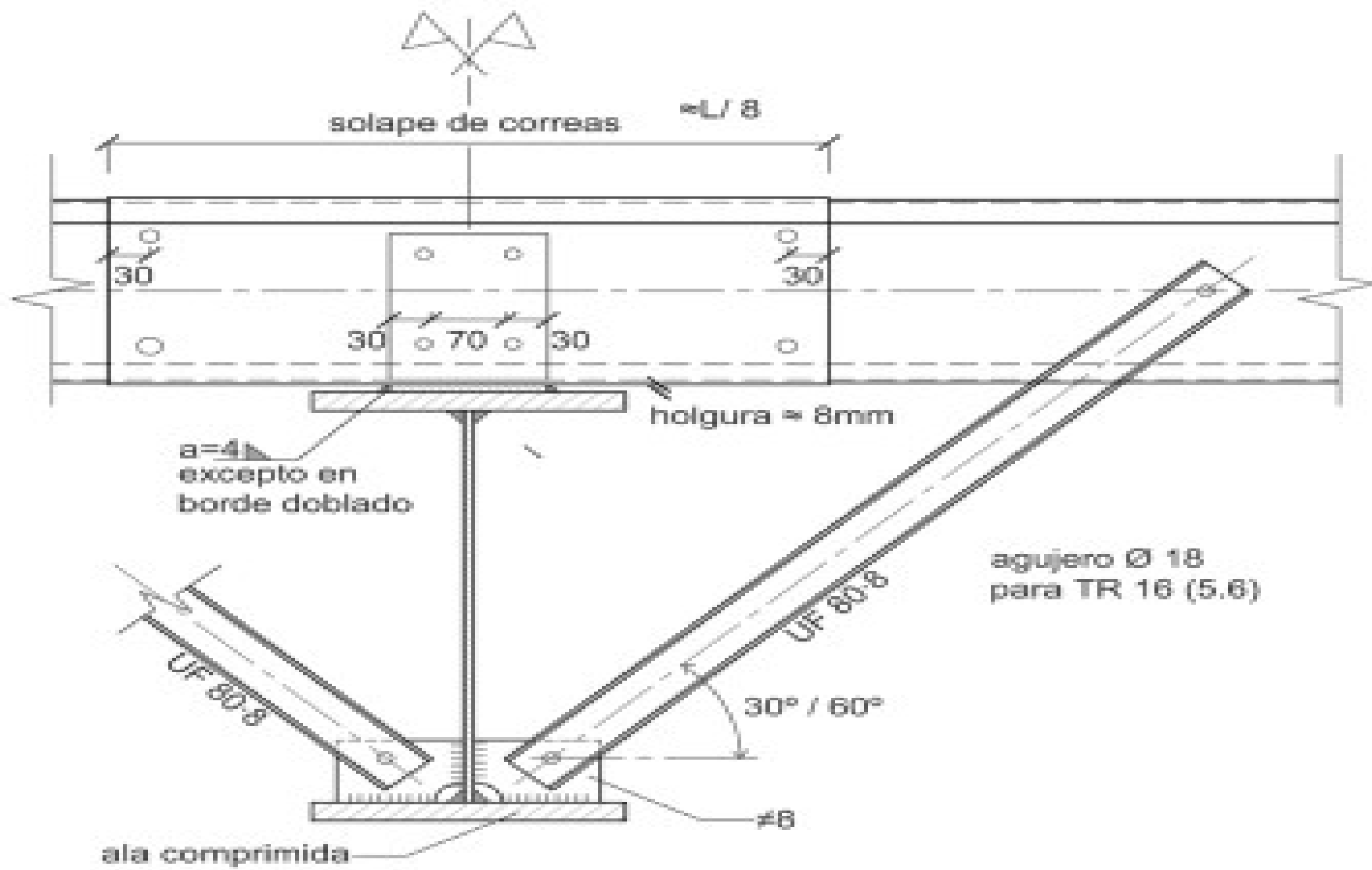




## **ESTRUCTURAS DE ACERO CONFORMADO EN FRIO**

**Alfredo Arnedo Pena**

Barcelona, noviembre 2024

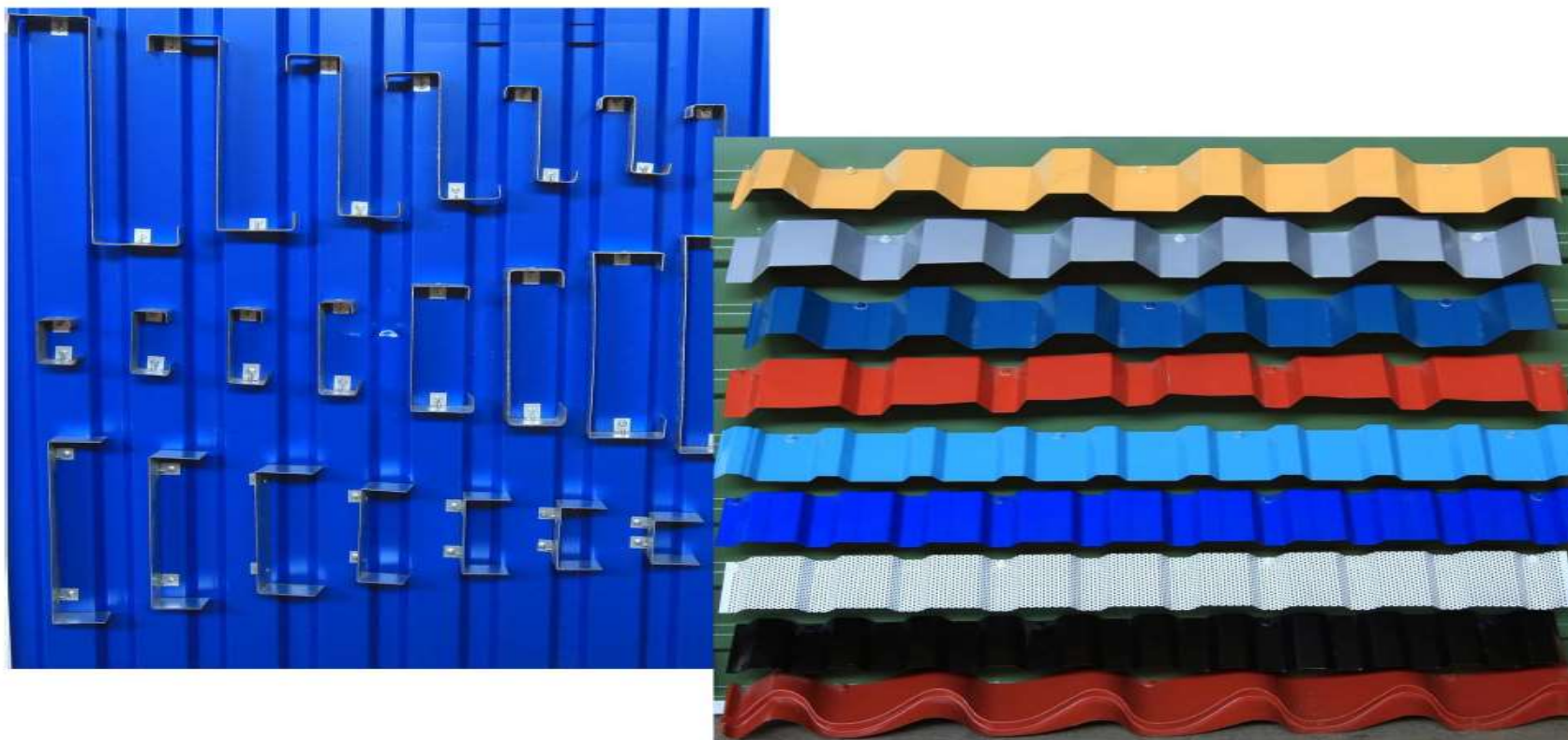


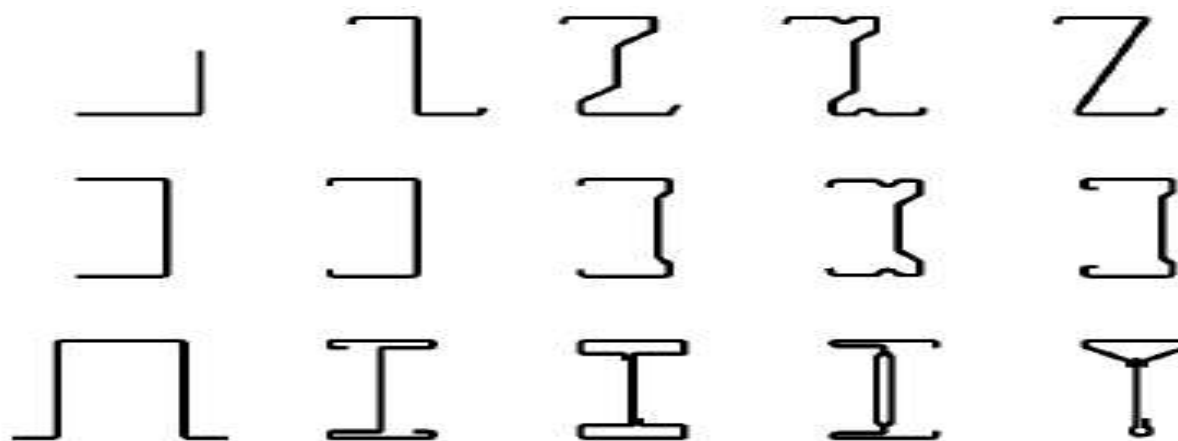
# INDICE.

- a. El fenómeno de abolladura. Secciones de clase 4.
- b. Tratamiento normativo de las secciones de acero conformado en frío
  - a. Aspectos generales. Anchos eficaces.
  - b. Comprobaciones ELU.
  - c. Comprobaciones ELS.
- c. Ejemplos típicos de estructuras en acero conformado en frío:
  - a. Edificación .(Steel Framing).
  - b. Chapas trapezoidales y correas en naves industriales

## Introducción.

- Las llamadas estructuras ligeras o conformadas en frío hacen honor a su nombre ya que los espesores de correas galvanizadas oscilan entre 1.5 y 4.5 milímetros y las chapas trapezoidales entre 0.4 y 1.25.





a) Secciones simples abiertas



b) Secciones compuestas abiertas



c) Secciones compuestas cerradas



## Introducción.

- Este tipo de estructuras es bastante más **laborioso** de calcular que el perfiles laminados en caliente pero tiene enormes ventajas como se verá a continuación.
- En las estructuras ligeras casi siempre se va a trabajar con **secciones del clase 4**, es decir aquellas que no pueden alcanzar el momento elástico y donde el axil es doblemente penalizador. Las relaciones longitud/espesor son grandes.
- Consecuentemente se da la característica incómoda de que el comportamiento incluso para niveles tensionales bajos **no es lineal**.
- De entrada un consejo útil y tradicional es realizar un tanteo preliminar con cargas sin factorizar procurando que las **tensiones máximas sean inferiores a 0.60 del límite elástico**.
- Existen varias normas que tratan este tipo de estructuras. Aquí se seguirá el Eurocódigo 3 parte 1.3 ( una parte de las más extensas precisamente). Parte del contenido se incluyó en nuestra anterior instrucción EAE. Incomprensiblemente el nuevo **Código Estructural no dice ni media palabra de este tema**.

# Introducción.

- En el diseño de estructuras ligeras hay que tener en cuenta varios fenómenos que no ocurren en las estructuras convencionales. Es decir que **hay que saber más**.
- Hay muchas hipótesis simplificadoras en las estructuras convencionales de las a veces el proyectista no es consciente. Aquí hay algunas de ellas que deben revisarse. Para eso está las normas.
- Algunos ejemplos :
  - Combadura de alas.
  - Pandeo por distorsión de la sección.
  - Abolladura local en apoyos. Cargas concentradas. (“web crippling”).
- Usando adecuadamente la norma se resuelven los problemas. Hay métodos simplificados seguros y eficientes para los casos más habituales.



## Ventajas de la estructura ligera .

- Las estructuras ligeras están formadas por perfiles y chapas de pequeño espesor conformadas en frío ("cold formed steel structures").
- Desde hace unos años hay un aumento significativo en edificación y en naves industriales, ya que tanto los perfiles como las chapas tienen una serie de ventajas muy interesantes:
  - Peso muy reducido que facilita el montaje en medios y en rapidez.
  - Buena relación resistencia/peso. Reducen el peso propio.
  - Con cargas ligeras y luces cortas tienen mejor rendimiento que los perfiles laminados.
  - Pueden producirse, gracias al conformado, perfiles con secciones adecuadas al diseño.  
*(por el contrario no existe una normalización en cuanto a dimensiones).*
  - Las chapas trapezoidales pueden formar techos, paredes y cubiertas

## Ventajas de la estructura ligera .

- Adecuadamente diseñados pueden crear diafragmas en forjados. (Obliga a requisitos especiales).
  - Durabilidad, al ser productos galvanizados.
  - Facilidad de incorporar cambios de sección y espesores (correas continuas muy eficientes).
  - Participan de las ventajas típicas del acero. No hay retracción ni fluencia.

Incluso tienen en mayor proporción que la construcción metálica convencional la actual exigencia de ser reciclable y facilitar la reutilización sobre todo. O sea es lo más "sostenible" que hay .

Hay inconvenientes. Uno de ellos es su inexplicable ausencia en el Código Estructural en España.

# Inconvenientes de la estructura aligera

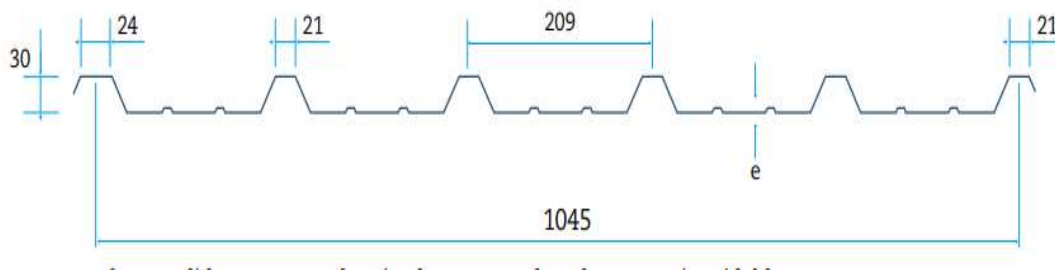
- Un inconveniente importante es que su diseño y cálculo difieren del convencional. La parte 1,3 de Eurocódigo 3 dedicada a este tema es de las más extensas.
- En América se usan la norma AISI, no confundir con AISC.
- El post-proceso de resultados de muchos programas de cálculo no es adecuado a esta tipología. Ese es un error frecuente de algunos proyectistas.
  - Hay que tener siempre cuidado con la abolladura local.(No se usan rigidizadores clásicos)
  - Las tolerancias son más influyentes. Sobre todo las relativas al espesor y a las deformaciones locales. (Se usa la norma EN 1090-4 para ejecución)

## Inconvenientes de la estructura aligera

- Hay que descontar 0.04 mm por galvanizado en el espesor.
- Su resistencia a fuego, por efecto de su reducida masividad, es pequeña.
- La verificación de flechas es más laboriosa.
- La cargas concentradas exigen un diseño especial.("web crippling")
- Los medios de unión en muchos casos son diferentes de los convencionales.

Con relación a la **resistencia a fuego** a las secciones de clase 4 se les pueden atribuir una Temperatura Crítica de 350°C sin más. No obstante esta posición conservadora se puede corregir aplicando el **anejo E de Eurocódigo 3 parte 1.2**

Las características de muchos productos se pueden obtener por **ensayos**. Por eso las **tablas de utilización** de fabricantes acreditados son muy útiles. Un ejemplo típico de una chapa de 30mm de canto y 209 de separación de nervios.(posición de cubierta)



### Tablas de utilización

Cargas en kg/m<sup>2</sup> uniformemente repartidas para una flecha de  $F = L/200$  con una máxima de 1.600 kg/cm<sup>2</sup>

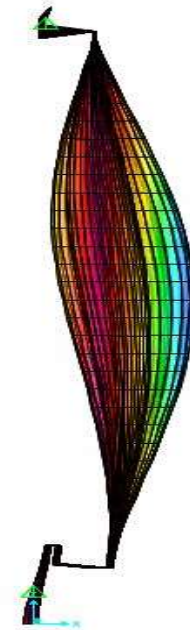
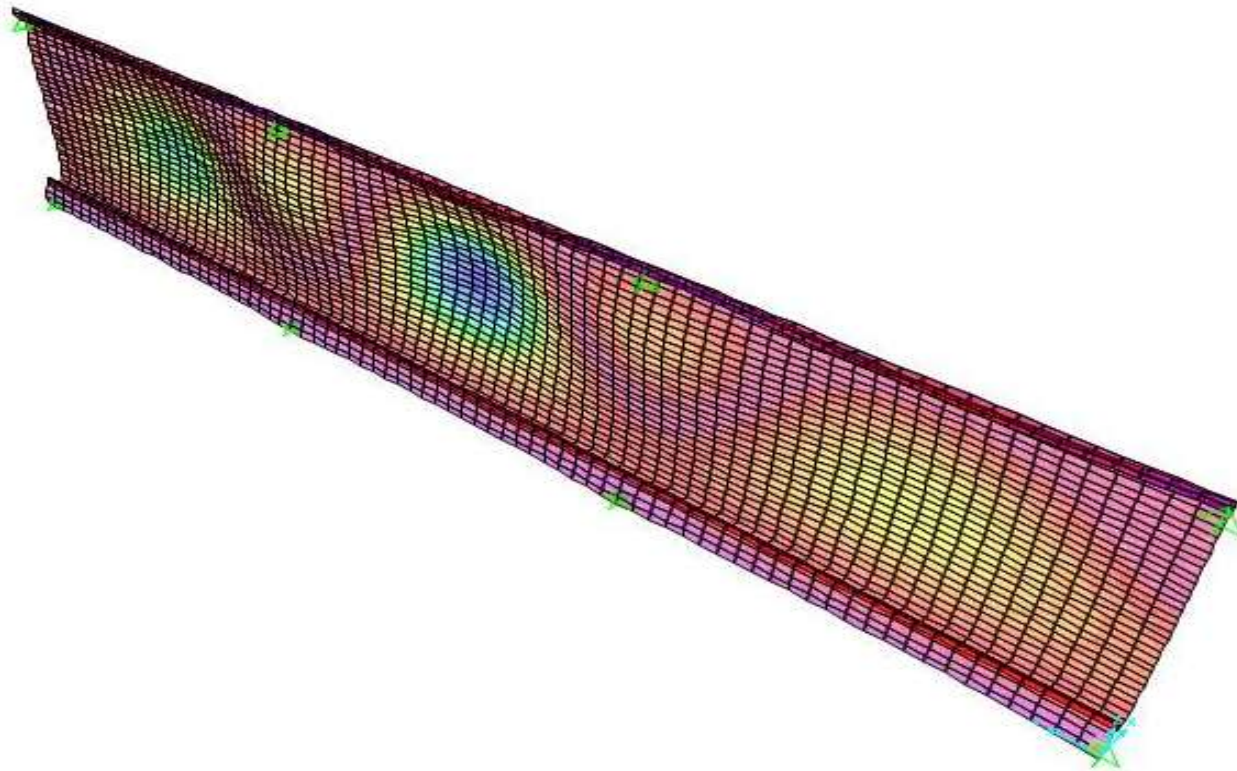
LUCES EN METROS PARA 2 APOYOS					
Espesor mm	1	1,5	2	2,5	3
0,5	374	161	68	35	20
0,6	469	200	85	43	25
0,7	562	240	101	52	30
0,8	650	277	117	60	35
1	812	348	147	75	44
1,2	1.011	437	184	94	55

LUCES EN METROS PARA 3 APAYOS					
Espesor mm	1	1,5	2	2,5	3
0,5	371	166	94	60	42
0,6	469	208	112	75	52
0,7	562	250	141	90	62
0,8	650	289	163	104	72
1	812	361	203	130	90
1,2	1.011	449	253	162	112

## Abolladura.

- Placas de débil espesor en comparación con su ancho son proclives a sufrir fenómenos de abolladura (pandeo local = "local buckling") ante tensiones de compresión:

*En tensiones de tracción no hay problema ( incluso mejora el límite elástico por la deformación en frío ).*

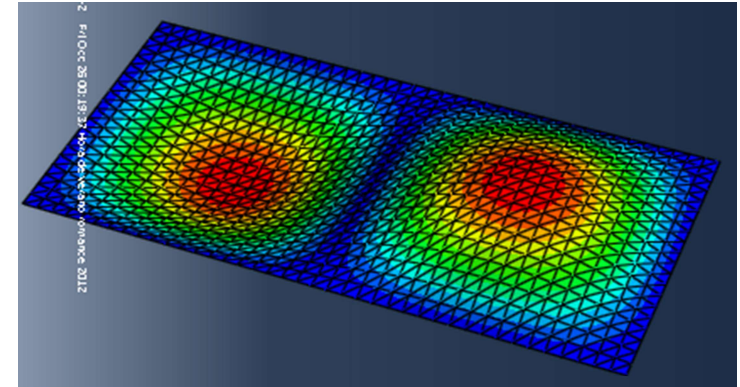


## Tensión crítica de abolladura $\sigma_{cr}$

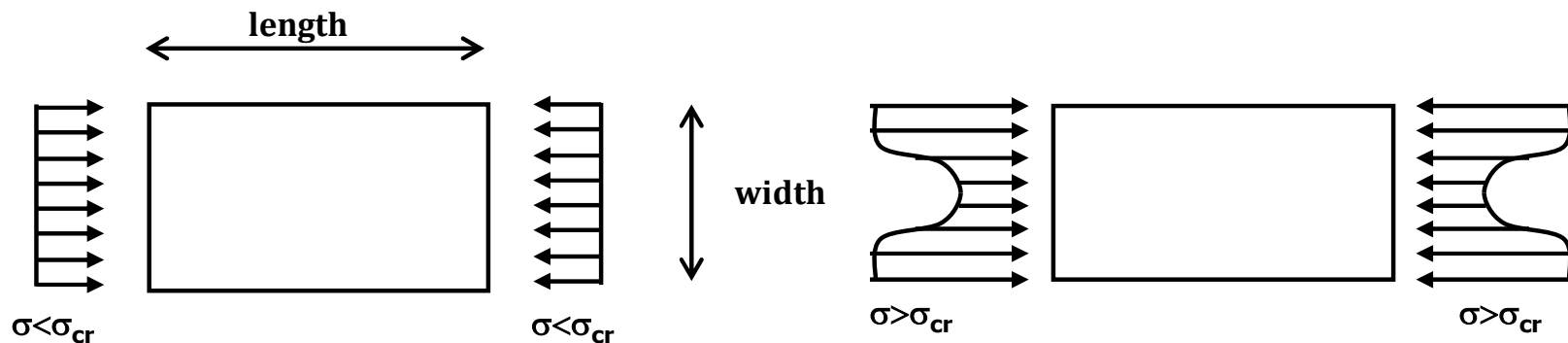
- La tensión crítica de abolladura en placas muy largas (placa ideal) viene dada por :

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

b es el ancho ("width")



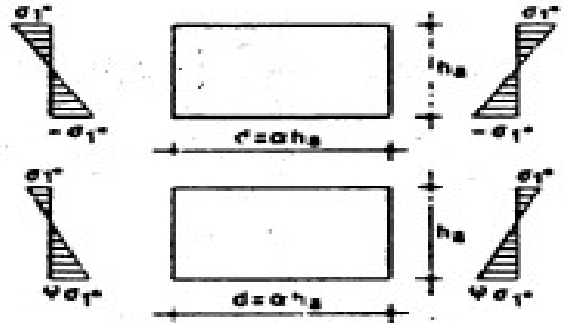
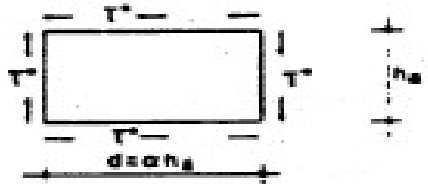


- Al inicio de la abolladura hay una redistribución de tensiones y la placa puede resistir más carga adicional -> **resistencia post-crítica**.



# Tensión crítica de abolladura $\sigma_{cr}$

- El coeficiente  $k$  depende de la relación de forma y de la distribución de tensiones (antiguas normas EM62 y MV 103).

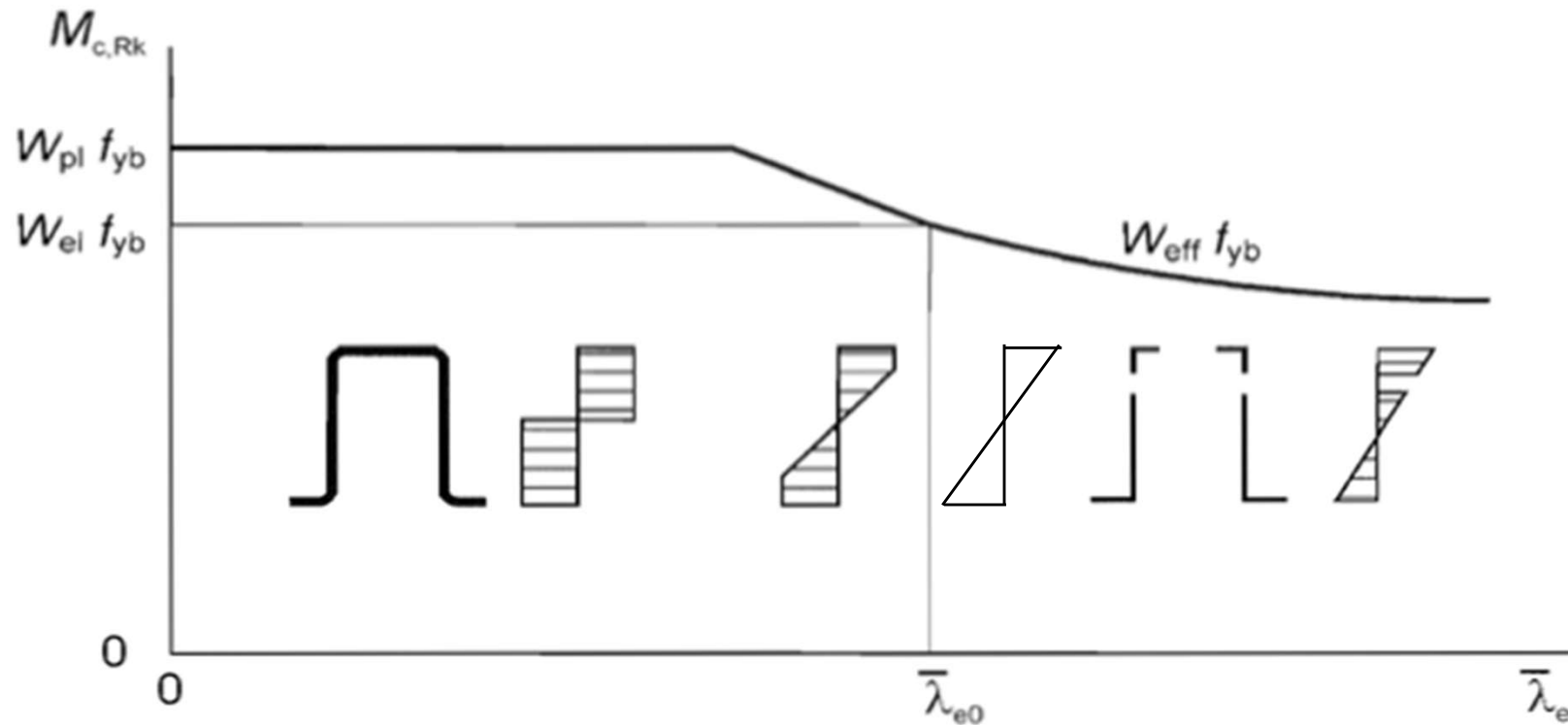
	Solicitación	Tensión de abolladura	Dominio de validez	Coeficiente de abolladura
1	Tensiones de compresión con ley de repartición lineal $0 \leq \psi \leq 1$ 	$\sigma_c = \kappa_1 \sigma_E$	$\alpha \geq 1$	$\kappa_1 = \frac{10.5}{\psi + 1.1}$
			$\alpha < 1$	$\kappa_1 = \left( \alpha + \frac{1}{\alpha} \right)^2 \frac{2.63}{\psi + 1.1}$
2	Tensiones de compresión y tracción con ley de repartición lineal y predominio de la compresión $-1 < \psi < 0$ 	$\sigma_c = \kappa_1 \sigma_E$		$\kappa_1 = (1 + \psi)x - \psi x + 12.5\psi(1 + \psi)$ , siendo $x$ el coeficiente para $\psi = 0$ (línea 1) y $x$ el coeficiente para $\psi = -1$ (línea 3)
3	Tensión de compresión y tracción con ley de repartición lineal e iguales valores de borde $\psi = -1$ o con predominio de la tracción $\psi < -1$ 	$\sigma_c = \kappa_1 \sigma_E$	$\alpha \geq \frac{2}{3}$	$\kappa_1 = 29.9$
			$\alpha < \frac{2}{3}$	$\kappa_1 = 19.84 + \frac{2.34}{\alpha^2} + 10.75\alpha^2$
4	Tensiones tangenciales repartidas uniformemente 	$\tau_c = \kappa_2 \sigma_E$	$\alpha \geq 1$	$\kappa_2 = 6.68 + \frac{5.00}{\alpha^2}$
			$\alpha < 1$	$\kappa_2 = 5.00 + \frac{6.68}{\alpha^2}$



- En las placas de secciones conformadas en frío no se colocan rigidizadores transversales por eso la longitud no influye en el valor de la tensión crítica ( es decir  $\alpha = l/h$  es muy grande ).  
*Esta es una característica esencial y absolutamente diferente de los tableros y secciones de puentes donde también es muy importante prevenir el efecto de abolladura.*
- Por efecto de las inevitables imperfecciones geométricas **antes** de alcanzarse el valor teórico de la tensión crítica de abolladura  $\sigma_{cr}$  de las fórmulas anteriores las placas **empiezan a sufrir abolladura.**
- Ese fenómeno consiste en que se **modifica la distribución tensional**. Aumenta la tensión en bordes rigidizados y disminuye en el centro ( donde se da más abolladura ).
- Es justamente lo que se conoce como **abolladura proscrita** que se suele tratar mediante el recurso de **ancho eficaz** .
- Hay que recordar que esto es lo que caracteriza a las secciones de clase **C4** definidas en Eurocódigo 3.
- **La parte 1.5 de Eurocódigo 3** trata extensamente de la abolladura . Se utiliza tanto aquí en estructuras ligeras como en chapas y perfiles de puentes.

## Secciones clase C4 = Secciones esbeltas.

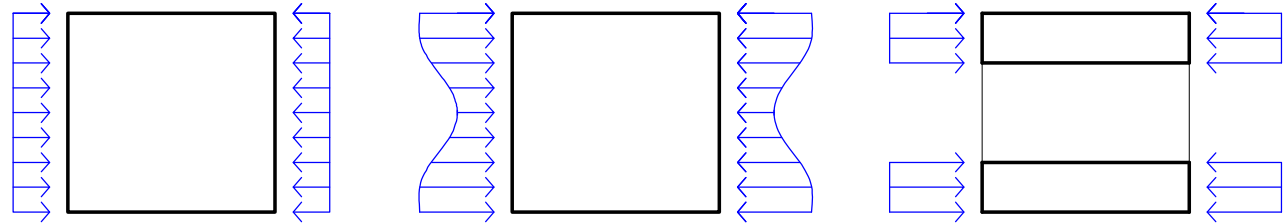
- Con solo uno de sus elementos que sea proclive a desarrollar fenómenos de abolladura, la sección se clasifica como esbelta o clase **C4**, o sea la sección no llega a desarrollar su capacidad elástica.
- En el caso de elementos con bordes como el de la figura veremos que  $\lambda_{e0} = \lambda_p = \sqrt{f_y / \sigma_{cr}} = 0.673$



## Secciones clase C4 = Secciones esbeltas.

Análisis de secciones de tipo C4, cómo tener en cuenta el fenómeno de la abolladura

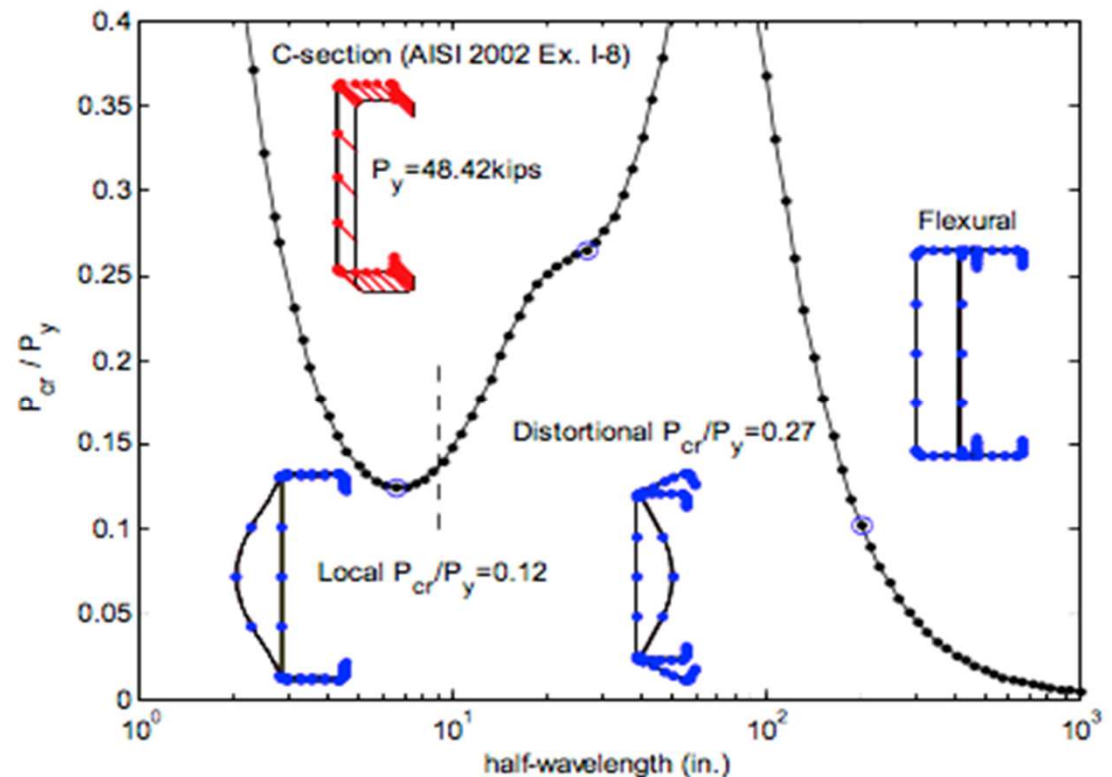
- Anchos eficaces (Eurocode /AISI)



- DSM ("Direct Strength Method", norma americana )-> AISI a partir de modos de abolladura modelizados con Finite Strip Method.

- Modelización numérica (modos de pandeo y abolladura local). Aplicando MEF hasta  $\varepsilon = 0.05$ ,

En borrador de EC3-1-3 del 2023

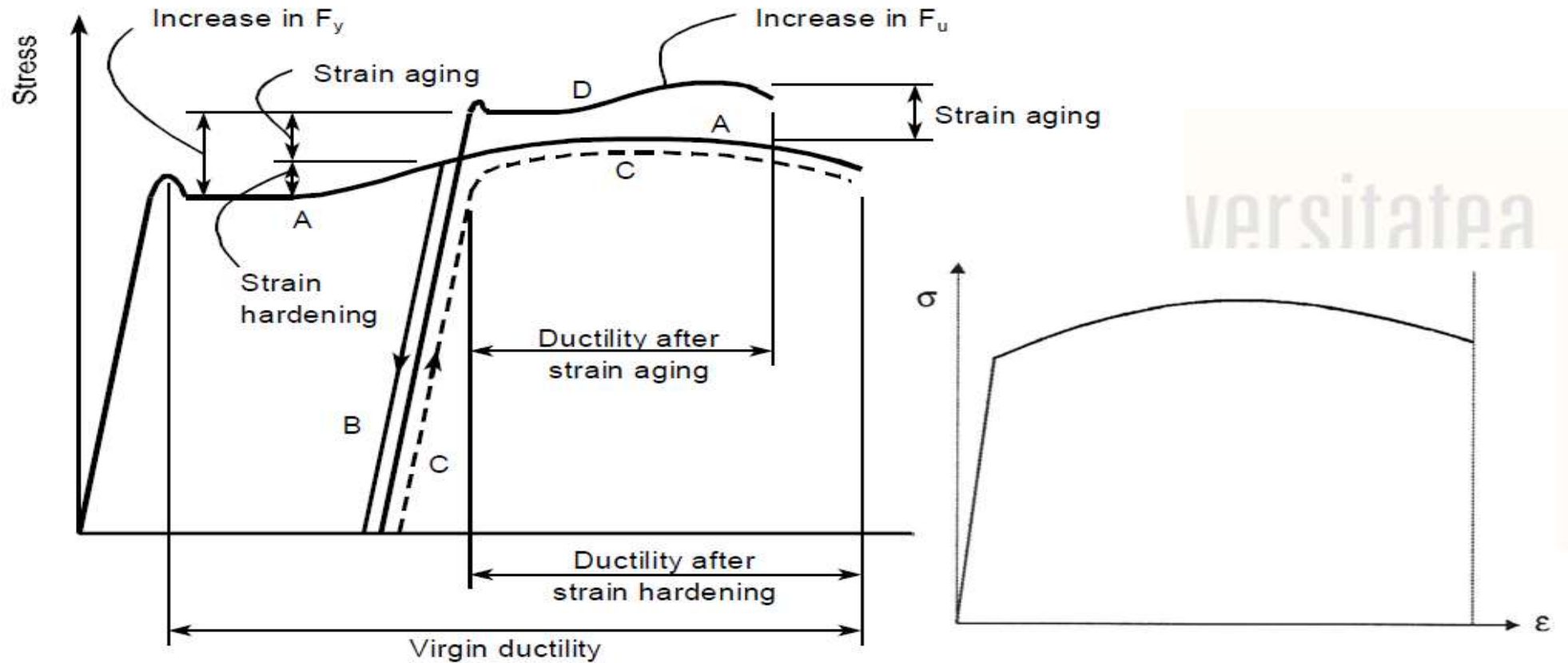


## Aspectos normativos generales. Posición del Eurocódigo.

- **La ejecución debe ser acorde con EN 1090-4.** (No confundir con EN 1090-2, la de estructuras convencionales).
- La norma da una lista exhaustiva de los tipos de acero.  
Ej: Chapas y bandas de acero estructural galvanizadas en continuo por inmersión en caliente.

Norma	Grado	$f_{yb}$ , Límite elástico básico	$f_u$ , resistencia última
EN 10326	S220GD+Z	220	300
	S250GD+Z	250	330
	S280GD+Z	280	360
	S320GD+Z	320	390
	S350GD+Z	350	420

- Debido al proceso de conformado en frío en los pliegues, se produce un aumento de las características mecánicas del acero, que se tiene en cuenta en algunos casos usando un límite elástico promedio  $f_{ya}$ .



- Debido al proceso de conformado en frío en los pliegues, se produce un aumento de límite elástico pero se reduce la ductilidad. Eso es un inconveniente en diseño antisísmico.
- Eurocódigo 3 parte 1.3 limita el campo de aplicación a espesores de chapa:  $0.45 \leq t \leq 15 \text{ mm}$

- El límite elástico mejorado o promedio  $f_{ya}$ , que se permite utilizar en varios casos, se obtiene por ensayos o por la fórmula siguiente :

$$f_{ya} = f_{yb} + (f_u - f_{yb}) \frac{knt^2}{A_g} \quad \text{siendo} \quad f_{ya} \leq \frac{(f_u + f_{yb})}{2}$$

$A_g$  es la sección transversal bruta;

$k$  es un coeficiente numérico que depende del tipo de conformado de la siguiente forma:

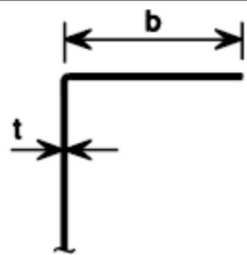
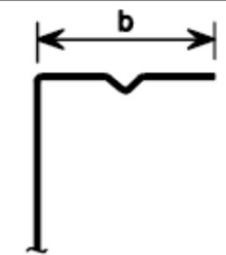
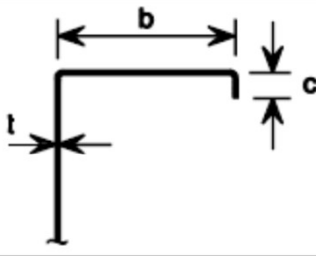
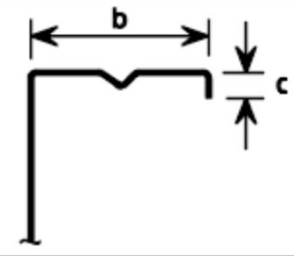
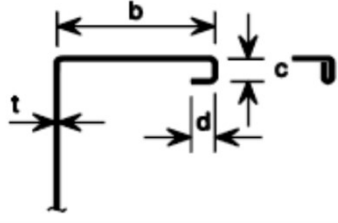
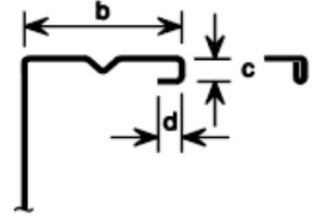
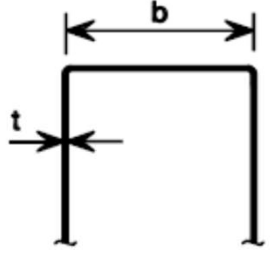
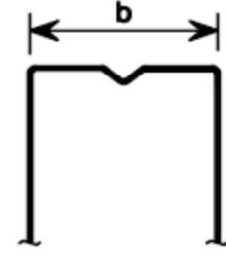
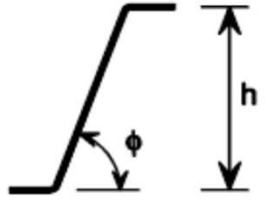
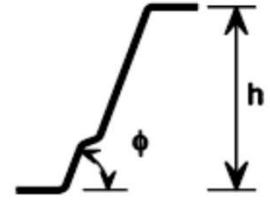
- $k = 7$  para conformado mediante rodillos;
- $k = 5$  para otros métodos de conformado;

$n$  es el número de ángulos a  $90^\circ$  en la sección transversal con un radio interno  $r \leq 5t$  (las fracciones de ángulos a  $90^\circ$  se deberían contar como fracciones de  $n$ );

$t$  es el espesor del núcleo del acero antes del conformado en frío, excluyendo los recubrimientos metálicos y orgánicos, véase el apartado 3.2.4.

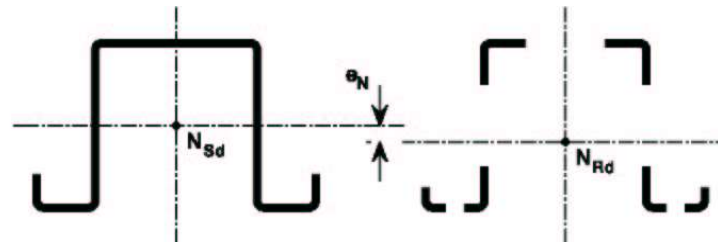
# Relaciones ancho-espesor. Eurocódigo

- Relaciones **ancho-espesor** de las secciones:
- Para poder considerar que un rigidizador es eficaz:
  - $0.2 < c/b < 0.6$
  - $0.1 < d/b < 0.3$

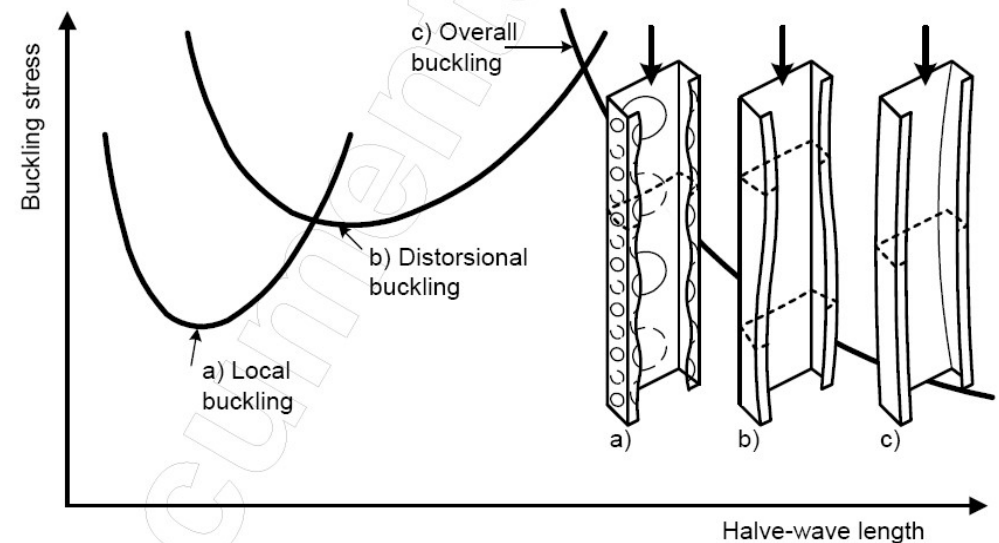
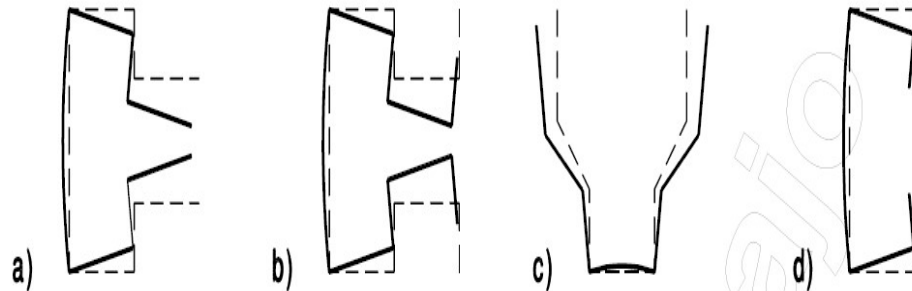
 	$b/t \leq 50$
 	$b/t \leq 60$ $c/t \leq 50$
 	$b/t \leq 90$ $c/t \leq 60$ $d/t \leq 50$
 	$b/t \leq 500$
 	$45^\circ \leq \phi \leq 90^\circ$ $h/t \leq 500 \sin \phi$

# ELU: Abolladura por tensiones normales.

- La abolladura por tensiones normales se tiene en cuenta utilizando **anchos eficaces**.



- Considerando la redistribución de tensiones después de la abolladura (resistencia post-crítica)
- En secciones abiertas en forma de C puede producirse **abolladura por distorsión** -> la norma lo contempla con el cálculo de un espesor reducido para los rigidizadores.





## ELU: Abolladura por tensiones normales.

- La esbeltez de cada una de las chapas de la sección se define de acuerdo con la siguiente fórmula, dada en el Eurocódigo 3, parte 1.5:

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_{yb}}{\sigma_{cr}}} = \frac{b_p}{t} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)f_{yb}}{\pi^2 E k_\sigma}} \approx \frac{b_p / t}{28.4 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}}$$

A mayor esbeltez, más probabilidad de que aparezcan fenómenos de abolladura, lo que implica que se tendrá menos ancho eficaz.

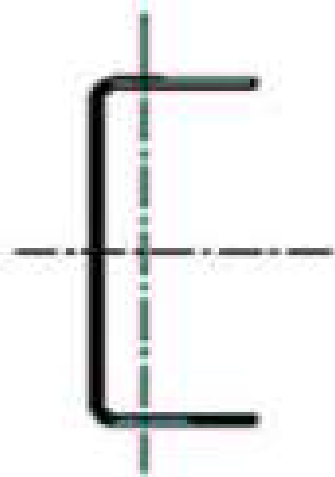
- La esbeltez depende de:
  - límite elástico de la chapa o bien tensión máxima alcanzada  $\varepsilon = \sqrt{(235/f_{yb})}$   
(En ese caso  $\varepsilon = \sqrt{(235/\sigma)}$ )
  - Ancho b y espesor de la placa t
  - la constante de pandeo  $k_\sigma$  (como está distribuida la tensión y como son los bordes).

La constante de pandeo local  $k_\sigma$  depende de las condiciones de contorno y del estado tensional de la chapa. Los valores preceptivos se indican en la siguiente tabla.

# ELU: Abolladura por tensiones normales.

- Elementos **sin rigidizar**

(Formulas para las alas)

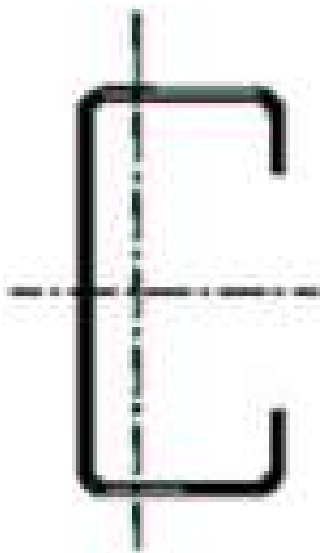


Stress distribution (compression positive)		Effective <sup>p</sup> width $b_{eff}$			
		$1 > \psi \geq 0:$ $b_{eff} = \rho c$			
		$\psi < 0:$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1-\psi)$			
$\psi = \sigma_2/\sigma_1$	1	0	-1	$1 \geq \psi \geq -3$	
Buckling factor $k_\sigma$	0,43	0,57	0,85	$0,57 - 0,21\psi + 0,07\psi^2$	
		$1 > \psi > 0:$ $b_{eff} = \rho c$			
		$\psi < 0:$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1-\psi)$			
$\psi = \sigma_2/\sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1
Buckling factor $k_\sigma$	0,43	$0,578 / (\psi + 0,34)$	1,70	$1,7 - 5\psi + 17,1\psi^2$	23,8

# ELU: Abolladura por tensiones normales

- Elementos **rigidizados**

(Fórmulas no utilizables para los labios, sí para alas y alma)



Stress distribution (compression positive)				Effective <sup>p</sup> width $b_{eff}$		
				$\underline{\psi = 1:}$ $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = 0,5 b_{eff}$ $b_{e2} = 0,5 b_{eff}$		
				$\underline{1 > \psi > 0:}$ $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = \frac{2}{5 - \psi} b_{eff}$ $b_{e2} = b_{eff} - b_{e1}$		
				$\underline{\psi < 0:}$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho \bar{b} / (1 - \psi)$ $b_{e1} = 0,4 b_{eff}$ $b_{e2} = 0,6 b_{eff}$		
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	$-1 > \psi > -3$
Buckling factor $k_\sigma$	4,0	$8,2 / (1,05 + \psi)$	7,81	$7,81 - 6,29\psi + 9,78\psi^2$	23,9	$5,98 (1 - \psi)^2$

## ELU: Anchos eficaces . Eurocódigo.

- **A partir de la esbeltez** y la distribución de tensiones  $\psi$  se puede calcular el factor  $\rho$  de rendimiento de la sección  $\rho$  :

- Elementos rigidizados:

$$\bar{\lambda}_p \leq 0,673 \quad \rho = 1$$

$$\bar{\lambda}_p \geq 0,673 \quad \rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,055(3 + \psi)}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1$$

- Elementos sin rigidizar:

$$\bar{\lambda}_p \leq 0,748 \quad \rho = 1$$

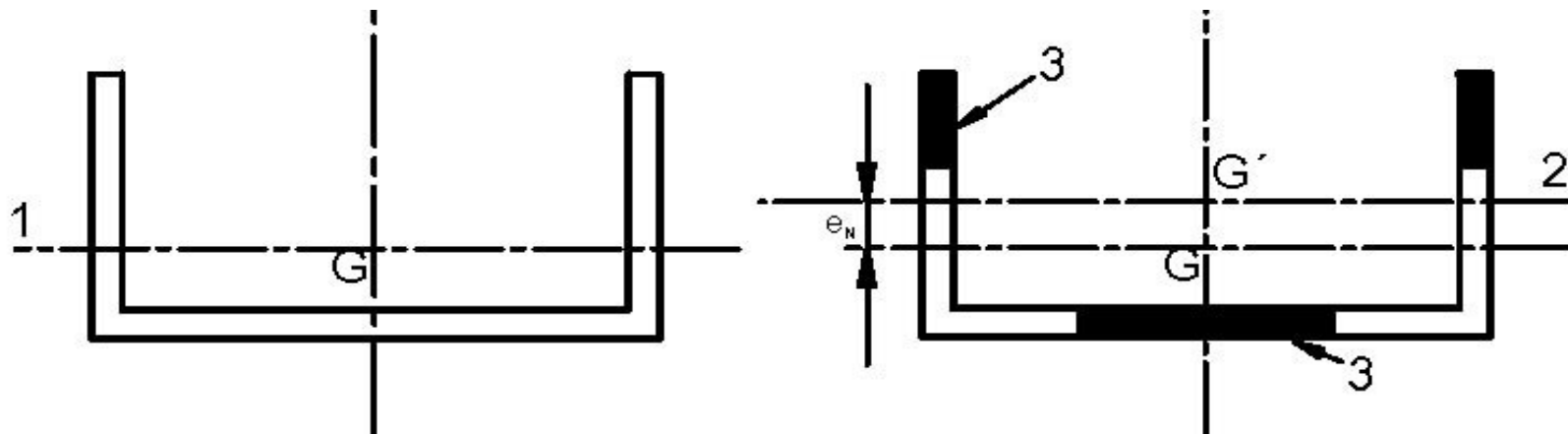
$$\bar{\lambda}_p \geq 0,748 \quad \rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,188}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1$$

- **El ancho eficaz** es el producto del rendimiento de la sección por el ancho real:

$$b_{eff} = \rho \cdot b$$

## ELU: Propiedades eficaces.

- Simplificación: Se calculan las características geométricas de los casos extremos de axil y flector por separado, con tensión máxima igual al límite elástico  $f_{yb}$ :
  - Área efectiva  $A_{eff}$ : asumiendo que la sección está sometida sólo a compresión uniforme.
  - Módulo efectivo  $W_{eff}$ : asumiendo que la sección está sometida sólo a flexión
  - Este recurso se usará en las comprobaciones de ELU con interacción axil-flector y en la comprobación de pandeo.
- Se debe tener en cuenta la flexión adicional por la modificación del c.d.g que puede darse al calcular  $A_{eff}$ :



## ELU: Propiedades eficaces.

- Al calcular tanto  $A_{\text{eff}}$  como  $W_{\text{eff}}$  se parte de la sección bruta.
- Debe suponerse que las tensiones máximas son justamente  $f_{yb}$  con lo que se obtendrán los esbelteces de cada elemento comprimido y consecuentemente sus rendimientos respectivos que determinan el ancho eficaz.
- Ahora habrá que obtener el nuevo centro de gravedad resultante, el área y el momento de inercia.
- Con esas nuevas características se obtendrá **otra distribución de tensiones**. Esto puede afectar sobre todo a la constante  $k_{\sigma}$  que se usa en el cálculo de esbelteces ya que depende de la relación de tensiones  $\psi$ .
- Con un segundo o tercer paso puede ser suficiente para ajustar los anchos eficaces finales.
- Hay que insistir en que aunque tengamos flexión esviada (también axil y flectores simultáneos) las fórmulas de interacción consideran **separadamente**  $A_{\text{eff}}$  y  $W_{\text{eff}}$  que se calculan para  $f_{yb}$ .

## ELU: resistencia y estabilidad.

- La resistencia de secciones se pueden comprobar con los criterios de estructura metálica convencional:
  - Donde se contempla la interacción de esfuerzos.
  - Insistiendo: usando, las propiedades eficaces de la sección y teniendo en cuenta la flexión adicional por la modificación del c.d.g de la sección.
- También se puede usar el criterio general de limitación de tensiones en la fibra más desfavorable:

$$\sigma_{\text{tot,Ed}} \leq f_{ya} / \gamma_{M0} \quad \tau_{\text{tot,Ed}} \leq \frac{f_{ya} / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} \quad \sqrt{\sigma_{\text{tot,Ed}}^2 + 3\tau_{\text{tot,Ed}}^2} \leq 1,1 \frac{f_{ya}}{\gamma_{m0}}$$

- $\sigma_{\text{tot,Ed}}$ : Suma de tensiones normales

$$\sigma_{\text{tot,Ed}} = \sigma_{N,\text{Ed}} + \sigma_{My,\text{Ed}} + \sigma_{Mz,\text{Ed}} + \sigma_{w,\text{Ed}}$$

- $\tau_{\text{tot,Ed}}$  : Suma de tensiones tangenciales

$$\tau_{\text{tot,Ed}} = \tau_{Vy,\text{Ed}} + \tau_{Vz,\text{Ed}} + \tau_{t,\text{Ed}} + \tau_{w,\text{Ed}}$$

## ELU: resistencia y estabilidad.

- Adviértase que en la comprobación estricta de tensiones se utiliza el límite elástico mejorado:
- Rara vez es limitante la tensión máxima en una sección o elemento pero en todo caso habría que tener en cuenta la contribución de cada esfuerzo.

- $\sigma_{\text{tot,Ed}}$ : Suma de tensiones normales  $\sigma_{\text{tot,Ed}} = \sigma_{N,Ed} + \sigma_{M_y,Ed} + \sigma_{M_z,Ed} + \sigma_{w,Ed}$

Tensión normal por axil, flexión esviada y tensión normal por torsor de alabeo,

- $\tau_{\text{tot,Ed}}$  : Suma de tensiones tangenciales  $\tau_{\text{tot,Ed}} = \tau_{V_y,Ed} + \tau_{V_z,Ed} + \tau_{t,Ed} + \tau_{w,Ed}$

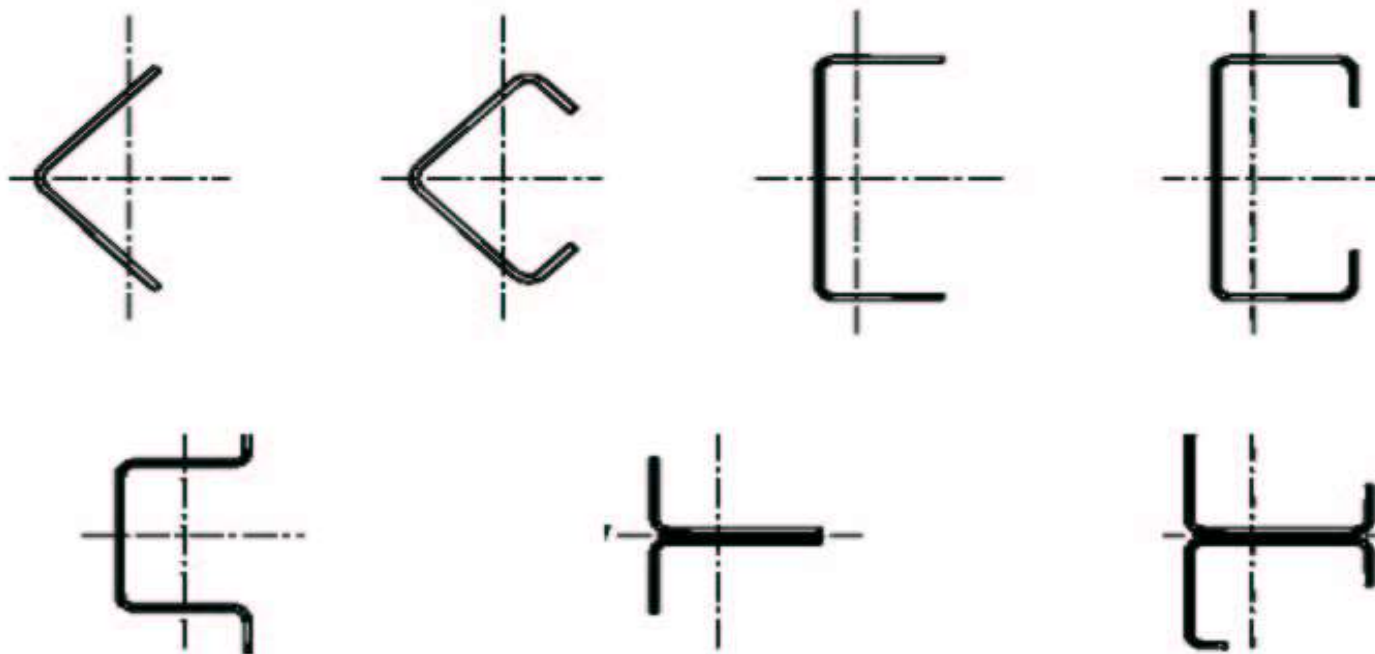
Tensión tangencial por cortante, por torsión de Saint Venant y por torsor de alabeo.

Casi siempre resulta determinante la inestabilidad (de barra o de sección) que se debe abordar con los métodos de EC3 parte 1,3.



## ELU: resistencia y estabilidad.

- La **comprobación de pandeo (estabilidad)** se realiza como en el caso de la estructura metálica convencional pero con las propiedades eficaces de la sección.
- Hay que tener en cuenta que las secciones de acero conformado en frío son, a menudo, proclives al pandeo por torsión (cuando el c.d.g no coincide con el centro de esfuerzos cortantes).



## ELU: resistencia y estabilidad

- La esbeltez adimensional de la pieza para pandeo, viene pues dada por:

$$\bar{\lambda}_k = \sqrt{\frac{f_{yb} A_{eff}}{N_{cri}}} \quad \text{con, } N_{cri} = \min \left\{ \begin{array}{l} N_{cr,E}, \text{ axil crítico de pandeo por flexión (Euler)} \\ N_{cr,T}, \text{ axil crítico de pandeo por torsión} \\ N_{cr,TE}, \text{ axil crítico de pandeo por flexo-torsión} \end{array} \right.$$

- Existe una fórmula simplificada muy útil para la interacción de flexo-compresión:

$$\left( N_{Ed} / N_{b,Rd} \right)^{0.8} + \left( M_{Ed} / M_{b,Rd} \right)^{0.8} \leq 1$$

- Razonablemente conservadora y mucho más sencilla que la de la parte general de Eurocódigo 3 parte 1.1 (para estructura metálica convencional de perfiles laminados en caliente).
- En el borrador de la norma EC3 parte 1.3 el exponente es 0.85.

## ELU: Elementos sometidos a compresión.

La comprobación de la pieza a compresión a nivel tensional :

- En el frecuente caso de que el área eficaz sea menor que la sección bruta la capacidad vale :

$$N_{c,Rd} = A_{eff} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

- **Si no hay reducción de área**, entonces se obtiene un beneficio adicional por haber mejorado el material con el conformado en frío.

$$N_{c,Rd} = A_g \left( f_{yb} + (f_{ya} - f_{yb}) 4(1 - \bar{\lambda}_e / \bar{\lambda}_{e0}) \right) / \gamma_{M0} \quad \text{pero no mayor que} \quad A_g f_{ya} / \gamma_{M0}$$

- Aquí  $f_{ya}$  es el límite elástico promedio (el mejorado).

$f_{yb}$  es el límite elástico básico.

$\lambda_e = \lambda_p$  ;  $\lambda_{e0} = 0,673$  en elementos planos.

- Si no coinciden los centros de gravedad de la sección bruta y la eficaz hay que considerar la flexión adicional que se crea.

# ELU: Elementos sometidos a compresión.

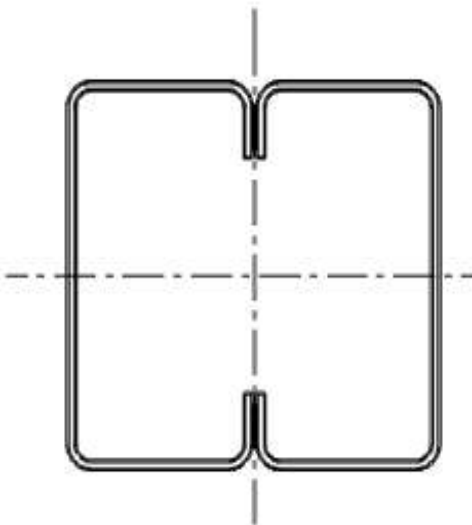

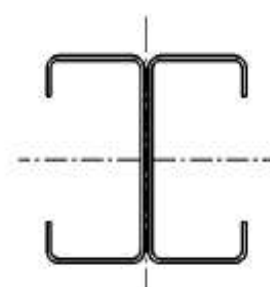
- A continuación se evalúa el pandeo global con la esbeltez mayor, según sea la carga crítica  $N_{cr}$ .
- El factor de reducción  $\chi$  se calcula con las curvas de pandeo típicas de EC3 parte 1.1

$$N_{b.Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_y}{\gamma_{M1}}$$

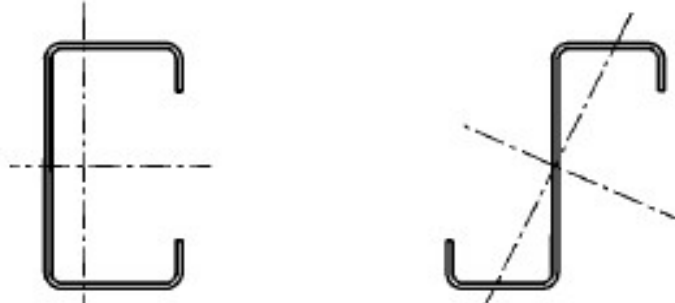
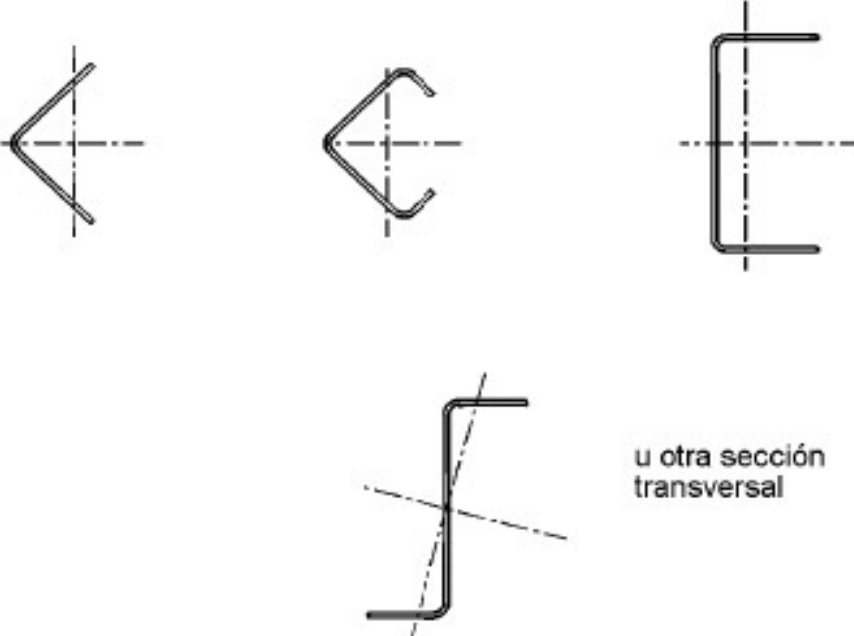
$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} f_y}{N_{cr}}}$$

$$\phi = 0.5 \left[ 1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right]$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}}$$

Tipo de sección transversal		Pandeo respecto al eje	Curva de pandeo
	si se utiliza $f_{yb}$	Cualquiera	b
	si se utiliza $f_{ya}^*$	Cualquiera	c
 	y - y	a	
	z - z	b	

# ELU: Elementos sometidos a compresión.

	Cualquiera	b
 <p>u otra sección transversal</p>	Cualquiera	c

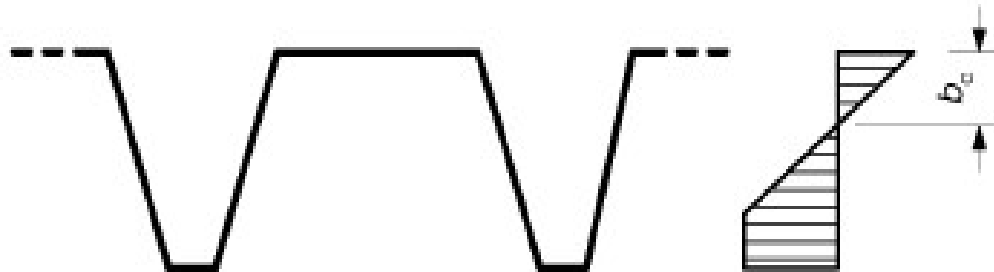
## ELU: Elementos sometidos a flexión

- Ya se ha insistido en el requisito de evaluar el ancho eficaz de cada elemento que resulte comprimido. Adviértase que dependiendo de la tensión máxima  $\sigma$  se obtendrá un resultado distinto de anchos eficaces y consecuentemente de las características de la sección.
- Resulta muy útil para el calculista saber **cuando se pierde la linealidad**. Esto ocurrirá con  $\rho = 1$ , por lo tanto aplicando la fórmula de  $\lambda_{pl}$  e igualando a 0.673.

$$\frac{b_p / t}{28.4 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}} \leq 0.673$$

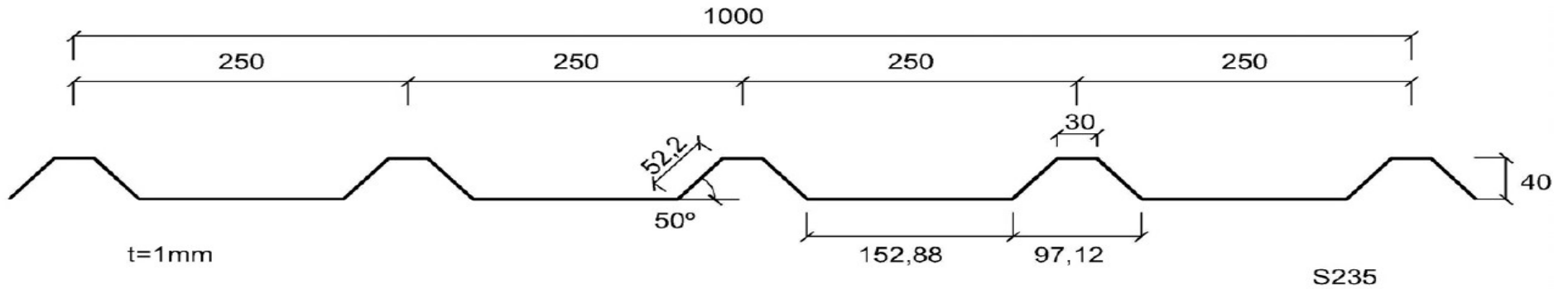
se despeja el parámetro  $\varepsilon = \sqrt{(235 / \sigma)}$  del cual obtenemos la tensión de inicio de pérdida de linealidad  $\sigma$

En las partes traccionadas de la sección la norma permite que se calculen aplicando plasticidad (ver punto 6.4.1 de EC3-1-2 y un ejemplo en la referencia 7).



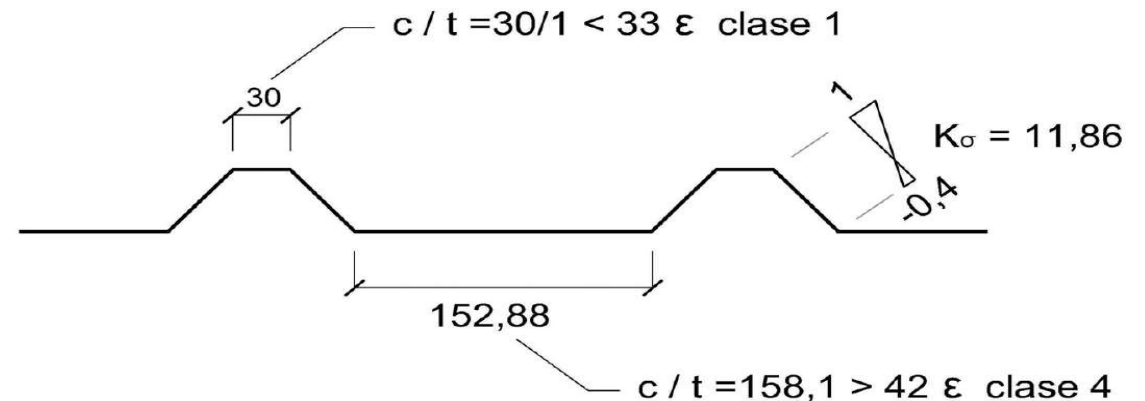
# ELU: Elementos sometidos a flexión.

- Hay que tener cuidado con **la posición relativa de la chapa**. Normalmente en cubiertas los nervios tienen sus crestas en la parte superior.
- En fachadas (como en forjados mixtos colaborantes antes de hormigonar) los nervios están abajo.
- En la referencia 2, capítulo 5, hay un ejemplo desarrollado de chapa de cubierta.



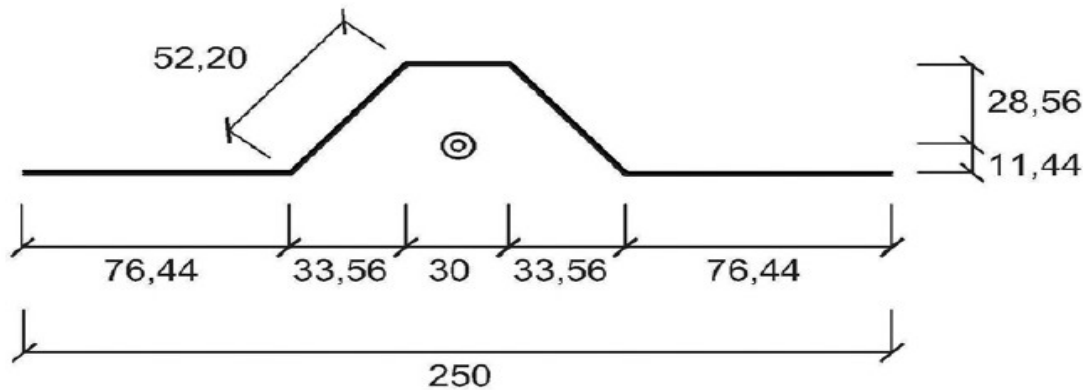
## Clasificación de la sección

Se procede por módulo de 250 mm.



## ELU: Elementos sometidos a flexión.

- A partir de la sección bruta se consideran las opciones de tracción arriba y compresión abajo y viceversa.



$$A_N = 287,28 \text{ mm}^2$$

$$I_N = 66046 \text{ mm}^4 / \text{módulo}$$

$$W_{\text{sup}} = 9250 \text{ mm}^3 / \text{m}$$

$$W_{\text{inf}} = 23093 \text{ mm}^3 / \text{m}$$

$$I = 264184 \text{ mm}^4 / \text{m}$$

Obviamente en apoyos (y con carga ascendente) se pierde eficacia y en zonas centrales (carga descendente = flectores positivos) la sección es lineal.

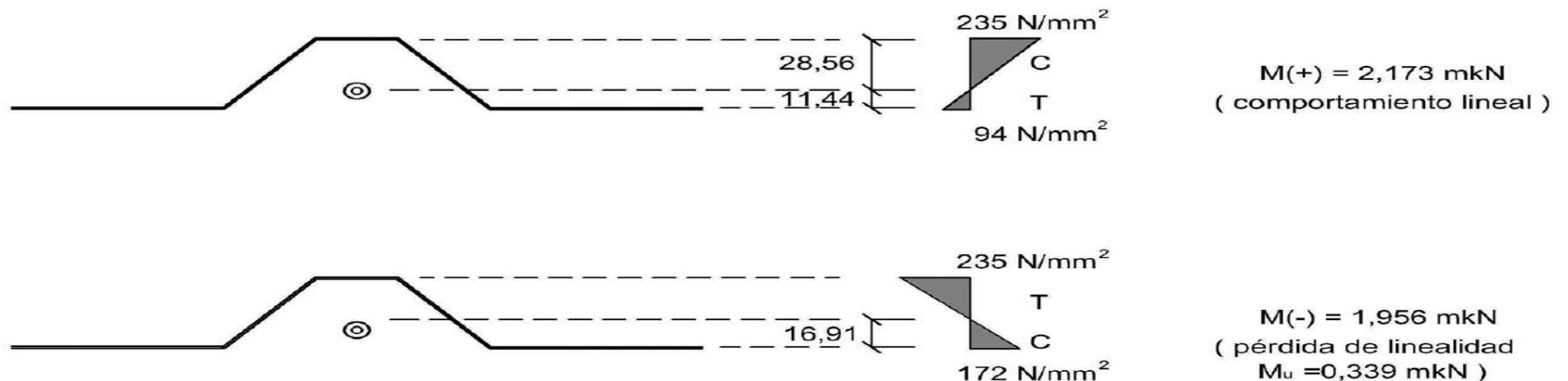


FIGURA 5.15. Momentos flectores de agotamiento

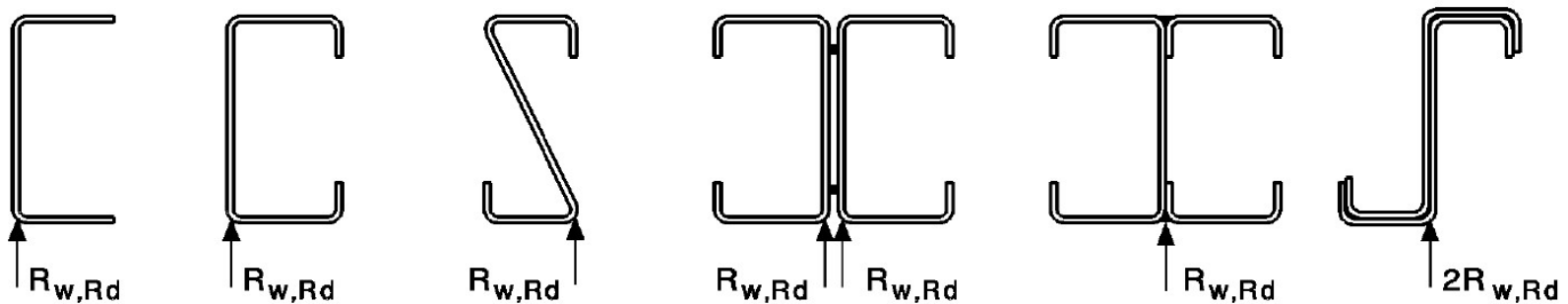


## ELU: Elementos sometidos a cortante . Cargas concentradas

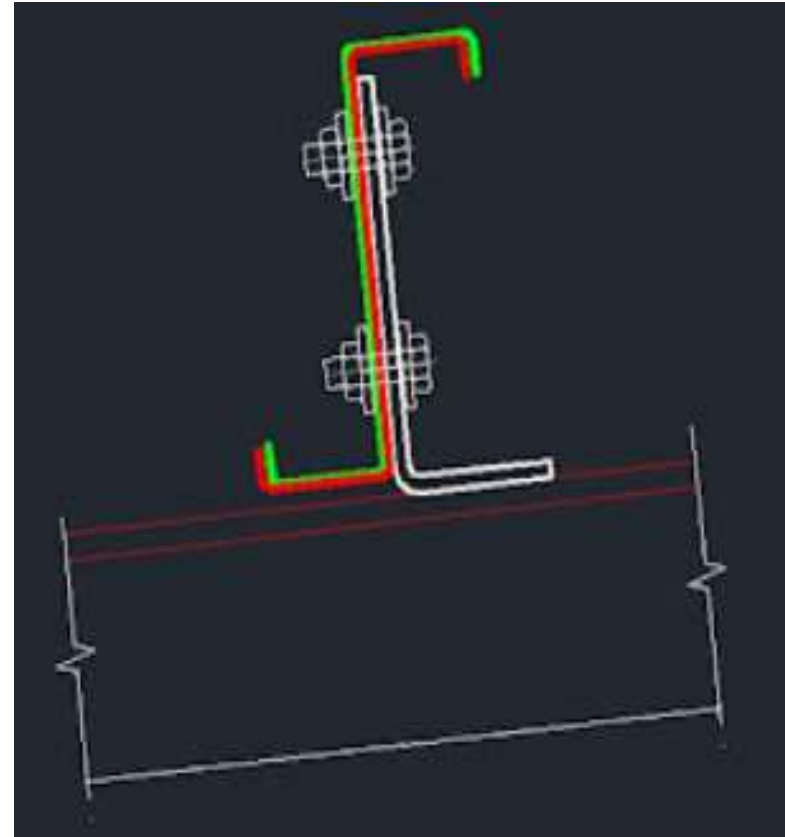
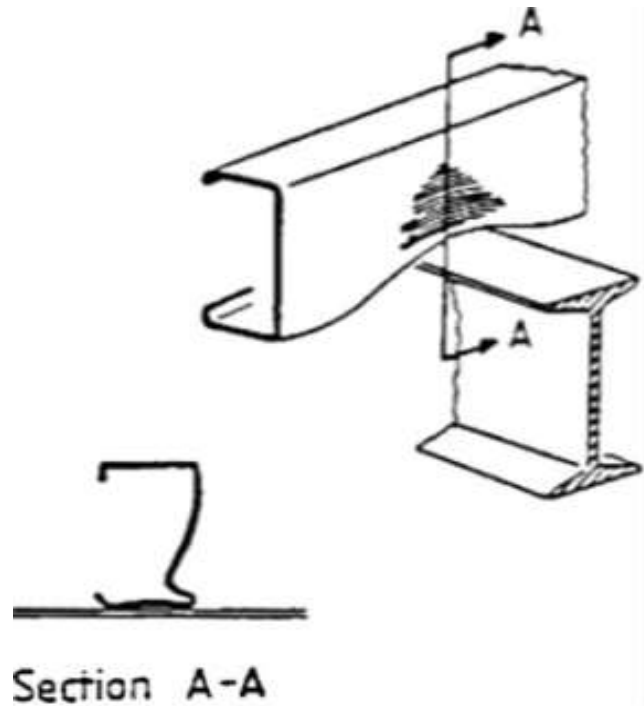
- Tanto la chapa como las correas están sometidas a cargas repartidas. Entonces no hay esfuerzos cortantes importantes.
- La inestabilidad por tensiones tangenciales no suele ser problema, pese a que aquí ya se ha dicho que no se dispone de rigidización en el alma como en las típicas vigas armadas.
- En los apoyos de chapa sobre correa en EC3 hay fórmulas para evitar el aplastamiento local del alma de los nervios (“web crippling”). En los apoyos es donde se tienen justamente la carga concentrada de la reacción.



- En los apoyos de las correas sobre las vigas también hay una variada casuística que debe obviarse mediante una adecuada fijación a los ejiones evitando el contacto directo.



- **ELU: Elementos sometidos a cortante . Cargas concentradas**
- Es el pequeño espesor el que propicia la inestabilidad local del alma ( “web crippling”).



En el capítulo 5 de la referencia 2 se expone un ejemplo completo que incluye la comprobación de apoyo de chapa, basado en el punto 6.1.7.3 de EC3 parte 1-3

## ELU: Elementos sometidos a torsión .

- Los esfuerzos de torsión por cargas repartidas aparecen cuando éstas no pasan por el centro de esfuerzos cortantes. Eso es lo típico en correas en C y Omegas.
- También afecta cómo se diseñe la fijación de la chapa y si las acciones son ascendentes o descendentes.
- Es el pequeño espesor el que hace que el módulo de torsión  $I_t$  sea insignificante. El mecanismo de rigidez viene dado por el módulo de alabeo y ahí las alas son decisivas.
- Lo usual es que la chapa sobre el ala superior de la correa arriostre a esta de modo eficaz y entonces solamente hay que preocuparse de ala inferior. Vía rigidez de alma que está unida al ala superior hay un tipo de coacción al giro y desplazamiento que más adelante se trata con el **capítulo 10 de EC3 parte 1-3 (correas)**.
- No obstante ya se ha apuntado el caso de pilares o montantes de perfiles ligeros que pueden sufrir pandeo por torsión si no hay coincidencia del centro de gravedad con el centro de esfuerzos cortantes. Por eso cuando no existen paredes o forjados que puedan rigidizar los perfiles lo aconsejable es que estos **sean secciones cerradas**.

## ELS: Flechas.

- En Eurocódigo, para el cálculo de flechas, se tiene en cuenta los efectos de la abolladura de la sección, utilizando en todo el vano una inercia ficticia uniforme, interpolación de la inercia bruta y la efectiva, calculada para la tensión existente  $\sigma$  máxima.

$$I_{\text{fic}} = I_{\text{gr}} - \frac{\sigma_{\text{gr}}}{\sigma} (I_{\text{gr}} - I(\sigma)_{\text{eff}})$$

- Las flechas en correas y cerramientos deben estar limitadas para no afectar negativamente la estanqueidad, aislamiento o aspecto estético de la construcción.
- En cubiertas es muy importante evitar el encharcamiento (“ponding”). **Cuidado con pendientes inferiores al 2 %.**

## EJEMPLOS DE CONSTRUCCION LIGERA . STEEL FRAMING .

- Estructuras formadas por un entramado de perfiles de acero conformado en frío.
  - Típicamente edificios de baja altura (en general 1 o 2 pisos, aunque se puede ir a alturas mayores)
  - Estructuras de bajo peso: muy útiles para remontas (cuidado en caso de sismo !!).
- Más popular en USA (como alternativa a la construcción en madera), Australia, Canadá... En Europa, es más común en los países escandinavos.
- Sistema pre-industrializado:
  - Plazos de ejecución reducidos.
  - Debido a su bajo peso, se puede montar la estructura sin necesidad de equipo pesado.

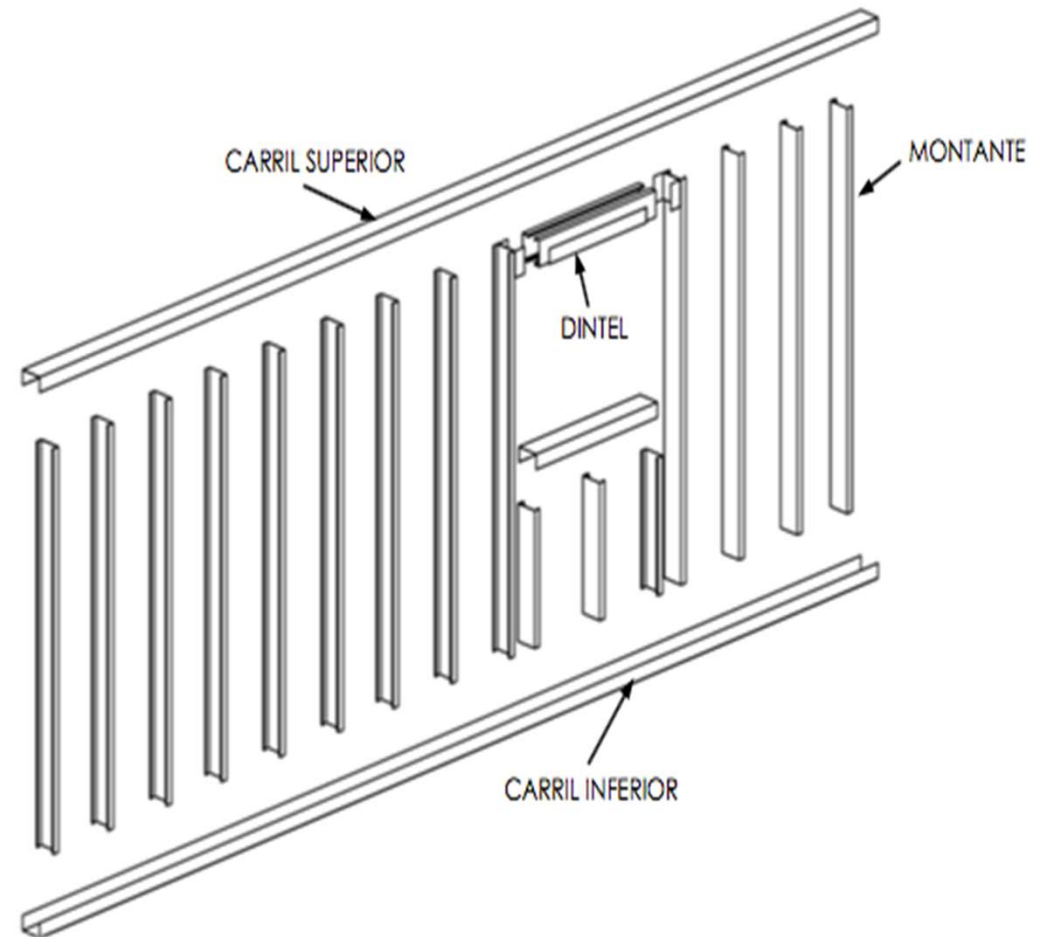


- Los sistemas estructurales de estructura metálica ligera se basan en la combinación de un número considerable de elementos unidos entre si.
- Los elementos individuales tienen una contribución pequeña a la estabilidad global de la estructura.
- Elementos de reducido espesor. Tendencia a experimentar pandeo local.



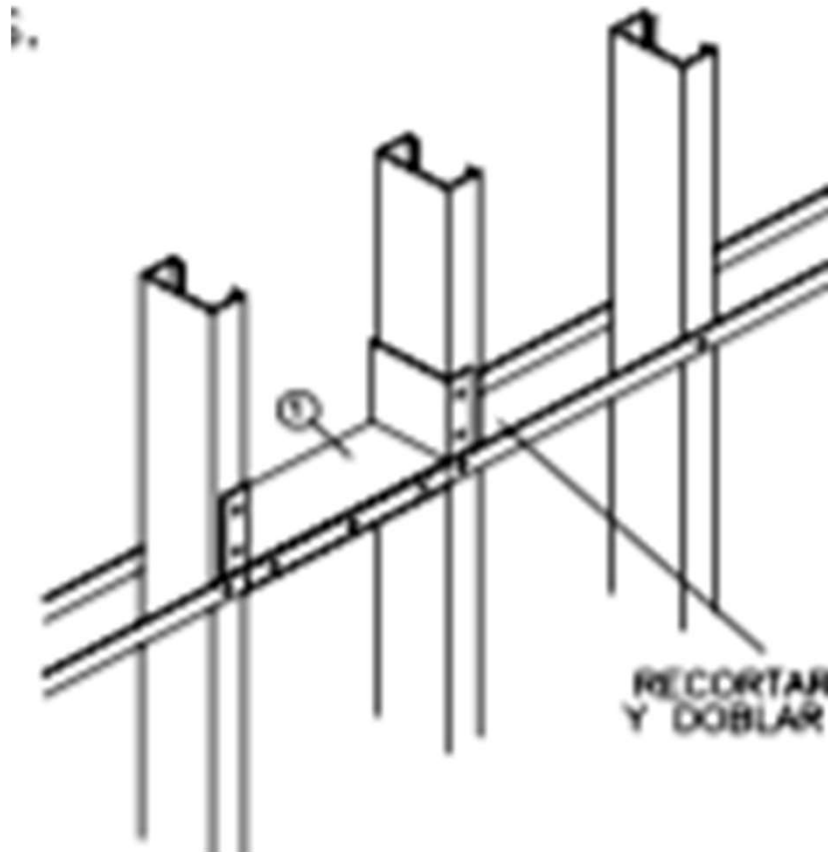
## Estructura vertical

- La estructura se caracteriza porque las paredes de la misma son portantes.
- Se pueden construir bien perfil a perfil o como paneles que forman paños cerrados.
- Los espesores típicos de los perfiles están entre los 0,85 mm y 1,5 mm.
- Los cerramientos se realizan en base a tableros de madera OSB («Oriented Strand Board») o paneles de yeso.

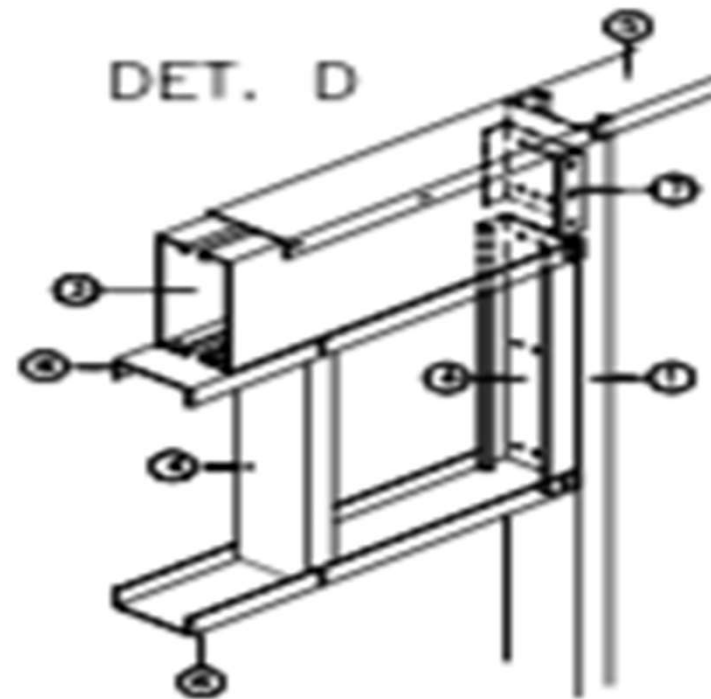


## Estructura vertical

- Es útil reducir la longitud de pandeo en el eje débil de los montantes, mediante “bridging” a mitad de altura



- Los dinteles se realizan mediante composición de perfiles (en huecos grandes, de mayor canto y espesor que los montantes) o a base de cerchas.





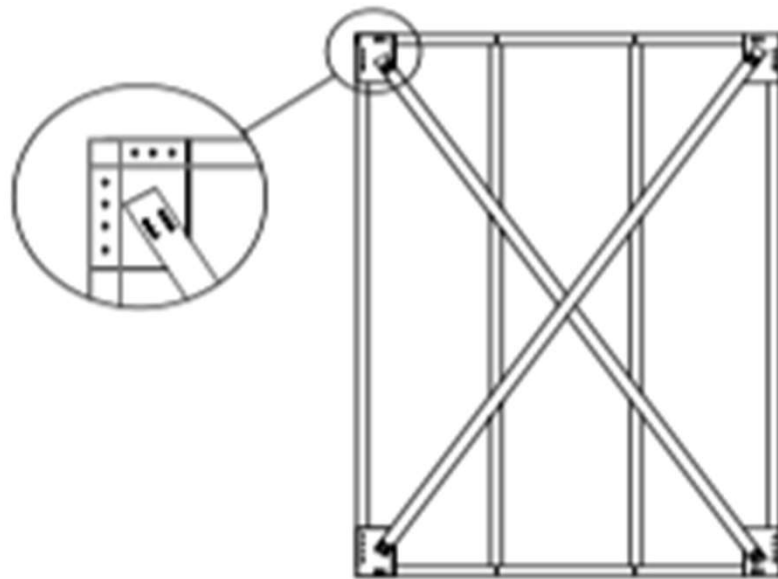
# Estructura horizontal

- Las cubiertas suelen realizarse en seco con perfiles ligeros.
  - En caso de cubiertas planas: forjados de vigas en C o cerchas planas.
  - En caso de cubiertas con pendiente: cerchas
- Los forjados pueden ser:
  - Secos: forjados de vigas o cerchas planas con paneles de OSB.
  - Forjado colaborante, con chapa grecada y hormigón. (opción preferente en países mediterráneos)



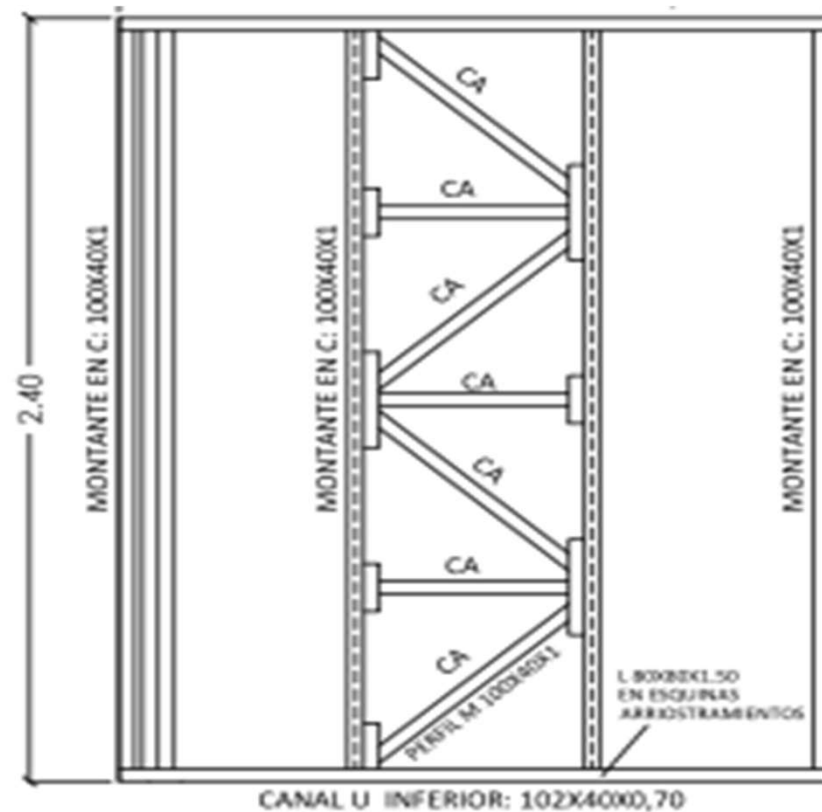
## Estabilidad lateral.

- La estabilidad lateral de la estructura **no puede, por ahora en Europa,** confiarse a los tableros de OSB que cierran los paneles de pared. Así pues, se provee a la estructura de:
  - Cruces de San Andrés:  
Formadas por bandas de acero tensadas (idealmente, en paneles de ancho  $\geq 1,8$  m)



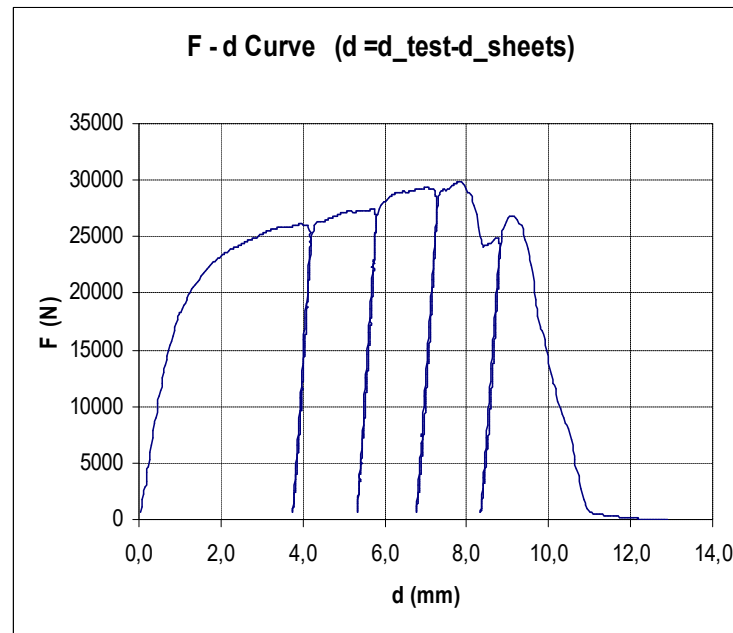
CRUZ DE SAN ANDRES

Bastidores de arriostramiento (menos rígidos)



# Uniones.

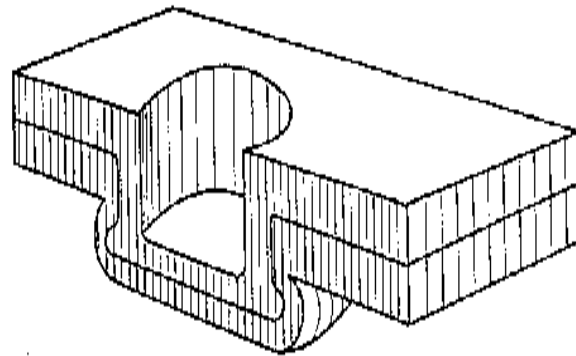
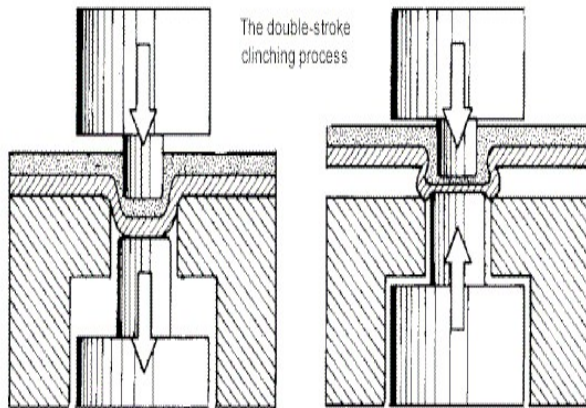
- Elevado número de **uniones** que garantizan el trabajo como conjunto de las diversas partes de la estructura.
- Típicamente, se realizan con **tornillos autotaladrantes**:
  - Uniones a cortante: ojo con aplastamiento de la chapa
  - Uniones a tracción: se penaliza el arranque “pull-out” y el desgarró “pull-through”



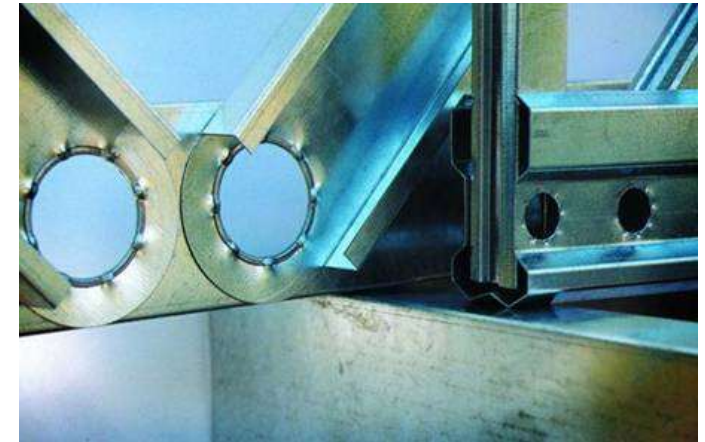
Casafont, M., Arnedo, A., Roure, F. and Rodríguez-Ferran, A. “Experimental testing of joints for seismic design of lightweight structures. Part 1: screwed joints in straps”. *Thin-Walled Structures* 44 (2), 131-270, 2006

# Uniones.

- Existen sistemas alternativos de uniones (Clinching, Rosette). Además del sistema de soldadura por puntos tratado de forma completa en Eurocódigo 3-1-3. Aquí sobre todo predomina el aspecto estético.



What a clinch joint looks like, round tool kit



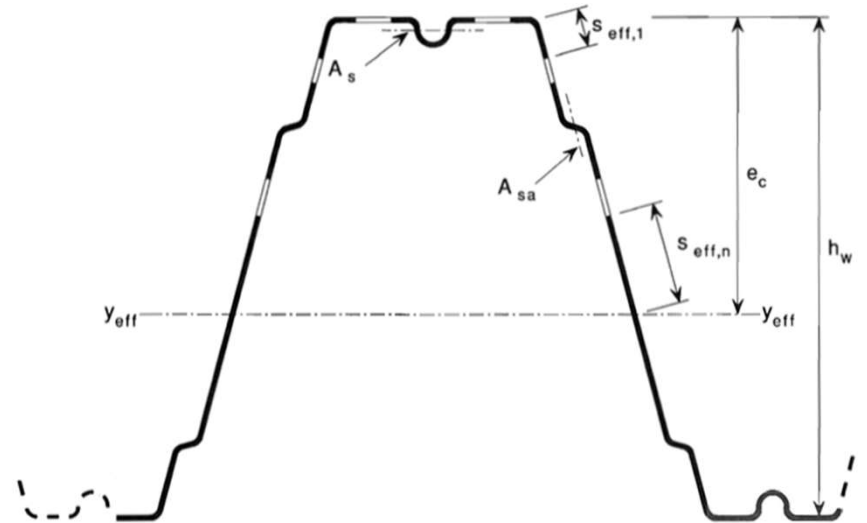
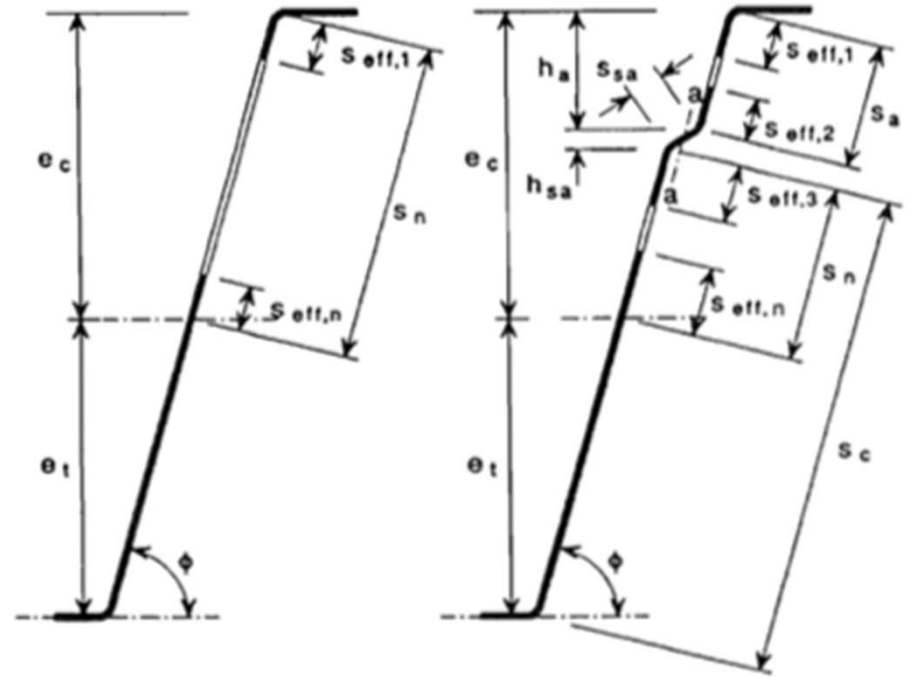
# EJEMPLO DE NAVES INDUSTRIALES. Chapas perfiladas.

- Los cerramientos de naves se suelen realizar con chapas perfiladas de débil espesor:
  - En caso de naves abiertas sin requisitos de aislamiento térmico, cerramiento lateral y cubierta de chapa simple.
  - En otros casos, como base de un sistema que lleva también material de aislamiento (por ejemplo, cubiertas “deck” o bien paneles sandwich “in situ” o prefabricados).



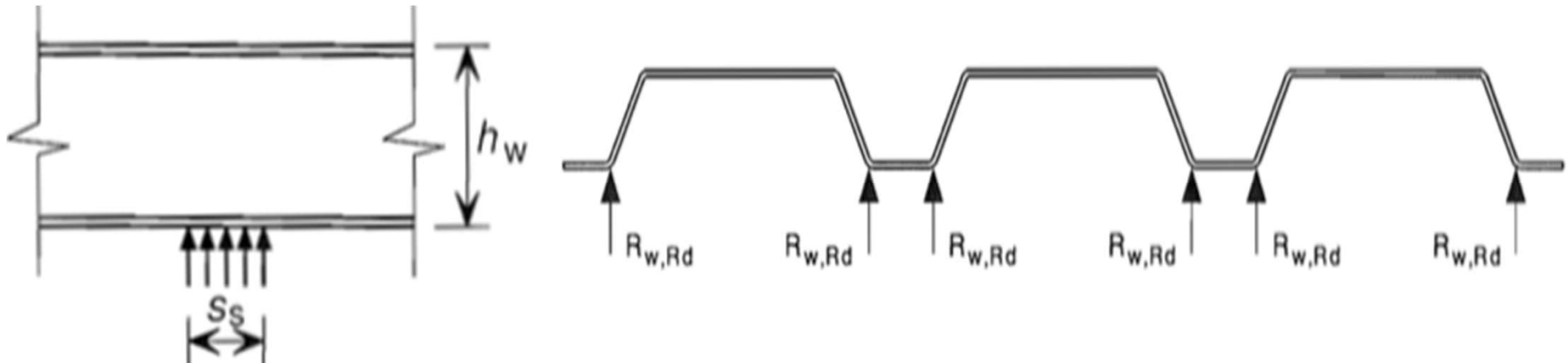
# Chapas perfiladas ( trapezoidales).

- El cálculo de la chapa puede realizarse:
  - En base a tablas de carga del fabricante -> a menudo basadas en **ensayos**.
  - Según Eurocódigo 3, parte 1.3 en Europa ( AISI también contempla su cálculo).
- Para el cálculo según Eurocódigo :
  - Hay que calcular las áreas **eficaces** tanto para flector positivo como para flector negativo.
    - Las almas comprimidas pierden ancho eficaz por abolladura si son clase 4.
    - Las alas traccionadas pueden perder también ancho eficaz por arrastre de cortante ("shear lag").
    - Las almas puede que sean también clase 4 a cargas de flexión.



## Chapas perfiladas ( trapezoidales).

- Para el cálculo según Eurocódigo, comprobaciones a realizar:
  - Verificación en ELU a flexión de la chapa tanto a cargas gravitatorias como de **succión de viento**.
  - Cargas de presión: verificación en ELU de los soportes intermedios a combinación de **flexión y reacción en apoyo**.



- Cargas de succión: Verificación en ELU de la capacidad a **flexión en el soporte y verificación de fijaciones**.
- Verificación en ELS de flechas con **Inercia efectiva**. Normalmente limitadas a  $L/200$ .

- Una ventaja **ESENCIAL** de las chapa trapezoidal es que puede integrarse en la estructura.
  - Puede **simplemente** recibir las cargas y transmitir las a las correas. (ojo en caso de succión).
  - Puede **arriostrar el ala superior** en contacto de las correas ( atención fijaciones ). Es usual.
  - Puede formar **un diafragma total** del faldón de la cubierta. Es complejo, apenas se usa.

El requisito de rigidez de una correa ligera viene dado por la fórmula:

$$S \geq \left( EI_w \frac{\pi^2}{L^2} + GI_t + EI_z \frac{\pi^2}{L^2} 0,25 h^2 \right) \frac{70}{h^2} \quad \dots(10.1a)$$

where

$S$  is the portion of the shear stiffness provided by the sheeting for the examined member connected to the sheeting at each rib (If the sheeting is connected to a purlin every second rib only, then  $S$  should be substituted by  $0,20 S$ );

$I_w$  is the warping constant of the purlin;

$I_t$  is the torsion constant of the purlin;

$I_z$  is the second moment of area of the cross-section about the minor axis of the cross-section of the purlin;

$L$  is the span of the purlin;

$h$  is the height of the purlin.

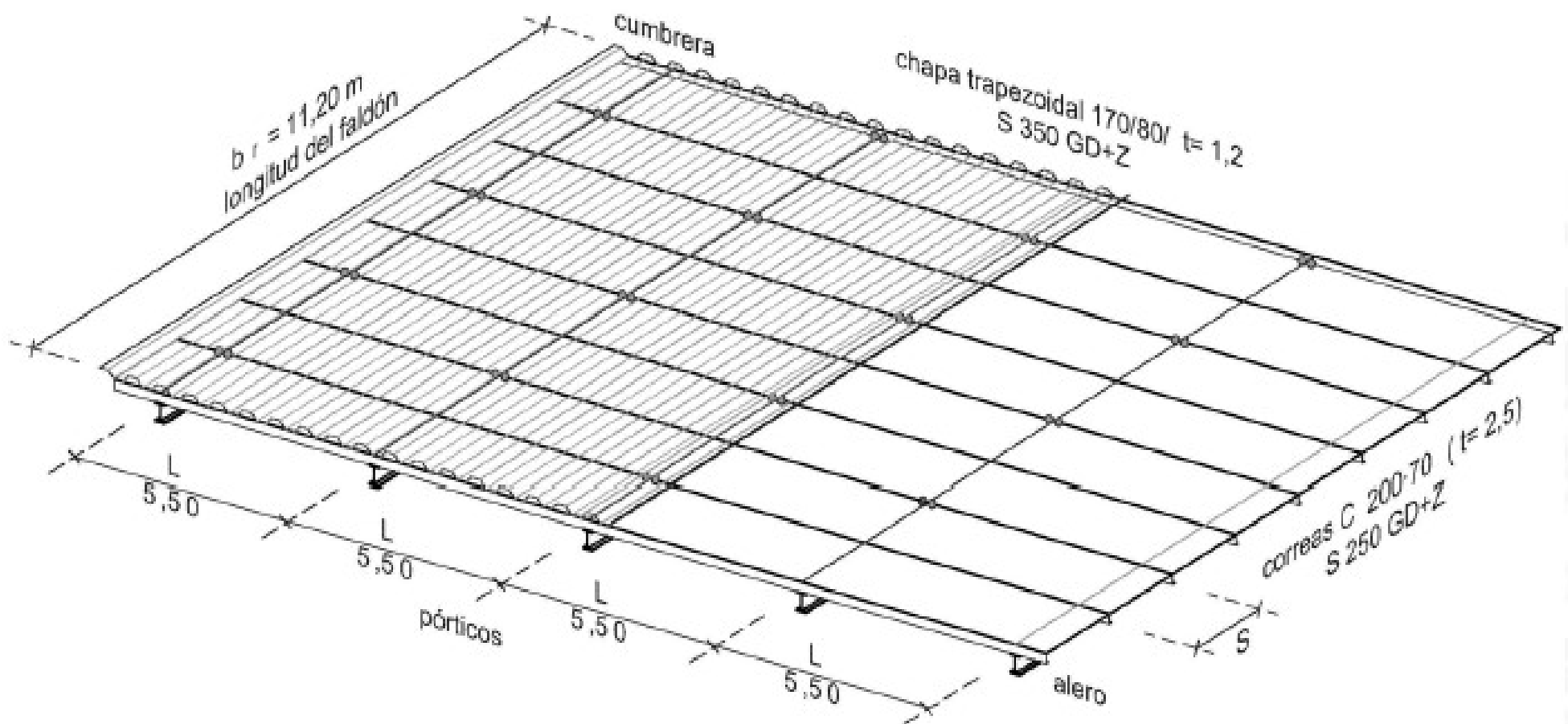


## Chapas perfiladas ( trapezoidales).

- La rigidez que puede ofrecer una chapa trapezoidal :

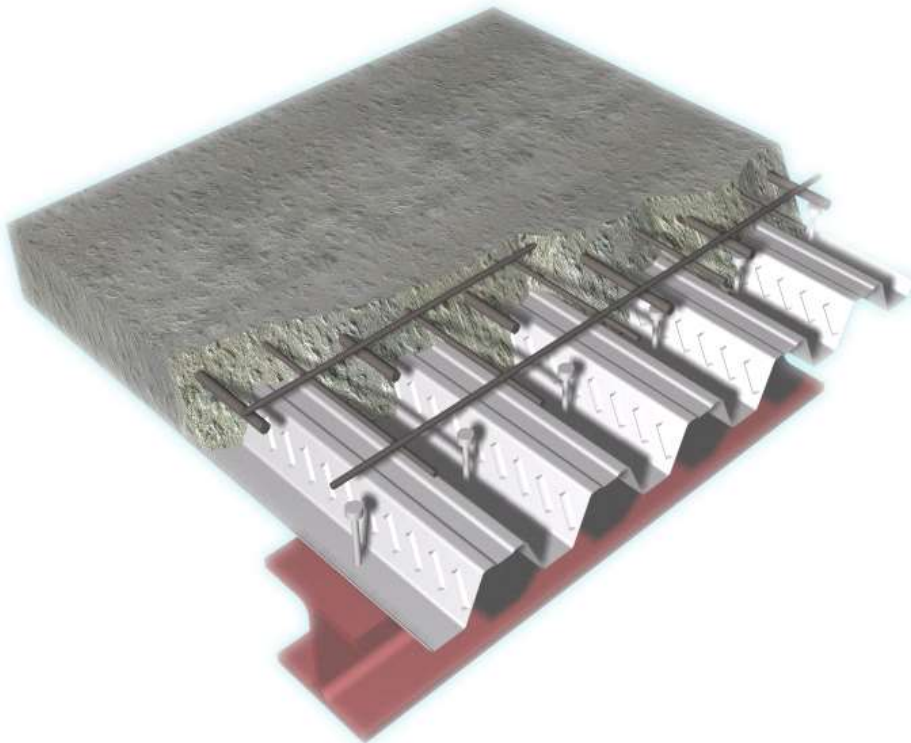
$$S = 1000 \sqrt{t^3 (50 + 10 \sqrt[3]{b_{\text{roof}}})} \frac{s}{h_w} \quad (N), \quad t \text{ and } b_{\text{roof}} \text{ in mm}$$

- Aquí  $t$  es el espesor,  $s$  la distancia entre correas,  $h_w$  el canto de la chapa y  $b_{\text{roof}}$  el ancho de la cubierta, es decir la distancia entre el alero y la



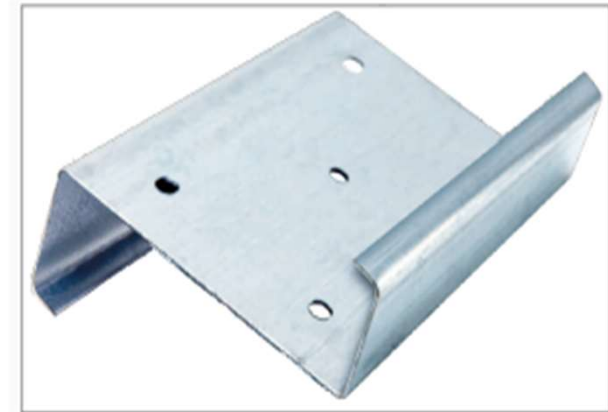
# Chapas trapezoidales . Forjados colaborantes

- Una aplicación de las chapas grecadas son forjados colaborantes de acero-hormigón:
  - Aplicación en edificación en general.
  - Se tratan en Eurocódigo 4, parte 1.1 v en AISC.
- En este caso, se debe poder garantizar la **conexión** entre el acero y el hormigón para poder funcionar como una losa mixta.
  - Se dota a la chapa de muescas (hendiduras o resaltos)
  - Si se les da a las ondas un perfil de cola de milano (ventajoso en resistencia a fuego)



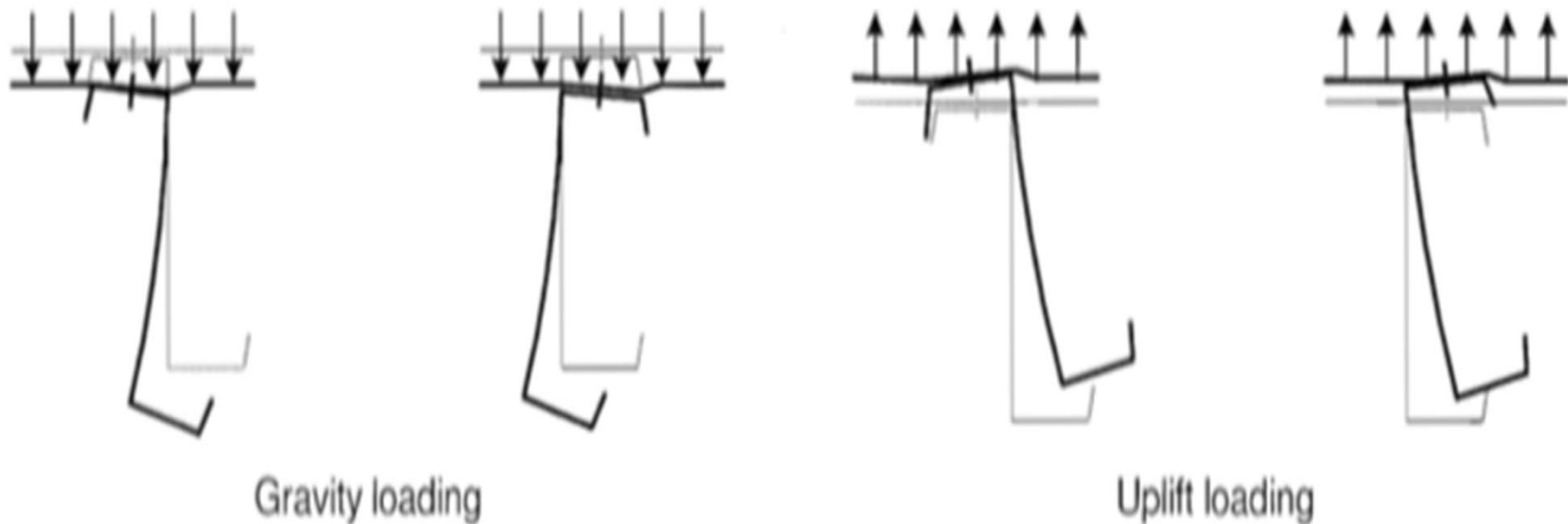
## Correas ligeras.

- En sistemas de cubiertas es a menudo ventajoso utilizar correas de acero conformado en frío, siempre están galvanizadas, típicamente en forma de C, Z o Sigma.
- Sobre todo cuando no hay cargas puntuales o locales es la opción más económica.



## Correas ligeras.

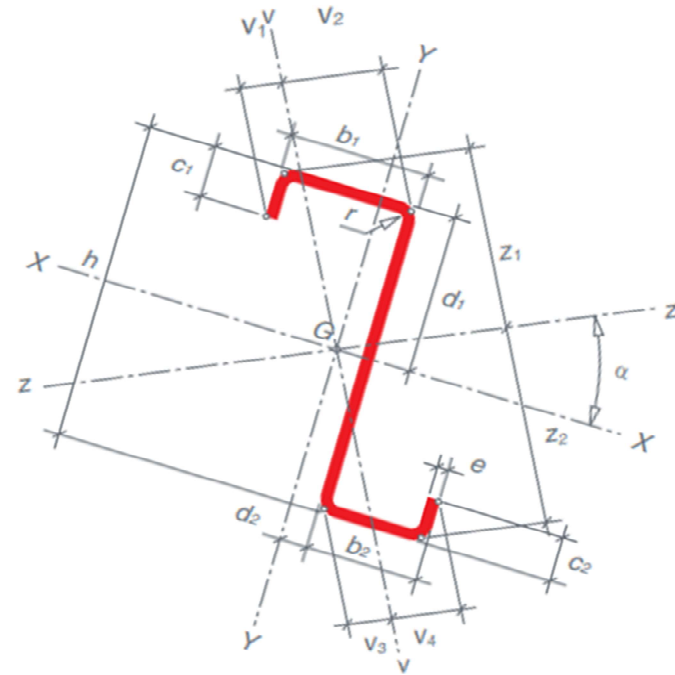
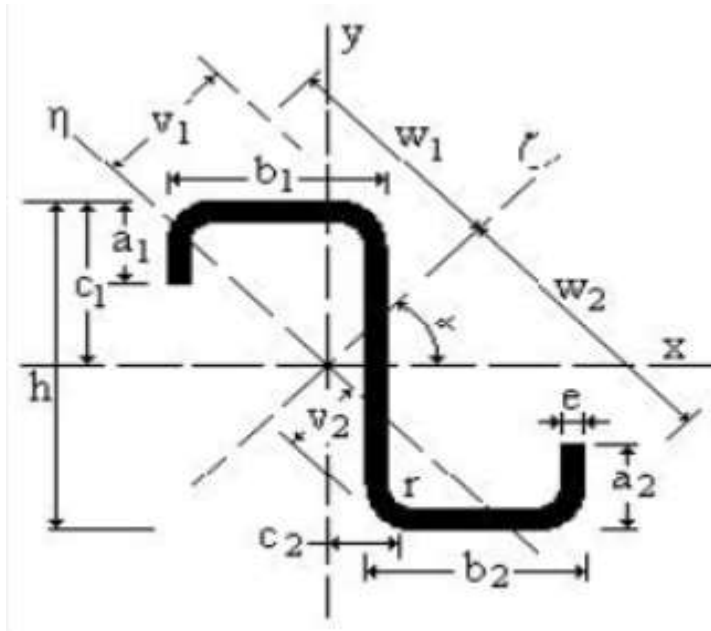
- El Eurocódigo 3 parte 1.3 dedica un capítulo entero al cálculo de correas cuya ala superior **está arriostrada por la chapa de cobertura**.



- Ya hemos visto que la norma proporciona una fórmula para verificar que la chapa arriostra de manera eficaz el ala superior de la correa y que, por lo tanto, evita el pandeo lateral ante flexión positiva, como se verá más adelante.
  - Además contiene un procedimiento para evaluar **la restricción a giro** que proporciona dicha chapa para flexión negativa (compresión en ala inferior).

## Correas ligeras.

- Las correas están fijadas en el plano del faldón y en el perpendicular. Solamente pueden flectar en esos dos planos, aunque no sean los principales de inercia, como es el caso de un perfil en Z.



Trasladar las cargas a los ejes principales es un error conceptual o más bien delata a un ingeniero "antiguo" por decirlo en términos corteses.

*(Eso solamente pasaba en los tejados de fibrocemento, donde no había fijaciones y rigideces fiables).*

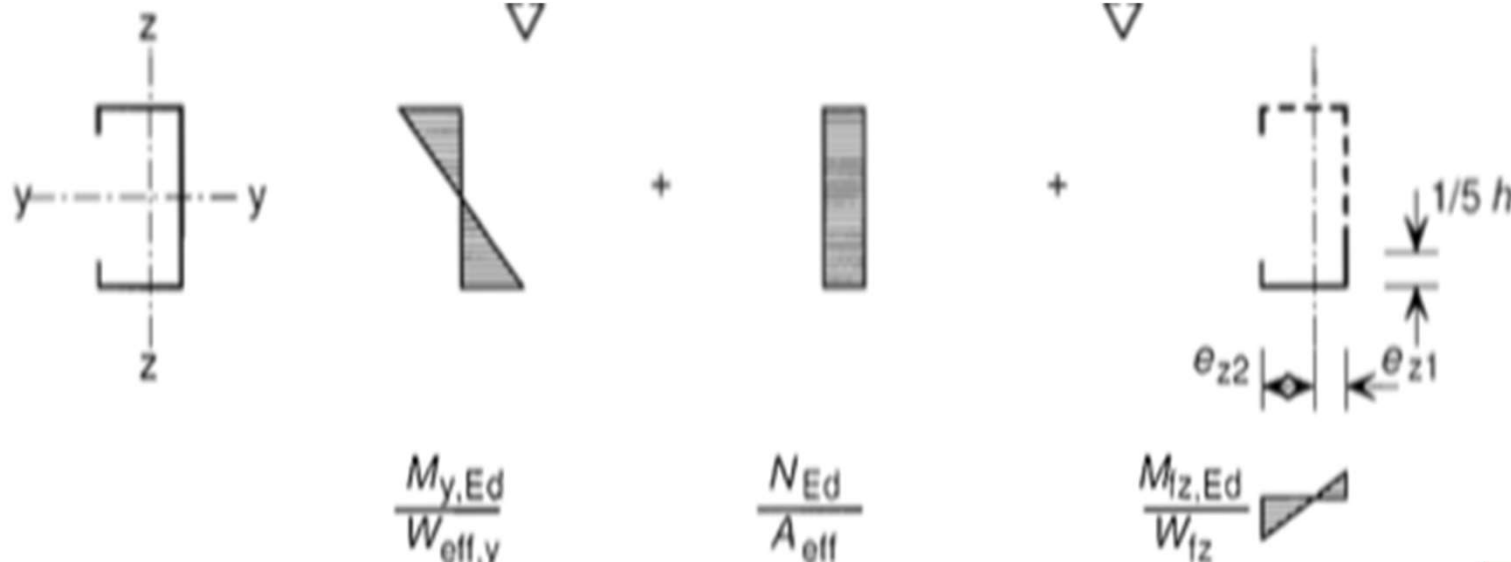
## Correas ligeras.

- **En el ala superior,** la verificación tensional es la típica, solamente se comprueba la tensión (el ala está arriostrada).

$$\frac{M_{y,Ed}}{W_{eff,y}} + \frac{N_{Ed}}{A_{eff}} \leq \frac{f_y}{\gamma_M}$$

- **En el ala inferior,** se le añade el “momento del ala libre” que tiene en cuenta los efectos de la torsión y flexión el en eje débil:

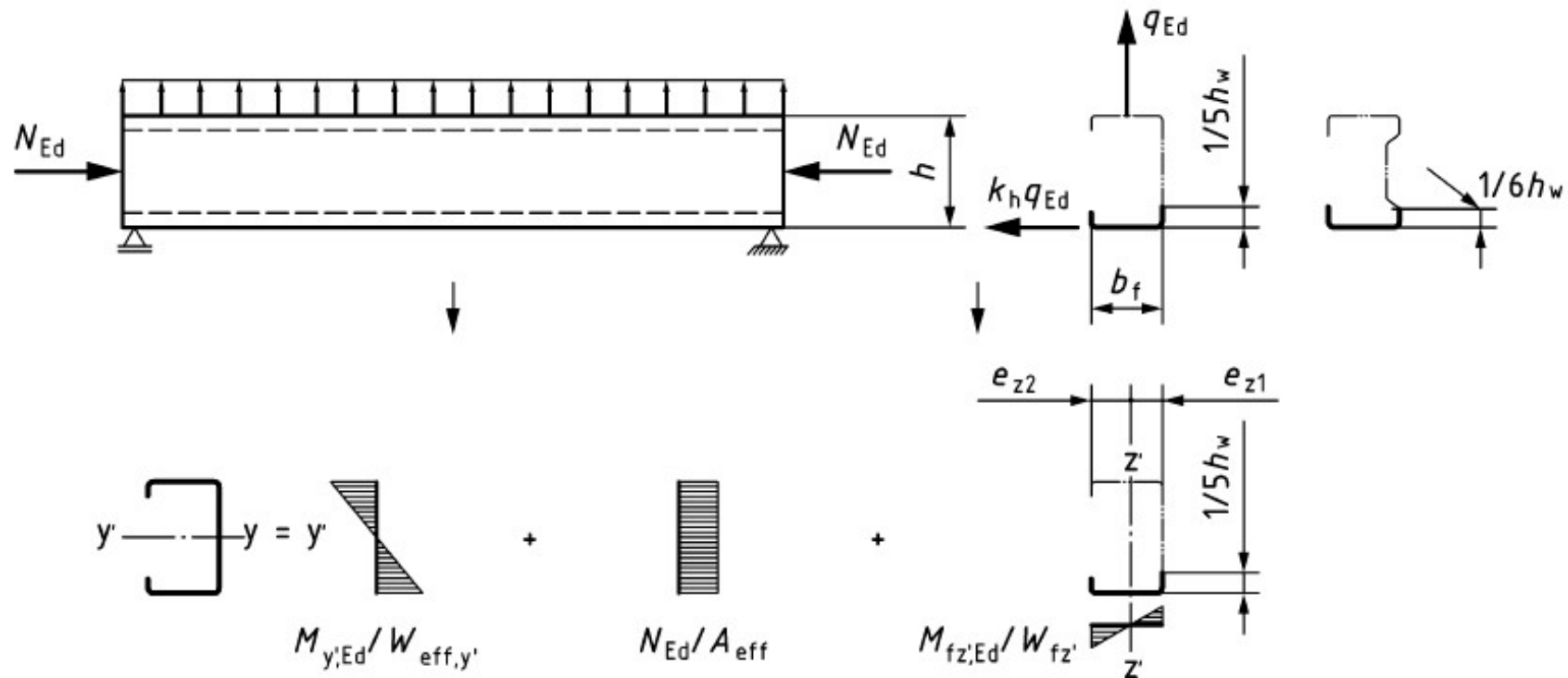
$$\frac{M_{y,Ed}}{W_{eff,y}} + \frac{N_{Ed}}{A_{eff}} + \frac{M_{fz,Ed}}{W_{fz}} \leq \frac{f_y}{\gamma_M}$$



## Correas ligeras.

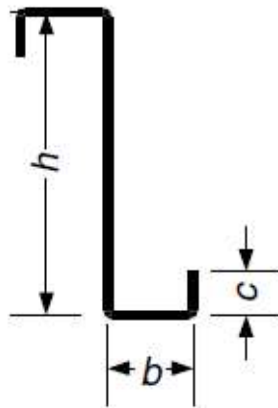
En el ala inferior que suele estar sin arriostrado ( a veces una chapa de protección acústica interior logra ese arriostrado) se lleva todo el efecto de torsión/flexión representado por una **fuerza horizontal  $k_h q_{Ed}$** .

Esa fuerza virtual , crea el “momento del ala libre” que tiene en cuenta los efectos de la torsión y flexión el en eje débil:



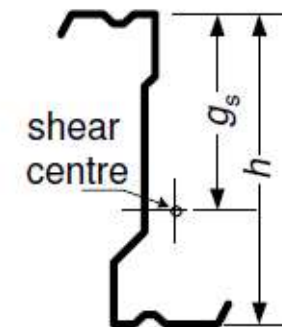
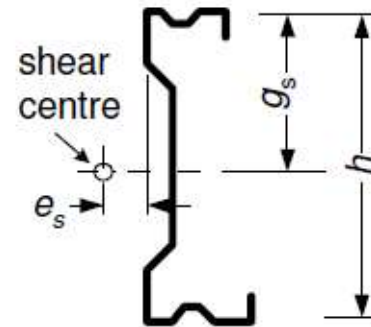
## Correas ligeras.

- El método propuesto por la norma tiene en cuenta la disposición (o no) de tirantillas (“anti-sags”).
- Para obtener  $k_h q_{Ed}$  se aplica la tabla 10.3 de Ec3 ( versión 2006). Influye el tipo de sección obviamente.



$$k_{h0} = \frac{ht(b^2 + 2cb - 2c^2b/h)}{4I_y}$$

Simple symmetrical Z section



$$k_{h0} = \frac{I_{yz}}{I_y} \frac{g_s}{h}$$

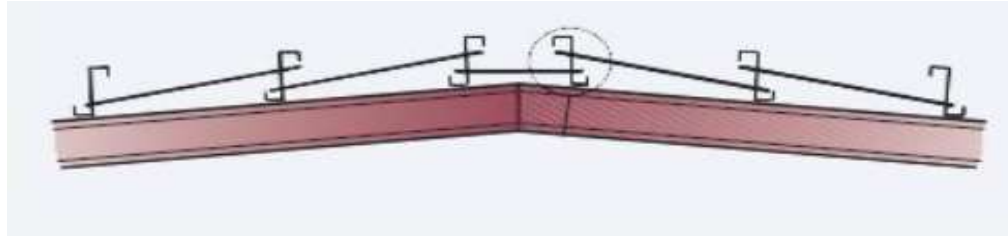
Z, C or  $\Sigma$  sections

$k_{h0}$  factor for lateral load on free bottom flange. ( $k_{h0}$  corresponds to loading in the shear centre)

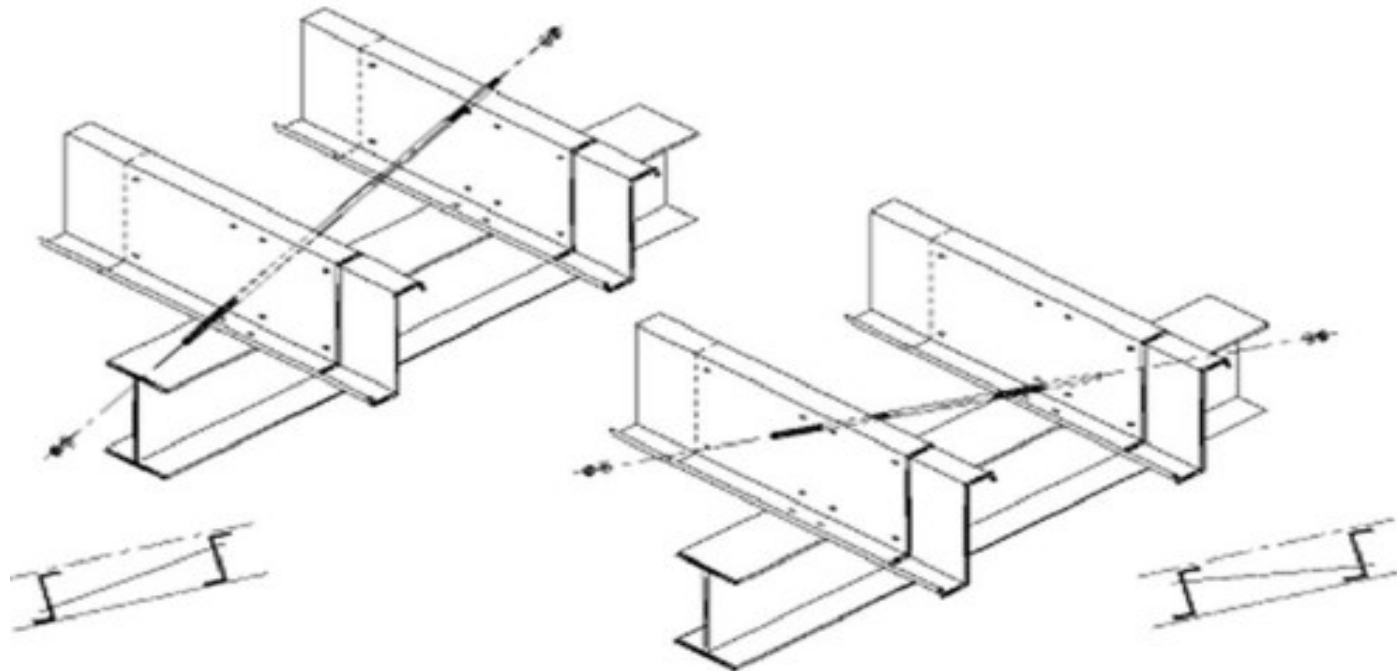


## Correas ligeras.

Solamente se tiene en cuenta **una parte del alma** para evaluar el módulo resistente lateral frente a esa fuerza repartida  $k_h q_{Ed}$ .



En los casos donde hay compresión en el ala inferior es muy importante la disposición de **tirantillas ("anti-sag rods")** o **separadores** para reducir la luz. Para correas de mas de 6 metros de luz es lo usual.



## Correas ligeras.

- Para obtener  $k_h q_{Ed}$  se aplica la tabla 10.3 de Ec3 (versión 2006).
- En el ala inferior, es determinante la verificación de estabilidad (pandeo lateral), atención a  $W_{fz}$

$$\frac{1}{\chi_{LT}} \left( \frac{M_{y,Ed}}{W_{eff,y}} + \frac{N_{Ed}}{A_{eff}} \right) + \frac{M_{fz,Ed}}{W_{fz}} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

- La verificación de carga local en apoyo suele obviarse mediante disposiciones constructivas adecuadas (uso de ejiones ("cleats") donde se atornilla la correa sin apoyar inferiormente en la viga dintel.
- Sí que hay que realizar, en cualquier caso la verificación a cortante (Incluyendo "web crippling" aplastamiento de alma), e interacción flexión-cortante en caso necesario.

## Correas ligeras.

- La carga horizontal  $k_h q_{Ed}$  que actúa sobre esa ala inferior libre produce un momento flector  $M_{y,fi,Ed}$  **que puede reducirse** si se tiene en cuenta que por efecto de estar unida al alma ( que a su vez está unida al ala superior arriostrada) existe una coacción elástica al desplazan

$$M_{fz,Ed} = \kappa_R M_{0,fz,Ed}$$

- El coeficiente de corrección por pandeo elástico  $\kappa_R$  es un poco laborioso de obtener .
- Se debe calcular previamente el **coeficiente R**.
- Este a su vez vale :

$$R = \frac{K L_a^4}{\pi^4 E I_{fz}}$$

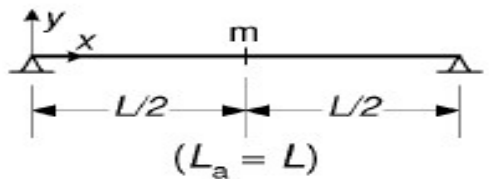


$K$  es la rigidez elástica lateral por unidad de longitud según el apartado 10.1.5.1

$L_a$  es la distancia entre tirantillas o estabilizadores laterales, o si no hay ninguna, la luz  $L$  de la correa

- Aunque el apartado citado es complejo siempre se puede tomar un valor conservador de  $K$  ( o sea bajo) confiando solamente en el número de fijaciones chapa-ala superior.
- Por supuesto que queda del lado de la seguridad considerar  $\kappa_R = 1$ .

## Correas ligeras.

- En la norma estableciendo ese valor de R se deduce fácilmente el coeficiente de corrección  $\kappa_R$ .

Sistema	Localización	$M_{0,fz,Ed}$	$\kappa_R$
 <p style="text-align: center;"><math>(L_a = L)</math></p>	m	$\frac{1}{8} q_{h,Ed} L_a^2$	$\kappa_R = \frac{1 - 0,0225R}{1 + 1,013R}$
 <p style="text-align: center;">tirantilla/estabilizador lateral o apoyo</p>	m	$\frac{9}{128} q_{h,Ed} L_a^2$	$\kappa_R = \frac{1 - 0,0141R}{1 + 0,416R}$
	e	$-\frac{1}{8} q_{h,Ed} L_a^2$	$\kappa_R = \frac{1 + 0,0314R}{1 + 0,396R}$
 <p style="text-align: center;">tirantilla/estabilizador lateral o apoyo</p>	m	$\frac{1}{24} q_{h,Ed} L_a^2$	$\kappa_R = \frac{1 - 0,0125R}{1 + 0,198R}$
	e	$-\frac{1}{12} q_{h,Ed} L_a^2$	$\kappa_R = \frac{1 + 0,0178R}{1 + 0,191R}$

## REFERENCIAS.

- [1]. Wei-Wen Yu, “Cold Formed Steel Design” .McGraw Hill Book C.1973.
- [2]. Arnedo Pena A . “Naves industriales con acero”. Publicaciones Apta. 2009.
- [3]. Eurocode 3 Parte 1.3 “Design of Steel Structures. Cold formed steel design”,(2006)
- [4] Eurocode 3 Part 1.5 “Design of Steel Structures. Design of plated structures”,(2006).
- [5] AISI S100-16 “North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members”(2016).
- [6] AISI S240-15 “North American Standard for Cold Formed Steel Framing”.(2015).
- [7] ECCS “Worked examples according to EN 1993-1-3”. (Nº 123). A.Arnedo and others. 2008

