sección panel prefabricado de hormigón



- Gran variedad de diseños
- Más simple: prisma de planta rectangular, simétrica, con cubierta a dos aguas: constituye el PORTICO A DOS AGUAS, con vigas de cubierta de alma llena o celosía
- Desde luces pequeñas de 8-10 m hasta medianas 35- 40 m con perfiles laminados



### PÓRTICO frente a CELOSIAS:

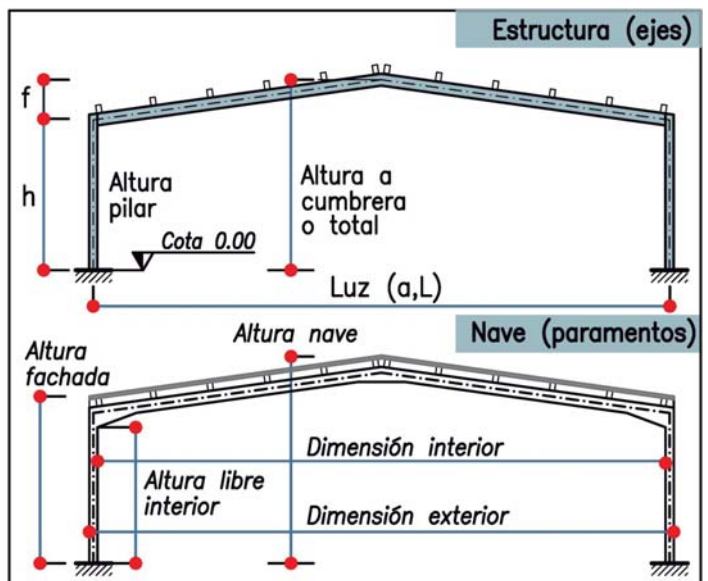
- más gasto en acero, más pesada respecto al transporte
- menos gasto en mano de obra
- montaje más rápido
- más fácil de cálculo
- más habitual hoy en día
- más diaphanidad interior
- con celosía más sencillo colgar falsos techos u otros
- mayor cimentación (zapata. base de anclaje) en el pórtico rígido

### GEOMETRIA

Cotas referidas a ejes de barras para el cálculo. En Proyecto (replanteo):

- Funcionalmente interesa el espacio interior
- Constructivamente es de interés las cotas exteriores
  - ♦ Como no se sabe el tamaño de los pilares, se desconoce la distancia entre ejes
  - ♦ Pequeñas variaciones en los ejes no alteraran significativamente los resultados

Sentido longitudinal: pórticos a separaciones entre 4 a 6 m

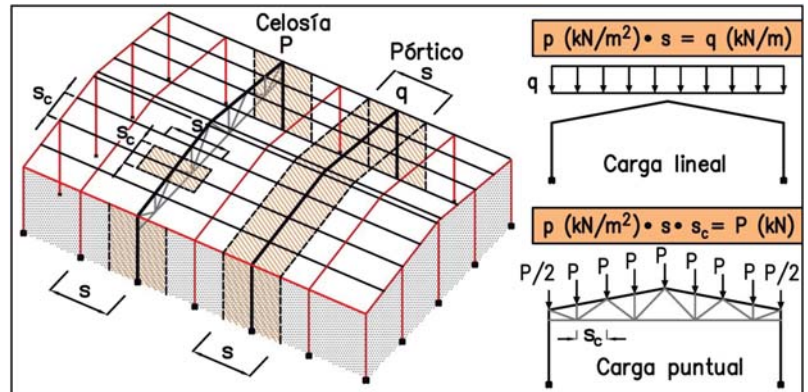


**TIPOS DE CARGA:**

- **Gravitatorias:** cargas puntuales (dónde apoyan las correas) excepto *Peso Propio de la estructura* (los programas de cálculo lo evalúan al predimensionar)
- **Viento:** uniforme sobre pared de bloque o prefabricado horizontal. Puntual sobre chapa (fachada o cubierta) con correas o panel prefabricado vertical (vigas de sujeción)

**CALCULO DE LAS CARGAS:**

- **Pórticos y soportes** (para simplificar): "p" superficial se multiplica por la separación entre pórticos "s" para referirla a metro lineal de longitud de dintel "q"
- **Celosías:** "p" se multiplica por la separación entre pórticos "s" y por la separación entre correas "s<sub>c</sub>" como carga puntual en nudo "P"

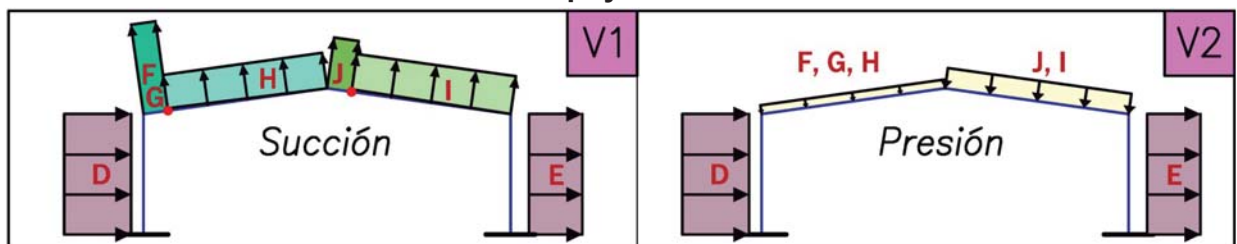


**DIRECCIÓN DE LAS CARGAS:**

- **Acciones permanentes:** por unidad de longitud de barra o chapa
- **Sobrecarga de uso y Nieve:** por unidad de longitud de proyección horizontal perpendicular a la fachada o cubierta
- **Viento:**

**Cubierta:** Nave cerrada simétrica a dos aguas, viento contra la fachada lateral

- Uniforme para el dintel de un pórtico
- Puntual en una celosía en dónde apoyen las correas



**Hipótesis de carga:**

- **V1: Máxima succión** en cubierta
  - En pórticos, **NO** suele proporcionar los peores esfuerzos y no se tiene en cuenta
  - En celosías, por inversión del axil, el tirante se comprime por succión del viento. El axil es pequeño, pero el pandeo lateral (o vuelco) puede afectar a la celosía

- **V2: Máxima presión** en cubierta

Se incrementa algo la componente vertical al combinarse con las gravitatorias

En cubierta, es un valor fijo en cada faldón. Si  $5^\circ \leq \alpha \leq 15^\circ$ , es  $0 \leq c_p \leq 0.2$

Si  $\alpha < 5^\circ$ , no existe zona J, en F, G, H es  $c_p = 0$ . En la zona I es  $c_p = 0.2$ , cuya longitud puede ser mayor o menor que  $a/2$ .



Se seleccionan las más desfavorables (   acción variable principal). En rojo **ELS**

	Comb.	Peso propio	S. uso	Nieve	Viento:	
		G	S	N	Succión	Presión
					V1	V2
<b>ELU (ELS)</b>	→ 1	1.35 (1)	1.50 (1)	0.75 (0.5)		
	→ 2	1.35 (1)	1.50 (1)	0.75 (0.5)		0.90 (0.6)
	3	1.35 (1)		0.75 (0.5)		1.50 (1)
	4	0.80 (1)			1.50 (1)	
	5	1.35 (1)		1.50 (1)		0.90 (0.6)

- **Comb. 1:** Condición de simetría. Importante, cercana a los máximos resultados, permitiendo un chequeo sencillo del comportamiento de la estructura
- **Comb. 2:** será la peor habitualmente. En dinteles, para  $5^\circ \leq \alpha \leq 15^\circ$ , la presión en cubierta la hace peor que la Comb.1
- **Comb. 3:** peores resultados si  $V2 \uparrow \uparrow$  o en estructuras trianguladas de cubierta
- **Comb. 4:** es inversión de esfuerzos,  $V1 \uparrow \uparrow$ , resultados inferiores en general a las cargas verticales. Se considera en celosías, no es necesario en pórticos
- **Comb. 5:** podría ser la peor con  $N \uparrow \uparrow$  ( $N > 80 \text{ kg/m}^2$ ), es la acción principal y S no se considera según CTE-SE ( $\psi_{0,S} = 0$ ).



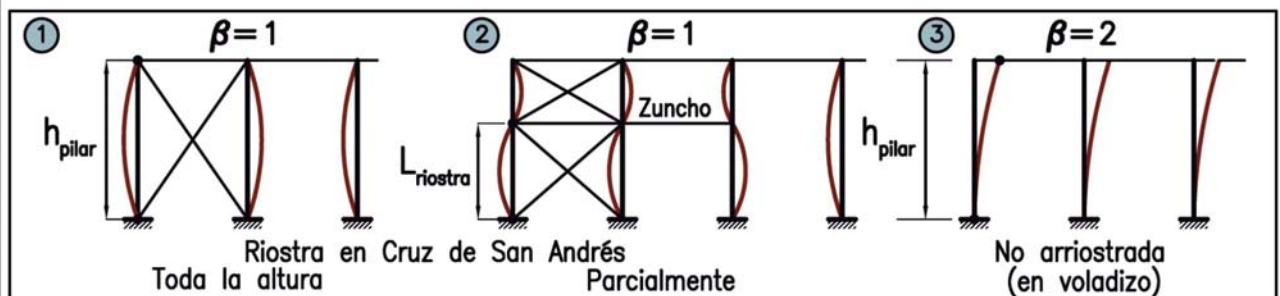
Obtención de la longitud de pandeo  $L_K = \beta \cdot L$ :

1) PILAR. PLANO DEL PORTICO:

- ➔ PORTICO nudos rígidos:  $\beta = 2.5$ ,  $L$ : Altura del pilar  $h_{\text{pilar}}$
- ➔ CELOSIA unión rígida al pilar:  $\beta = 1.5$ ,  $L$ : Altura pilar hasta el cordón inferior

2) PILAR. PLANO LATERAL:

- ➔ Pórtico o celosía:
  - ① ② Fachadas laterales arriostradas,  $\beta = 1$  (viga artic.emp.  $\beta = 0.7$ , valor teórico)  
Longitud: separación entre riostras  $L_{\text{riostra}}$
  - ③ No arriostrada  $\beta = 2$  (construcción diáfana o abierta)
  - Con muros de hormigón o macizos bien unidos al pilar **NO** hay pandeo lateral
  - Riostras y correas unidas a un panel o chapa rígida: separación entre correas





**2) DINTEL:**

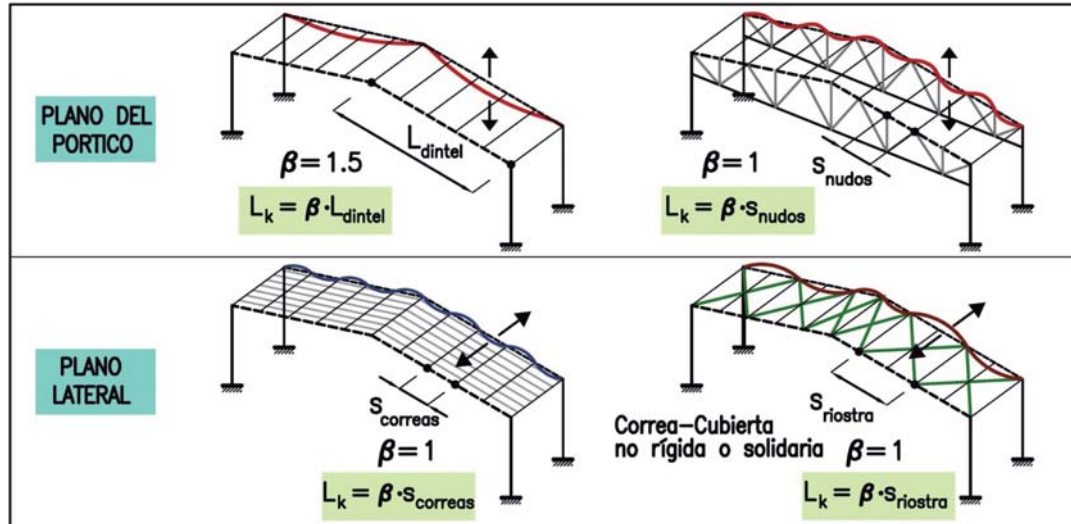
➔ **Plano del pórtico:**

**PORTICO:** se adoptará  $\beta = 1.5$ , longitud del nudo de esquina a cumbre  $l_{dintel}$

**CELOSIA:** separación entre nudos del cordón superior.  $\beta = 1$ , tubos  $\beta = 0.9$

➔ **Plano lateral:  $\beta = 1$**

Separación **entre correas** (cubierta rígida) o **entre riostras** (no rígida)



**COMPROBACIÓN DE PERFILES:**

**Método 2. Sin vuelco.** Pieza **no** susceptible a deformaciones por torsión (arriostrada)

Los esfuerzos deben pertenecer a la **misma combinación**

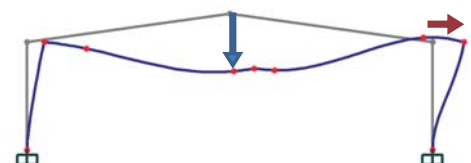
Propiedades mecánicas:  $W_{pl}$ : Secciones de Clase 1 y 2 ;  $W_{el}$ : Secciones de Clase 3:

- **Comprobación de resistencia:** Axil  $N$  y flector  $M$  de la **misma sección**  
En general la combinación de  $M_{max}$  dará los mayores índices resistentes
- **Comprobación de pandeo:** Axil  $N$  y flector  $M$  **máximos** de toda la barra  
Dos comprobaciones:
  - Pandeo en el plano del pórtico o estructura (P.P.)
  - Pandeo en el plano lateral (P.L.)

**DEFORMACIONES**

Comprobaciones y limitaciones **recomendadas** de deformación en naves:

Tipo	Limitación	
	Vertical	Horizontal
Apariencia (aspecto)	$\frac{Luz}{200}$	$\frac{h_{pilar}}{150}$
Integridad (daños en paredes)		$\frac{h_{pilar}}{250}$





**ENLACES Y APOYOS**

Según el tipo de nudos:

**RIGIDO:** Todos los nudos son rígidos (bases empotradas)

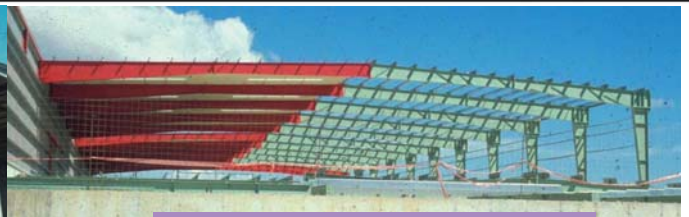
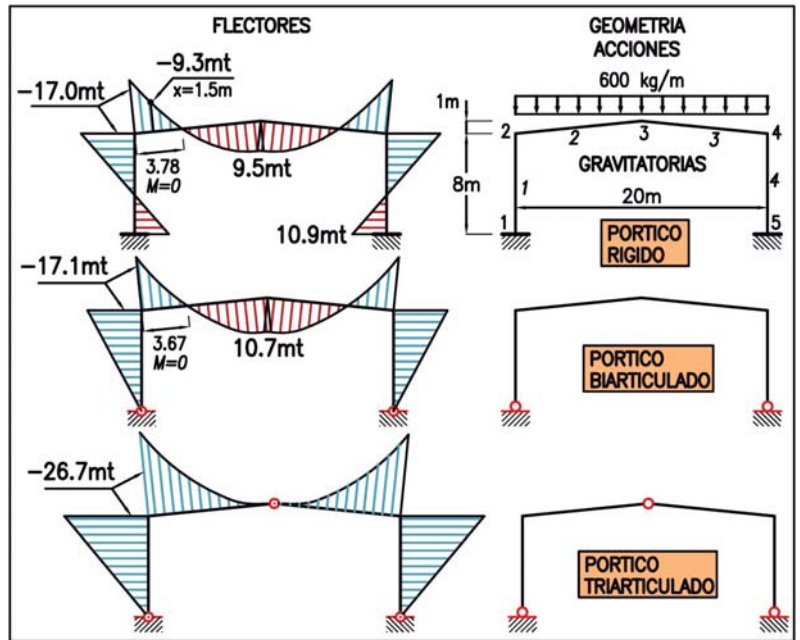
**BIARTICULADO:** Rótulas en la base de los pilares

**TRIARTICULADO:** Rótulas en la base de pilares y cumbrera

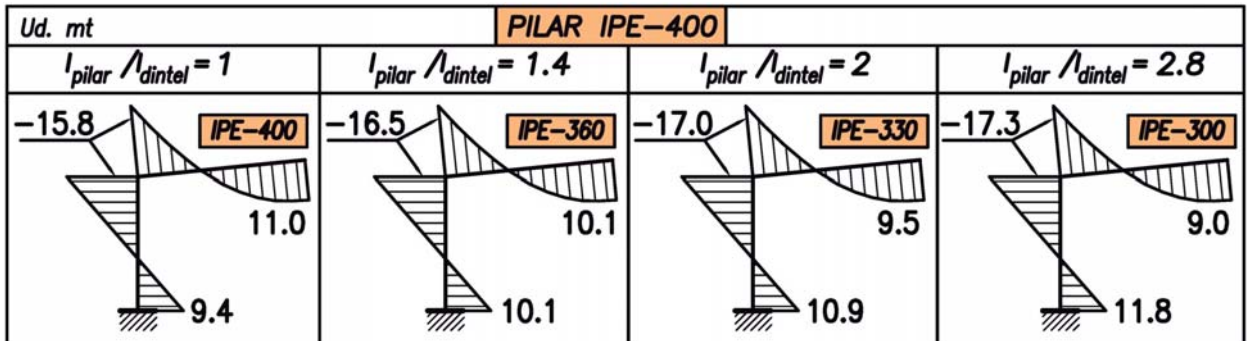
**MOMENTO FLECTOR**

**CARGAS VERTICALES:**

- ◆ Esfuerzo más importante
- ◆ Destacan 3 secciones:
  - Flector positivo en la base del pilar  $M_{12}$
  - Flector negativo en la esquina  $M_{21} = M_{23}$
  - Flector máximo positivo del dintel  $M_{max}(x)$



- Se debe conocer **EL PERFIL** para realizar el cálculo (predimensionado)
- Si modificamos el perfil, cambian los momentos
- El flector **NO depende** de la inercia de cada barra en concreto
- El flector depende de la **RELACION DE INERCIAS** pilar dintel  $I_{pilar}/I_{dintel}$
- Al fijar una  $I_{pilar}/I_{dintel}$ , los flectores no cambian
- Según aumenta la rigidez (inercia) del pilar frente al dintel:
  - el pilar aumenta sus flectores (Base:  $M_{12} \uparrow$ , Esquina:  $M_{21} \uparrow$ )
  - el dintel se descarga ( $M_{max} \downarrow$ )



- Las deformaciones **dependen** de la inercia de cada barra

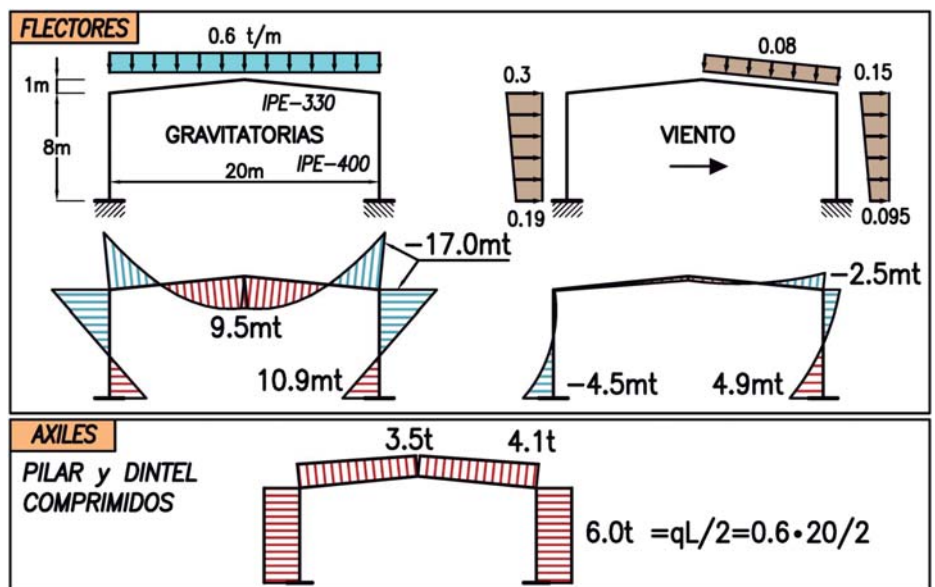
**FLECTORES V2**

- Menores a las gravitatorias
- **Pilar de barlovento** signo contrario a verticales
- **Pilar de sotavento:** de igual signo que las verticales (base y esquina)

El mayor flector se obtiene al combinar cargas verticales y viento (Comb 2: S principal)

**AXILES**

- **N** da tensiones muy inferiores a las debidas a **M** (incluso son despreciables)
- Más importante por **esbeltez** que por resistencia
- Se debe analizar el pandeo (estabilidad) lateral de pilares y dinteles



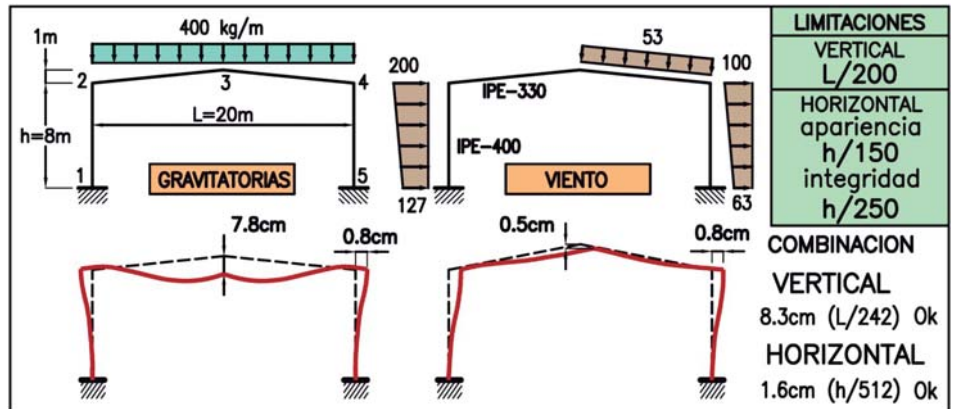
**DEFORMACIONES**

- Dependen de la inercia de cada perfil
- Más rigidez, menores flechas. Proporción inversa con la inercia de todos los perfiles
- Cargas sin mayorar (características)

**PERFILES**

- ▶ Usual es la IPE (IPN peor) en pilares y dinteles
- ▶ Pilares: **HEA, HEB** (mayor peso (precio), ocupa menor espacio, más estable lateral.)
- ▶ Se *recomienda* que el pilar sea **2 ó 3** perfiles mayor al dintel (acartelado)
- ▶ Los flectores dependen de  $I_{pilar}/I_{dintel}$ . Si es Cte  $\Rightarrow M(x) = Cte$ . Las IPE mantienen unas relaciones bastante fijas de inercia (las H no):

1 perfil superior	2 perfiles superior	3 perfiles superior
$I_{pilar}/I_{dintel} \approx 1.4$	$I_{pilar}/I_{dintel} \approx 2$	$I_{pilar}/I_{dintel} \approx 2.9$

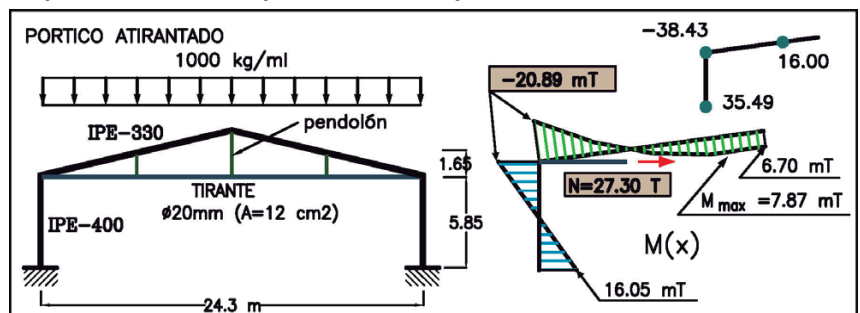
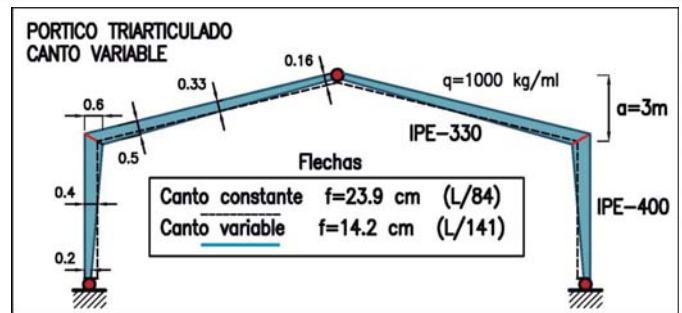


**Vigas de canto (inercia) variable:**

- Disminución importante de la flecha. Ejemplo: Pórtico triarticulado. inercia variable con igual gasto de acero.
- El coeficiente  $\beta$  de pandeo depende de la deformación del pórtico (mayor para el pórtico triarticulado, sobre todo el pilar).

**Pórtico atirantado**

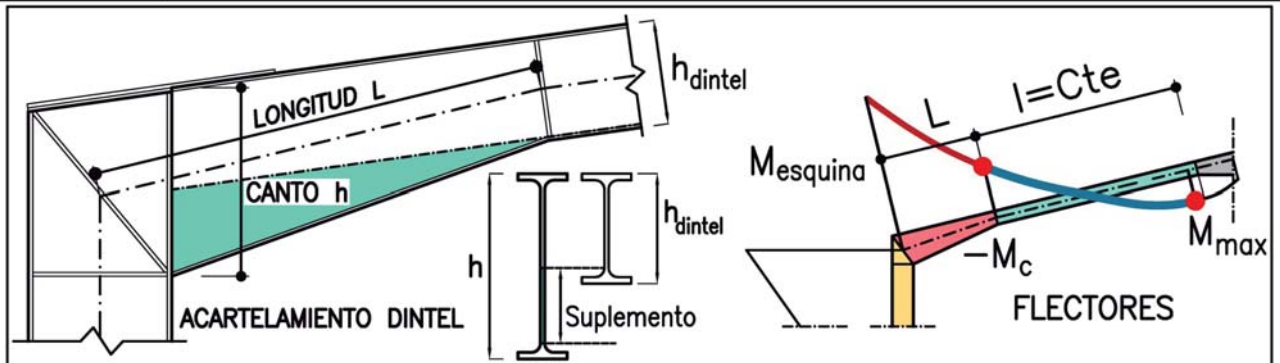
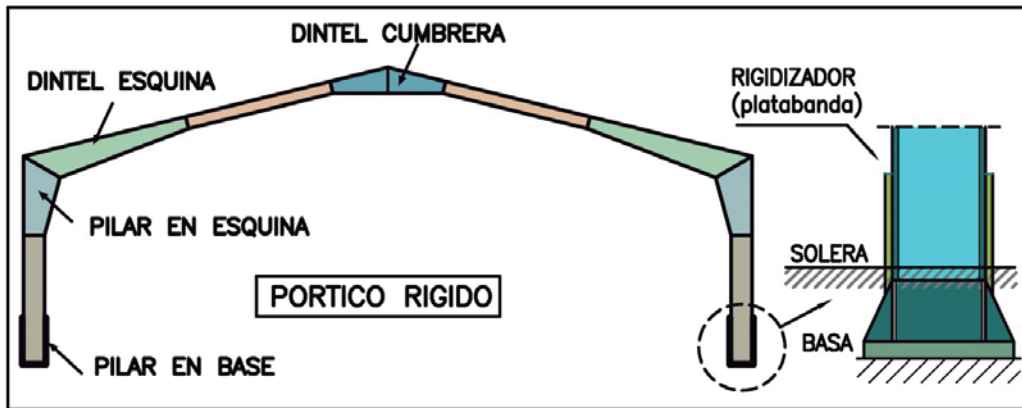
- $\Delta h_{esquina}$  se reduce mucho si se dispone un tirante que una las esquinas:
- Los flectores dependen de la sección del cable.
- Es conveniente colgar el cable con péndolas.
- Al perder tensión el cable (relajación, fallo de anclaje, catenaria), pierde eficacia.
- Para viento no es útil (las esquinas se aproximan).
- Se usa en rehabilitación para reforzar un pórtico existente. En invernaderos para aligerar perfiles y para suspender (sábanas) o colgar (inst. aspersión, bandejas, tutores, etc.).



- Fabricar un perfil de canto variable tal que la viga tenga mayor  $W$  dónde es mayor  $M$   
El ahorro de acero compensa el incremento de coste de fabricación ( $Luz > 10-12$  m)

**TIPOS:**

- ▣ **Dintel en el nudo de esquina:**  $M_{dintel}$  baja rápido y es necesaria poca longitud de cartela
- ▣ **Cumbrera:** no necesario por esfuerzos. Reduce la flecha en cumbrera. Facilita el montaje del nudo. Puede tener entre 1 y 3 m
- ▣ **Pilar en esquina** (Por ejemplo cuando la  $I_{pilar} = I_{dintel}$ ). Puede entorpecer o dificultar si existen oficinas interiores, cámaras, puentes grúa, etc.
- ▣ **Pilar en su base o en longitud** (platabandas o chapas soldadas al ala). Poco habitual (rehabilitación). Mejor subir el perfil.



**CALCULO Canto "h":** Se aconseja el doble o algo menos del  $h_{dintel}$

- ◆ Con  $h$  se obtiene  $W_{el} \approx W_{pilar}$ , necesario para soportar  $M_{esquina}$
- ◆ Usar  $W_{el}$  (clase 3) en lugar  $W_{pl}$
- ◆ **Cálculo de  $W_{el}$ :** Tablas, fórmulas, programas (IPE-300/540:  $h = 300$  mm pasa a 540 mm)

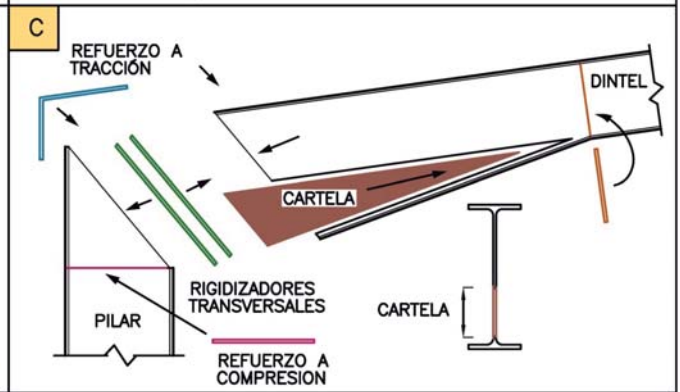
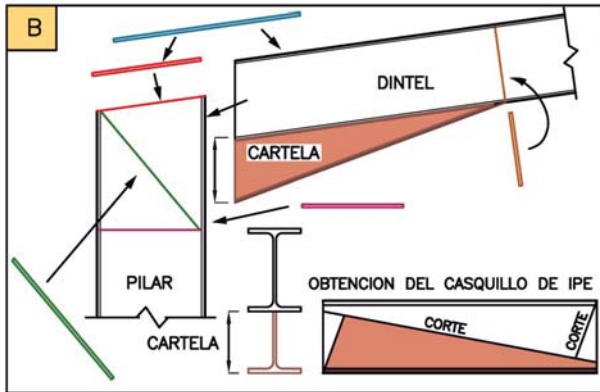
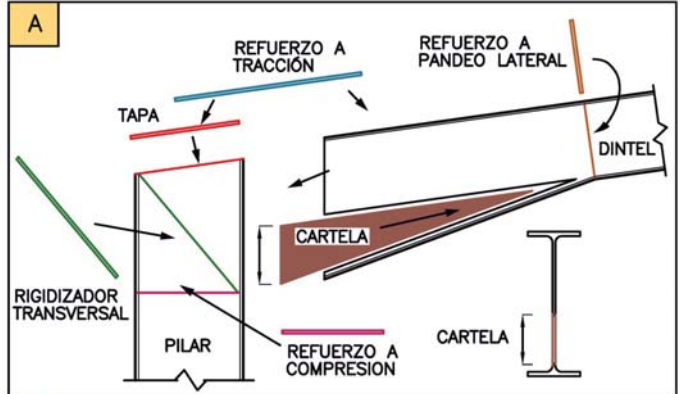
**CALCULO Longitud "L":** 1/10 de la Luz de la nave o algo más largo

- **Cálculo dintel en el tramo de  $l=Cte$ :** debe resistir  $M_{mayor}$  entre  $[M_{max}, -M_c]$
- $-M_c$  depende de  $L$ ;  $M_{max}$  es fijo
- **Máxima longitud:** la sección que cumpla que  $-M_c = M_{max}$

Cambios de "h" o "L" suelen alterar muy poco la ley de momentos

Tres ejemplos para fabricar un cartabón o acartelamiento:

- A) Introducir una chapa adicional. Canto el que se desee
- B) Añadiendo un casquillo de perfil
- C) La diagonal del nudo es la unión entre pilar y dintel



ASUNTO ESTRUCTURAS METALICAS

TEMA

TEMA 8: PORTICOS A DOS AGUAS

REF.  
8 - 11



ASUNTO ESTRUCTURAS METALICAS

TEMA

TEMA 8: PORTICOS A DOS AGUAS

REF.  
8 - 12



**Cartabón pilar/dintel**



PILAR HEA



DINTEL IPE



- 1: Falta chapa a tracción
- 2: Falta chapa compres.
- 3: Posición riostra
- 4: Forma de cartela



**Refuerzos del nudo :**

- Debido al **MOMENTO NEGATIVO** en la esquina:

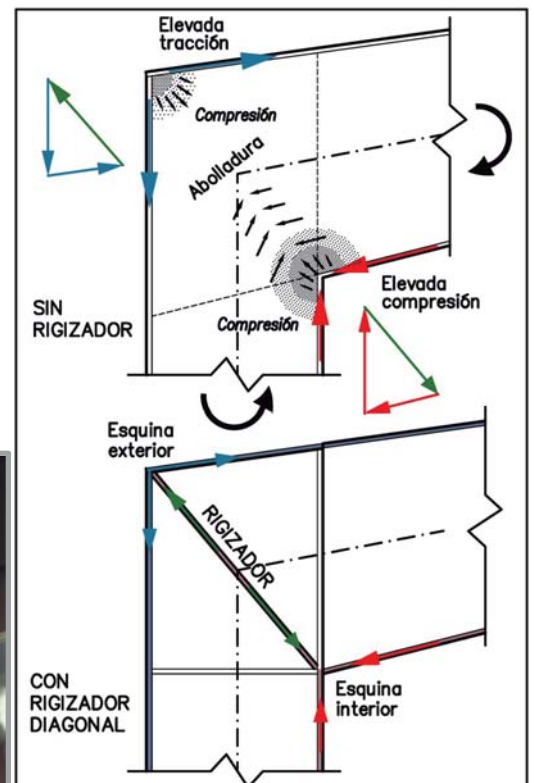
- **TRACCIONES:** ala exterior
- **COMPRESIONES:** ala interior

**RIGIDIZADORES:** chapas que ayudan a transmitir las  $\sigma$  entre dintel/pilar:

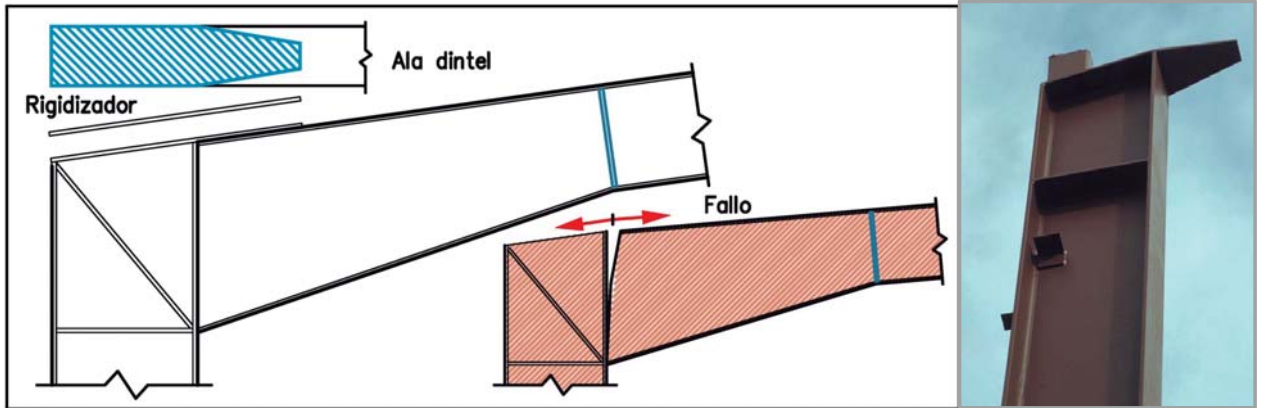
**1) Transversal de nudo:**

- Equilibra las fuerzas en esquinas  
Se **aconseja** en general disponer el rigidizador diagonal, salvo pórticos (nudos) pequeños
- Ayuda a evitar la abolladura del alma

Sin rigidizador →



- 2) **Del ala superior del dintel:** Facilita la transmisión de tensiones de tracción del ala superior del dintel al pilar  
Sirve además de chapa o tapa de cierre del pilar  
Conviene los lados inclinados de la chapa en su unión al dintel para que el esfuerzo se transmita a lo ancho de toda su ala  
Puede tener un área transversal similar a la del dintel (misma anchura y espesor)



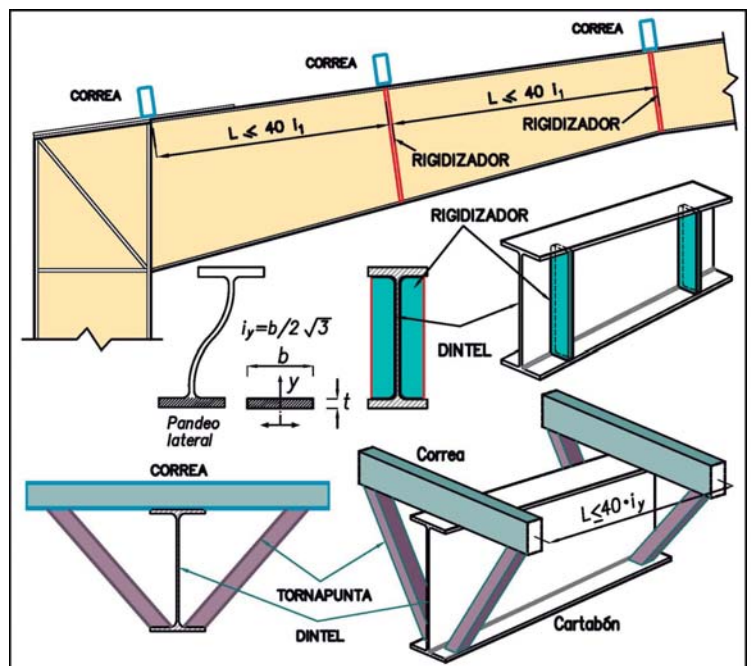
**Transversales del dintel:** Pandeo lateral del cartabón. El ala inferior comprimida tiende a desviarse de lado

- ✳ Afecta sobre todo a la esquina al disminuir el flector rápidamente según se aleja del nudo
- ✳ Vigas laminadas y/o cargas bajas o moderadas, basta con disponer rigidizadores en el alma ( $b$ : ancho del ala):

$$L \leq 40 \cdot i_1 = 40 \cdot b / 2 \cdot \sqrt{3}$$

- ✳ Vigas armadas o grandes esfuerzos: se sujeta el ala inferior comprimida con 2 tornapuntas que se unen a la correa.

Deben soportar  $N/100$  siendo  $N = f_{yd} \cdot t_f \cdot b$  ( $t_f$ : espesor del ala).

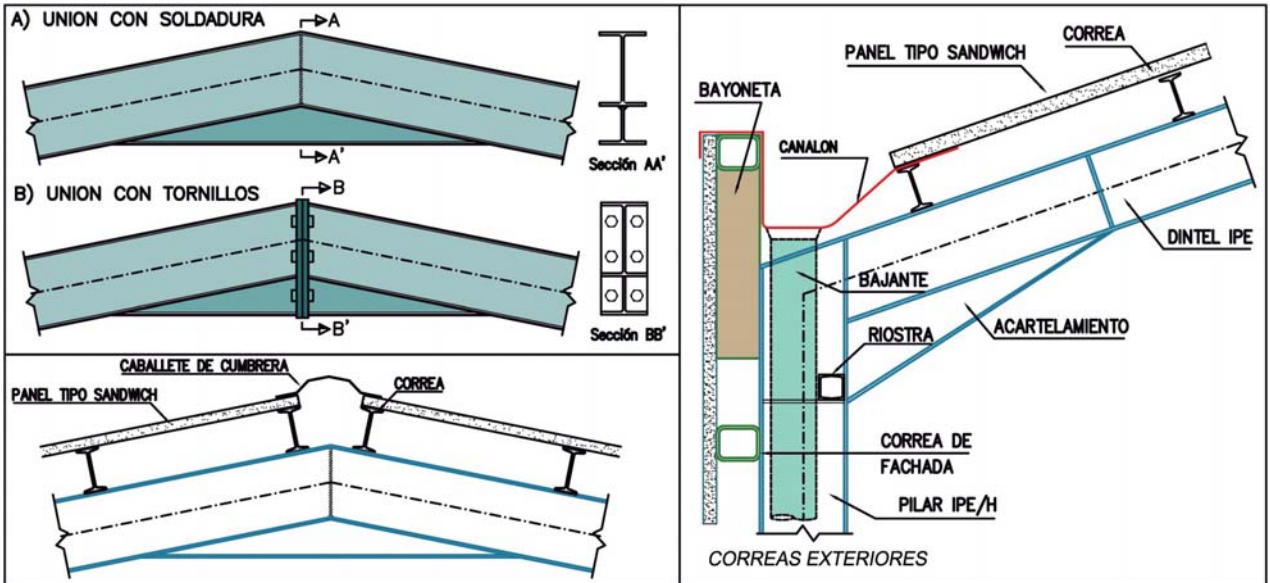






ASUNTO ESTRUCTURAS METALICAS  
TEMA TEMA 8: PORTICOS A DOS AGUAS

REF. 8 - 17

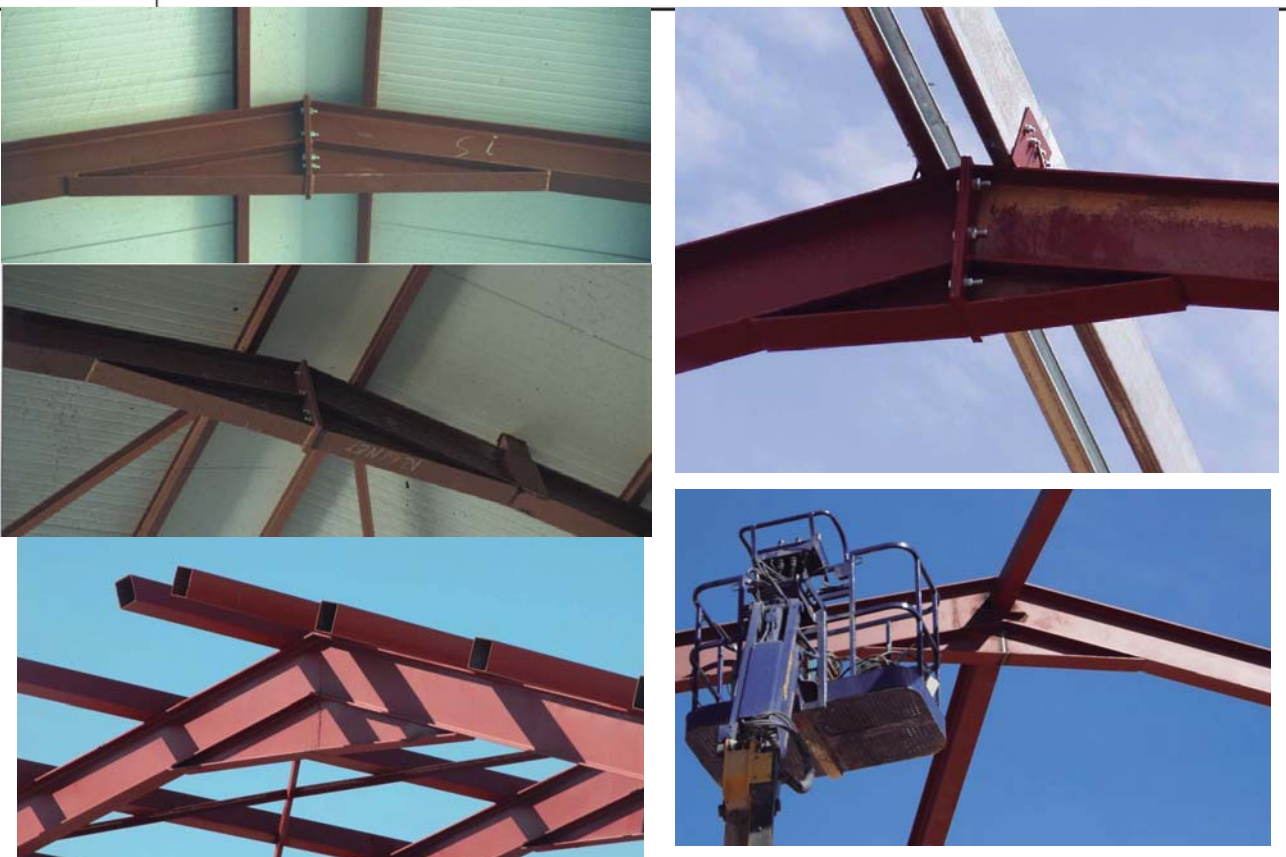


**NUDO DE CUMBRERA**

- Cartela no necesaria por esfuerzos (no se calcula)
- Aumenta la rigidez del pórtico y reduce la flecha en cumbrera
- Ala inferior: horizontal o quebrada. Canto y longitud total:  $h \approx 1.5 \cdot h_{\text{perfil}}$  ;  $L \approx L_{\text{esquina}}$
- Facilita la transmisión de  $\sigma$  de tracción por el ala inferior. Facilita el montaje

ASUNTO ESTRUCTURAS METALICAS  
TEMA TEMA 8: PORTICOS A DOS AGUAS

REF. 8 - 18



● Grúa (*carretón*) que se desplaza sobre una *viga puente*, a su vez todo el conjunto puede moverse en sentido longitudinal de la nave, mediante dos *vigas carril* a cada lado

● Acciones verticales P: son el peso del puente grúa (fijo) y su capacidad máxima (variable)

● Al frenar el puente grúa se originan unas fuerzas de inercia en la dirección del movimiento:

▶ En la dirección de la viga puente  $1/10 \cdot P$

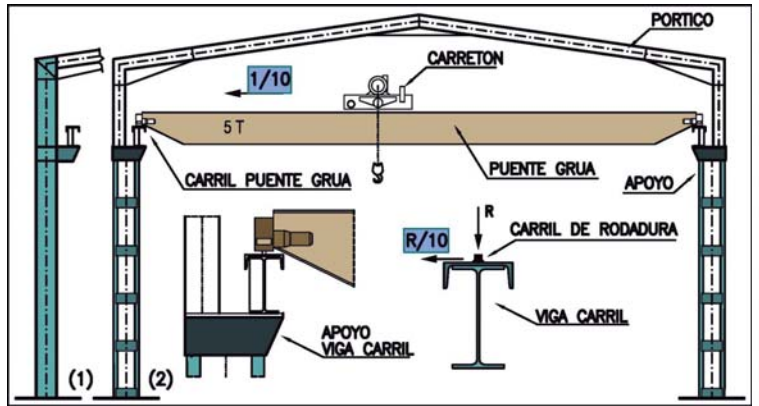
▶ En la dirección de la viga carril  $1/7 \cdot P$

● Pilar : empujes horizontales no elevados: IPE ó HEA.

Empujes altos: *2UPN empresilladas* o un perfil doble T *armado*, hasta la meseta de apoyo de la viga carril. A partir de allí puede proyectarse un pórtico convencional

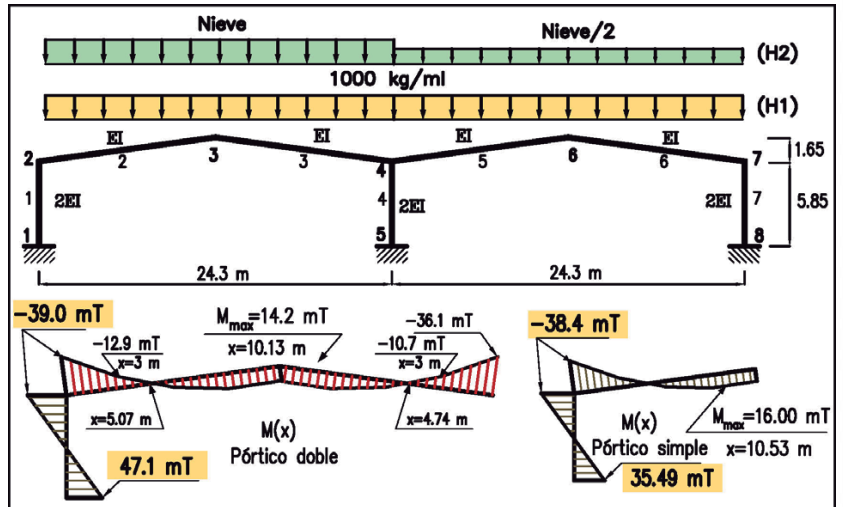
● Flecha y desplazamiento horizontal máximo de la viga carril (desgaste de la rodadura del puente), se limita a  $1/800$  de la Luz o al valor recomendado por el fabricante

● Respecto a los apoyos de la vía carril (h: altura), el desplome se limita a  $h/300$   
Entre apoyos enfrentados el desplome relativo no será superior a 20 mm



**Cargas verticales:**

- El pilar central trabaja a compresión sin flexión con carga simétrica
- A nieve asimétrica (según CTE:  $q_{nieve}$ ;  $q_{nieve}/2$ ) el pilar central tendrá menos axil pero con flexión, por lo que será una hipótesis peor
- El dintel cambia muy poco respecto al pórtico simple
- El flector en la base de los pilares laterales crece bastante
- En pórticos múltiples (varios vanos) el efecto es mayor. Los empujes debidos a acciones térmicas pueden ser importantes



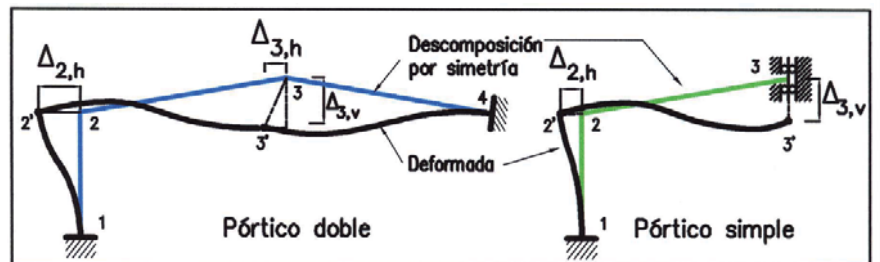
**Viento:**

- El pilar central tiene bastante menos flector que los laterales
- Comportamiento similar al pórtico simple

**Deformaciones:**

La relación entre  $\Delta_{2,h}$  y  $\Delta_{3,v}$  es el doble que el pórtico simple:  $\Delta_{2,h} = 2 \cdot \Delta_{3,v} \cdot \text{tg } \alpha$

- El empuje horizontal sobre la cabeza del pilar es mayor
- Esto es la causa del elevado momento en la base del pilar



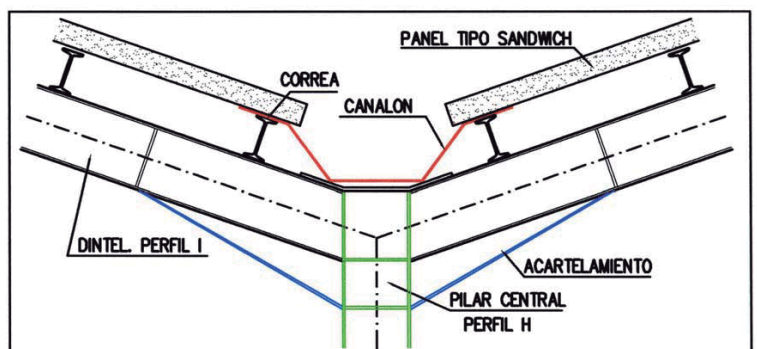
DEFORMACIONES	$\Delta_{vertical}$ (3)	$\Delta_{horizontal}$ (2)
PORTICO DOBLE	24.06 cm	6.35 cm
PORTICO SIMPLE	28.32 cm	3.76 cm

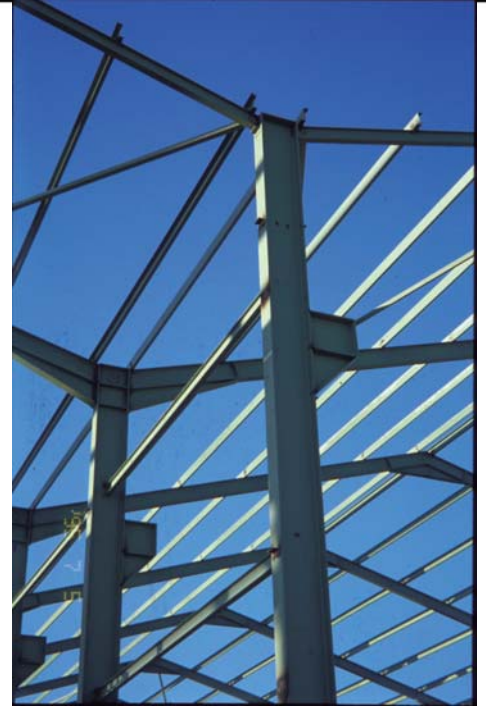
**Perfiles y acartelamientos:**

- En dinteles y pilares extremos similar al pórtico simple
- En el pilar central, si la nave es diáfana, mejor un perfil H (ó 2IPE)

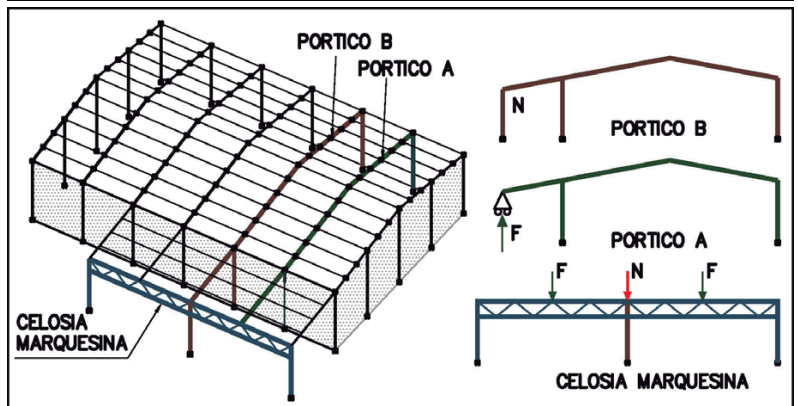
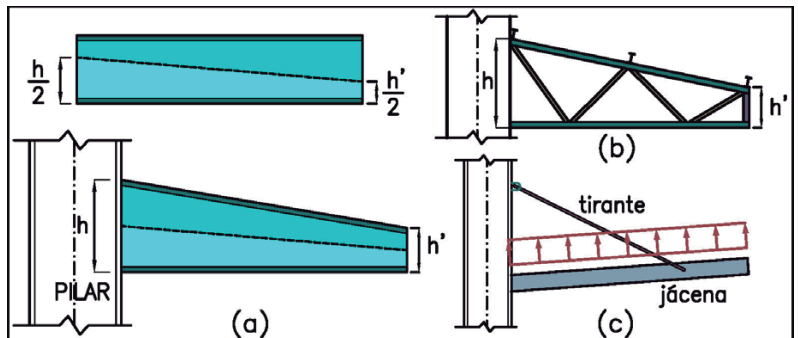
**Acciones:**

- Reducción del viento un 40% a partir del 4º faldón
- Las acumulaciones de nieve o granizo sobre el pilar central no suele generar mayores esfuerzos





- Situadas en cualquier muro (lateral o hastial) y en toda o parte de su longitud.
- Altura libre mayor de 3 m. pero si son superiores a 5 m pueden ser poco eficaces para una lluvia racheada o con viento.
- Vuelo  $\approx < 1$  m, perfil simple IPE soldado al pilar.
- Vuelo  $\approx < 2$  a 3 m, viga de alma llena de inercia variable.
- Vuelo  $< 6$  a 8 m.: marquesina en celosía de canto variable o con una viga soportada con un tirante desde un punto superior del pilar. El tirante, con succión del viento, podría estar comprimido.
- Vuelos superiores: disponer en el exterior de algunos pilares.



ASUNTO ESTRUCTURAS METALICAS

TEMA

TEMA 8: PORTICOS A DOS AGUAS

REF. 8 - 25



ASUNTO ESTRUCTURAS METALICAS

TEMA

TEMA 8: PORTICOS A DOS AGUAS

REF. 8 - 26



ASUNTO ESTRUCTURAS METALICAS

TEMA

TEMA 8: PORTICOS A DOS AGUAS

REF. 8 - 27



ASUNTO ESTRUCTURAS METALICAS

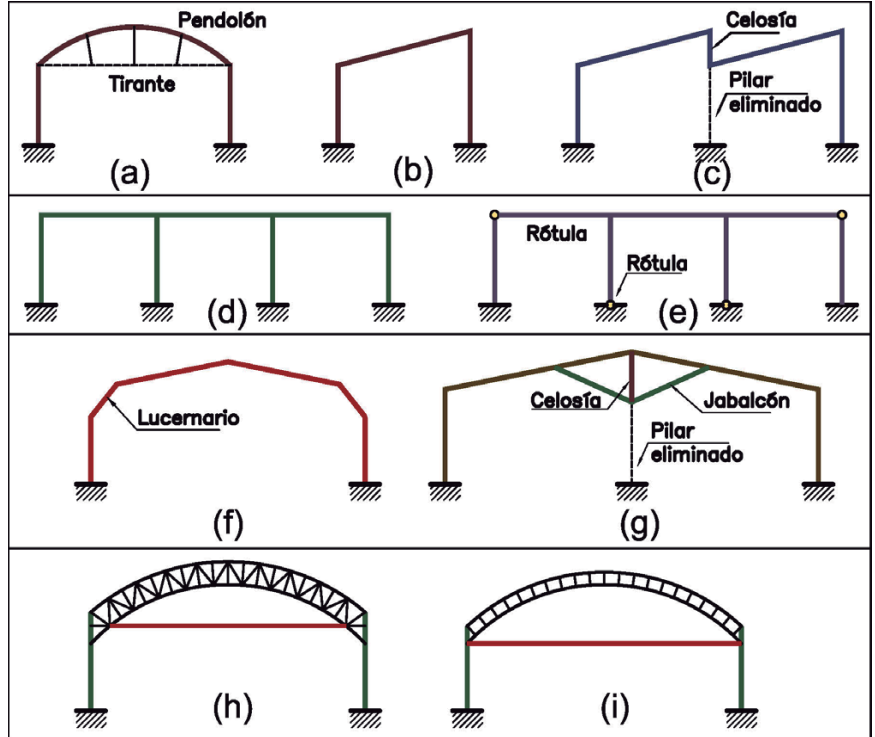
TEMA

TEMA 8: PORTICOS A DOS AGUAS

REF. 8 - 28



- Estructuras para invernaderos (a).
- Pórtico a un agua (b) y combinación de ellos (c) o diente de sierra
- Naves de cubiertas planas (d) de pilares de base rígida o articulada (e). Dintel continuo
- Naves con lucernario lateral (f).
- Pórticos con jабalcón y celosía central longitudinal para eliminar pilares (g).
- Naves con dintel curvo y tirante (h, i)



ASUNTO ESTRUCTURAS METALICAS

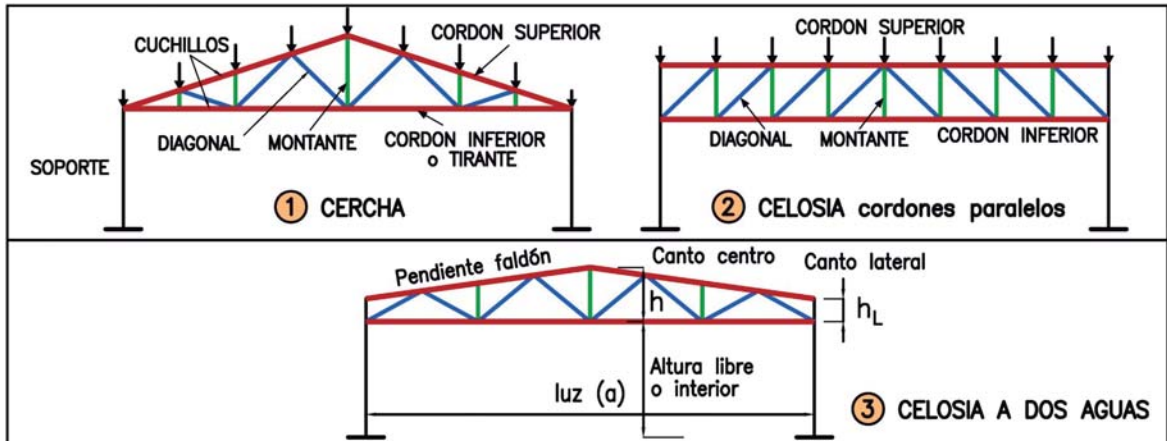
TEMA 8: PORTICOS A DOS AGUAS

REF. 8 - 31





- Repetición de triángulos. Transforman la flexión de una viga en axiles
- Para nudos **articulados**, **cargas** en los nudos, sólo existen **axiles** en las barras
- **Isostática**: los axiles **no dependen** de las propiedades mecánicas de las barras  
No es necesario predimensionar. Cambios de perfil, no modifican los axiles
- En general, los nudos son **rígidos**. Aparecen flectores secundarios en las barras
- Si se cumplen las condiciones de 5.1.1, estos flectores son despreciables
- Los pilares trabajan a flexocompresión, con flectores muy inferiores a los de un pórtico a dos aguas.
- Elementos de una CERCHA, CELOSIA canto constante y CELOSIA a dos aguas:



**CANTO:**

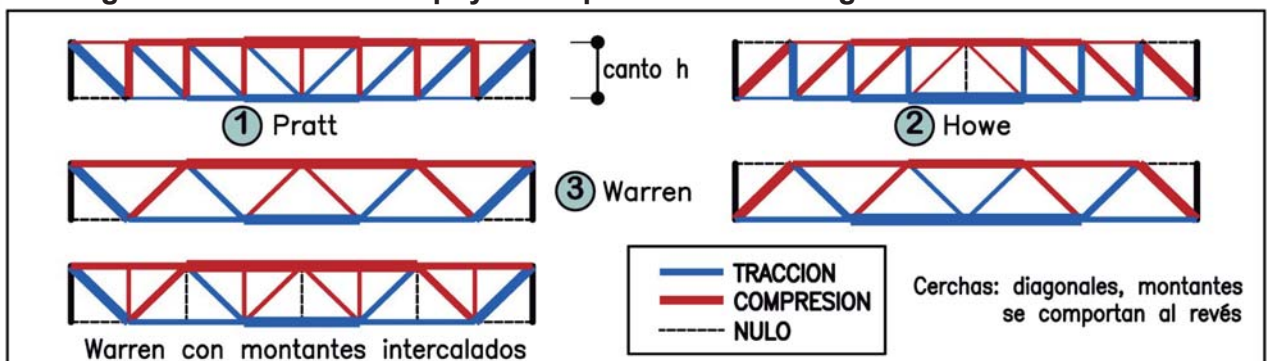
- Se recomienda  $Luz/15 < h < Luz/10$ ; En el apoyo:  $h_L = [0.6 ; 1.5] m$
- El axil de los cordones es inversamente proporcional al canto
- Mayor canto menor flecha. La flecha no suele ser limitante
- Canto  $\uparrow\uparrow$ ; nave más alta, diagonales largas

**PENDIENTE**

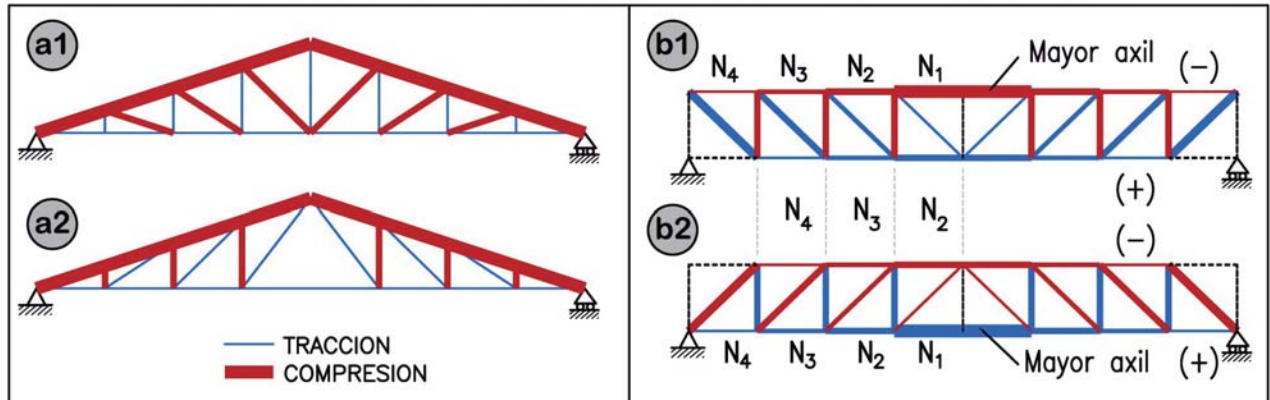
- Pendiente alta ocasiona un excesivo canto central. Mejor cercha.

**AXILES CELOSIAS**

- Cordón superior: compresión. Cordón inferior: tracción. Máximos en el centro
- Diagonales: Inclínadas al apoyo: compresión. Menor ángulo de inclinación: más axil



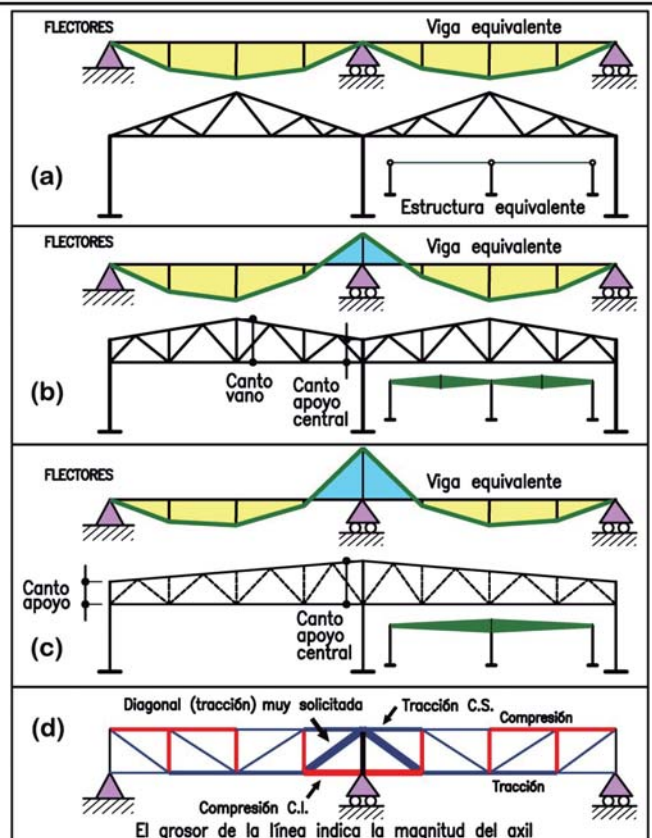
- **Optimización:** conseguir la triangulación de menor peso en perfiles
- Las barras comprimidas deben ser las más cortas (la esbeltez penaliza  $\lambda \rightarrow \chi < 1$ )
- Cerchas: la triangulación (a2) podría ser más económica que (a1), porque las diagonales a tracción son las barras más largas
- Celosías no está claro:
  - ⊕ Respecto a las diagonales es mejor la (b1). Diagonal = tracción ; Montante = compresión
  - ⊕ Respecto a los cordones es mejor la (b2), pues el mayor axil es de tracción
- En la práctica, no es un asunto relevante, pues las celosías de cubiertas ligeras suelen emplear poco acero respecto a otras tipologías



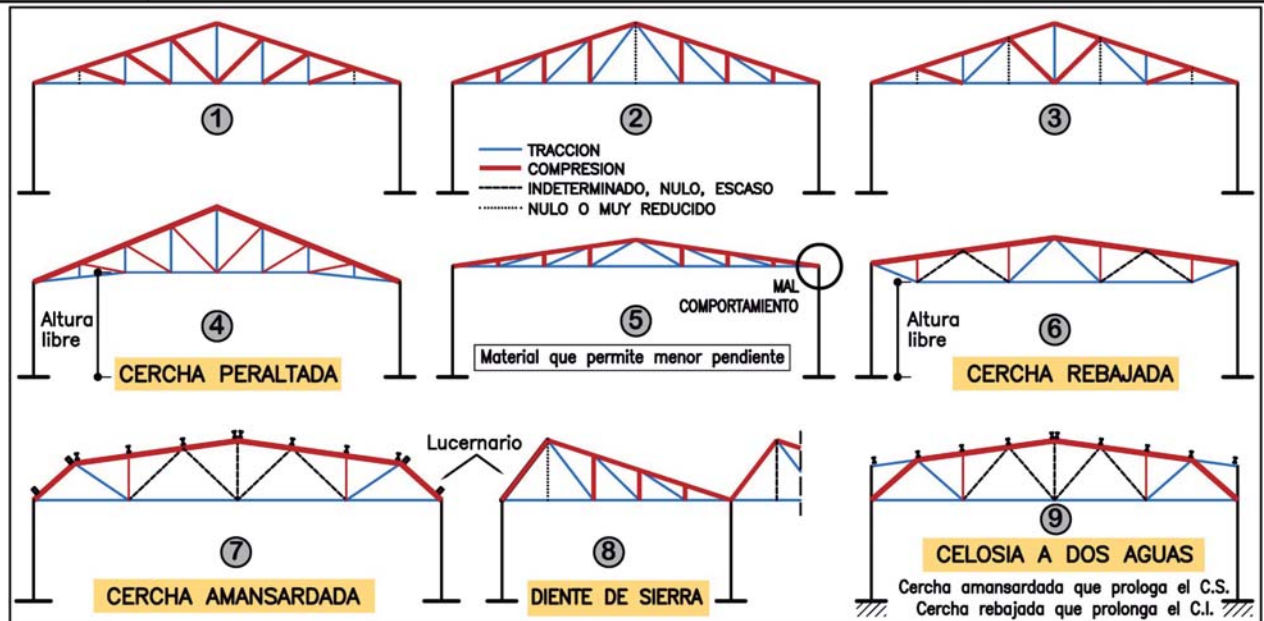
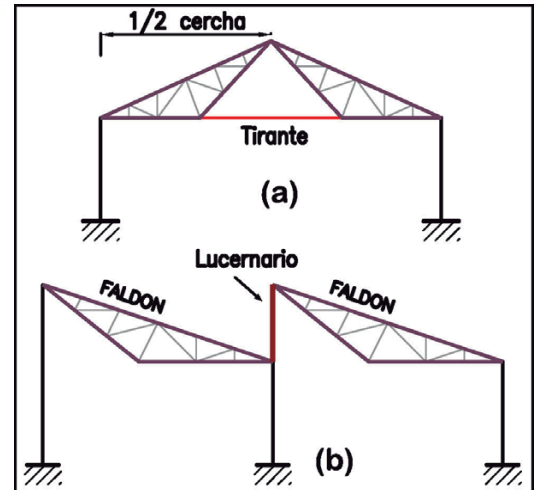
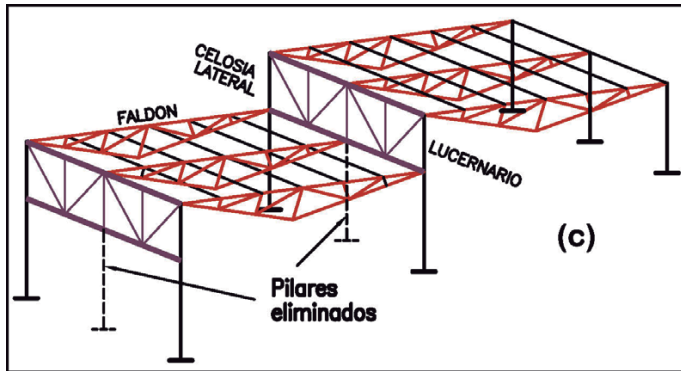
(a) Vigas simplemente apoyadas (como cerchas aisladas). Sólo el pilar central tiene el doble de axil

(b) Vigas continuas:

- A mayor canto en el centro (c) > (b), mayor es el efecto de continuidad, mayor el momento central y mayor los axiles en las barras en el centro.
- El momento es negativo: tracción en el cordón superior, compresión en el cordón inferior
- Las diagonales centrales (d) tienen elevados axiles. A veces mayores que los cordones
- El pilar central, por hiperestaticidad, tiene más axil que por reparto le corresponde



- Triangulación tipo Polonceau (a):
  - ☀ Buen comportamiento estructural
  - ☀ Se compone de dos cerchas unidas por un tirante.
  - ☀ La pendiente debe ser alta.
- Nave en diente de sierra (b):
  - ☀ Lucernario vertical o con ligera inclinación
  - ☀ Se encara al Norte.
  - ☀ Es más pesada que otras soluciones.
  - ☀ Provoca empujes horizontales en los pilares
- Supresión de pilares interiores en una nave en diente de sierra mediante celosía en lucernario (c).



- CERCHA ①②③ era adecuada para materiales de cierta pendiente, como la placa de fibrocemento, hoy prohibida. Sigue siéndolo para teja y pizarra
- Reducir el canto conlleva un mal comportamiento ⑤. Soluciones: cercha rebajada ⑥ y cercha amansardada ⑦. Prolongando los cordones se llega a la celosía a dos aguas ⑨

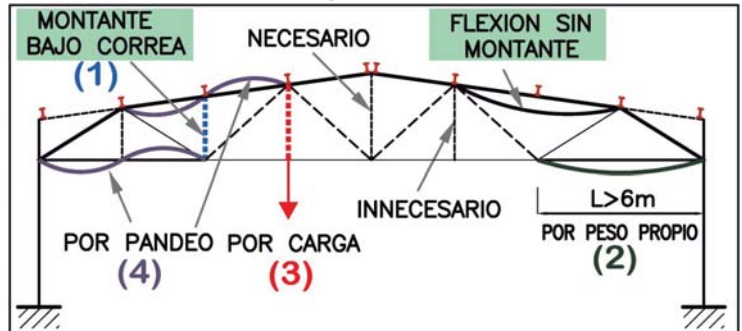
**DIAGONALES**

- Más similar a celosías de cordones paralelos que a cerchas
- Inclinación: 25 a 40°. Si  $\alpha > 30^\circ$ , sólo axil en barras (EAE)
- Signo del axil, salvo extremas, puede ser tracción o compresión

**MONTANTES** en celosías Warren.

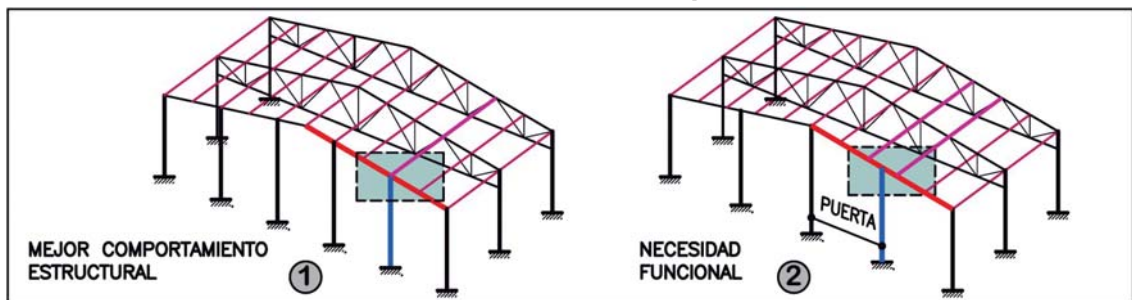
Se recomienda o debe colocar:

- 1 Bajo la correa (sin = flexión)
- 2 Soporta el peso del C.I para  $L > 6m$
- 3 Cargas colgadas del cordón inferior
- 4 Reduce  $L_k$  (pandeo) barras compri.

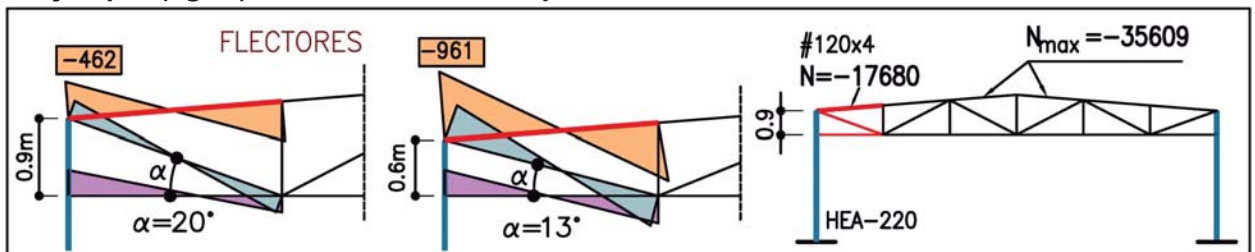


**CORREAS**

- Mejor apoyar en los nudos de la celosía (no provocan momentos)
- Conviene coincidir la modulación de correas con los pilares hastiales:



- Duda: importancia de los **flectores secundarios** ¿Cuándo se pueden despreciar?
- Muchas veces la inclinación de las diagonales es  $\alpha < 30^\circ$  (no pueden despreciarse)
- Estructura **hiperestática** + Nudos **rígidos**: la rigidez de los pilares ocasiona flectores en las barras extremas de la celosía (las que se unen al pilar)
- Dimensionado con programa: suelen considerar los flectores siempre
- Ejemplo ( $kg \cdot m$ ): Evaluación de la importancia de los flectores. Influencia del canto  $h_L$ :

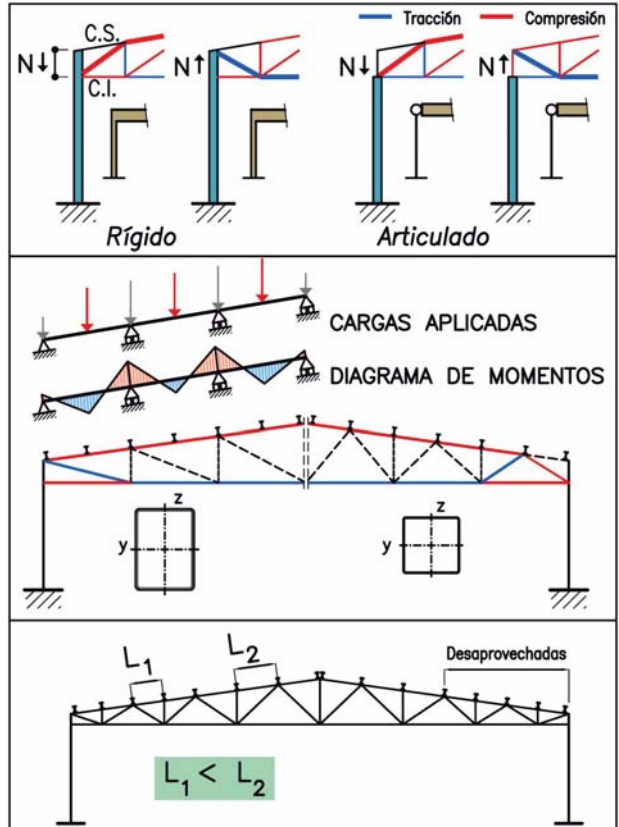


Para  $h_L = 0.9m$ , C.Sup. #120x4 : Flector  $\rightarrow M_{Ed} = 462 \text{ mkg}$  ; Axil  $\rightarrow N_{Ed} = 17680 \text{ kg}$ :

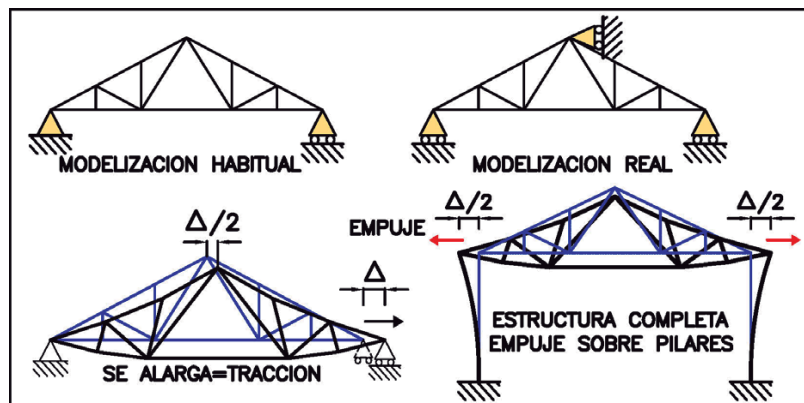
$$i_M = \frac{M_{Ed}}{W_{pl} \cdot f_{yd}} = \frac{46200}{77.8 \cdot 2619} = 0.23 ; i_N = \frac{N_{Ed}}{A \cdot f_{yd}} = \frac{17680}{18.34 \cdot 2619} = 0.37 ; i_{Total} = 0.6$$

- El índice del flector no es despreciable (0.23 versus 0.37)
- La barra del cordón de  $N_{max}$  es peor:  $i_N = 35609/18.34 \cdot 2619 = 0.75$  ( $i_M = 0$ )
- Para el canto de 0.6 m, el índice del flector se **dispara**  $i_{\text{cordón},M} = 0.48$  e influye más (Nota.  $N_{max}$  sería mayor al ser menor el canto  $h$  en el centro de la celosía)

- **Diferencias de comportamiento:** marco de nudos rígidos o celosía biapoyada en el pilar:
  - Depende del pilar si arranca del C.S. o C.I.
  - Depende cómo se incline la última diagonal
- **No confundir:** Esfuerzo (flector y cortante) como **viga completa** ⇒ se transforma en las **barras**, en **axiles** (método de Cullman-Ritter o de las secciones:  $N_{\text{cordones}} = M/h$ ):
  - ⊙ ↑ momento ⇒ centro celosía, extremo de cercha ⇒ ↑ axiles en cordones
  - ⊙ ↑ cortante ⇒ extremos ⇒ ↑ axiles en diagonales
- **Correas fuera de los nudos**
  - Correas menos separadas, diagonales más tendidas (mejor aspecto)
  - Cordón superior como viga continua
  - Se necesita un C.S. de perfil mayor (axil y flector). Ahorro en diagonales o montantes
  - Al ser necesario  $W_y$ , será un perfil colocado de canto
- Correas a distancias desiguales  $L_1, L_2$ , para ajustarse a los nudos. Igual canto para todas.



- Se modeliza con un apoyo fijo y otro deslizante
- En la práctica ambos apoyos son iguales
- Los pilares tienen igual desplazamiento  $\Delta/2$  hacia el exterior
- El modelo de cálculo real tiene un apoyo horizontal en cumbrera (eje) y dos apoyos deslizantes en los extremos del C.I.
- Si los soportes son rígidos (pilares de hormigón, muros, etc.), el cordón inferior está poco traccionado o hasta comprimido (peligro de pandeo). Los empujes horizontales en el apoyo pueden ser altos
- Para evitarlo se diseñan en esos casos apoyos deslizantes (de caucho o neopreno)
- En un programa, se calculan pilar y cerchas a la vez
- En celosías, el comportamiento es similar

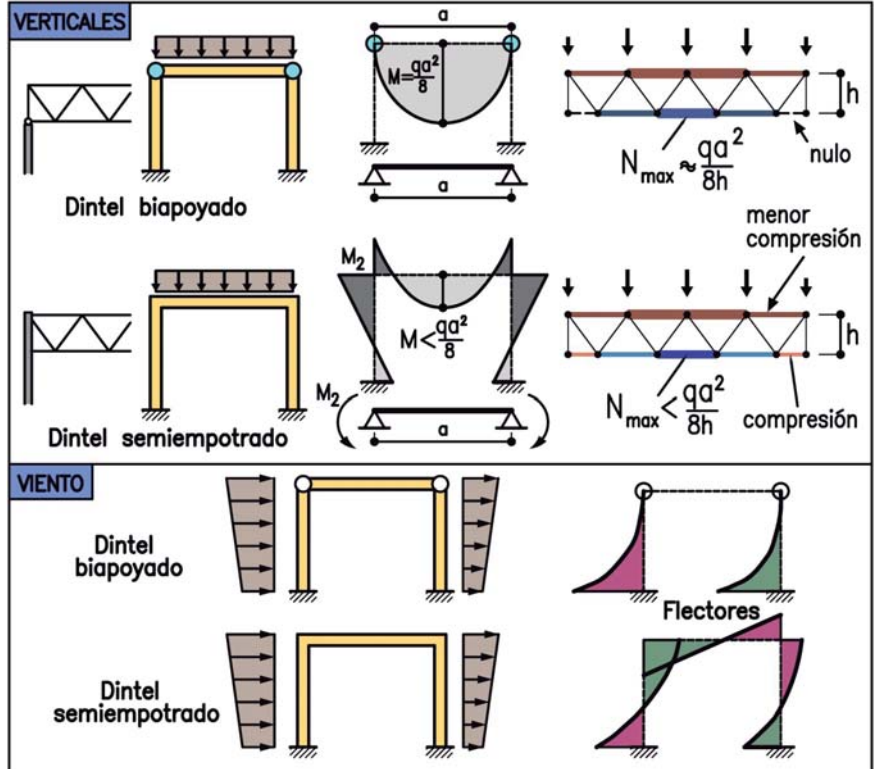


**CARGAS VERTICALES**

- Celosía apoyada (articulada) sobre el pilar:  $M_{\text{APOYO}} \approx 0$ . Comportamiento similar a una viga biapoyada. Los pilares sólo soportan compresión y un débil momento
- Celosía unida rigidamente al pilar con dos cordones:  $M \uparrow$  similar a un pórtico plano rígido (marco)

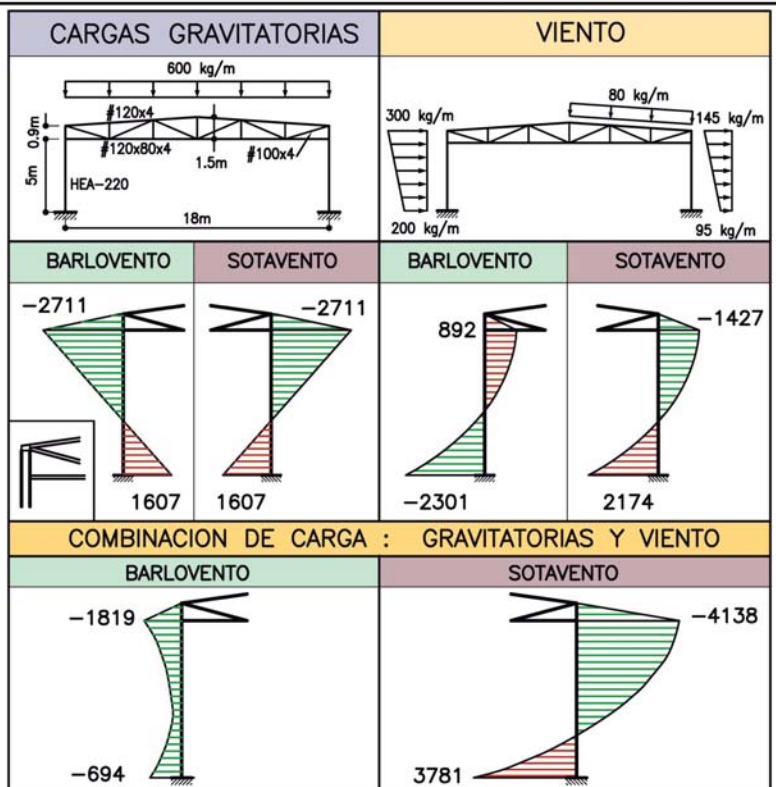
**VIENTO**

- Celosía apoyada (articulada) sobre el pilar: mayor flector máximo y desplome
- Marco rígido: reparte los flectores entre pilares y celosía



**Celosías rígidas:** el pilar alcanza el C.S. con unión rígida a ambos cordones. Marco o pórtico plano.

- **Comparación verticales/viento:**
  - Flector máximo: pueden ser de magnitud similar
  - Barlovento: signos contrarios. Sotavento: mismo signo
- **Combinación verticales/viento:**
  - Más flector a sotavento
  - Puede ocurrir bien en la base:  $1607 + 2174 = 3781 \text{ kgm}$  o en cabeza:  $-2711 - 1427 = -4138 \text{ kg}\cdot\text{m}$
- Cualquiera de las 2 combinaciones puede ser la peor:
  - $1.35G + 1.5S + 0.75N + 0.9V2$
  - $1.35G + \quad + 0.75N + 1.5V2$
 Ensayar ambas. Poca diferencia
- **Axiles:** Menor importancia
- **Perfiles:** HEB, HEA



**Hipótesis de funcionamiento:**

Correas **solidarias** con el material de cubierta (panel) y unión firme al cordón. (cubierta rígida en su plano)

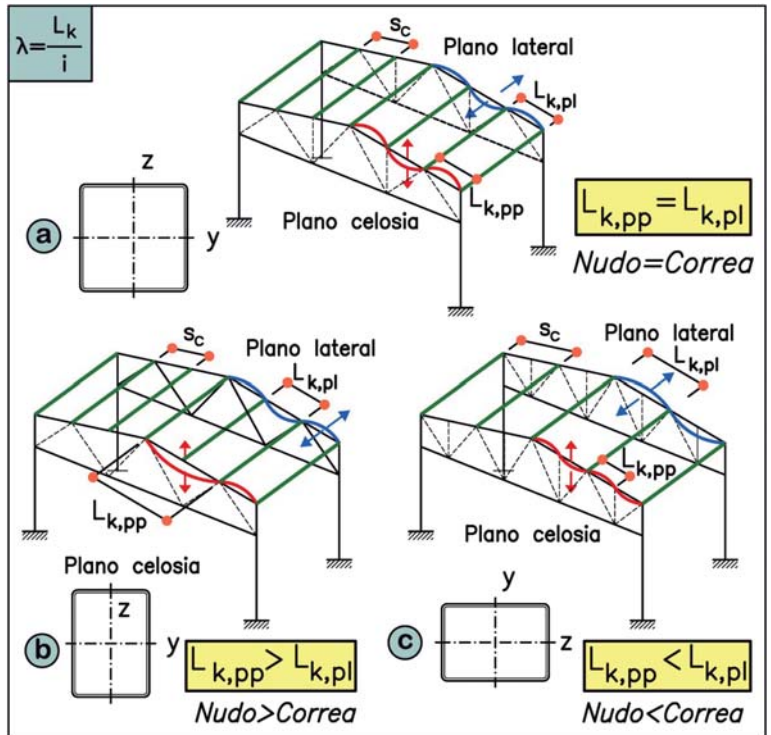
**Disposición del perfil:**

- ⊙ **Plano Celosía:** separación entre nudos  $L_{k,pp}$
- ⊙ **Plano Lateral:** separación entre correas  $L_{k,pl}$

**Caso a:** Separación entre nudos igual a la de correas. Perfil cuadrado

**Caso b:** Separación entre nudos mayor a la de correas. Rectangular vertical debido al flector originado por el apoyo de la correa fuera del nudo. Favorable además respecto al pandeo (eje y horizontal)

**Caso c:** Separación entre nudos menor a la de correas. Correas muy separadas y triangulación muy tupida. Perfil rectangular de plano  
**Se recuerda:**  $L_{pandeo} = 0.9 \cdot L$  (tubos)



**CORDON INFERIOR TRACCIONADO**

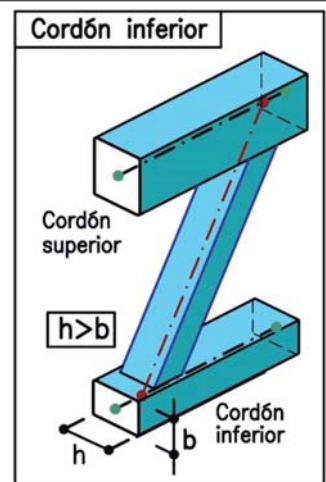
- ➔ No influye la forma o disposición, sólo el área
- ➔ Por transporte y montaje, una disposición apaisada (de plano □) da más estabilidad lateral
- ➔ Ancho (h) superior a diagonales y similar al cordón superior

**CORDON INFERIOR COMPRIMIDO**

- ⊙ El tirante puede resultar comprimido por:
  - Flector de empotramiento de la celosía al pilar: compresión en los extremos del cordón inferior
  - Succión del viento en cubiertas ligeras, abiertas o con huecos
  - Durante la ejecución: obtener mayor estabilidad de la celosía
- ⊙ Esbeltez lateral elevada. Pueden ser necesarias riostras laterales
- ⊙ Los coeficientes  $\beta$  de pandeo pueden ser:

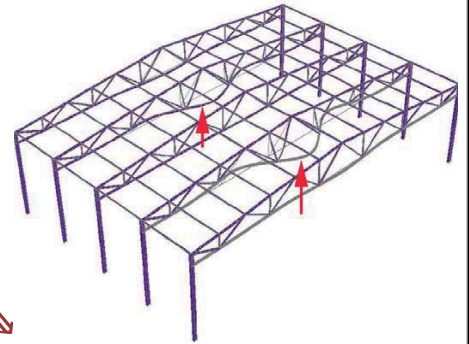
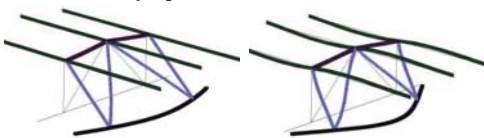
CELOSIA	Correas	$\beta$
Unida rígidamente al pilar con ambos cordones	Continuas	0.30
	Biapoyadas	0.35

- ⊙ Perfil **rectangular en disposición apaisada** (de plano □) por pandeo lateral
- ⊙ Se estima suficiente limitar la esbeltez reducida del cordón inferior (inferior a 2)
- ⊙ En muchas ocasiones, el proyectista omite estas comprobaciones

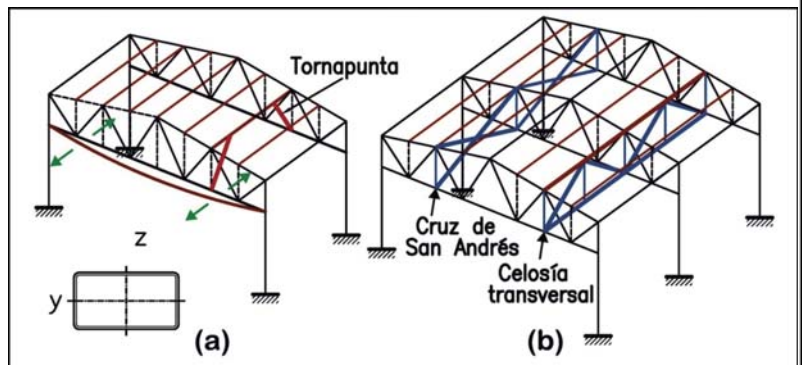
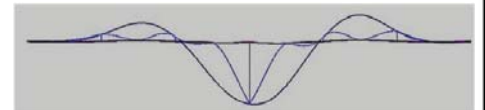


- ⊙ Combinación **succión del viento cubierta**:  $0.8 \cdot G + 1.5 \cdot V1$
- ⊙ La deformada a pandeo presenta varios puntos de inflexión, con varios tramos de cambio de curvatura
- ⊙ Pandeo lateral: similar al de una doble T debido a la escasa rigidez a torsión (giro torsional)
- ⊙ C.S. traccionado, unido al C.I. con diagonales y montantes, trata de impedir el pandeo lateral
- ⊙ Correas continuas en el apoyo y panel de cubierta, aumentan la rigidez a torsión
- ⊙ Celosías articuladas o apoyadas sobre el pilar y correas continuas:  $\beta = 0.4$
- ⊙ Si la esbeltez lateral es elevada o se desea más estabilidad, disponer elementos de atado:
  - Tornapuntas
  - Cruces de San Andrés
  - Celosía transversal

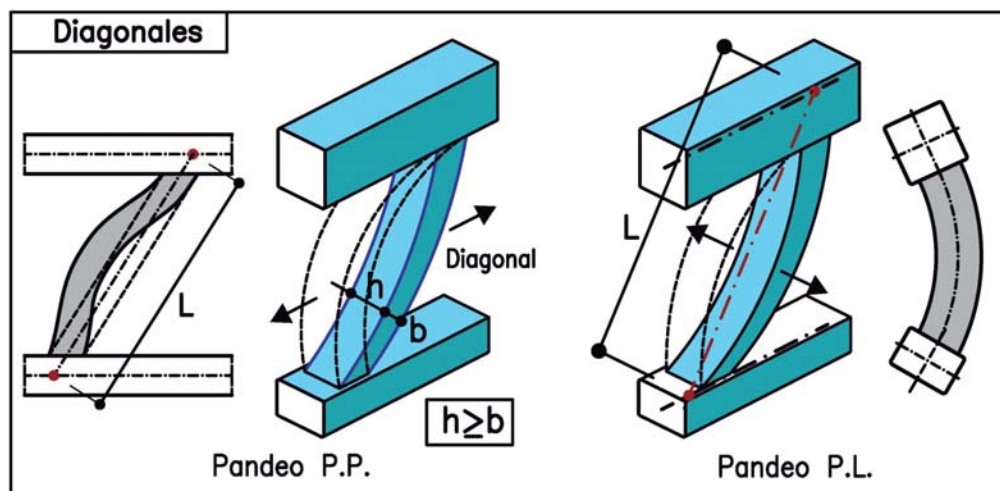
Correa biapoyada / correa continua



Vista en planta ↘



- Al ser la longitud de pandeo **mayor** respecto al P.L. ( $L$ ) que en el P.P. ( $0.9 \cdot L$ ), es adecuado un RHS algo rectangular de plano. O bien SHS (evitar errores al colocar)
- De forma simplificada, se toma en el cálculo  $L$  (entre nudos) en todos los casos
- $L_{\text{pandeo}} = 0.9 \cdot L$  (para tubos con unión rígida al cordón)
- Montantes/diagonales **no** deben ser más anchos que los cordones
- Se recomienda utilizar 2 ó 3 perfiles distintos para estas barras (distintos axiles)
- Aunque un axil sea reducido, no conviene dimensionar una barra con perfiles muy pequeños respecto al resto. Mínimo: # 60x40x3 ó # 60x3



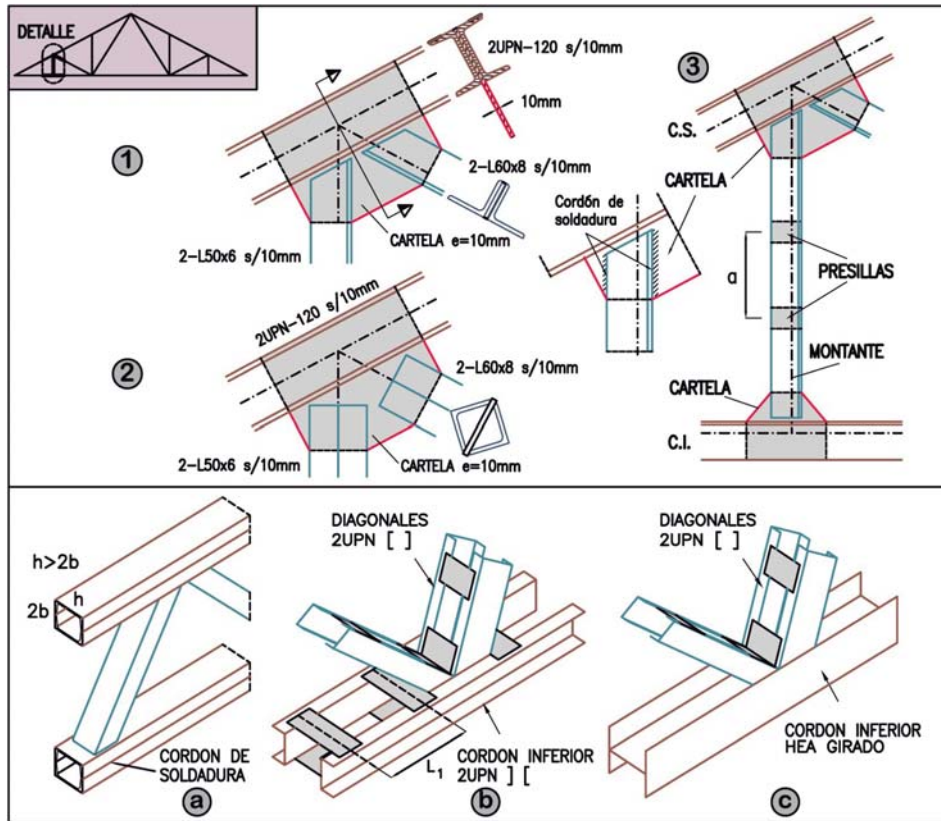


ASUNTO ESTRUCTURAS METALICAS

TEMA

TEMA 9: ESTRUCTURAS TRIANGULADAS

REF. 9 - 17



ASUNTO ESTRUCTURAS METALICAS

TEMA

TEMA 9: ESTRUCTURAS TRIANGULADAS

REF. 9 - 18

**HEA/HEB**

➔ Adecuado por disponer de cierto radio de giro según z (pandeo lateral) y quedar bien apoyada la cercha/celosía

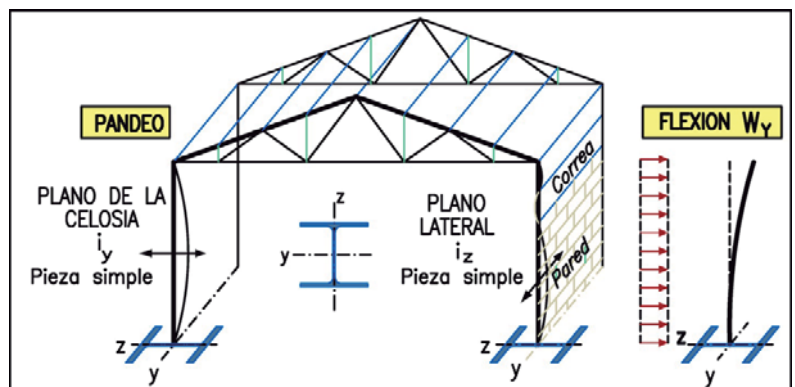
**2IPE, 2UPN en cajón**

➔ Similar a la HEA pero con algo más de  $i_z$ , mejora la estabilidad lateral

➔ Celosía de gran luz: perfiles compuestos

➔ No emplear IPE, debido a su escasa rigidez lateral

➔ Longitudes de pandeo:



Plano del pórtico	Cercha unida rígidamente al pilar :	$\beta = 1.5$
	Cercha articulada al pilar	$\beta = 2.0$
Plano lateral (igual al pórtico)	Con arriostramientos de fachada	$\beta = 1.0$
	Sin arriostramientos de fachada	$\beta = 2.0$
	Unida a un muro rígido a cortante	$\beta = 0$
	Celosía de cordones paralelos	$\beta = 1.5$

**MONTAJE DE LA CELOSIA**

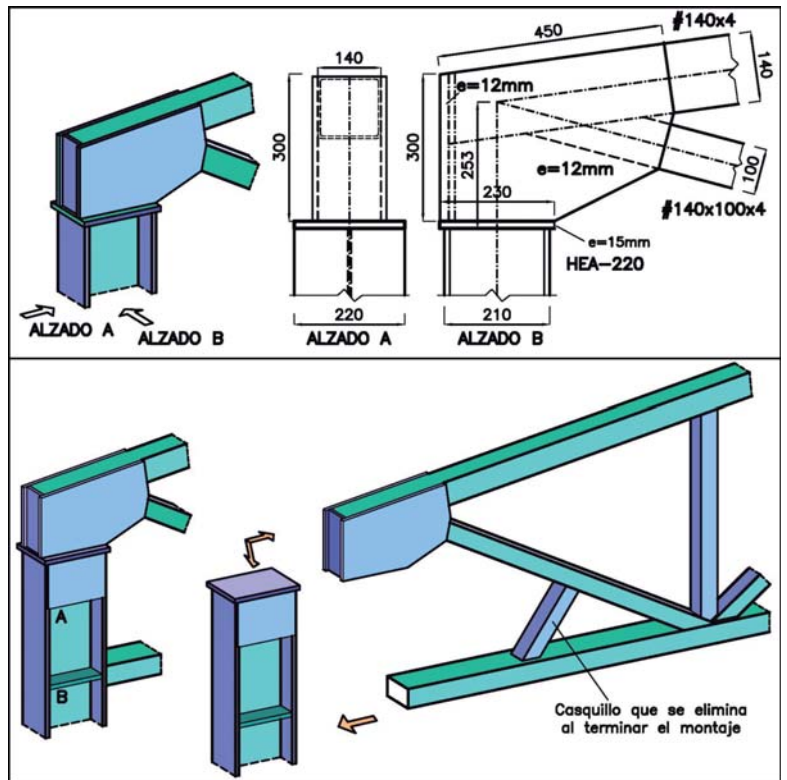
Vistas de alzado y perfil del nudo de una posible solución para apoyo de una celosía.

A: Chapa de refuerzo vertical en placa de apoyo

B: Placa de refuerzo horizontal entronque con cordón inferior

El cordón superior y diagonal se unen con dos chapas laterales.

El pilar se remata con una placa horizontal de apoyo



⊗ **Entre distintos tipos de celosía:**

- La articulada desciende algo más (9.06 cm) que la rígida a cargas verticales (7.98 cm)
- La articulada (7.78 cm) se desplaza mucho más que la rígida (3.36 cm) a viento

⊗ **Respecto al pórtico rígido a dos aguas:**

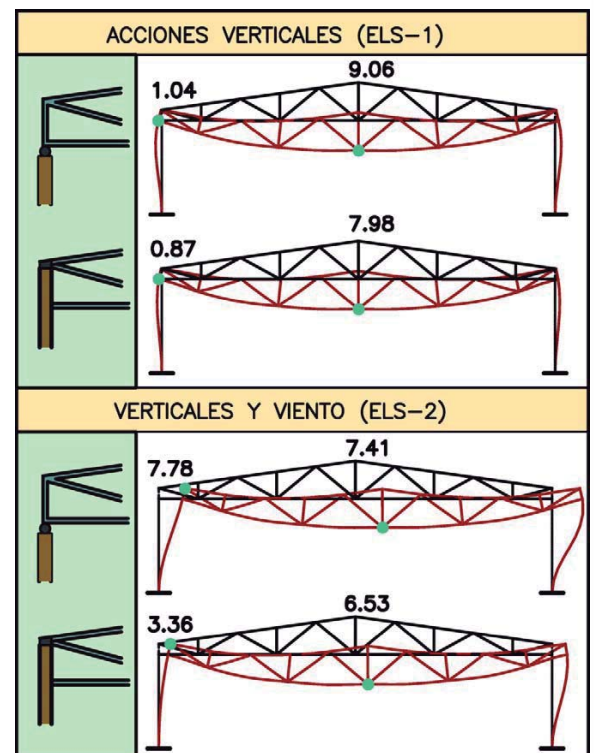
- Vertical nudo cumbre (menor al pórtico)
- Horizontal esquina (superior al pórtico)

⊗ **Para disminuir la flecha:**

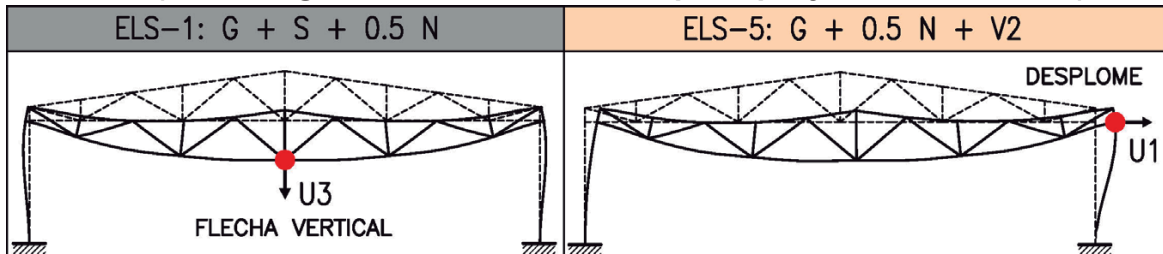
- No suele ser un condicionante
- Subir el canto de la celosía o empotramiento
- Poco efectivo subir los perfiles de la celosía

⊗ **Para disminuir el desplome:**

- Aumentar la inercia del pilar
- Si la celosía es articulada al pilar (desplome que puede ser excesivo), hacerla rígida
- Aumentar el empotramiento de la celosía al pilar (aumento del canto en los extremos)

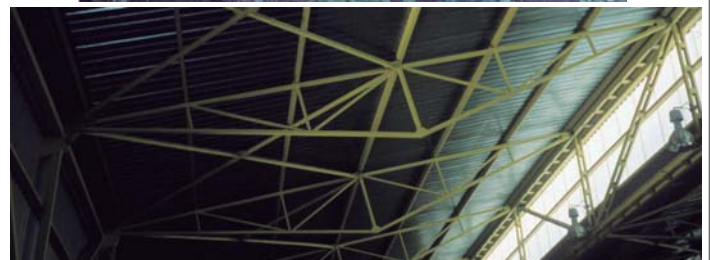


- En ELS, se trabaja con cargas características (**sin ponderar**)
- Cálculo con perfiles **definitivos** para comprobar la flecha:
  - ◆ **Vertical** de la celosía (Luz/200)
  - ◆ **Desplome** de los pilares ( $h_{\text{pilar}}/150$ ) por apariencia
  - ◆ **Desplome** de los pilares ( $h_{\text{cerramiento}}/250$ ) por integridad del cerramiento
- **EJEMPLO** (Sobrecarga de uso acción variable principal y nieve no elevada)



Se definen 3 combinaciones por apariencia y 2 por integridad si existe muro dañable

ELS-1 :	$G + S + 0.5 \cdot N$	(Apariencia)
ELS-2 :	$G + S + 0.5 \cdot N + 0.6 \cdot V2$	(Apariencia) ← (Posible mayor flecha)
ELS-5 :	$G + 0.5 \cdot N + V2$	(Apariencia) ← (Posible mayor desplome)
ELS-3 :	$S + 0.5 \cdot N + 0.6 \cdot V2$	(Integridad muro)
ELS-4 :	$0.5 \cdot N + V2$	(Integridad muro)



ASUNTO  
 ESTRUCTURAS METALICAS

TEMA

TEMA 9: ESTRUCTURAS TRIANGULADAS

REF.  
 9 - 23



ASUNTO  
 ESTRUCTURAS METALICAS

TEMA

TEMA 9: ESTRUCTURAS TRIANGULADAS

REF.  
 9 - 24



ASUNTO ESTRUCTURAS METALICAS

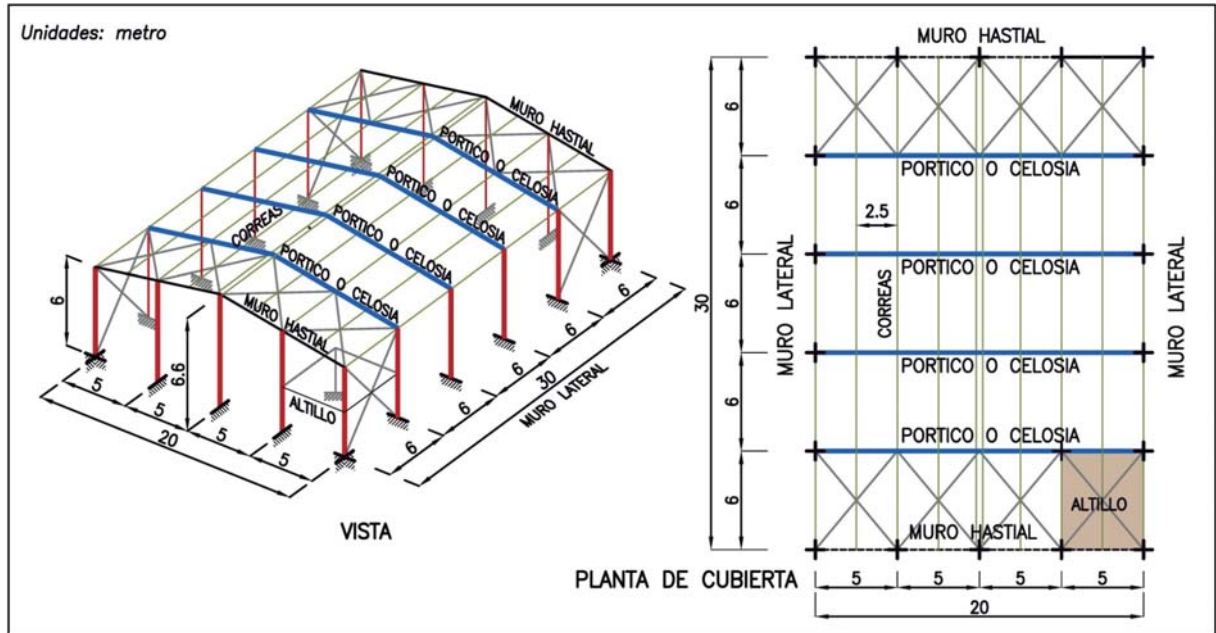
TEMA

TEMA 9: ESTRUCTURAS TRIANGULADAS

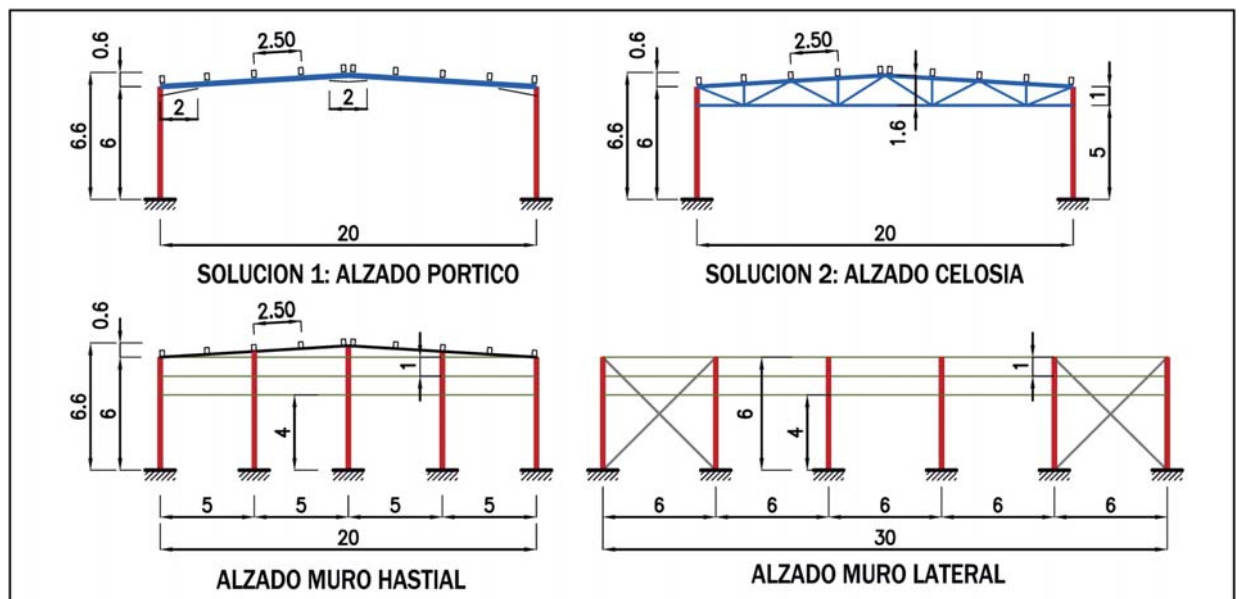
REF.  
9 - 25



- ⚙ **Dimensiones en planta:** 20 x 30 m<sup>2</sup>
- ⚙ **Altura fachada lateral:** 6 m (cerramiento 4 m, panel 2 m)
- ⚙ **Altura en cumbre:** 6.6 m (Pendiente: 6%).
- ⚙ **Separación entre pórticos:** 6 m. Pilares muro hastial: 5 m



- ⚙ **Separación entre correas de cubierta:** 2.50 m
- ⚙ **Separación entre correas de fachada:** 1.00 m
- ⚙ **Solución celosía:** Canto central 1.6 m. Canto lateral 1 m



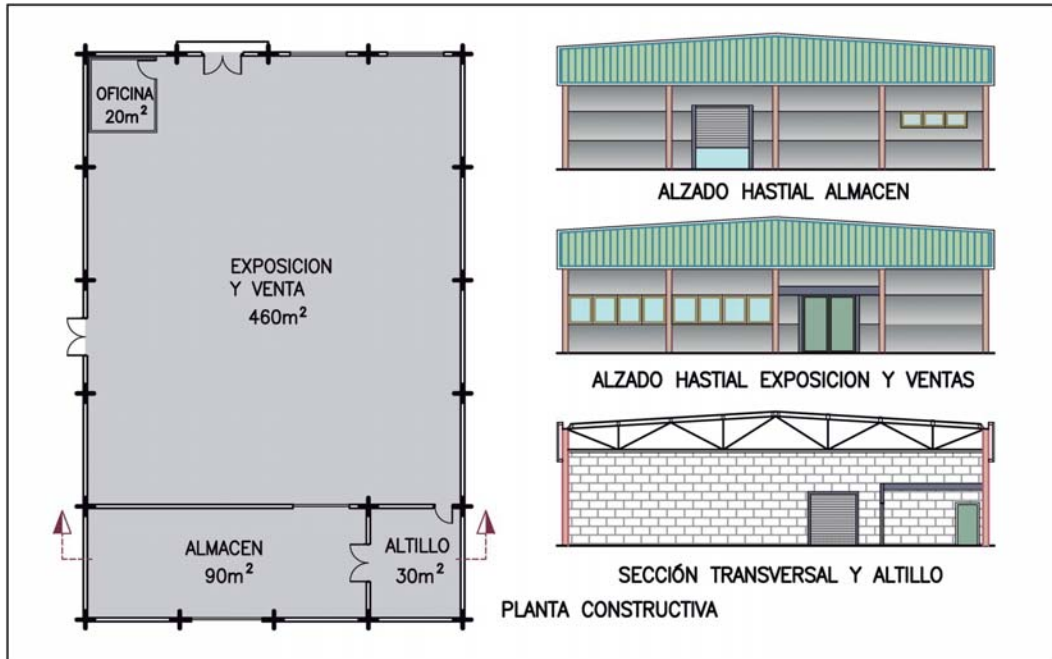


ASUNTO ESTRUCTURAS METALICAS

TEMA

TEMA 10: PRACTICA NAVE, PORTICO A DOS AGUAS

- ◆ Necesidades de superficie
- ◆ Diagrama de proceso
- ◆ Planta y alzados constructivos



REF. 10 - 3



ASUNTO ESTRUCTURAS METALICAS

TEMA

TEMA 10: PRACTICA NAVE, PORTICO A DOS AGUAS

**a) Carga permanente (Peso propio) G:**

■ **Peso propio:**

Correas IPE-120* (10.4 kg/ml x 10 correas / 20 m) ≈	<b>6 kg/m<sup>2</sup></b>
Estructura de pórtico: el programa lo calcula	

■ **Carga permanente:**

Panel tipo sándwich y accesorios	<b>14 kg/m<sup>2</sup></b>
Falso techo y estructura soporte y cuelgue	<b>5 kg/m<sup>2</sup></b>
<b>Total carga permanente</b>	<b>25 kg/m<sup>2</sup></b>
<b>Total carga permanente lineal (x 6m).....</b>	<b>150 kg/m</b>

**b) Sobrecarga de nieve N**

Nieve zona 5 para 200 m altitud, $\mu = 1$ para $\alpha < 30^\circ$	<b>30 kg/m<sup>2</sup></b>
<b>Total sobrecarga de nieve lineal (x 6m) .....</b>	<b>180 kg/m</b>

**c) Sobrecarga de uso S**

G1: accesible sólo conservación. Cubierta ligera de peso menor a 100 kg/m <sup>2</sup> y ángulo menor 20°	<b>40 kg/m<sup>2</sup></b>
<b>Total sobrecarga de uso lineal (x 6m) .....</b>	<b>240 kg/m</b>

\*Previsión. Se conoce si se calculan previamente las correas



REF. 10 - 4



**d) Acción del viento**

Presión estática :  $q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p$

**d1) Presión dinámica del viento  $q_b$ :**

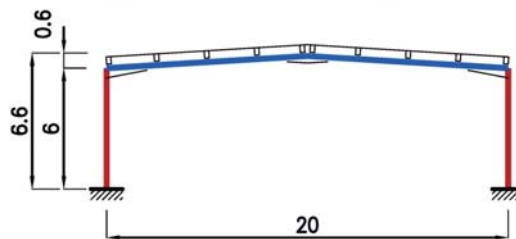
**Zona B** (velocidad básica del viento 27 m/s) **45 kg/m<sup>2</sup>**

**d2) Coeficiente de exposición  $c_e$ :**

**Grado aspereza del entorno: IV. Zona urbana en general, industrial, forestal**

**Pilar de fachada**  
Para 6 metros de altura (\*)  **$c_e = 1.4$**

**Cubierta**  
Altura en caballete de cumbre  $\approx 7$  m  **$c_e = 1.5$**



Nota: Algunos programas adoptan el valor medio entre 0 y la altura h del pilar



**d3) FACHADA LATERAL. Pilares**

①  $h = 6.6$  m ;  $d$  (plano viento) = 20 m.  $h/d = 6.6/20 = 0.33$ :

◆ **Zona D, Barlovento:**  $c_{p,B} = (2/15) \cdot (h/d - 0.25) + 0.7 = 0.71$

◆ **Zona E, Sotavento:**  $c_{p,S} = -(4/15) \cdot (h/d - 0.25) - 0.3 = -0.32$

h/d	D	E
1	0.8	-0.5
$\leq 0.25$	0.7	-0.3

Barlovento (presión)	$45 \text{ kg/m}^2 \cdot 6 \text{ m}$	$\cdot 1.4 \cdot (+0.71) =$	268 kg/ml
Sotavento (succión)		$\cdot 1.4 \cdot (-0.32) =$	-121 kg/ml

**d4) CUBIERTA. Dinteles**

② Se trata de una cubierta plana  $\alpha < 5^\circ$

③ **V2 presión (V1 succión no es relevante)**

④ **Zona I:** coeficiente de presión,  $c_p = 0.2$

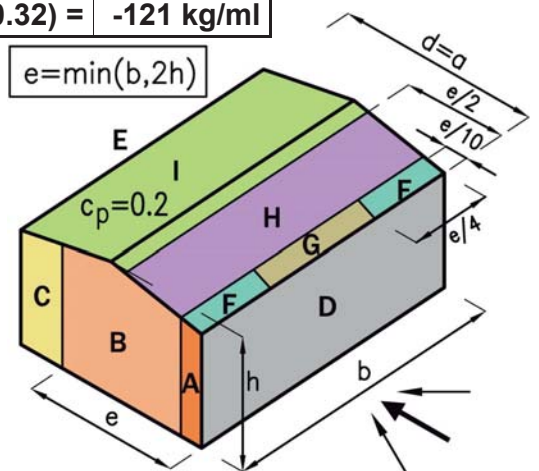
$$L_i = d - \frac{\min[b, 2h]}{2} = a - h = 20 - 6.6 = 13.4 \text{ m}$$

$$L_i = L_B \text{ (3.4 m barlovento)} + L_S \text{ (10 m sotavento)}$$

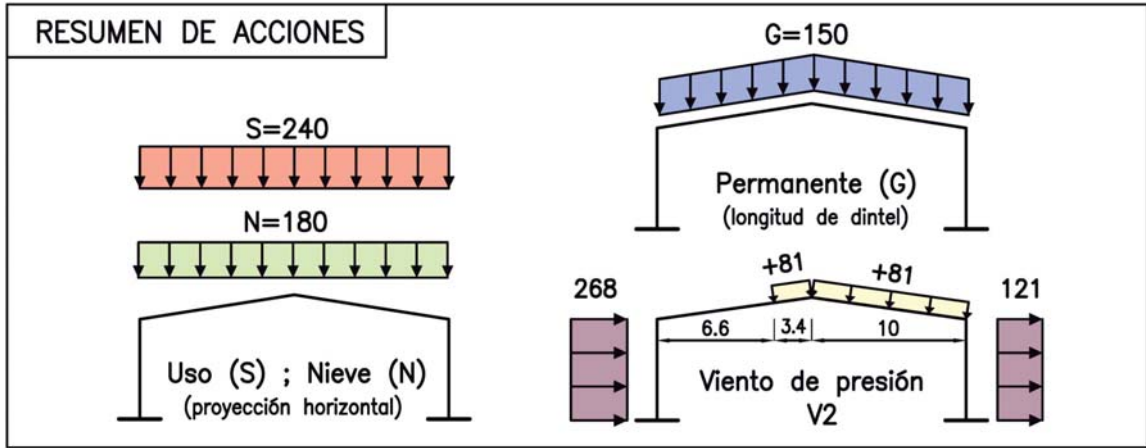
⑤ En zona F, G, H:  $c_p = 0$

⑥ La carga lineal es:

$$q_{\text{zona I}} = q_d \cdot s_{\text{pórticos}} \cdot c_e \cdot c_p = 45 \text{ kg/m}^2 \cdot 6 \text{ m} \cdot 1.5 \cdot 0.20 = 81 \text{ kg/m}$$



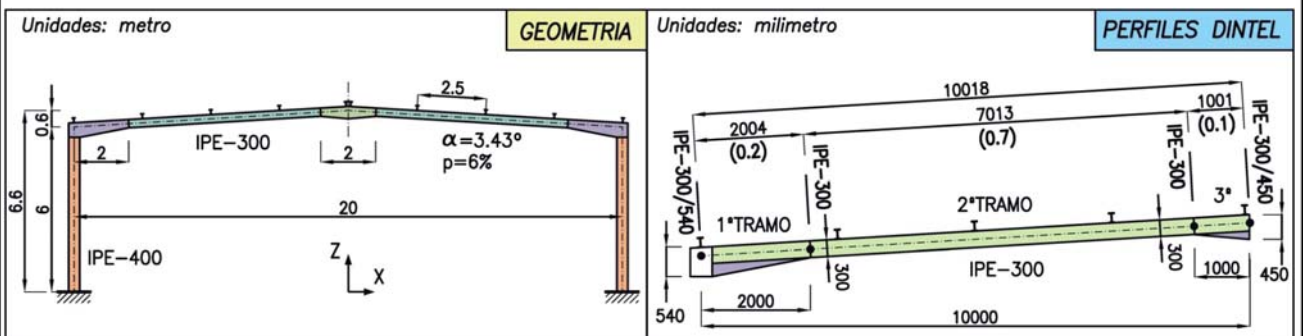


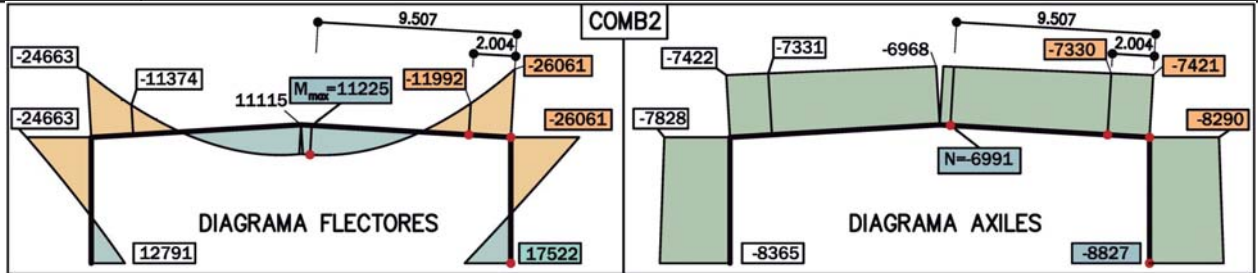


	Combinación	Peso propio	S. uso	Nieve	Viento: presión
		G	S	N	V2
ELU	1	1.35	1.50	0.75	
	2	1.35	1.50	0.75	0.90
ELS	1	1.00	1.00	0.50	
	2	1.00	1.00	0.50	0.60



- ⊗ Si la relación de inercias  $I_{pilar}/I_{dintel} = Cte$ , los esfuerzos son **fijos** (serie IPE)
- ⊗ Forma de operar:
  - ▶ Elegir a estima un perfil al pilar y 3 (ó 2) menos para el dintel
  - ▶ Ejemplo, Pilar: **IPE-400**, Dintel: **IPE-300** (3 perfiles menos)
  - ▶ Calcular y comprobar perfiles. Si se cambia alguno, mantener la relación de inercias
- ⊗ Propiedades del acartelamiento esquina:
  - ▶  $h$  : el doble o algo menos del canto del dintel (**540 mm**)
  - ▶  $L$  : alrededor de 1/10 de la luz (**2000 mm**)
- ⊗ Propiedades del acartelamiento cumbrera:
  - ▶  $L$  : 10% longitud dintel (**2000 mm**)
  - ▶  $h$  : se obtiene:  $1.5 \cdot h_{dintel}$  (arbitrario) =  $1.5 \cdot 300 =$  **450 mm**
- ⊗ Las propiedades mecánicas ( $A$ ,  $W$ ) las calcula el programa u hoja de cálculo





- Los peores esfuerzos son de la Comb2 y de la **mitad derecha** (sotavento)
- $M_{(+), \text{Dintel}} = 11225 \text{ mkg}$  (exacto) puede diferir ligeramente del obtenido con programas que interpolan linealmente entre cada sección de barra definida

**COMPROBACIONES:**

- Simetría en la combinación 1
- Comprobación de reacciones

**Combinación 1**, Cargas verticales totales:  $Q = [(G+PP^{(1)}) \cdot \gamma_G + N \cdot \psi_{0,N} \cdot \gamma_N + S \cdot \gamma_S] \cdot s \cdot \text{Luz}$

$$Q = [(25+14^{(1)}) \cdot 1.35 + 30 \cdot 0.75 + 40 \cdot 1.5] \text{ kg/m}^2 \cdot 6 \text{ m} \cdot 20 \text{ m} = 16218 \text{ kg} \approx FZ_{\text{programa}} = 16216 \text{ kg}$$

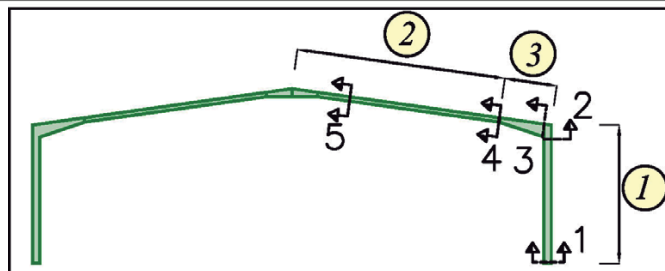
$PP^{(1)}$ , dintel IPE-300:  $42.6/6 \approx 7 \text{ kg/m}^2$ ; pilar IPE-400:  $6 \cdot 66.3/10 \cdot 6 \approx 7 \text{ kg/m}^2$ . Total:  $14 \text{ kg/m}^2$

**Combinación 2**, Cargas horizontales:

$$H = \psi_v \cdot \gamma_v \cdot [h_{\text{Pilar}} \cdot (q_{\text{Barlov.}} + q_{\text{Sotav.}}) - (0.5 \cdot \text{Luz} - L_{\text{Barlov.}}) \cdot q_{\text{Cubierta}} \cdot \text{sen} \alpha]$$

$$H = 0.9 \cdot [6 \cdot (268 + 121) - (10 - 3.4) \cdot 81 \cdot \text{sen} \alpha] = 0.9 \cdot [2334 - 32] = 2072 \text{ kg} \quad FX_{\text{Programa}} = 2072 \text{ kg}$$

- Comprobación de esfuerzos con expresiones aproximadas (8.11)



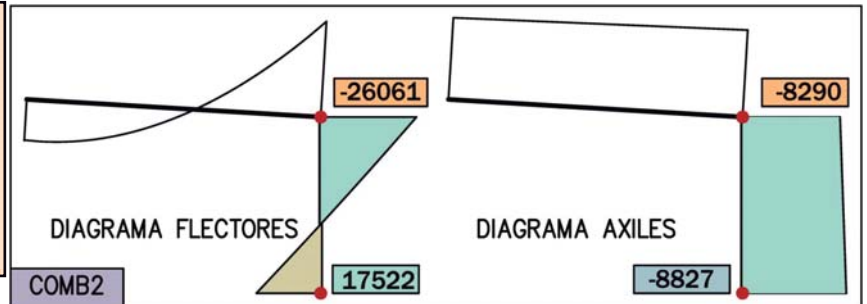
- 1 Comprobar el pilar con  $M_{\text{max}}$  (secciones 1 ó 2).  
Modificar el perfil si es preciso y el dintel en la misma relación de inercias, para utilizar los mismos esfuerzos
  - 2 Comprobar el tramo de inercia constante del dintel con  $M_{\text{max}}$  entre la sección 4 (extremo del cartabón) ó 5 (máximo positivo del dintel):  
Si  $M_4 < M_5$ , se puede disminuir la longitud del cartabón hasta que  $M_4 = M_5$
  - 3 Comprobar el nudo de esquina (Sección 3). Modificar el canto del acartelamiento en el nudo si es preciso ( $W_{\text{cartabón}} \approx W_{\text{pilar}}$ )
- **Índice resistente:** no debe superar 1:
    - El proyectista adopta su **criterio si desea un margen adicional sobre 1**
    - En este curso: entre **0.7 y 0.9**
    - Se acepta inferior a 0.7 en elementos de menor importancia

- Esfuerzos:  $N_{Ed}$  y  $M_{Ed}$  de la misma sección y combinación
- La peor sección es en cabeza del pilar ( $x = 6$  m). El flector es máximo con diferencia respecto a la base. En cambio el axil es máximo en la base, pero muy similar al de coronación del pilar
- Clasificación del perfil IPE-400: **Clase 1 flexión**, **Clase 3 compresión**
  - La flexión es mucho más importante que la compresión: es de **Clase 1**.
  - Se utiliza el momento resistente plástico  $W_{pl}$
- Resistencia de cálculo:  $f_{yd} = 2750/1.05 = 2619 \text{ kg/cm}^2$
- Comprobación de resistencia:

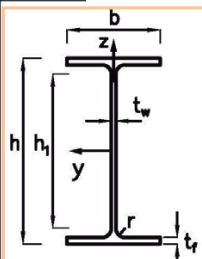
$$\frac{N_{Ed}}{A \cdot f_{yd}} + \frac{M_{y,Ed}}{W_y \cdot f_{yd}} =$$

$$\frac{8290}{84.5 \cdot 2619} + \frac{26061 \cdot 100}{1308 \cdot 2619} =$$

$$0.04 + 0.76 = 0.80 \leq 1$$



- La tensión debida al momento es el **95%** (flexión dominante)
- Nota: con las expresiones específicas EAE,  $i_N = 0.04 \rightarrow 0$



IPE	Dimensiones en mm					Sección A cm <sup>2</sup>	Peso P kg/m	Referido al eje						W <sub>pl,y</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>pl,z</sub> cm <sup>3</sup>	
	h	b	t <sub>w</sub>	t <sub>f</sub>	r			Y-Y			Z-Z					
								I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>y</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>z</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>z</sub> cm			
80	80	46	3.8	5.2	5	7.64	6.00	80.1	20.0	3.24	8.49	3.69	1.05	23	5.82	
100	100	55	4.1	5.7	7	10.3	8.10	171	34.2	4.07	15.9	5.79	1.24	39	9.15	
120	120	64	4.4	6.3	7	13.2	10.4	318	53.0	4.90	27.7	8.65	1.45	61	13.58	
140	140	73	4.7	6.9	7	16.4	12.9	541	77.3	5.74	44.9	12.3	1.65	88	19.25	
160	160	82	5.0	7.4	9	20.1	15.8	869	109	6.58	68.3	16.7	1.84	124	26.1	
180	180	91	5.3	8.0	9	23.9	18.8	1320	146	7.42	101	22.2	2.05	166	34.6	
200	200	100	5.6	8.5	12	28.5	22.4	1940	194	8.26	142	28.5	2.24	220	44.6	
220	220	110	5.9	9.2	12	33.4	26.2	2770	252	9.11	205	37.3	2.48	286	58.1	
240	240	120	6.2	9.8	15	39.1	30.7	3890	324	9.97	284	47.3	2.69	366	74	
270	270	135	6.6	10.2	15	45.9	36.1	5790	429	11.2	420	62.2	3.02	484	97	
<b>DINTEL</b>	<b>300</b>	<b>300</b>	<b>150</b>	<b>7.1</b>	<b>10.7</b>	<b>15</b>	<b>53.8</b>	<b>42.2</b>	<b>8360</b>	<b>557</b>	<b>12.5</b>	<b>604</b>	<b>80.5</b>	<b>3.35</b>	<b>628</b>	<b>125</b>
	330	330	160	7.5	11.5	18	62.6	49.1	11770	713	13.7	788	98.5	3.55	804	154
	360	360	170	8.0	12.7	18	72.7	57.1	16270	904	15.0	1040	123	3.79	1020	191
<b>PILAR</b>	<b>400</b>	<b>400</b>	<b>180</b>	<b>8.6</b>	<b>13.5</b>	<b>21</b>	<b>84.5</b>	<b>66.3</b>	<b>23130</b>	<b>1160</b>	<b>16.5</b>	<b>1320</b>	<b>146</b>	<b>3.95</b>	<b>1308</b>	<b>229</b>
	450	450	190	9.4	14.6	21	98.8	77.6	33740	1500	18.5	1680	176	4.12	1702	276
	500	500	200	10.2	16.0	21	116	90.7	48200	1930	20.4	2140	214	4.31	2200	336
	550	550	210	11.1	17.2	24	134	106	67120	2440	22.3	2670	254	4.45	2780	401
	600	600	220	12	19	24	156	122	92080	3070	24.3	3390	308	4.66	3520	486



**1.- Cálculo de la esbeltez:**

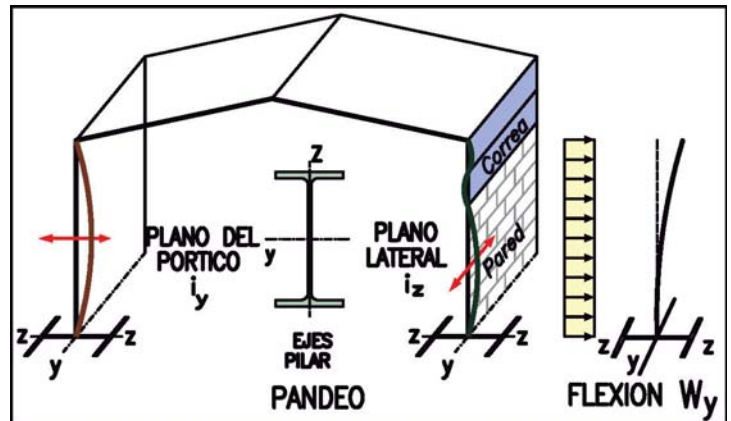
**Plano pórtico:** coeficiente  $\beta = 2.5$

$$\lambda_y = \frac{L_{K,y}}{i_y} = \frac{L \cdot \beta}{i_y} = \frac{600 \cdot 2.5}{16.5} = 90.91$$

**Plano lateral:** coeficiente  $\beta = 1$

- Hasta 4 m: muro pref. hormigón
- De 4 a 6 m: 2 correas de fachada

$$\lambda_z = \frac{L_{K,z}}{i_z} = \frac{L \cdot \beta}{i_z} = \frac{400 \cdot 1}{3.95} = 101.27$$



**2.- Esbeltez reducida:**

La esbeltez crítica es  $\lambda_{cr} = \pi \cdot \sqrt{E/f_y} = \pi \cdot \sqrt{2.1 \cdot 10^6 / 2750} = 86.815$

**Plano del pórtico:**  $\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}} = \frac{90.91}{86.815} = 1.047$

**Plano lateral:**  $\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_{cr}} = \frac{101.27}{86.815} = 1.166$



**3.- Coeficientes reductores por pandeo:**

**P.P.:** Curva de pandeo y-y ;  $h/b \geq 1.2$  : curva a

$$\bar{\lambda}_y = 1.047 \rightarrow \chi_y = 0.633 \leq 1$$

**P.L.:** Curva de pandeo z-z ;  $h/b \geq 1.2$  : curva b

$$\bar{\lambda}_z = 1.166 \rightarrow \chi_z = 0.497 \leq 1$$

**4.- Coeficiente  $c_{m,y} = 0.9$  ( $\beta > 1$ )**

**5.- Coeficiente  $k_{yy}$  ( $\bar{\lambda}_y = 1.047 > 1$  luego  $\bar{\lambda}_y = 1$ ):**

$$k_{yy} = C_{my} \cdot \left( 1 + (\bar{\lambda}_y - 0.2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yd}} \right) = 0.9 \cdot \left( 1 + (1 - 0.2) \cdot \frac{8827}{0.633 \cdot 84.5 \cdot 2619} \right) = 0.945$$

**6.- Coeficiente  $k_{zy}$ :  $k_{zy} = 0.6 \cdot k_{yy}$**

**7.- Comprobaciones:**

**7.a.) Pandeo según el eje fuerte y-y:**

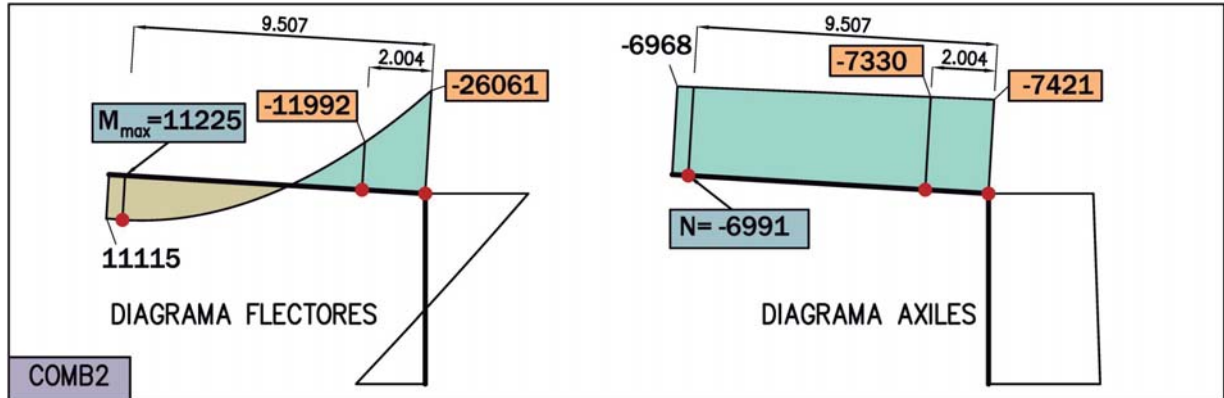
$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yd}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{W_y \cdot f_{yd}} \leq 1 \rightarrow \frac{8827}{0.633 \cdot 84.5 \cdot 2619} + 0.945 \cdot \frac{26061 \cdot 100}{1308 \cdot 2619} \leq 1$$

$$0.063 + 0.719 = 0.78 \leq 1 \quad (\text{Resistencia } 0.80)$$

**7.b.) Pandeo según el eje débil z-z:**

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yd}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{W_y \cdot f_{yd}} \leq 1 \rightarrow \frac{8827}{0.497 \cdot 84.5 \cdot 2619} + 0.6 \cdot 0.719 \leq 1$$

$$0.080 + 0.432 = 0.51 \leq 1$$



- $N_{Ed}$  y  $M_{Ed}$  misma sección y combinación
  - Peor sección: extremo cartabón ( $x = 2$  m)
  - Clasificación del perfil IPE-300: Clase 1 flexión, Clase 3 compresión
- La flexión es mucho más importante que la compresión: es de Clase 1.  
Se usa el momento resistente plástico  $W_{pl}$

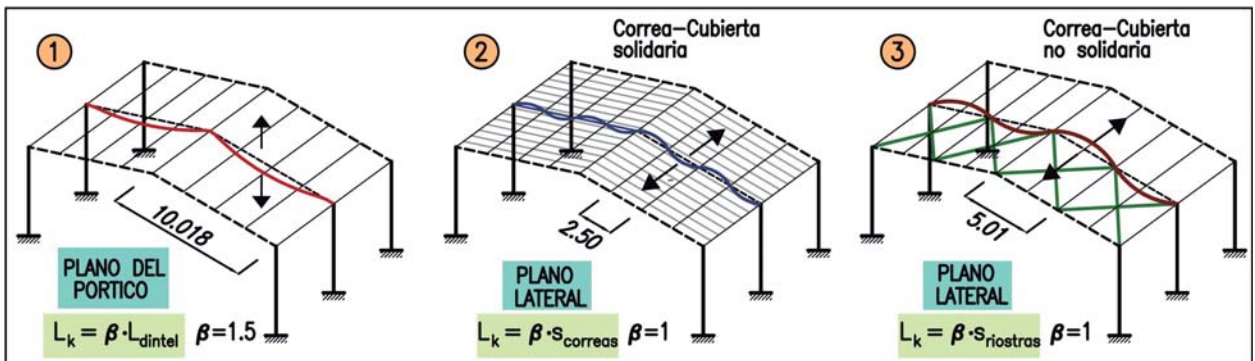
$$\frac{N_{Ed}}{A \cdot f_{yd}} + \frac{M_{y,Ed}}{W_y \cdot f_{yd}} =$$

$$\frac{7330}{53.8 \cdot 2619} + \frac{11992 \cdot 100}{628 \cdot 2619} \leq 1$$

$$0.052 + 0.729 = 0.78 \leq 1$$



**Dos posibilidades respecto al pandeo lateral: cubierta rígida y no rígida**



**1.- Cálculo de la esbeltez:**

P.P.  $\beta = 1.5$   $\lambda_y = \frac{L_{K,y}}{i_y} = \frac{1001.8 \cdot 1.5}{12.5} = 120.22$

P.L.  $\beta = 1$   $\lambda_z = \frac{L_{K,z}}{i_z} = \frac{250 \cdot 1}{3.35} = 74.63$

**2.- Esbelteces reducidas:**

P.P.  $\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}} = \frac{120.22}{86.815} = 1.385$

P.L.  $\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_{cr}} = \frac{74.63}{86.815} = 0.860$

**3.- Coeficientes reductores por pandeo:**

P.P.: Curva pandeo y-y;  $h/b \geq 1.2$  : curva **a.**  $\chi_y = 0.425 \leq 1$

P.L.: Curva pandeo z-z;  $h/b \geq 1.2$  : curva **b.**  $\chi_z = 0.687 \leq 1$



4.- Coeficiente  $c_{m,y} = 0.9$  ( $\beta > 1$ )

5.- Coeficiente  $k_{yy}$  ( $\bar{\lambda}_y = 1.385 > 1$ , luego  $\bar{\lambda}_y = 1$ ):

$$k_{yy} = C_{my} \cdot \left( 1 + (\bar{\lambda}_y - 0.2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yd}} \right) = 0.9 \cdot \left( 1 + (1 - 0.2) \cdot \frac{7421}{0.425 \cdot 53.8 \cdot 2619} \right) = 0.989$$

6.- Coeficiente  $k_{zy}$ :  $k_{zy} = 0.6 \cdot k_{yy}$

7.- Comprobaciones:

7.a) Pandeo según el eje *fuerte y-y*:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yd}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{W_y \cdot f_{yd}} \leq 1$$

$$\frac{7421}{0.425 \cdot 53.8 \cdot 2619} + 0.989 \cdot \frac{11992 \cdot 100}{628 \cdot 2619} \leq 1$$

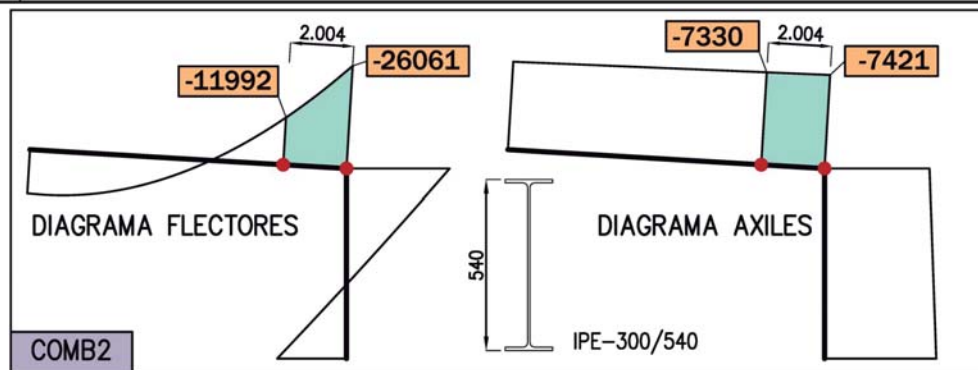
$$\boxed{0.124 + 0.721 = 0.85 \leq 1}$$

7.b) Pandeo según el eje *débil z-z*:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yd}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{W_y \cdot f_{yd}} \leq 1$$

$$\frac{7421}{0.687 \cdot 53.8 \cdot 2619} + 0.6 \cdot 0.721 \leq 1$$

$$\boxed{0.077 + 0.433 = 0.51 \leq 1}$$



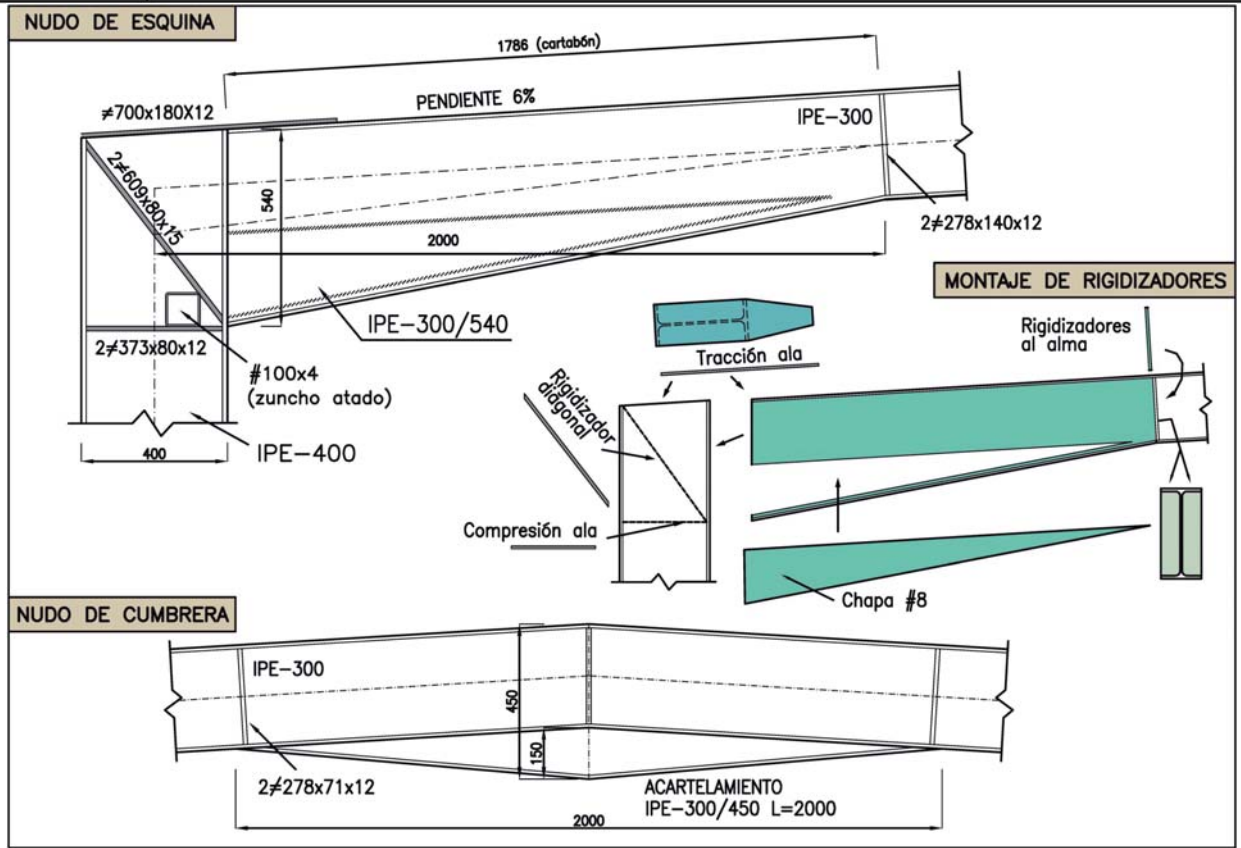
Por ser sensible al pandeo local, se usa el momento resistente elástico  $W_{el}$  (Clase 3)  
Propiedades del acartelamiento:  $A = 68.92 \text{ cm}^2$ ;  $W_{el,y} = 1138 \text{ cm}^3$ , Programa (IPE-300/540)

$$\frac{N_{Ed}}{A \cdot f_{yd}} + \frac{M_{y,Ed}}{W_{el,y} \cdot f_{yd}} =$$

$$\frac{7421}{68.92 \cdot 2619} + \frac{26061 \cdot 100}{1138 \cdot 2619} \leq 1$$

$$\boxed{0.041 + 0.874 = 0.92 \leq 1}$$

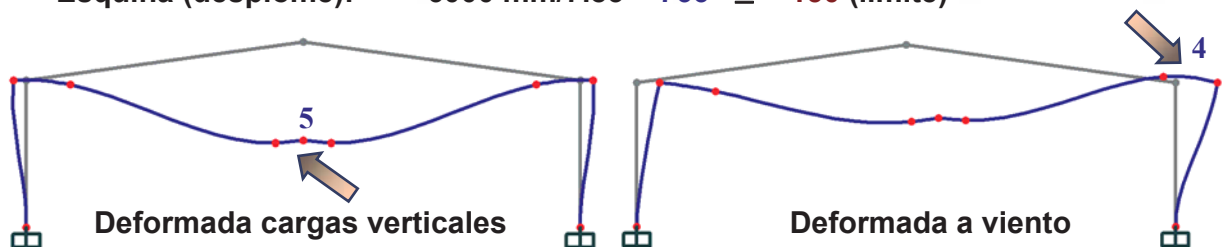
Comprobación algo ajustada ( $i = 0.92 > 0.90$ ) pero válida



APARIENCIA (ELS-2)	Nudo	Desplome	Flecha
Cumbrera	5		-102.9
Esquina sotavento	4	7.83	

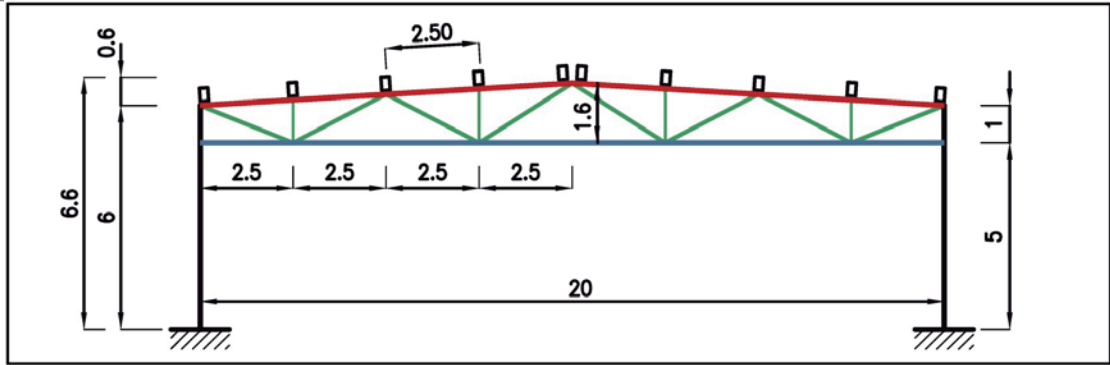
**Comprobaciones**

Cumbrera (flecha):  $20000 \text{ mm} / 102.9 = 194 < 200$  (límite), **No válido**  
 Esquina (desplome):  $6000 \text{ mm} / 7.83 = 766 \geq 150$  (límite)



- No es habitual **subir perfiles** para bajar flecha. Existe paralelismo entre  $\sigma$  y flecha. Indices  $> 0.85$  pueden equivaler a flechas excesivas
- Se modifica el cartabón: **IPE-300/600** con **L = 2200** mm. Se recalcula el pórtico:

Flecha cumbrera	Comprobación nudo de esquina
-97.4 mm $20000 / 97.4 = 205 \geq 200$	$\frac{N_{Ed}}{A \cdot f_{yd}} + \frac{M_{y,Ed}}{W_y \cdot f_{yd}} = \frac{7484}{73.18 \cdot 2619} + \frac{2646300}{1311 \cdot 2619} = 0.04 + 0.77 = 0.81 \leq 1$

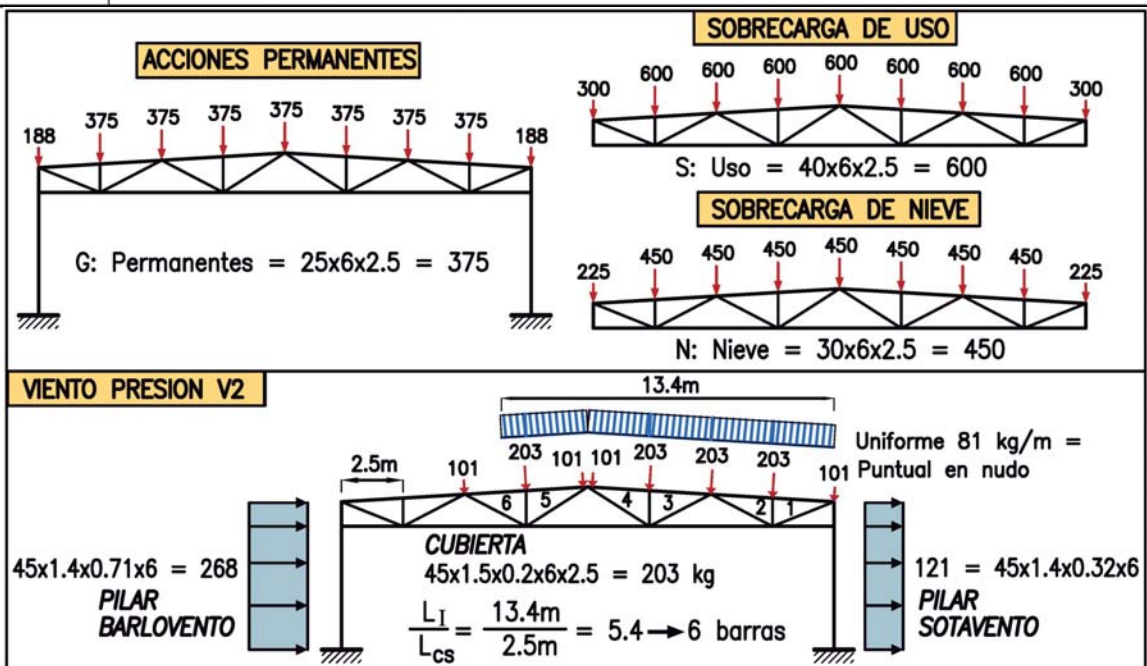


**Canto: 1.60 m; Pendiente: 6% ; Canto lateral: 1.00 m**

- ⊗ Canto: entre  $[a/10, a/15] = [2 \text{ m}, 1.33 \text{ m}]$ : se elige  $h = 1.6 \text{ m}$  ( $a/12.5$ )
- ⊗ Canto lateral vale:  $h_L = h - 0.5 \cdot a \cdot p = 1.6 - 0.5 \cdot 20 \cdot 0.06 = 1 \text{ m}$
- ⊗ La primera diagonal tiene poca inclinación ( $21.8^\circ$ ). *Posibilidad* de que existan flectores secundarios de cierta magnitud
- ⊗ Pilar continuo hasta el cordón superior

**Tipos de nudos y barras:**

- ⊗ Nudos rígidos en el cálculo. Bases de pilares empotradas
- ⊗ CELOSIA: Las barras trabajan a  $N$  y  $M \approx 0$  excepto en la unión al pilar



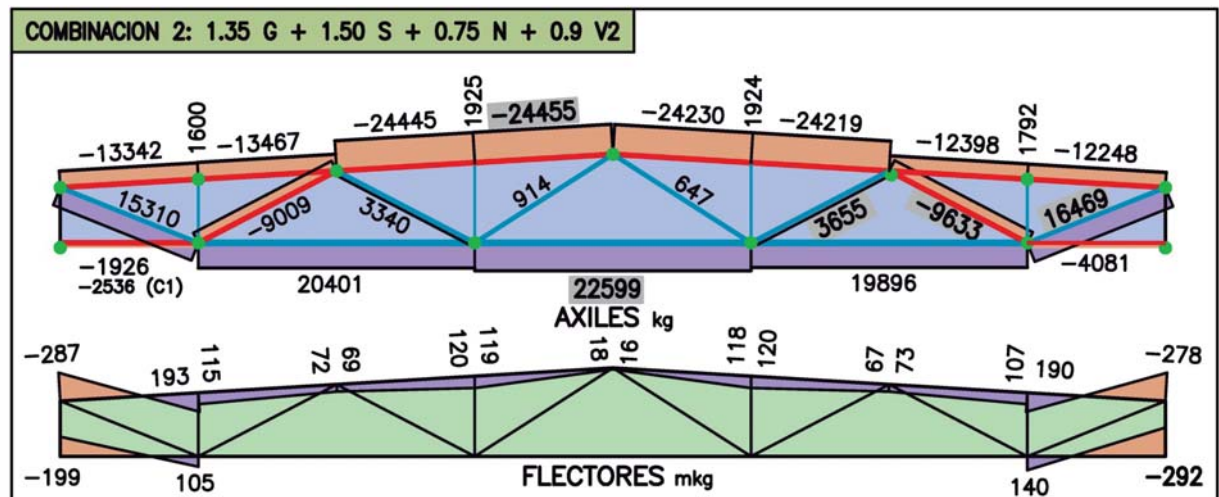
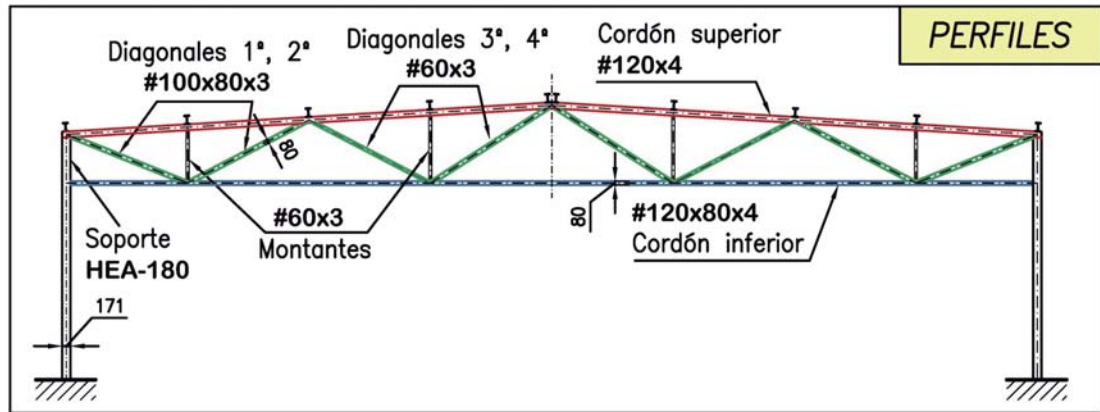
**Combinaciones:** se añaden, respecto al pórtico, V2 como acción variable principal:

**ELU:**  $1.35 \cdot G + 0.75 \cdot N + 1.5 \cdot V2$

**ELS:**  $1 \cdot G + 0.50 \cdot N + 1 \cdot V2$



- ▶ **CELOSIA:** Axiles "casi" independientes de los perfiles: No es necesario recalcar la estructura al modificar perfiles
- ▶ **PILAR:** Un cambio de perfil influye **bastante** en los momentos
- ▶ **Celosía (Tubos):**
  - **Cordón superior:** # cuadrado ( $s_{nudos} = s_{correas}$ )
  - **Cordón inferior:** # rectangular en apaisado (▭) (succión del viento V1, montaje)
  - **Montantes y diagonales:** cuadrado o rectangular en apaisado
- ▶ **Pilares:** Perfil HEA-180



- \* **Peor combinación:** Comb2 (en general)
- \* **Poca diferencia** entre Comb1/Comb2
- \* **Los flectores** en las barras del apoyo de la celosía son relevantes (hasta 292 mkg)  
En el resto son despreciables

**Comprobación de reacciones:**

(1) **CARGAS VERTICALES (Comb2):**

$$Q = [(G+G_{Est}) \cdot 1.35 + N \cdot 0.75 + S \cdot 1.5] \text{ kg/m}^2 \cdot (s \cdot a) + 0.9 q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot (s \cdot L_i)$$

$$Q = [(25+9.5^{(1)}) \cdot 1.35 + 30 \cdot 0.75 + 40 \cdot 1.5] \text{ kg/m}^2 \cdot (6 \cdot 20) + 0.9 \cdot 45 \cdot 1.5 \cdot 0.2 \cdot (6 \cdot 13.4)$$

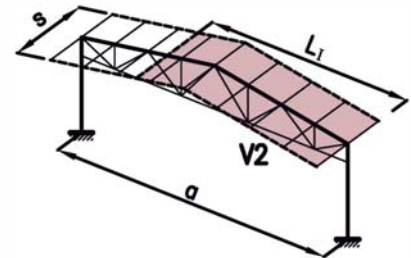
$$Q = 15489 + 977 = \mathbf{16466 \text{ kg}}$$

(<sup>1</sup>) Peso estructura (SAP2000 17.8.2): 1140 kg / (20m·6m) = 9.5 kg/m<sup>2</sup>

Programa: GlobalFZ (Comb2)(17.8.2): GlobalFZ<sub>Comb2</sub> = **16581 kg**

(2) **CARGAS HORIZONTALES (Comb2):**

Idéntica al pórtico (igual resultado)



**Comprobación de esfuerzos:**

(3) **Aproximada del axil máximo de los cordones:**

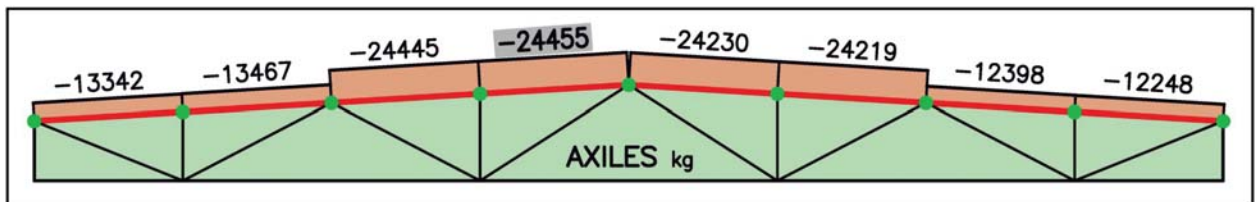
$$q \approx Q/(s \cdot a) = 16466 \text{ kg}/(6 \cdot 20 \text{ m}) = 137.2 \text{ kg/m}^2$$

$$M = \frac{q \cdot s}{8} \cdot a^2 = \frac{137.2 \cdot 6}{8} \cdot 20^2 = 41165 \text{ mkg}$$

$$N_{\text{cordones}} \approx \frac{M}{h} = \frac{41165}{1.6} = 25727 \text{ kg}$$

Programa: **-24455 kg** en el cordón superior.

El grado de coincidencia entre ambos valores se juzga aceptable.



1.- Esbelteces reducidas (y-y ó z-z):

La longitud de pandeo en el P.P (s<sub>nudos</sub>) es igual a la del P.L. (s<sub>correas</sub>):

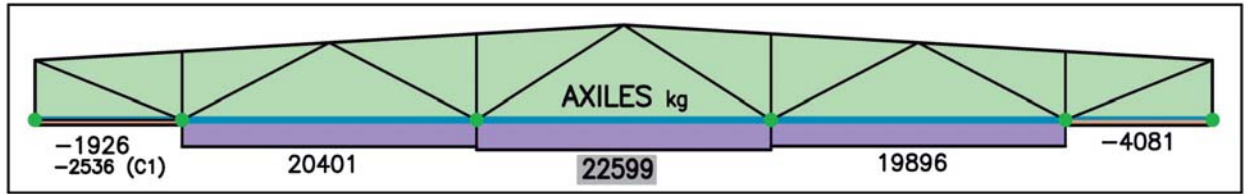
$$\lambda_y = \lambda_z = \frac{L_{ky}}{i_y} = \frac{0.9 \cdot 250.4}{4.76} = 47.34$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}} = \frac{47.34}{86.815} = 0.545$$

2.- Coeficiente de pandeo  $\chi$ : Conformado en frío: curva c ;  $\chi_y = 0.82$

3.- Comprobación de pandeo:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yd}} = \frac{24455}{0.82 \cdot 18.34 \text{ cm}^2 \cdot 2619} = 0.62 \leq 1$$


**① Comb2**

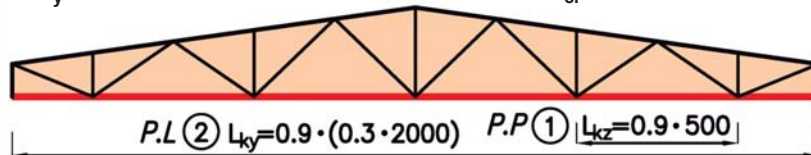
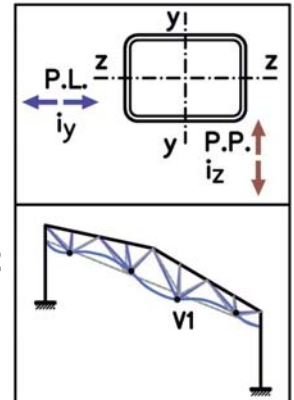
$$\frac{N_{Ed}}{A \cdot f_{yd}} = \frac{22599}{15.2 \text{ cm}^2 \cdot 2619} = 0.57 \leq 1$$

**② V1 . Comprobación de esbeltez:**
**① Plano del pórtico (z):**

$$\lambda_z = \frac{L_{k,z}}{i_z} = \frac{0.9 \cdot 500}{3.28} = 137.2 \quad ; \quad \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_{cr}} = \frac{137.2}{86.815} = 1.58 \leq 2$$

**② Plano lateral (y):**

$$\lambda_y = \frac{L_{k,y}}{i_y} = \frac{0.9 \cdot 0.3 \cdot 2000}{4.50} = 120 \quad ; \quad \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}} = \frac{120}{86.815} = 1.38 \leq 2$$


**1) Diagonal 1º: Tubo #100x80x3**

$N_{Ed}$	16469 kg	Axil de cálculo para la <b>Comb 2</b>
$A$	10.55 $\text{cm}^2$	Area de la sección recta del perfil

Comprobación a tracción simple:

$$\frac{N_{Ed}}{A \cdot f_{yd}} = \frac{16469}{10.55 \text{ cm}^2 \cdot 2619} = 0.60 \leq 1$$

**2) Diagonal 2º: Tubo #100x80x3**

$N_{Ed}$	9633 kg	Axil de cálculo para la <b>Comb 2</b>
$i_z$	3.21 cm	Radio de giro respecto al eje débil
$L_{k,z}$	0.9·282 cm	Longitud de pandeo en el plano de la celosía

**1.- Esbelteces reducidas:**

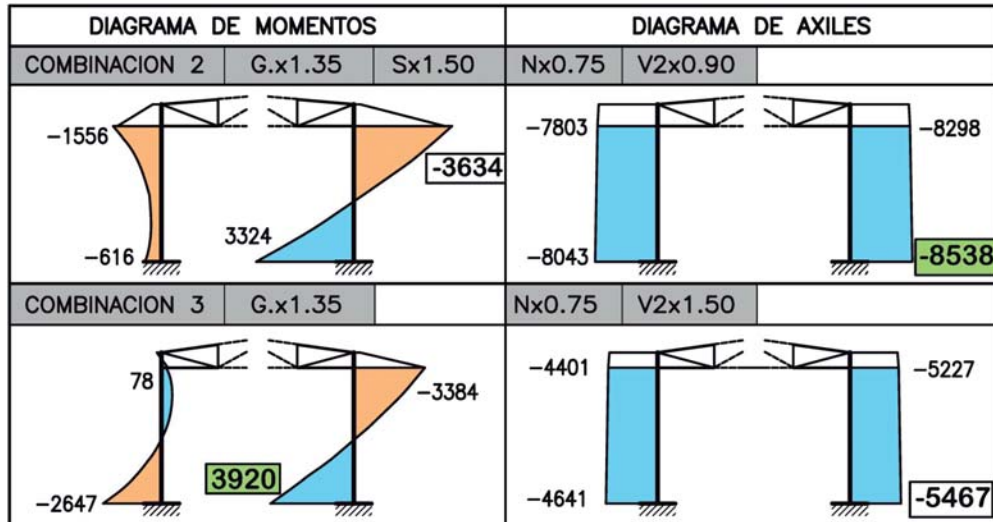
 Plano del pórtico (según z) :  $\lambda_z = L_{kz}/i_z = 0.9 \cdot 282 \text{ cm} / 3.21 \text{ cm} = 79.07$ 

$$\bar{\lambda}_z = \lambda_z / \lambda_{cr} = 79.07 / 86.815 = 0.91$$

**2.- Coeficiente de pandeo  $\chi$ : (curva c) :  $\chi_z = 0.59$** 
**3.- Comprobación de pandeo:**

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yd}} = \frac{9633}{0.59 \cdot 10.55 \text{ cm}^2 \cdot 2619} = 0.59 \leq 1$$

**3) Resto: aunque hayan diagonales/montantes con poca carga, se aconseja que los perfiles no sean muy pequeños aunque su índice sea bajo (#60x3)**



- \* Inferiores (1/6) respecto a los del pórtico
- \* Los flectores máximos ocurren a sotavento, Comb 3, aunque cercano a la 2
- \* El axil máximo tiene lugar a sotavento, para la Comb 2, bastante superior a la 3
- \* Por esta razón, se deberán comprobar ambas combinaciones

PERFIL	A (cm <sup>2</sup> )	i <sub>y</sub> (cm)	i <sub>z</sub> (cm)	W <sub>pl,y</sub> (cm <sup>3</sup> )
HEA-180	45.3	7.45	4.52	324

**Combinación 2:**

$N_{x=0} = -8538 \text{ kg}$  ;  $N_{x=7.2} = -8298 \text{ kg}$  ;  $M_{x=7.2} = -3634 \text{ m kg}$

**1.- Esbelteces:**

Plano celosía:  $\lambda_y = \frac{1.5 \cdot 500}{7.45} = 100.7$  ;  $\bar{\lambda}_y = 1.16$

Plano lateral:  $\lambda_z = \frac{1.0 \cdot 400}{4.52} = 88.5$  ;  $\bar{\lambda}_z = 1.019$

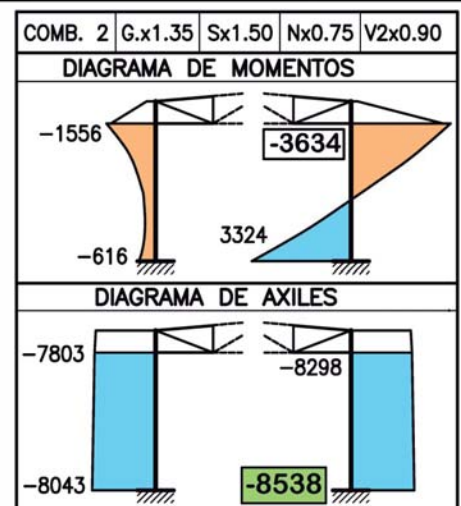
**2.- Coeficientes reductores por pandeo (perfil H):**

Plano del pórtico, curva b.  $\chi_y = 0.501$

Plano lateral, curva c.  $\chi_z = 0.529$

**3.- Clase de sección: Clase 1 a flexión y compresión**
**4.- Coeficiente  $c_{m,y} = 0.9$  (por ser  $\beta_y = 1.5 \geq 1$ )**
**5.- Coeficiente  $k_{yy}$   $\bar{\lambda}_y = 1.16 \geq 1$ :**

$$k_{yy} = C_{my} \cdot \left( 1 + (\bar{\lambda}_y - 0.2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yd}} \right) = 0.9 \cdot \left( 1 + (1 - 0.2) \cdot \frac{8538}{0.501 \cdot 45.3 \cdot 2619} \right) = 1.004$$

**6.- Coeficiente  $k_{zz} = 0.6 \cdot k_{yy}$** 


**7.a.) Pandeo según el eje fuerte y-y:**

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yd}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{W_y \cdot f_{yd}} =$$

$$\frac{8538}{0.501 \cdot 45.3 \cdot 2619} + 1.004 \cdot \frac{3634 \cdot 100}{324 \cdot 2619} \leq 1$$

**0.14 + 0.43 = 0.57 ≤ 1**

**7.b.) Pandeo según el eje débil z-z:**

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yd}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{W_y \cdot f_{yd}} =$$

$$\frac{8538}{0.529 \cdot 45.3 \cdot 2619} + 0.6 \cdot 0.43 \leq 1$$

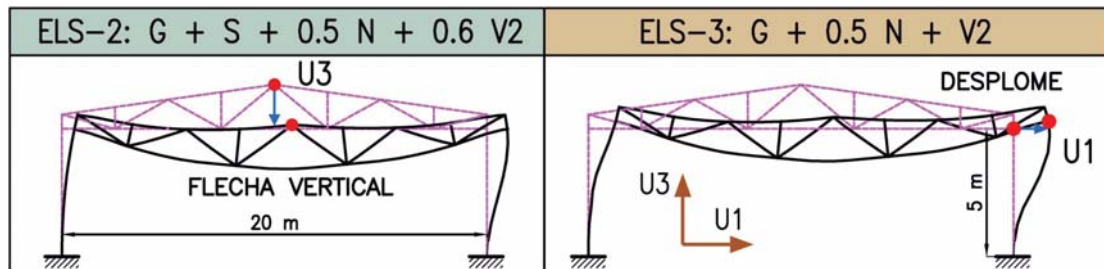
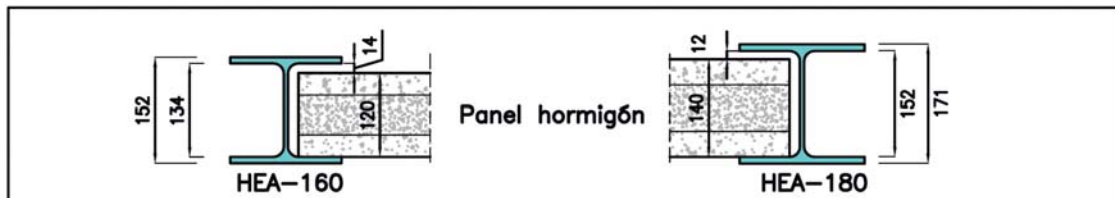
**0.14 + 0.26 = 0.39 ≤ 1**

**7.c.) Comprobación de resistencia:**

$$\frac{8298}{45.3 \cdot 2619} + \frac{3920 \cdot 100}{324 \cdot 2619} \leq 1$$

**0.07 + 0.43 = 0.50 ≤ 1**

Aunque se podría reducir el perfil, éste resulta adecuado para introducir un panel prefabricado de 14 cm entre las alas del perfil HEA-180.



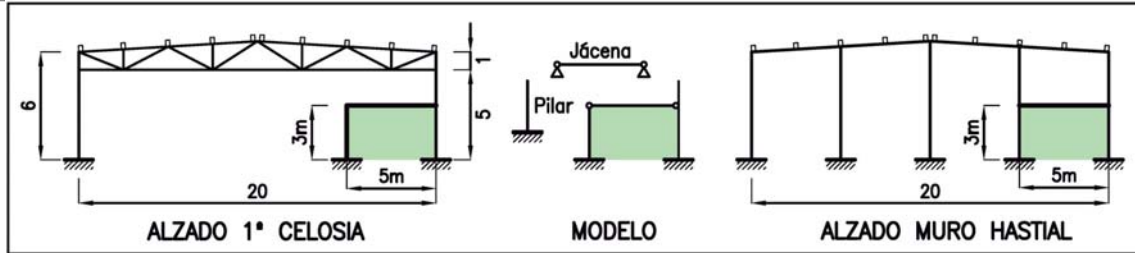
\* **Flecha vertical:**

- ▶ **ELS-2: G + S + 0.5 · N + 0.6 · V2**
- ▶ Estructura de gran rigidez a cargas verticales
- ▶ Se verifica sobradamente
- ▶ Depende mucho más del canto de la celosía que de los perfiles

\* **Desplome:**

- ▶ **ELS-3: G + 0.5 · N + 1.5 · V2**
- ▶ Un cambio de pilar influye bastante
- ▶ Rigidez suele ser menor que un pórtico

	Límite	HEA-180
Vertical Luz = 20 m	Luz/200 (10 cm)	3.51 cm 2000/3.51=570
Horizontal h <sub>pilar</sub> = 5 m	L <sub>pilar</sub> /150 (3.3 cm)	1.82 cm 500/1.82=275



- ▶ Pórtico de  $L = 5$  m de luz,  $h = 3$  m de altura. 2 ud. separadas  $s = 6$  m (ver 10.1)
- ▶ Acciones:

a) Acciones permanentes G:

Forjado unidireccional de viguetas pretensadas de canto 22 cm, interejes 70 cm. Losa superior de espesor 5 cm ( $25 \text{ kg/m}^2/\text{cm}$ )	400 $\text{kg/m}^2$
Previsión (*) pavimento (Baldosa cerámica 6 cm incluso relleno)	100 $\text{kg/m}^2$
Previsión (*) tabiquería	100 $\text{kg/m}^2$
Peso estructura y otros	20 $\text{kg/m}^2$
<b>Total permanente</b>	<b>620 <math>\text{kg/m}^2</math></b>

b) Sobrecarga de uso S

Según uso previsto	200 $\text{kg/m}^2$
--------------------	---------------------

- ▶ Combinaciones: E.L.U:  $1.35 \cdot G + 1.5 \cdot S$  ; E.L.S.:  $G + S$

- ▶ Tipos de barras : Jácena: **IPE-300**, Soporte: **HEA-140**, Zuncho de atado: **IPE-220**

▶ Acciones totales mayoradas forjado:

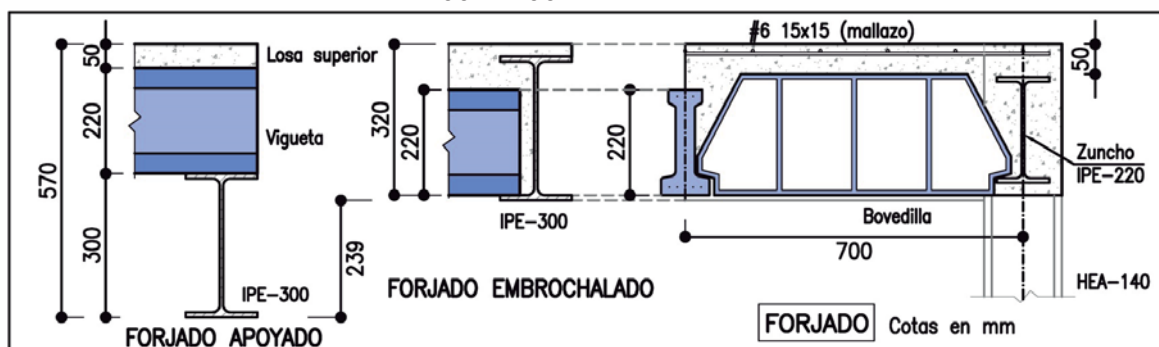
- Carga superficial ELU:  $Q = 1.35 \cdot 620 \text{ kg/m}^2 + 1.50 \cdot 200 = 1137 \text{ kg/m}^2$
- Carga lineal ELU:  $q = Q \cdot s/2 = 1137 \text{ kg/m}^2 \cdot 3 \text{ m} = 3411 \text{ kg/m}$
- Carga superficial ELS:  $Q_{ELS} = 620 \text{ kg/m}^2 + 200 = 820 \text{ kg/m}^2$
- Carga lineal ELS:  $q_{ELS} = Q_{ELS} \cdot s/2 = 820 \cdot 3 \text{ m} = 2460 \text{ kg/m}$

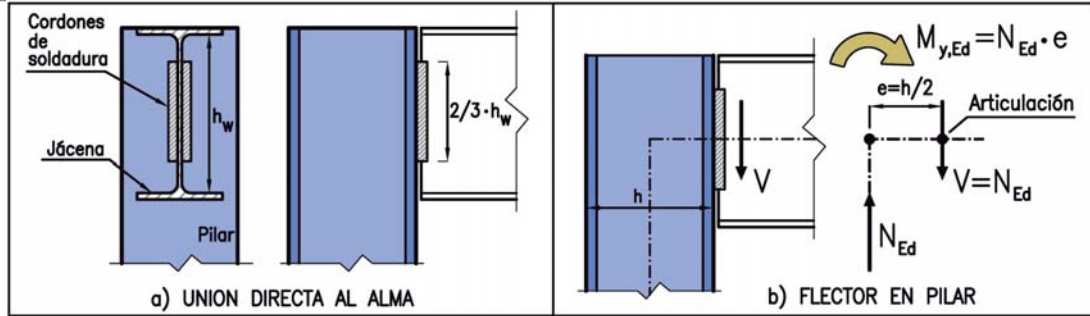
▶ Modelo estructural de jácena de nudos articulados:

- Resistencia:  $M = \frac{q \cdot L^2}{8} = \frac{3411 \cdot 5^2}{8} = 10659 \text{ mkg}$  ;  $i = \frac{M_{y,Ed}}{W_{pl,y} \cdot f_{yd}} = \frac{10659 \cdot 100}{628 \cdot 2619} = 0.65 \leq 1$

- Flecha vertical  $f$ :  $f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{ELS} \cdot L^4}{E \cdot I_y} = \frac{5}{384} \cdot \frac{2460 \text{ kg/m} \cdot 5^4 \text{ m}^4}{2.1 \cdot 10^{10} \text{ kg/m}^2 \cdot 8360 \cdot 10^{-8} \text{ m}^4} = 0.011 \text{ m}$

$$f_{lim} = \frac{L}{400} = \frac{500}{400} = 1.25 \text{ cm} > f = 1.1 \text{ cm} \quad \text{Válido}$$



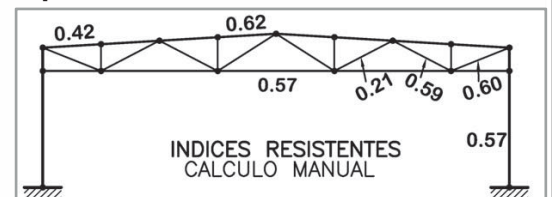


- ▶ Axil  $N_{Ed}$  del pilar:  $N_{Ed} = \frac{q \cdot L}{2} = \frac{3411 \cdot 5}{2} = 8528 \text{ kg}$
- ▶ Flector  $M_{Ed}$ : provocado por la unión de la jácena al exterior del ala del pilar:
  - Excentricidad:  $e \approx h_{HEA-140}/2 = 133/2 \text{ mm} \approx 70 \text{ mm}$
  - $M_{y,Ed} = N_{Ed} \cdot e = 8528 \cdot 0.07 \text{ m} = 597 \text{ m} \cdot \text{kg}$
- ▶ Comprobación a pandeo simplificada
  - Esbeltez lateral  $\lambda_z = 2 \cdot h/i_z = 2 \cdot 300/3.52 = 170$  (como pilar en voladizo)
  - Esbeltez reducida  $\bar{\lambda}_z = 170/86.815 = 1.96 \rightarrow \chi_z = 0.20$  (curva c).

$$i = \frac{N_{Ed}}{\chi_{\min} \cdot A \cdot f_{yd}} + \frac{M_{y,Ed}}{W_{pl,y} \cdot f_{yd}} = \frac{8528}{0.20 \cdot 31.4 \cdot 2619} + \frac{59700}{173.4 \cdot 2619} = 0.52 + 0.13 = 0.65 \leq 1 \quad \text{Ok.}$$

- ▶ Pilar hastial: sustituir la IPE-220 (Tema 14) por HEA-180

- ▶ No debería realizarse directamente el **dimensionado** con un programa  
Deben analizarse previamente los **esfuerzos y deformaciones**
- ▶ Es necesario definir o verificar los parámetros de pandeo:
  - Longitud de la pieza a pandeo
  - Coeficiente beta de pandeo
  - Vuelco lateral
- ▶ Verificar las combinaciones de carga
- ▶ Normativa utilizada (CTE, EAE, EC-3)
- ▶ Método de cálculo a resistencia y a pandeo. Cálculo no lineal. Imperfecciones
- ▶ Pueden utilizar hasta 5 valores de la esbeltez (o longitudes de pandeo) que sirven para calcular los coeficientes de pandeo:



- Para el índice del axil ( $\chi_y ; \chi_z$ ):  $\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rd}} ; \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rd}}$
- Para el índice del flector ( $k_{yy}, k_{zy}$ ):  $k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{y,Rd}} ; k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{y,Rd}}$
- Para el vuelco lateral  $\chi_{LT}$
- ▶ Pueden comprobar en cada sección de la barra definida por el usuario, tanto para resistencia como pandeo. Es necesario conocer como adoptan los esfuerzos. Por ejemplo, algunos programas a pandeo, analizan sección a sección:
  - El Axil  $N_{Ed}$  es el de la sección (no considera el máximo de la pieza)
  - El Flector  $M_{Ed}$  es el máximo del tramo del mismo signo que el flector de la sección

ASUNTO ESTRUCTURAS METALICAS

TEMA

TEMA I I : PRACTICA NAVE, CELOSIA

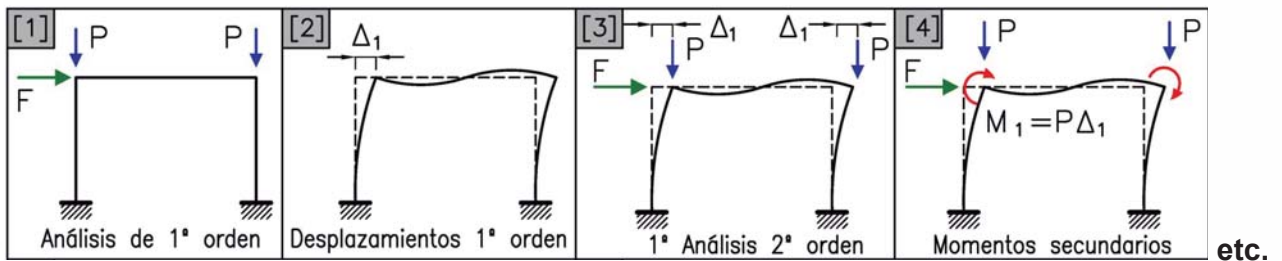
**ESTRUCTURA TRASLACIONAL/INTRASLACIONAL**

- ▶ Hipótesis de la R.M: equilibrio en la posición inicial sin deformar (*teoría de 1º orden*)  
El equilibrio debería establecerse en la posición deformada (cálculo más complejo)
- ▶ **Estructuras traslacionales:** los desplazamientos varían de forma no lineal, un aumento de Δ se traduce en aumentos no proporcionales y en ocasiones desproporcionados de los esfuerzos. Es necesario considerar los efectos de 2º orden
- ▶ **Estructura intraslacional:** los esfuerzos en teoría de 1º orden no difieren más del 10% frente a la de 2º orden
- ▶ Un pórtico se considera **arriostrado** (intraslacional) en una dirección (CTE SE-A) cuando se consiga al menos un 80% de rigidez frente a las acciones horizontales:

$$\Delta_{\text{arriostrado}} \leq \Delta_{\text{sin arriostrar}}/5$$

**ANALISIS P-DELTA (P-Δ)**

- ▶ Método de cálculo iterativo para obtener esfuerzos de 2º orden
- ▶ En cada iteración se añaden a las cargas los momentos secundarios debidos a P·Δ<sub>i</sub>
- ▶ Suelen ser **innecesario** en pórticos y celosías a dos aguas



REF. 11 - 17

ASUNTO ESTRUCTURAS METALICAS

TEMA

TEMA I I : PRACTICA NAVE, CELOSIA

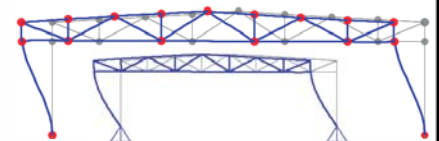
- ▶ **Carga crítica o de colapso:** máximo valor de la carga aplicada que ocasiona la ruina de la estructura por ser inestable (similar a la carga crítica de Euler de una barra)
- ▶ Algunos programas permiten obtener los **modos de pandeo** o configuraciones deformadas de colapso, siendo crítica la del valor de la carga de colapso más baja
- ▶ La carga crítica suele obtenerse mediante el análisis estructural a pandeo (*buckling*), a partir del **factor de carga crítica** α<sub>cr</sub> (EAE), o relación entre la carga crítica F<sub>cr</sub> y la carga aplicada F<sub>Ed</sub>: α<sub>cr</sub> = F<sub>cr</sub> / F<sub>Ed</sub>. Es útil para:

**Comprobar si una estructura es intraslacional:**

La relación entre la carga crítica de inestabilidad elástica y la de cálculo debe ser superior a 10 (α<sub>cr</sub> ≥ 10) (total y por cada planta). Ejemplo: Pórtico analizado α<sub>cr</sub> = 29 ≥ 10

**Calculo del coeficiente β de pandeo de las barras de una estructura:**

- ▶ Debe identificarse la deformada de la barra analizada entre los modos de pandeo
- ▶ Ejemplo: pilar HEA-180 (I<sub>y</sub> = 2510 cm<sup>4</sup>) de la celosía (N<sub>Ed</sub> = 8538 kg para la Comb2)
  - Se localiza el modo de pandeo que afecta al pilar
  - Se anota el factor de carga de colapso para ese modo de pandeo α<sub>cr</sub> = 19.7 (bases articuladas α<sub>cr</sub> = 4.2)
  - Se aplica la expresión de Euler (L: altura del pilar):



$$N_{cr} = \alpha_{cr} \cdot N_{Ed} = \pi^2 \cdot \frac{EI}{(\beta \cdot L)^2} \quad ; \quad \beta = \frac{\pi}{L} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot I_y}{\alpha_{cr} \cdot N_{Ed}}} = \frac{\pi}{600} \cdot \sqrt{\frac{2.1 \cdot 10^6 \cdot 2510}{19.7 \cdot 8538}} = 0.93$$

(bases articuladas : β = 2.0)

REF. 11 - 18



- ▶ Consiste en considerar en el cálculo, si sus efectos no son despreciables, las **imperfecciones** de la geometría, inevitables en cualquier estructura: defectos de verticalidad, de alineación, de planeidad, de ajuste y excentricidad en las uniones, y de las tolerancias de ejecución y montaje
- ▶ Los efectos de las **imperfecciones** se incluyen en el:
  - Análisis global de la estructura (estructuras traslacionales)  $\phi$
  - Cálculo de los arriostramientos (para cualquier estructura) (Tema 15)
  - Análisis local de elementos aislados  $e_0$  (incorporadas al coeficiente  $\chi$  de pandeo)
- ▶ Imperfecciones globales:

Defecto inicial de verticalidad que consiste en un desplome de la cabeza del pilar de ángulo  $\phi$  (desplome  $\phi \cdot h$ ). La formulación de la EAE consiste en:

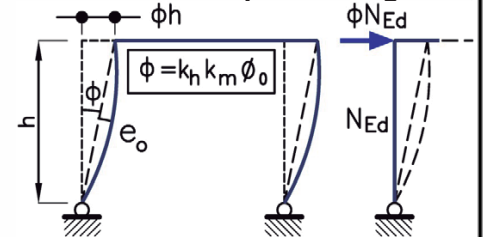
$$\phi = k_h \cdot k_m \cdot \phi_0 \quad ; \quad \frac{2}{3} \leq k_h = \frac{2}{\sqrt{h}} \leq 1 \quad ; \quad k_m = \sqrt{\frac{1}{2} \cdot \left(1 + \frac{1}{m}\right)}$$

$\phi_0$ : valor base de la imperfección lateral, 1/200

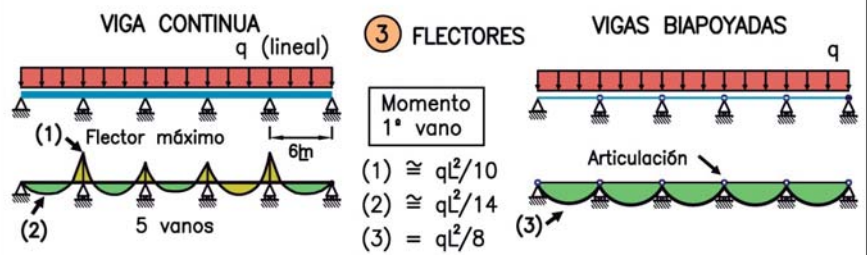
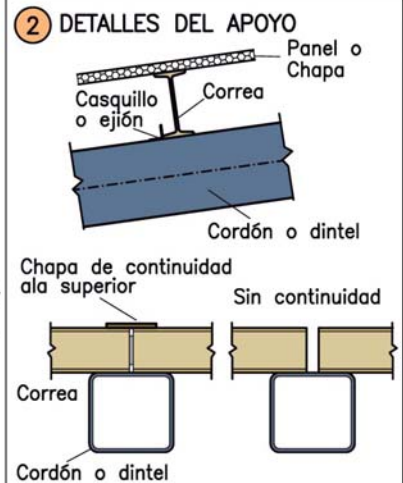
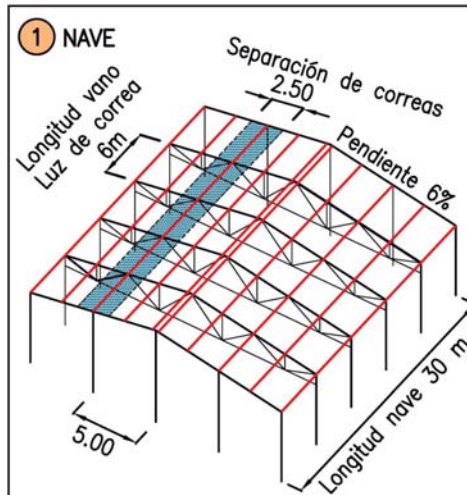
$k_h$ : coeficiente reductor debido a la altura  $h$  en (m)

$k_m$ : coeficiente reductor para el número de alineaciones "m" de elementos comprimidos tal que su compresión sea un 50% superior del valor medio por elemento ( $k_{m=2} = 0.87$ )

- ▶ Se suele considerar como una carga lateral equivalente en cabeza del pilar ( $\phi \cdot N_{Ed}$ )
- ▶ Para las estructuras analizadas en este curso, es habitual que sus efectos sean despreciables, por lo que no se han considerado



- \* Luz vano:  $L = 6\text{ m}$
- \*  $S_{\text{correas}} = 2.5\text{ m}$
- \* Pendiente 6%
- \* Continua de: 5 vanos
- \* Vigas continuas: con continuidad en el apoyo (unión entre las alas superiores de correas)
- \* Apoyadas sobre el dintel/cordón superior de un pórtico/celosía
- \* Cubierta rígida en su plano: correas unidas firmemente al panel con suficiente número de tornillos autorroscantes
- \* La carga lineal es la carga superficial por la separación de correas:
 
$$q_{\text{lineal}} = q \cdot S_{\text{correas}}$$
- \* IPE, RHS, CF, ZF

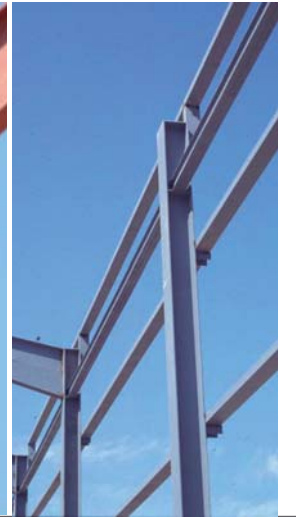
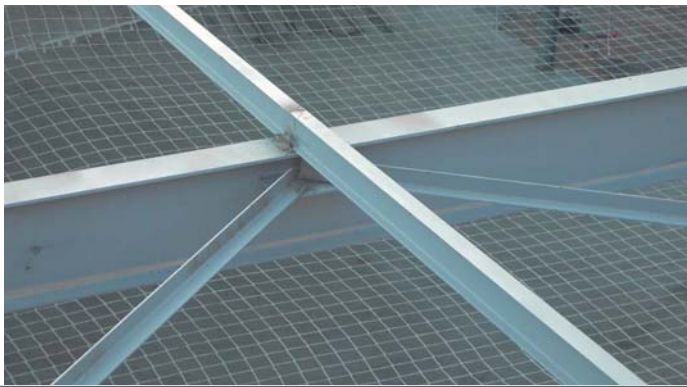


ASUNTO ESTRUCTURAS METALICAS

TEMA

TEMA 12: PRACTICA NAVE, CORREAS

REF. 12 - 3



ASUNTO ESTRUCTURAS METALICAS

TEMA

TEMA 12: PRACTICA NAVE, CORREAS

REF. 12 - 4

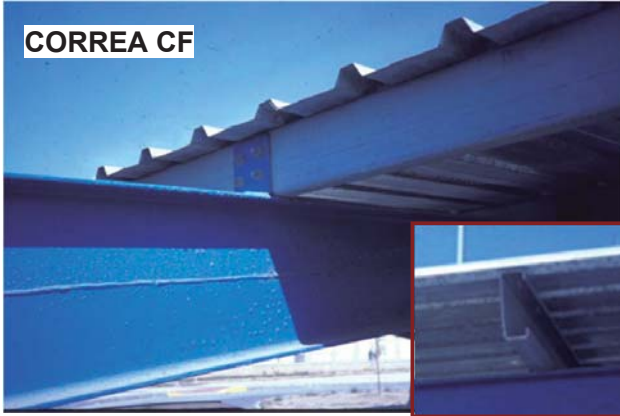


ASUNTO ESTRUCTURAS METALICAS

TEMA

TEMA 12: PRACTICA NAVE, CORREAS

REF. 12 - 5



**CORREA CF**



**CORREA ZF**



**CORREA DE REDONDO**



ASUNTO ESTRUCTURAS METALICAS

TEMA

TEMA 12: PRACTICA NAVE, CORREAS

REF. 12 - 6



**CORREA EN CELOSIAS**



**CORREA DE TUBO Y PLETINA**



**CORREAS DE TUBO RECTANGULAR**

ASUNTO ESTRUCTURAS METALICAS

TEMA

TEMA 12: PRACTICA NAVE, CORREAS

REF. 12 - 7

**APOYO EN VERTIENTE A VARIAS AGUAS**



**CORREAS DE TUBO CUADRADO**



**CORREAS BIAPOYADAS**

ASUNTO ESTRUCTURAS METALICAS

TEMA

TEMA 12: PRACTICA NAVE, CORREAS

REF. 12 - 8

**CHAPA TRANSLUCIDA**



**CORREAS CONTINUAS**



**CORREA SEMI-EMBROCHALADA**





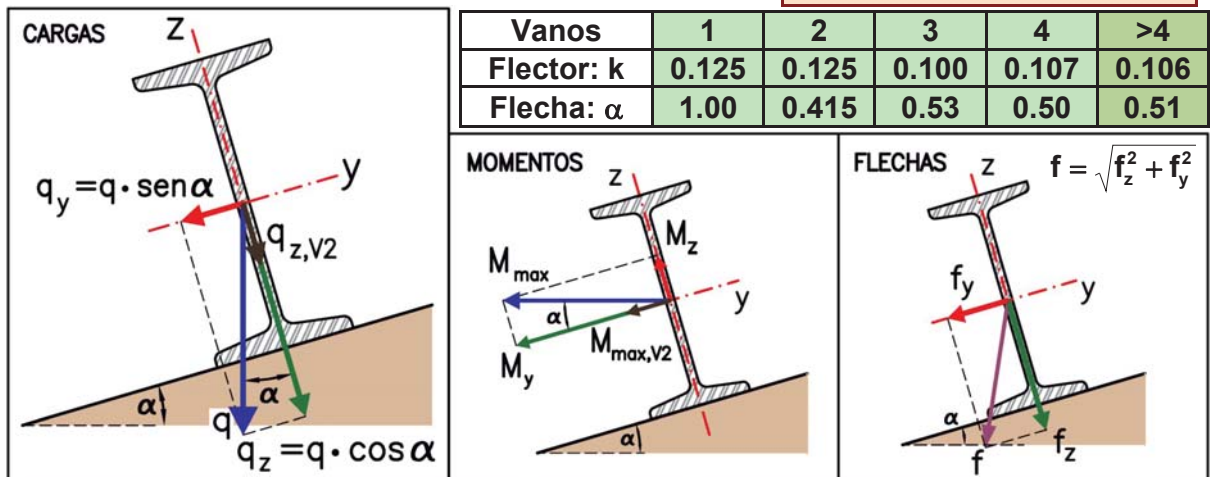
**Acciones y Combinación (kg/m<sup>2</sup>):**

- G (25) ; N (30) ; S (40) ; V2: (45)
- 1.35·G + 1.5·S + 0.75·N + 0.9·V2 (Comb2)

**Flector máximo y flecha:**

$$M_{\max} = k \cdot q_{\text{lineal}} \cdot L^2$$

$$f(\text{mm}) \approx \alpha \cdot \frac{\sigma \cdot (\text{kg/mm}^2) \cdot L^2 (\text{m}^2)}{h (\text{cm})}$$



Dos componentes: flexión esviada  $M_y$ ,  $M_z$ . La flexión paralela al faldón  $M_z$  podría ser soportada por una cubierta que sea **rígida** y solidaria a las correas ( $M_z = 0$ ).

$$M_{\max} = k \cdot q \cdot s_{\text{correas}} \cdot L^2 = 0.106 \times 116.25 \times 2.5 \times 6^2 = 1109.02 \text{ mkg}$$

$$M_{\max, V2} = k \cdot q_e \cdot s_{\text{correas}} \cdot L^2 = 0.106 \times 12.15 \times 2.5 \times 6^2 = 115.91 \text{ mkg}$$

q Gravitatoria:  $1.35 \cdot G + 1.5 \cdot S + 0.75 \cdot N = (1.35 \cdot 25 + 1.50 \cdot 40 + 0.75 \cdot 30) = 116.25 \text{ kg/m}^2$

q<sub>e</sub> Viento V2:  $0.9 q_b \cdot c_e \cdot c_p = 0.9 \cdot 45 \text{ kg/m}^2 \cdot 1.5 \cdot 0.2 = 12.15 \text{ kg/m}^2$

**Gravitatorias** ( $\alpha = 3.46^\circ$ )

• Normal al faldón:  $M_y = M_{\max} \cdot \cos \alpha = 1107 \text{ mkg}$

• Paralela al faldón:  $M_z = M_{\max} \cdot \sin \alpha = 66 \text{ mkg}$

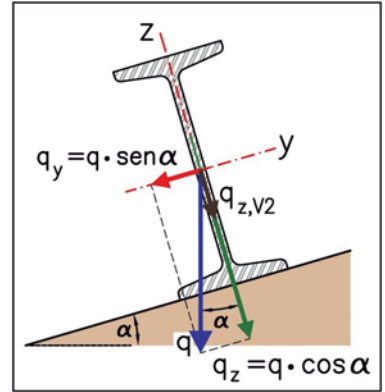
**Viento:**

• Normal al faldón:  $M_{y,V2} = M_{\max,V2} = 116 \text{ mkg}$

**Flectores totales:**

• Normal al faldón:  $M_{y,T} = M_y + M_{y,V2} = 1223 \text{ mkg}$

• Paralela al faldón:  $M_{z,T} = M_z = 66 \text{ mkg}$



$$i_y + i_z = \frac{M_y}{W_{pl,y} \cdot f_{yd}} + \frac{M_z}{W_{pl,z} \cdot f_{yd}} = \frac{1223 \cdot 100}{60.8 \cdot 2619} + \frac{66 \cdot 100}{13.58 \cdot 2619} = 0.77 + 0.19 = 0.96 \leq 1$$

♦ Obtención de los flectores característicos:

- Recalcular los flectores con cargas sin mayorar (libro)
- Aplicar un coeficiente para desmayorar las cargas ( $\approx 1.45$ ):

$$q_k = G + S + 0.5 \cdot N ; \quad \gamma_y \approx \frac{q + q_e}{q_k + q_e/1.5} ; \quad \gamma_z = \frac{q}{q_k}$$

$$q_k = 25 + 40 + 0.5 \cdot 30 = 80$$

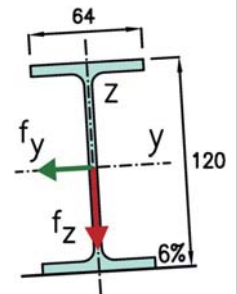
$$\gamma_y \approx \frac{116.25 + 12.15}{80 + 12.15/1.5} = 1.457 ; \quad \gamma_z = \frac{116.25}{80} = 1.453$$

$$\sigma_y + \sigma_z \approx \frac{M_{y,T}}{W_{el,y}} + \frac{M_{z,T}}{W_{el,z}} = \frac{1223 \cdot 100}{53} + \frac{66 \cdot 100}{8.65} = 1583 + 528 \text{ kg/cm}^2$$

$$f(\text{mm}) \approx \alpha \cdot \frac{\sigma \cdot (\text{kg/mm}^2) \cdot L^2 (\text{m}^2)}{h(\text{cm})}$$

$$f_z(\text{mm}) \approx 0.51 \cdot \frac{15.83 (\text{kg/mm}^2) \cdot 6^2 (\text{m}^2)}{12 (\text{cm})} = 24.2 \text{ mm}$$

$$f_y(\text{mm}) \approx 0.51 \cdot \frac{5.28 (\text{kg/mm}^2) \cdot 6^2 (\text{m}^2)}{6.4 (\text{cm})} = 15.2 \text{ mm}$$



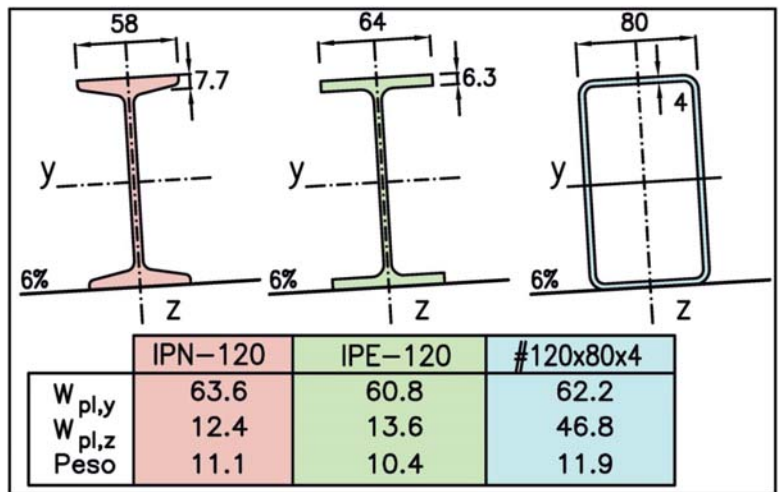
♦ **NO rígida:**  $f = \sqrt{f_z^2 + f_y^2} = \sqrt{24.2^2 + 15.2^2} = 28.6 \text{ mm} < \frac{6000}{200} = 30 \text{ mm}$

♦ **Rígida:**  $f = 24.2 \text{ mm} < 30 \text{ mm}$

Una selección del perfil idóneo influye de forma notable en el peso de la estructura

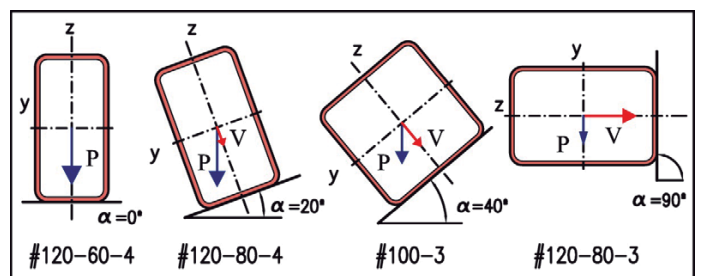
**Perfiles laminados doble T**

- \* IPE, IPN, UPN: Buen rendimiento en cubiertas sin mucha pendiente. Poco  $W_z$  (Resiste muy poco la flexión lateral  $M_z$ )
- \* El perfil **IPE** tiene algo más de resistencia por peso que el perfil IPN. Tiene algo más de  $W_z$
- \* El espesor elevado del ala dificulta algo la disposición del tornillo para unir al panel o chapa  
Pero admite mejor la soldadura en uniones de perfiles (dar continuidad)
- \* **IPE**: Perfil más económico que el resto excepto conformados en frío



**Perfiles tubulares:**

- \* **Tubo rectangular:** Buena adaptación a la pendiente:  
Depende de la relación entre P (verticales) y V (viento).  
Podemos establecer el ancho "b" más adecuado en cada caso.  
Cubierta plana: disposición vertical;  
Fachada: dispuesto de plano



\* **Propiedades:**

- Amplia gama para la selección del perfil que mejor se adapta
- Mejores propiedades en el plano del faldón (flexión lateral  $M_z$ )
- Adaptación a la pendiente. Ejemplo: a 35-45° y cargas verticales → Tubo ≈ cuadrado
- Buena apariencia estética. Menor incidencia de la corrosión. Menor superficie de pintado
- Correas de cubierta: habituales #120x80x4, #140x100x4, fáciles de abastecer
- Correas de fachada: buen rendimiento. Se disponen planas (Ejemplo: #120x80x3)
- Precio superior (20-25%) que los perfiles laminados
- Aportan gran rigidez a la cubierta
- Como elementos de arriostamiento: pueden soportar compresiones más altas



**PERFIL ASIMETRICO:**

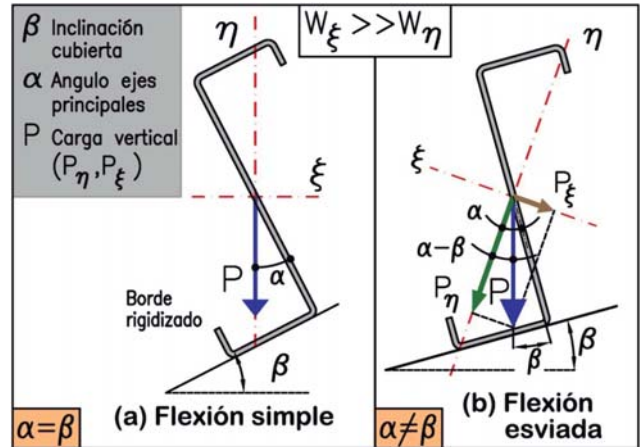
- \*  $\alpha$ : ángulo eje principal  $\eta$  / alma perfil
- \* La carga P se proyecta  $\eta, \xi$  según los ejes principales

**VENTAJAS:**

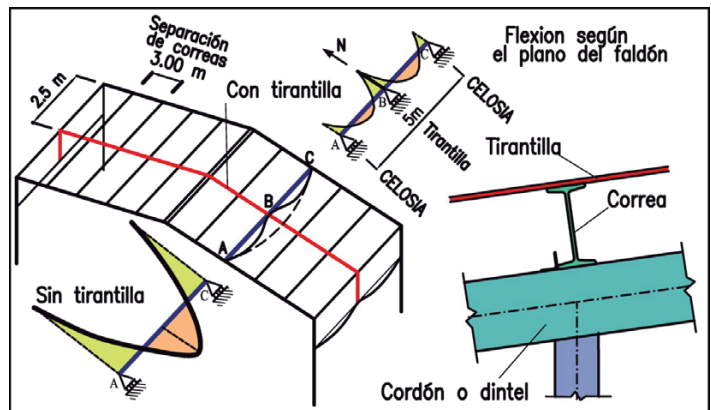
- \* Si  $\alpha \approx \beta$ , el rendimiento es bueno, ya que  $W_\xi$  es alto
- \* En esa condición, bajo peso y coste
- \* Facilidad de manejo, transporte y montaje por ser ligeras
- \* Fácil de atornillar al panel ( $t$  reducido: 2, 2.5 y 3 mm)

**INCONVENIENTES:**

- \* Perfiles que fallan por inestabilidad (no por agotamiento). Suelen ser de Clase 2 a 4. Se recomienda utilizar el  $W_{elastico}$ , salvo clase 4. Muy baja rigidez a torsión y al alabeo
- \* Débil espesor: afecta a la corrosión y dificultad al soldar
- \* Transporte y colocación más sensible a malos tratos
- \* Mayor superficie de pintado
- \* Adecuadas a pendientes altas (20 a 40%) poco corrientes. Muy complejo de establecer un modelo de cálculo (caso de cubierta rígida, colaboración placa-cubierta)
- \* Comparación: **ZF-225-2.5**:  $W_\xi = 64 \text{ cm}^3$ ;  $W_\eta = 10.6$  ; **7.96 kg/m** ;  $\text{tg } \alpha = 0.307$   
**IPE-120**:  $W_{p,y} = 61 \text{ cm}^3$ ;  $W_{p,z} = 14$  ; **10.4 kg/m** (peso 1.3 veces mayor)



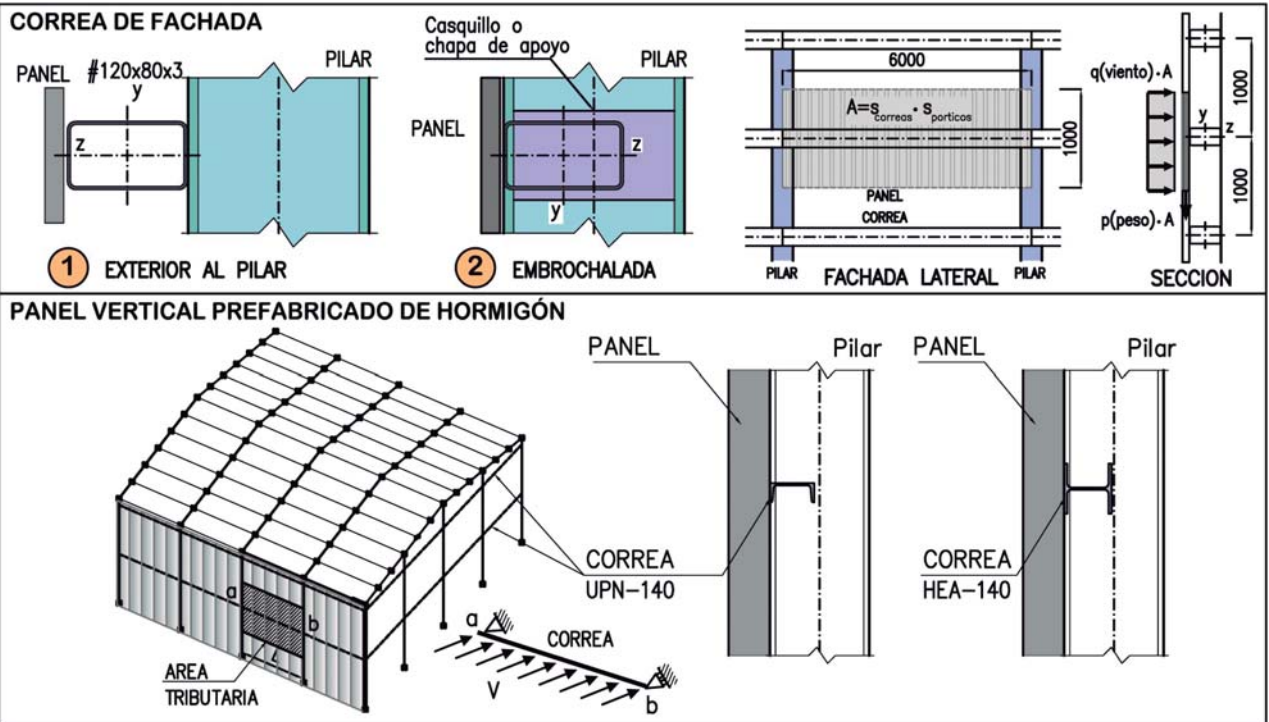
- Reduce la luz de la correa a la mitad en el plano del faldón (apoyo intermedio). Con 2 tirantillas a 1/3
- Disminuye la flexión lateral 1/4:  
$$M_z = \frac{q \cdot (L/2)^2}{8} = \frac{1}{4} \cdot \frac{q \cdot L^2}{8}$$
- Adecuada en cubiertas no rígidas o con cierta pendiente
- Pletina rectangular o redondo (macizo) de pequeña sección (ejemplo:  $\neq 40 \times 6 \text{ mm}^2$  ( $b \times e$ )  $\rightarrow 2.4 \text{ cm}^2$  resiste 6.2 T)
- Soporta la resultante de las reacciones en el plano del faldón del apoyo de correas
- En la cumbrera tienen que unirse ambos faldones
- Pueden prolongarse en las correas de fachada, reduciendo a la mitad la luz de la flexión vertical debida al peso propio. No influye en el flector debido al viento
- Si el panel es rígido en el plano del faldón, al no existir flexión lateral, es innecesario
- Para una tirantilla para la IPE-120:



$$i_y + i_z = \frac{M_y}{W_{pl,y} \cdot f_{yd}} + \frac{M_z / 4}{W_{pl,z} \cdot f_{yd}} = \frac{1223 \cdot 100}{60.8 \cdot 2619} + \frac{66 \cdot 100 / 4}{13.58 \cdot 2619} = 0.77 + 0.05 = 0.82 \leq 1$$

ASUNTO ESTRUCTURAS METALICAS  
TEMA TEMA 12: PRACTICA NAVE, CORREAS

REF. 12 - 17



ASUNTO ESTRUCTURAS METALICAS  
TEMA TEMA 12: PRACTICA NAVE, CORREAS

REF. 12 - 18



ASUNTO ESTRUCTURAS METALICAS

TEMA

TEMA 12: PRACTICA NAVE, CORREAS

REF.  
12 - 19



**Predimensionado:**

Placa:  $a \times b \times t$

Cartelas  $n_c, h_c, t_c$

**Incógnitas:** Pernos  $n_p, \phi$

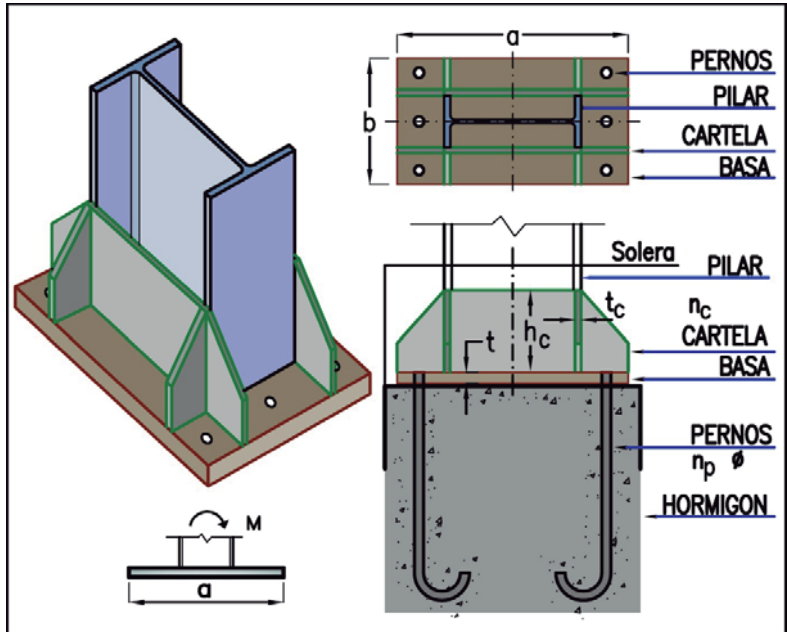
• **PLACA BASE:**

Puede tomarse la dimensión del pilar más [8 a 25 cm]  
Sus medidas se redondean a múltiplos de 5 cm

- ◆ **a:** Canto según la dirección de la flexión principal
- ◆ **b:** Ancho:  
Compresión:  $a = b$   
Flexión  $a > b$
- ◆ **t:** Espesor (20, 25, 30 mm)

• **CARTELAS:**

- ◆ Variables:  $h_c$  (altura entre 15-25 cm).  $t_c$  (espesor entre 12-20 mm;  $t_c \leq t$ )



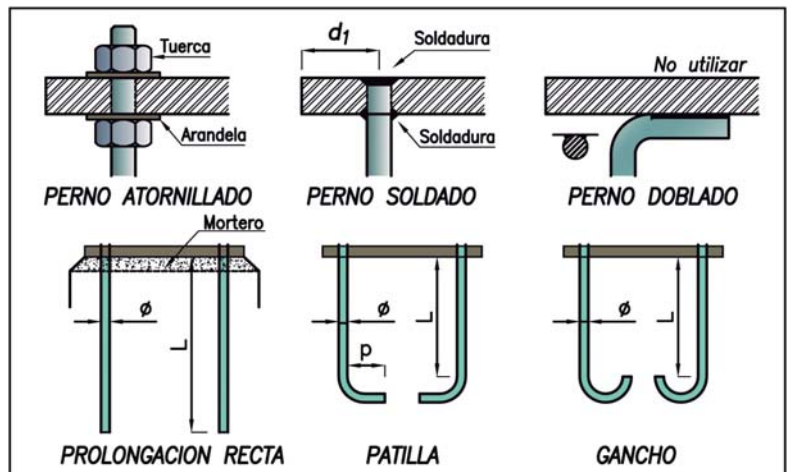
- ◆ Tipos: acero liso roscado o soldado, corrugado. Mínimo 2 en cada cara y simetría en caras opuestas

◆ Variables:

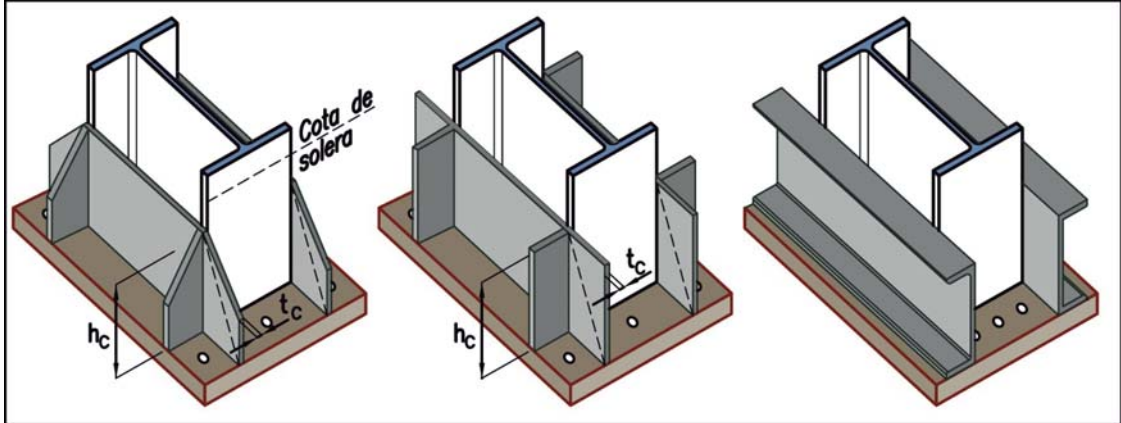
- ▶  $\phi$ : Diámetro del perno:
  - 20, 22, 24, 27 mm de acero liso 4.6, 5.6 ó 6.8
  - 20, 25, 32 mm de acero corrugado B400S-B500S
- ▶ **L:** Longitud del perno (adherencia acero-hormigón)
- ▶  $n_p$ : número de pernos a tracción (en una cara)

- ◆  $T_u$ : tracción máxima que soporta el perno (Acero 4.6). Roscado: reducir  $\times 0.85$  con arranque de viruta

- ◆ Distancia  $d_1$ : eje del agujero al borde de la placa: 4-6 cm



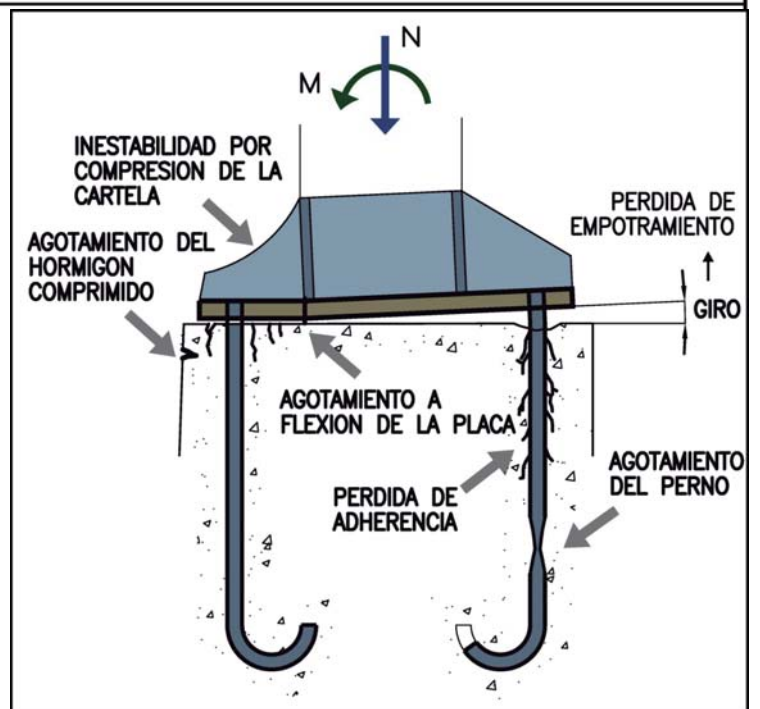
$\phi$ (mm)	$T_u$ (kg)			L (cm)			
	Soldado	Roscado	Corrug.	Liso		Corrugado	
				Recta	Patilla	Recta	Patilla
20	6104	7050	8195	90	63	41	29
22	7386	8738		100	70		
24	8789	10152		108	76		
25			12805			65	45
27	11124	13231		123	86		



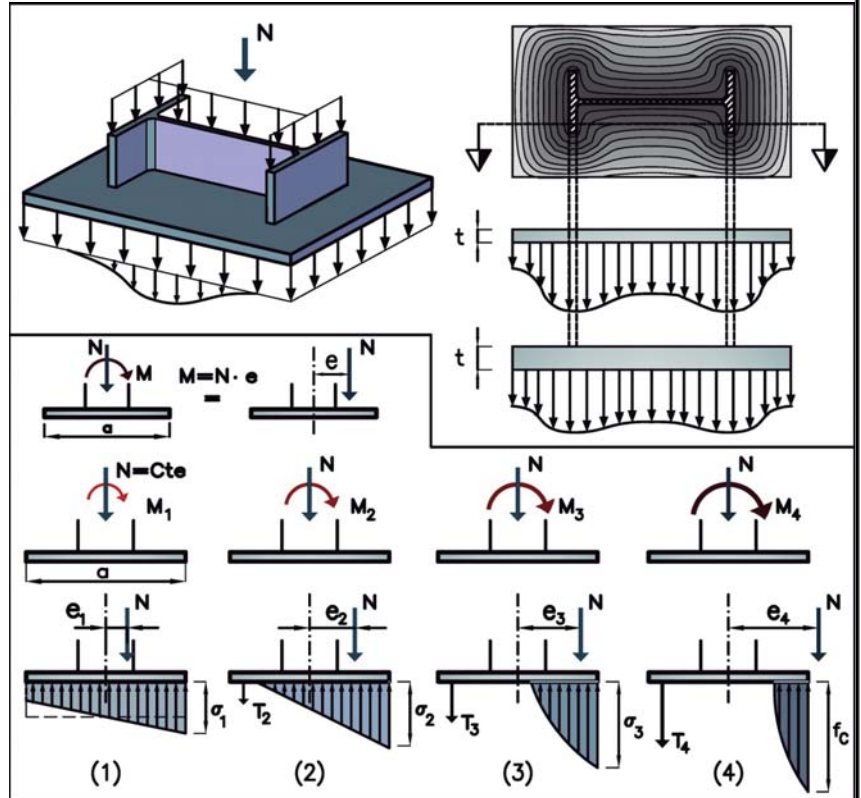
**CARTELAS:**

- ◆ Variables:  $h_c$  (altura entre 15-25 cm).  $t_c$  (espesor entre 12-20 mm;  $t_c \leq t$ )
- ◆ Chapas con forma rectangular, trapecial o a base de perfiles (UPN)
- ◆ Se disponen en el plano de la flexión principal. Se recomienda disponer también lateralmente
- ◆ Ayudan a repartir las tensiones bajo la placa (aumenta el área de reparto) y facilitan su transmisión al pilar
- ◆ La placa suele disponerse entre 20 ó 30 cm debajo de la solera
- ◆ La placa y cartelas quedan rodeadas (embebidas) en el hormigón

- **Principales:** → ver Figura
- **Otras formas de fallo:**
  - ◆ Desgarro del agujero por estar cerca del borde
  - ◆ Rotura de la unión placa – pilar por insuficiente cordón de soldadura
  - ◆ Punzonamiento o rotura del perno a tracción por desgarro con la placa
- **Consecuencias en la estructura:**
  - ◆ Giro de la placa y pérdida de la condición de empotramiento perfecto: el apoyo se convierte en una articulación o en un semi-empotramiento
  - ◆ Isostática (cercha biapoyada): peligro de ruina inminente por transformarse en mecanismo
  - ◆ Pórtico: el momento en la base del pilar emigra a otras zonas de la estructura si pueden soportar más flexor. En caso contrario, peligro de colapso



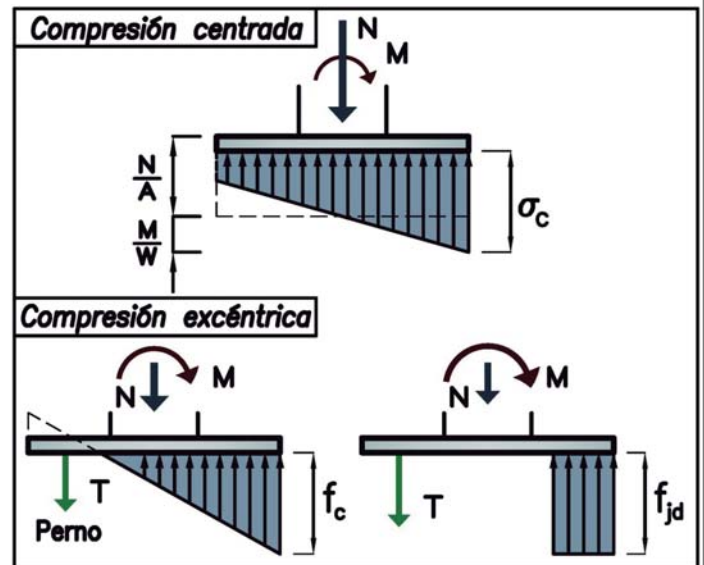
- Tensiones más concentradas debajo del fuste del pilar
  - Distribución más uniforme con placas de mayor espesor
  - Es complejo trabajar con la ley tensional real
  - La EAE considera un área eficaz de transmisión de tensiones
- ➔
- Evolución de la ley de tensiones en flexión creciente ( $N = Cte$ ;  $M \uparrow$ ) o mayor excentricidad  $e$ :
- Rectangular (compresión)
  - Trapecial (1)
  - Triangular (2)
  - Parabólica (3)(4)



- **Compresión centrada** (débil flexión):  $e = M/N \in$  Núcleo central (toda el área comprimida)
  - 1 Modelo: Distribución trapecial de tensiones.  $\sigma_c \leq f_c$
  - 2 Calculo con expresiones de la R.M. Si el área de contacto es rectangular, es:  
 $A = a \cdot b$  ;  $W = a^2 \cdot b/6$ :  

$$\sigma_c = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W} \leq f_c$$

$$\frac{N}{A} \geq \frac{M}{W} \rightarrow \frac{W}{A} = \frac{a}{6} \geq e = \frac{M}{N}$$
  - 3 Pilares oficinas, pilares centrales de pórticos múltiples
  - 4 Pernos no trabajan
- **Compresión excéntrica** ( $e > W/A$ ):
  - 1 Modelo elástico: Ley triangular  
Modelo plástico: Ley rectangular
  - 2 Toda la tracción (T) la soportan los pernos. No existe ley triangular de tracciones bajo la placa
  - 3 Pilares de naves de celosías o pórticos (gran excentricidad)

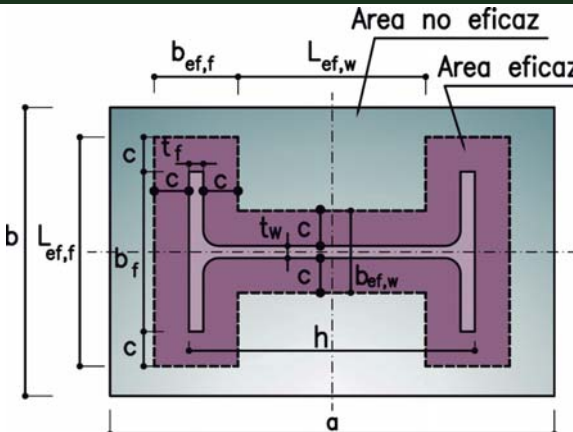


ASUNTO ESTRUCTURAS METALICAS

TEMA

TEMA 13: PRACTICA NAVE, BASES DE ANCLAJE

- El **área eficaz**  $A_{eff}$  de contacto es la superficie comprimida bajo la placa, que transmite tensiones de compresión entre placa y macizo de apoyo (hormigón)
- $A_{eff}$ , depende de  $t$ , es la región de basa limitada por segmentos de recta paralelos a las caras del perfil y cartelas, a una distancia máxima  $c$  de dichas caras

<b>c</b>	$c \leq t \cdot \sqrt{\frac{f_{yd}}{3 \cdot f_{jd}}}$	
	Ala I: $b_{ef,f} = t_f + 2c$ ; $L_{ef,f} = b_f + 2c$ Alma: $b_{ef,w} = t_w + 2c$ ; $L_{ef,w} = h - 2 \cdot (t_f + c)$	
<b>t</b>	Espesor de la placa	
<b>f<sub>yd</sub></b>	Resistencia de cálculo acero: $\gamma_{M0} = 1.05$	
<b>f<sub>jd</sub></b>	Resistencia portante de la superficie de asiento. Según el tamaño del macizo: Si es igual a la placa: $f_{jd} = f_{cd}$ Si es mayor a la placa: $f_{cd} < f_{jd} \leq 3.3 \cdot f_{cd}$ <sup>(1)</sup>	

- Hormigón **HA-25**:  $f_{jd} = f_{cd} = 250/1.5 \text{ kg/cm}^2$
- Acero **S275**:  $f_{yd} = 2750/1.05 = 2619 \text{ kg/cm}^2$

Para el caso habitual HA-25, S275, entonces es:  **$c = 2.29 \cdot t$**

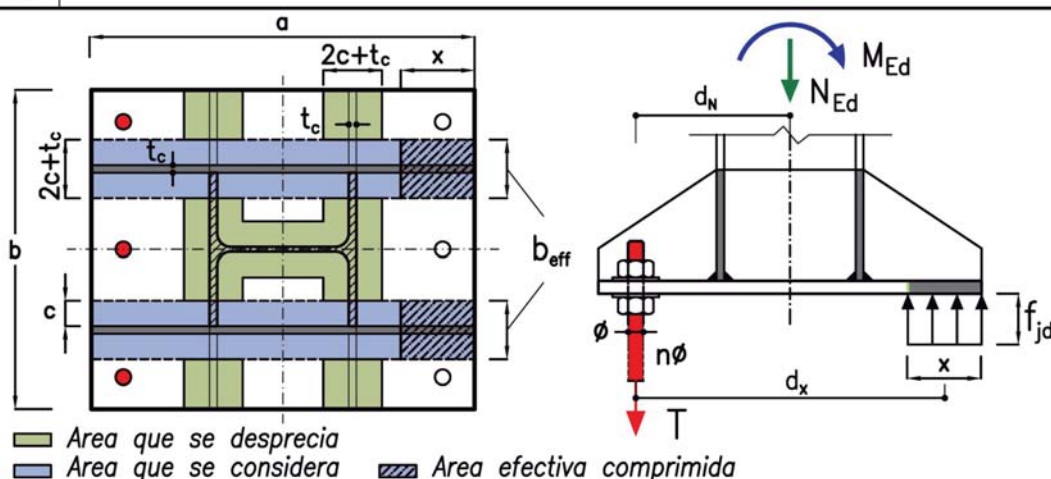
<sup>(1)</sup> Aumenta la resistencia del hormigón por confinamiento del mismo

REF. 13 - 7

ASUNTO ESTRUCTURAS METALICAS

TEMA

TEMA 13: PRACTICA NAVE, BASES DE ANCLAJE



<b>Incógnitas</b>	<b>T</b> : Tracción pernos <b>x</b> : longitud compresiones de ancho $b_{eff}$
<b>Ecuaciones</b>	$\sum F_{vertic.} = 0$ $[N_{Ed} + T - f_{jd} \cdot x \cdot b_{eff} = 0]$ $\sum M_{pernos} T = 0$ $[M_{Ed} + N_{Ed} d_N - f_{jd} \cdot x \cdot b_{eff} \cdot d_x = 0]$

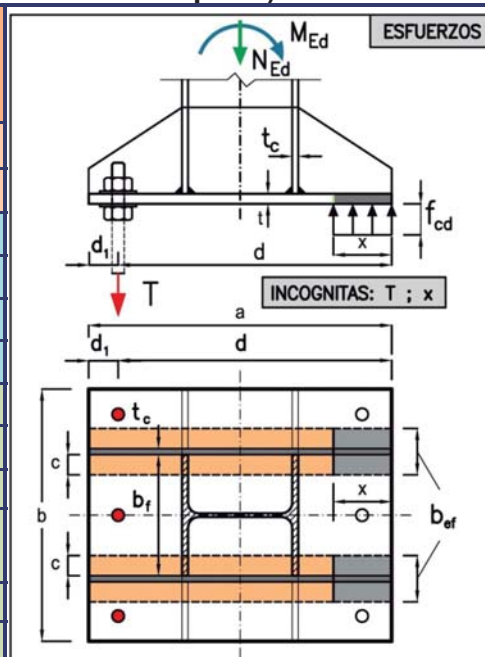
- Para simplificar, sólo se considera la colaboración de las cartelas longitudinales respecto a  $b_{eff}$  (en azul), lo que es exacto si  $x$  no alcanza el área verde (habitual)
- Si  $x$  alcanza el perfil, se recomienda utilizar las expresiones del Anejo (apuntes)
- En compresión pura, la placa  $a \times b$ , puede transmitir compresión en  $a \times b_{eff}$ . Sólo se aprovecha  $b_{eff}$  respecto a  $b$ , aunque es necesario  $b$  para poder colocar los pernos

REF. 13 - 8



- El **área eficaz**  $A_{ef}$  de contacto es la superficie comprimida bajo la placa, que transmite tensiones de compresión entre placa y macizo de apoyo (hormigón)
- Se obtiene mediante  $c$  (distancia paralela a las cartelas o al perfil)

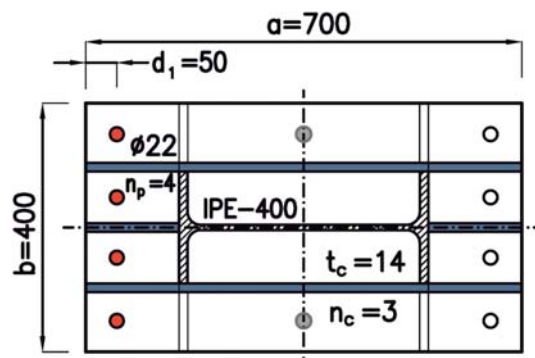
$x = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_T}{b_{ef} \cdot f_{cd}}} ; T = b_{ef} \cdot f_{cd} \cdot x - N_{Ed}$		
$x$	Profundidad zona comprimida (para $0 \leq x \leq d$ )	
$T$	Tracción total en los pernos (para ser $T \geq 0$ )	
$N_{Ed}$	Compresión base del pilar, (-) para tracción	
$M_{Ed}$	Flector base del pilar	
$M_T$	$M_{Ed} + N_{Ed} \cdot (d - a/2)$ (respecto pernos a tracción)	
$d$	Distancia pernos a borde opuesto: $d = (a - d_1)$	
$f_{cd}$	Resistencia a compresión del hormigón (EHE)	
$b_{ef}$	$b_{ef} = \min [ n \cdot (t_c + 2 \cdot c) ; b_f + 2 \cdot (t_c + c) ]$	
	$n$	Número de cartelas interiores
	$c$	Distancia máxima perimetral del área eficaz: $c = 2.29 \cdot t \Rightarrow 4.58 \text{ cm}$ ( $t = 2 \text{ cm}$ )
	$t_c$	Espesor de la cartela
	$b_f$	Ancho del ala del pilar


**Reacciones en el apoyo (Compresión +)**

Comb	FZ ( $N_{Ed,x=0}$ )	MY ( $M_{Ed,x=0}$ )
	kg	kg-m
<b>COMB2</b>	<b>8827</b>	<b>17522</b>

**Predimensionado de la base de anclaje**
**PILAR IPE-400**

PLACA	Longitud:	Ancho:	Espesor
	$a = 70 \text{ cm}$	$b = 40 \text{ cm}$	$t = 2 \text{ cm}$



- Perno **roscado**  $\phi 22$  ( $T_u = 0.85 \cdot 8738 \text{ kg} = 7427 \text{ kg}$ , (Tabla 13.2) con arranque de viruta)
- Distancia del eje del tornillo al borde de la placa:  $d_1 = 5 \text{ cm}$
- Cartelas:  $n_c = 3$  unidades de  $t_c = 1.4 \text{ cm}$  de espesor

**Materiales**

	$\gamma$	Tipo	Resistencia ( $\text{kg/cm}^2$ )
PLACA y CARTELAS	1.05	S275JR	$f_{yd} = f_y / \gamma_{M0} = 2750 / 1.05 = 2619$
PERNOS	1.25	4.6	$f_{ud} = f_u / \gamma_{M2} = 4000 / 1.25 = 3200$
HORMIGÓN (EHE-08)	1.5	HA-25	$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 166.7$





- No hay un método de cálculo general: los existentes difieren entre sí (métodos elásticos o plásticos). Hipótesis: Consideramos efectiva una anchura eficaz  $L_c/2$  paralela al borde de la cartela, con reparto uniforme de tensiones Reacción vertical por cartela R. Como máximo transmite tensiones de compresión de la mitad del vuelo ( $x \leq v/2$ ) El codal se considera como viga con  $\beta = 3/4$ , compresión constante, curva de pandeo c, acero S275

Cartelas  $t_c = 14$  mm,  $n_c = 3$  cartelas,  $h_c = 200$  mm

- Peor combinación: Mayor flector y compresión
- $v = (a-h)/2 = (70 - 40)/2 = 15$  cm ;  $x = 6.545 \leq v/2 = 7.5$
- Reacción vertical para Comb 2:

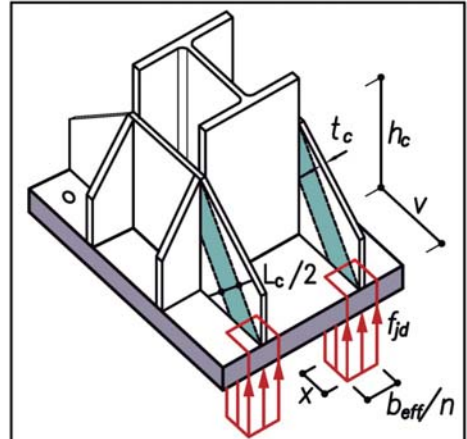
$$R = x \cdot b_{\text{eff}} \cdot f_{jd} / n_c = 6.545 \cdot 29.956 \cdot 166.7 / 3 = 10892 \text{ kg}$$

- Cálculo de la esbeltez del codal ( $\alpha = \arctg(h_c/v)$ ):

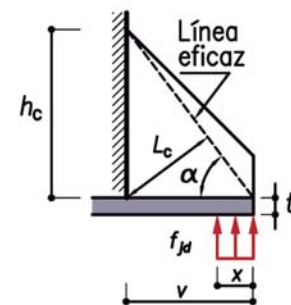
$$\bar{\lambda} = 0.03 \cdot \frac{v}{t_c \cdot \cos \alpha} = 0.03 \cdot \frac{15}{1.4 \cdot \cos 53.13} = 0.54 \xrightarrow{\text{curva c}} \chi = 0.82$$

- Comprobación de resistencia:

$$\frac{2 \cdot R}{\chi \cdot t_c \cdot v \cdot \text{sen}^2 \alpha \cdot f_{yd}} = \frac{2 \cdot 10892}{0.82 \cdot 1.4 \cdot 15 \cdot \text{sen}^2 53.13^\circ \cdot 2619} = 0.75 \leq 1$$



$n$ : número de cartelas interiores  
 $\alpha = \arctg(h_c/v)$



ASUNTO ESTRUCTURAS METALICAS

TEMA

TEMA 13: PRACTICA NAVE, BASES DE ANCLAJE

REF.

13 - 15



ASUNTO ESTRUCTURAS METALICAS

TEMA

TEMA 13: PRACTICA NAVE, BASES DE ANCLAJE

REF.

13 - 16



sólo esfuerzos reducidos

ASUNTO ESTRUCTURAS METALICAS

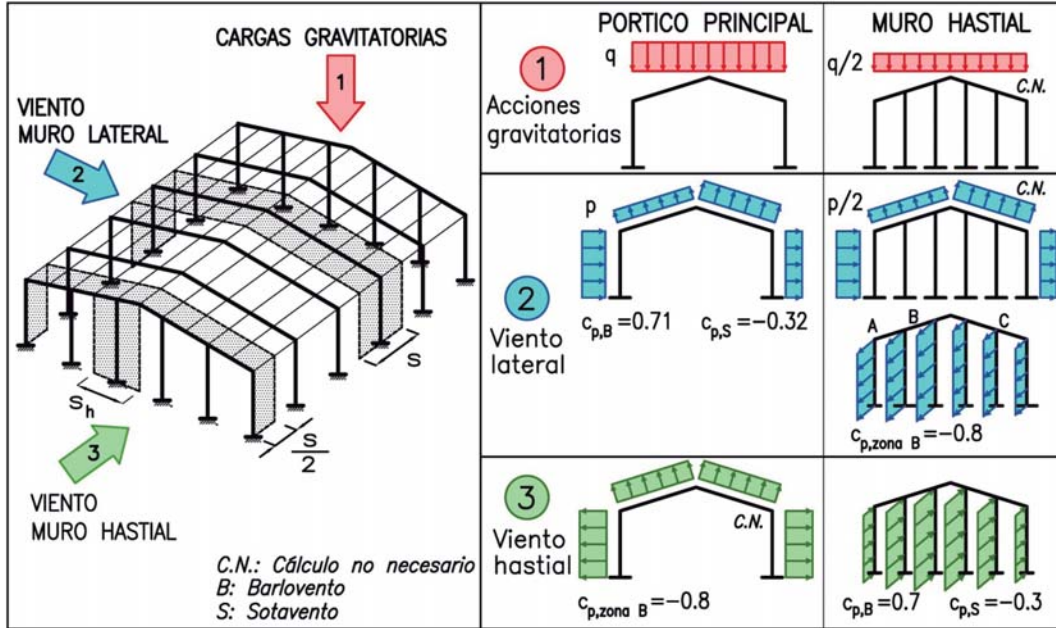
TEMA

TEMA 13: PRACTICA NAVE, BASES DE ANCLAJE

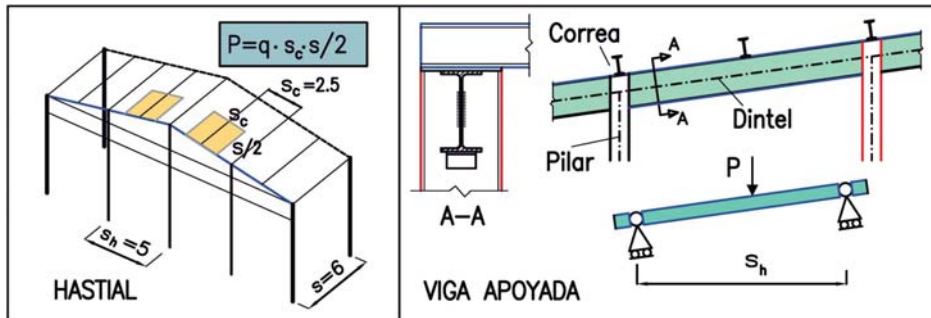
REF.

13 - 17





- El muro hastial se ve afectado tanto por el viento que incide sobre él directamente, como por la succión cuando actúa contra el muro lateral
- Esta succión divide el muro hastial en 3 zonas: A (pequeña), B y C. Tomaremos el coeficiente de la zona B, ya que suele afectar a varios pilares



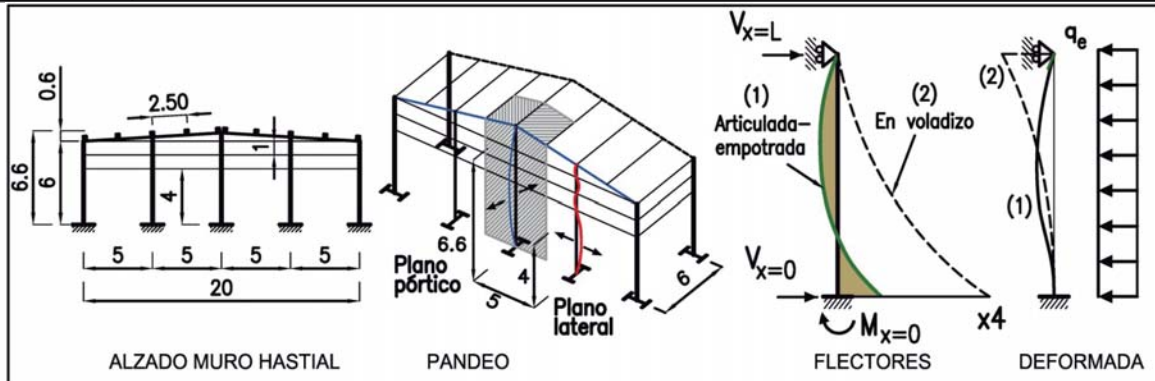
<b>q</b>	139 kg/m <sup>2</sup>	<b>G:</b> 25+7.5 kg/m <sup>2</sup> ; <b>S:</b> 40 kg/m <sup>2</sup> ; <b>N:</b> 30 kg/m <sup>2</sup> ; <b>V2:</b> 45 kg/m <sup>2</sup> · 1.5 · 0.2 = 13.5 kg/m <sup>2</sup> $q = 32.5 \cdot 1.35 + 40 \cdot 1.5 + 30 \cdot 0.75 + 13.5 \cdot 0.9 = 139 \text{ kg/m}^2$ (IPE-200: 22.4/3 ≈ 7.5 kg/m <sup>2</sup> )
<b>P</b>	1039 kg	$P = q \cdot s_c \cdot s / 2 = 139 \text{ kg/m}^2 \cdot 2.5 \cdot 6 / 2 = 1039 \text{ kg}$
<b>L</b>	5.00 m	Luz del vano en proyección horizontal o separación pilares hastiales

$$M_{\max} = \frac{P \cdot L}{4} = \frac{1039 \cdot 5}{4} = 1299 \text{ mkg}$$

PERFIL IPE-200

$$\frac{M_{\max}}{W_{pl,z} \cdot f_{yd}} = \frac{1299 \cdot 100}{220 \cdot 2619} = 0.23 \leq 1$$

- ◆ El perfil está comprimido (esbeltez lateral):  $\bar{\lambda} = \frac{250}{2.24 \cdot 86.815} = 1.29 \leq 2$



$$M_{x=0} = \frac{q_e \cdot s_h \cdot L^2}{8} = \frac{81 \cdot 5 \cdot 6.6^2}{8} = 2205 \text{ kgm}$$

$q_{v2}$	81 kg/m <sup>2</sup>	Presión mayorada estática ( $c_p = 0.8$ en zona B): $\gamma_{v2} q_b \cdot c_e \cdot c_p = 1.5 \cdot 45 \cdot 1.5 \cdot 0.8 = 81 \text{ kg/m}^2$
$s_h ; L$	5.00 m ; 6.6 m	Separación pilares ; Altura pilar central (más exacto, $\epsilon$ zona B)

Se comprueba a resistencia: IPE-220:

$$\frac{M_{\max}}{W_{pl,y} \cdot f_{yd}} = \frac{2205 \cdot 100}{286 \cdot 2619} = 0.29 \leq 1$$

Se comprueba que la esbeltez no sea excesiva:

$$\bar{\lambda} = \frac{L_{\text{lateral}} \cdot \beta}{i_z \cdot \lambda_{\text{cri}}} = \frac{400 \cdot 1}{2.48 \cdot 86.815} = 1.86 < 2$$





**FUNCIONES:**

- Soportar el viento sobre el muro hastial transmitido a la cubierta (lo transfiere a la fachada lateral)
- Estabilidad del dintel o cordón comprimido frente al pandeo lateral

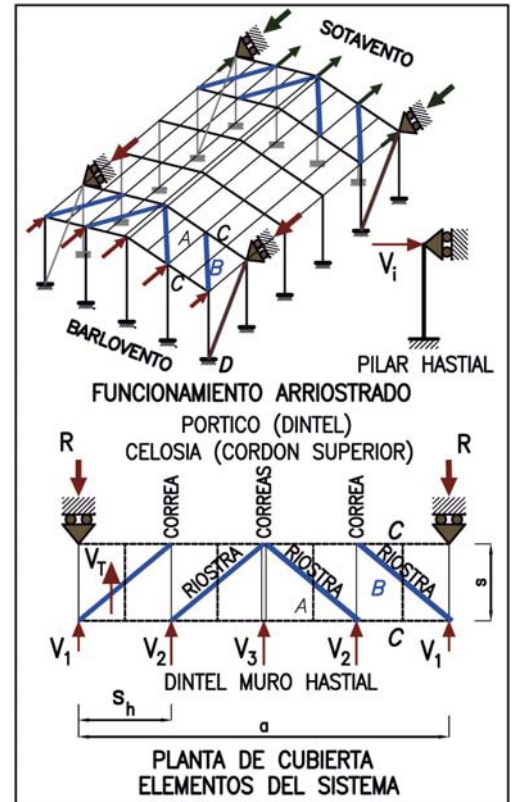
**TIPOLOGIA:**

- Celosía en planos de cubierta con apoyo en cabeza del 2º pilar de la fachada lateral:
  - Cordones: Dintel hastial y 1º pórtico/celosía (C)
  - Montantes: correas (A)
  - Diagonales: riostras (B)
- Si la triangulación es en Cruz de San Andrés, sólo se considera la riostra a tracción

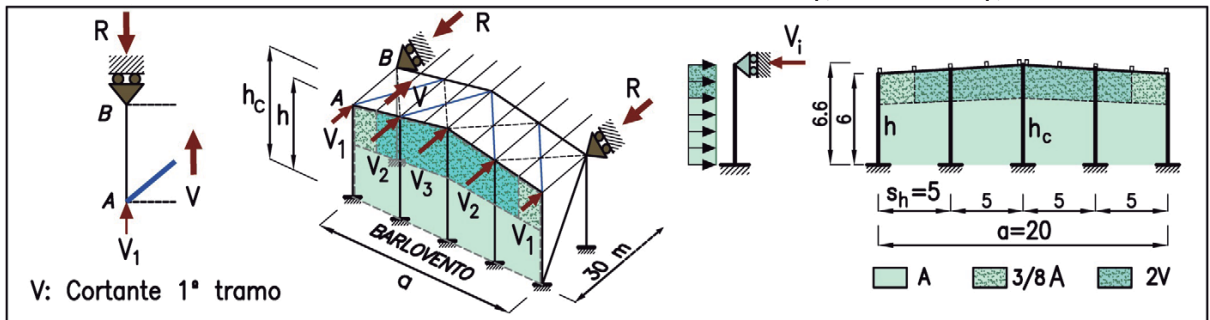
**ESTABILIDAD LATERAL e IMPERFECCIONES:**

- Para simplificar, aumentar la acción del viento un 30%
- (\*)Cálculo preciso: cortante 1º riostra:  $V_T = V + V_{imp}$ ; ( $\delta_q$ : flecha (viento+imperf.)  $\approx a/2500$ ,  $N_{Ed}$ : compresión más  $M_{Ed}/h$  (h: canto viga), m; Nº de cordones a estabilizar):

$$V_{imp} = \frac{4 \cdot (a - s_h)}{a^2} \cdot \sum N_{Ed} \cdot \left( \frac{k_m \cdot a}{500} + \delta_q \right) ; \quad k_m = \sqrt{0.5 \cdot \left( 1 + \frac{1}{m} \right)}$$



- La cubierta recoge los 3/8 de la carga total de viento sobre cada pilar ( $V_1, V_2, V_3$ )
- Relación de esbeltez:  $h/d = 6.6/30m = 0.22 < 0.25 \rightarrow c_{p,Bar} = 0.7 ; c_{p,Sot} = 0.3$



**Cortante 1º tramo celosía (incluso imperfecciones, 1.3·V, expresión final):**

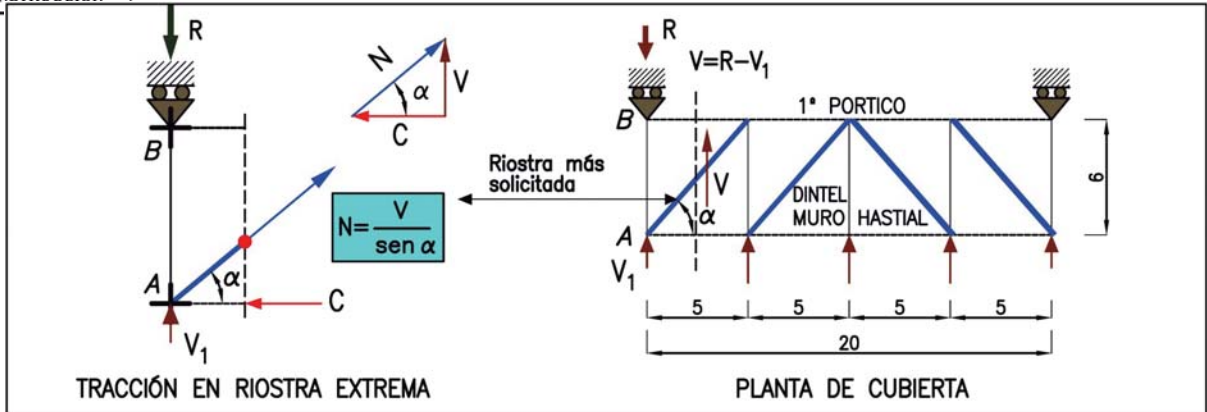
$$V_T \approx 1.3 \cdot \frac{30}{320} \cdot q_{v2} \cdot [(a - 2s_h) \cdot h + a \cdot h_c] = \frac{39}{320} \cdot 70.875 \cdot [(20 - 2 \cdot 5) \cdot 6 + 20 \cdot 6.6] = 1659 \text{ kg}$$

**Resultante en 2º pilar fachada lateral (incluso imperfecciones, 1.3·R, expresión final):**

$$R_T = 1.3 \cdot \frac{30}{320} \cdot q_{v2} \cdot a \cdot (h + h_c) = \frac{39}{320} \cdot 70.875 \cdot 20 \cdot (6 + 6.6) = 2177 \text{ kg}$$

$q_{v2}$	70.875 kg/m <sup>2</sup>	Carga mayorada pilar: $\gamma_{v2} \cdot q_b \cdot c_e \cdot c_p = 1.5 \cdot 45 \cdot 1.5 \cdot 0.7 = 70.875 \text{ kg/m}^2$
$h, h_c$	6 m, 6.6 m	Altura en esquina y en cumbre hastial
$a, s_h$	20 m, 5 m	Luz de la nave. Separación 1º vano pilares hastiales

$$V_{imp} \approx \frac{4 \cdot (20 - 5)}{20^2} \cdot \left[ 2 \cdot (7421 + \frac{11992}{0.3}) \right] \cdot \left[ \frac{0.87 \cdot 20}{500} + \frac{20}{2500} \right] = 0.04 \cdot 94789 \cdot 0.0428 = 162 \text{ kg} ; V_T = 1438 \text{ kg}$$



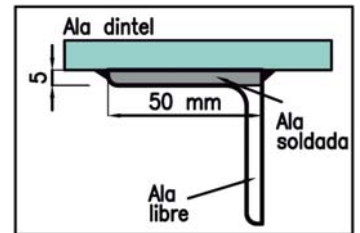
- $\alpha$ : ángulo que forma la diagonal con el muro hastial ( $\text{tg } \alpha = 6/5$ ).

- Tracción N:

$$N = \frac{V_T}{\text{sen } \alpha} = \frac{1659}{\text{sen } 50.2^\circ} = 2159 \text{ kg}$$

- Se elige un perfil L-50x5.  $A_{\text{ala}} = 5 \times 0.5 = 2.5 \text{ cm}^2$   
(efectiva sólo el ala soldada, perfil A = 4.80 cm<sup>2</sup>)

$$\frac{N_{Ed}}{A \cdot f_{yd}} = \frac{2159 \text{ kg}}{2.5 \text{ cm}^2 \cdot 2619 \text{ kg/cm}^2} = 0.33 \leq 1$$





ASUNTO ESTRUCTURAS METALICAS

TEMA

TEMA 15: PRACTICA NAVE, ARRIOSTRAMIENTOS

REF. 15 - 5



ASUNTO ESTRUCTURAS METALICAS

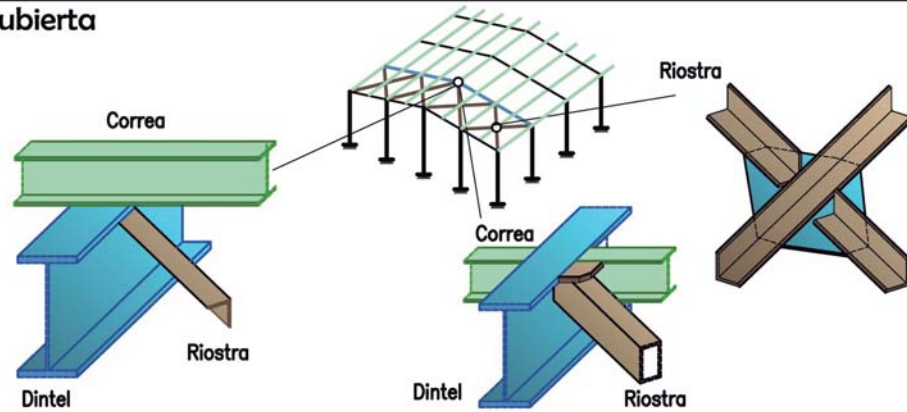
TEMA

TEMA 15: PRACTICA NAVE, ARRIOSTRAMIENTOS

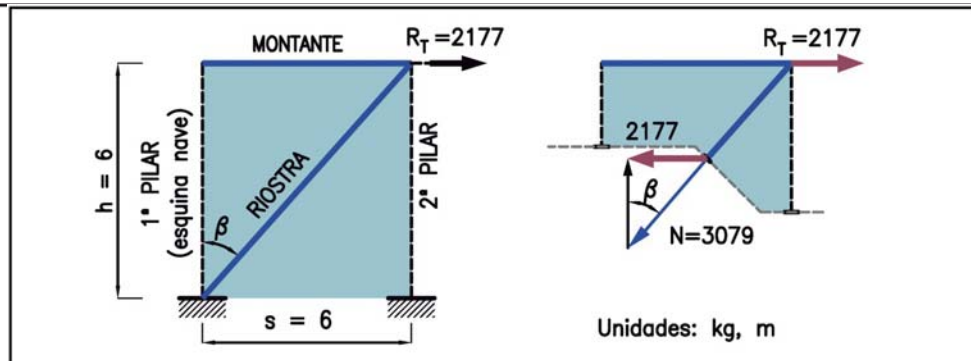
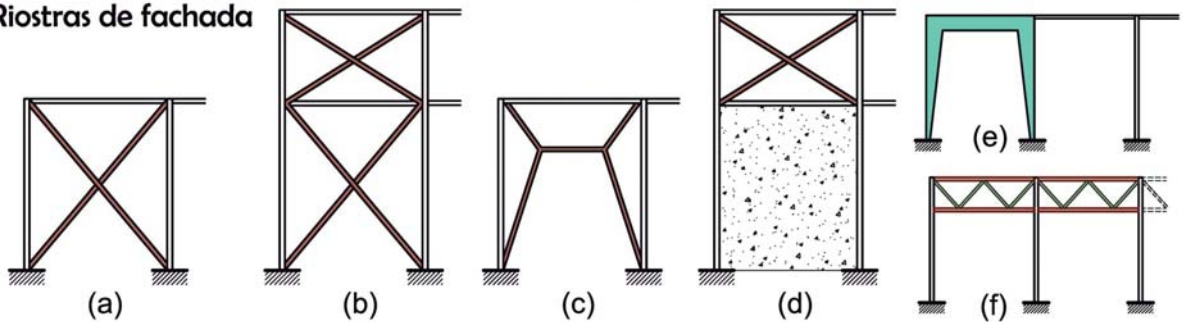
REF. 15 - 6



**Riostras de cubierta**



**Riostras de fachada**



- ♦ Riostra pórtico: **Tubo #100x3**:
- ♦ Axil si  $\beta$  es el ángulo entre el pilar de esquina y la diagonal.  $\text{tg } \beta = s/h = 6/6 = 1$

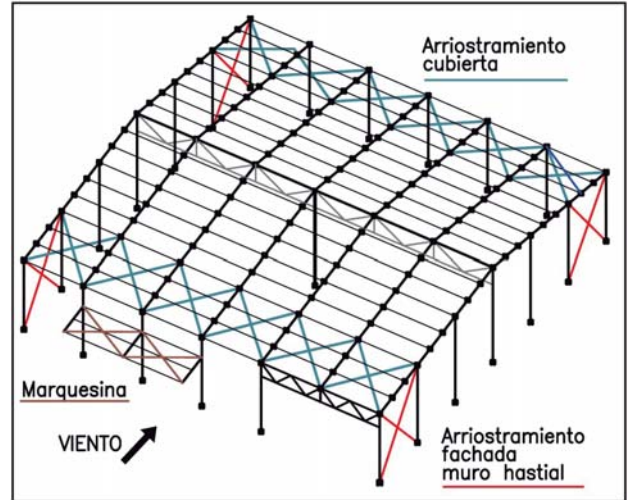
$$N = \frac{R_T}{\text{sen } \beta} = \frac{2177}{\text{sen } 45^\circ} = 3079 \text{ kg}$$

- ♦ Comprobación a tracción:

$$\frac{N_{Ed}}{A \cdot f_{yd}} = \frac{3079 \text{ kg}}{11.30 \text{ cm}^2 \cdot 2619 \text{ kg/cm}^2} = 0.10 \leq 1$$

- ♦ **Nota:** las imperfecciones en cubierta no repercuten en fachada. Sin embargo se ha mantenido un factor (x1.3) en fachada ( $R_T$ ) por imperfecciones en la misma

- El análisis con **riostras** puede proporcionar resultados demasiado **optimistas**. Conviene realizarlo **sin** y **con** riostras y comparar los resultados
- No introducir** las **riostras** en el cálculo a cargas verticales. Pueden alterar el funcionamiento de la estructura
- Cálculo espacial: se obtiene una información más precisa del muro hastial y esfuerzos en riostras y flechas
- Cálculo indispensable a **viento** con eliminación de pilares
- Si se eliminan pilares conviene disponer riostras además en cubierta en sentido longitudinal, y en la fachada hastial. Idem marquesinas
- No es necesario introducir **riostras** en el cálculo de esfuerzos cuando eviten el pandeo o el vuelco lateral
- En los vanos arriostrados, las diferencias entre el cálculo plano y el espacial son notables
- En las Cruces sólo se define una de las riostras, salvo que se realice un cálculo no lineal



Riostras con cable.

