11

Construcción con chapa de pequeño espesor

Instituto Técnico
de la Estructura
en Acero



ITEA

ÍNDICE DEL TOMO 11

CONSTRUCCIÓN CON CHAPA DE PEQUEÑO ESPESOR

Lección 11.1: Elementos de Pequeño Espesor y Cerramientos 1

1 INTRODUCCIÓN AL DISEÑO DE PERFILES EN FRÍO 4
- 1.1 Productos y usos típicos 5
- 1.2 Aplicaciones 5
- 1.3 Ventajas 5
- 1.4 Fabricación 6
- 1.5 Materiales 7
- 1.6 Efectos de la conformación en frío 7
- 1.7 Uniones 9
- 1.8 Reglamentos 9

2 COMPORTAMIENTO CARACTERÍSTICO 11
- 2.1 Generalidades 11

3 ABOLLADURA Y CONCEPTO DE ANCHURA EFICAZ 13
- 3.1 Elementos con apoyo doble y simple 14
- 3.2 Secciones transversales eficaces 15
- 3.3 Pandeo y aplastamiento del alma 16
- 3.4 Pandeo lateral por torsión 17
- 3.5 Interacción del pandeo local y el pandeo global 18

4 CONSIDERACIONES PRÁCTICAS 19
- 4.1 Notas para una buena práctica 19
- 4.2 Influencia de la flexibilidad de la unión 19

5 RESUMEN FINAL 20

6 BIBLIOGRAFÍA 20

Lección 11.2: Procedimientos de Cálculo para Pilares 21

1 INTRODUCCIÓN 24
2 PREPARACIÓN DE LOS MÉTODOS DE CÁLCULO 25
3 CÁLCULO DE PILARES SOMETIDOS A CARGA AXIAL 31
4 RESUMEN FINAL 34
5 BIBLIOGRAFÍA 34

Lección 11.3: Procedimientos de Cálculo para Vigas 35

1 GENERALIDADES 38
2 PREPARACIÓN DE LOS PROCEDIMIENTOS DE CÁLCULO 39
2.1 Momento Resistente M_d 39
2.1.1 Momento resistene plástico 39
2.1.2 M_d respecto al pandeo 39
2.2 Deformación Por Cortante 40
2.3 Alabeo del Ala 40
2.4 Restricciones Laterales y de Torsión 41
3 CÁLCULO DE VIGAS 42
3.1 Cálculo de Vigas sin Pandeo Lateral-Torsional 43
3.2 Cálculo de Vigas con Pandeo Lateral 43
3.3 Cálculo en Torsión 43
4 CÁLCULO DE CORREAS 45
4.1 Secciones transversales 45
4.2 Sistemas de correas 45
4.3 Procedimientos de cálculo 46
4.4 Comprobación de la Estabilidad 47
4.5 Cálculo de Sistemas Especiales de Correas 47
4.5.1 Sistemas de tramo único 47
4.5.2 Sistemas de tramo doble con secciones transversales continuas 47
4.5.3 Sistemas de solape y manguito 48
4.6 Otros aspectos del cálculo 48
4.7 Cálculo por Ensayos 49

4.8 Algunos aspectos prácticos 50
4.8.1 Conexión de correas a pórticos 50
4.8.2 Fuerzas en el plano del cerramiento 50
4.8.3 Prevención del pandeo lateral 51
5 RESUMEN FINAL 52
6 BIBLIOGRAFÍA 52

Problema Resuelto 11.2: Cálculo de una correa 53

1 SISTEMA Y CARGA 56
2 PROPIEDADES DE LA SECCIÓN 57
3 SECCIÓN EFICAZ BRUTA PARA EL PANDEO 58
4 CÁLCULO DE LAS PROPIEDADES DE LA SECCIÓN 63
5 TENSIONES DEBIDAS AL COMPORTAMIENTO A TORSIÓN Y A FLEXIÓN LATERAL 64
6 CÁLCULO 68
RESUMEN FINAL 73

Lección 11.4: Procedimiento de cálculo para chapado 75

1 INTRODUCCIÓN-TIPOS DE CERRAMIENTO 78
2 PROCEDIMIENTOS DE CÁLCULO 81
3 PROCEDIMIENTOS DE CÁLCULO PARA CHAPA TRAPEZOIDAL 84
3.1 Procedimientos de Cálculo de Flexión 84
3.1.1 Parte eficaz del alma 85
3.1.2 Efecto de alabeo del ala 85
3.1.3 Efecto de la deformación por cortante 85
3.1.4 Efecto de los rigidizadores intermedios en las alas y las almas 85
3.1.5 Efecto de la plasticidad en la zona a tracción 86
3.2 Procedimientos de cálculo de cortante 87
3.3 Procedimientos de cálculo de abolladura del alma 87
3.4 Procedimientos de cálculo para la interacción de la flexión y las reacción en el apoyo 87

3.5 Procedimientos de cálculo para el desarrollo de la redistribución de momentos 88
3.6 Procedimientos de cálculo para la estimación de la rigidez a la flexión 89
4 RESUMEN FINAL 90
5 BILIOGRAFÍA 90
6 BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL 90

Problema Resuelto 11.3: Proyecto de Cerramiento Trapezoidal 91

PROBLEMA 95
DATOS 95
1 CÁLCULO DEL MOMENTO FLECTOR RESISTENCIA Y RIGIDEZ 96
2 RESISTENCIA A CORTANTE 102
3 RESISTENCIA CONTRA LA INESTABILIDAD DEL ALMA 103
4 PROYECTO 105
OBSERVACONES FINALES 107

Lección 11.5: Diseño de Cubierta Pretensada 109

1 INTRODUCCIÓN-PRINCIPIOS DE CÁLCULO 115
1.1 Acción del entramado 115
1.2 Formas de construcción adecuadas 115
1.3 Ventajas, condiciones y limitaciones 116
1.4 Tipos de entramados 117
2 RESISTENCIA DE LOS ENTRAMADOS DE CORTANTE 119
2.1 Principios 119
2.2 Expresiones del cálculo 119
3 FLEXIBILIDAD DE LOS ENTRAMADOS DE CORTANTE 121
3.1 Principios 121
3.2 Expresiones del cálculo 121
4 APLICACIÓN DEL PROYECTO DE CUBIERTA PRETENSADA 124
4.1 Entramado de cortante con pórtico simple 124

4.2 Entramado de cortante con pórticos rígidos 124
4.3 Entramados complejos 125
4.4 Aperturas en entramados 125
4.5 Arriostramiento del entramado 125
4.6 Método simplificado de cálculo 126
5 RESUMEN FINAL 127
6 BIBLIOGRAFÍA 127
7 BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL 127

Problema Resuelto 11.1 (i), (ii) y (iii): Diseño de Cubierta Pretensada .. 129

INFORMACIÓN 133
CASO 11.1 (i) PÓRTICOS ARTICULADOS-EL ENTRAMADO DE LA CUBIERTA SOPORTA TODA LA CARGA DEL VIENTO .. 136
CASO 11.1 (ii) PÓRTICOS RÍGIDOS-PÓRTICOS EXENTOS SOPORTANDO TODA LA CARGA DEL VIENTO 141
CASO 11.1 (iii) PÓRTICOS RÍGIDOS-LOS PÓRTICOS ACTÚAN CONJUNTAMENTE CON EL ENTRAMADO DE LA CUBIERTA 142
CONCLUSIONES 143

Lección 11.6: Uniones 145

1 INTRODUCCIÓN 148
2 TIPOS DE UNIÓN 149
3 TIPOS DE ELEMENTOS DE UNIÓN 151
3.1 Elemetos mecánicos de unión 151
3.2 Soldaduras 154
4 CÁLCULO DE UNIONES 156
4.1 Requisitos generales 156
4.2 Fuerzas en las uniones 157
4.3 Modos de Colapso de las Uniones 160
4.3.1 Elementos de fijación mecánicos 160
4.3.2 Modos de colapso de conexiones soldadas 162

4.4 Aplicaciones 162
4.4.1 Fijación de chapa exterior perfilada a bandejas 162
4.4.2 Fijación de chapa perfilada exterior a chapa perfilada interior con perfiles en Z 163
5 RESUMEN FINAL 165
6 BIBLIOGRAFÍA 165
7 BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL 165

Lección 11.7: Aplicaciones de la Construcción con Chapas de pequeño espesor 167

1 INTRODUCCIÓN 170
1.1 Productos Disponibles 171
1.1.1 Chapa perfilada 171
1.1.2 Perfiles 173
1.1.3 Paneles Sandwich 173
2 CONSTRUCCIÓN MIXTA 175
2.1 Perfiles en Frío y Chapa 175
2.2 Chapa Perfilada y Hormigón 175
2.3 Elementos de Fijación 175
3 CARACTERÍSTICAS FÍSICAS 177
3.1 Acústica 177
3.2 Resistencia al incendio 177
3.3 Condensación 177
3.4 Durabilidad 177
4 UTILIZACIÓN EN SERVICIO 179
5 TIPOS DE ESTRUCTURAS LIGERAS 180
5.1 Edificios industriales 180
5.2 Viviendas 183
5.3 Acomodación temporal 184
5.4 Almacenamiento 184
6 RESUMEN FINAL 185
7 BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL 185
DIAPOSITIVAS COMPLEMENTARIAS 187

ESDEP TOMO 11
CONSTRUCCIÓN CON CHAPA DE PEQUEÑO ESPESOR

Lección 11.1: Elementos de Pequeño Espesor y Cerramientos

OBJETIVOS/CONTENIDO

Presentar los elementos conformados en frío y explicar su fabricación, aplicaciones y diseño.

CONOCIMIENTOS PREVIOS

Lección 8.2: Criterios Generales de Estabilidad Elástica

Lecciones 8.6: Pandeo de Elementos Estructurales Reales

Lección 10.1: Introducción al Comportamiento y Diseño de Placas

LECCIONES DE REFERENCIA

Lección 3.4: Calidades y Tipos del Acero

Lección 5.2.1: Corrosión en Edificios

Lección 16.1.1: Edificios de Una Sola Planta: Introducción y Estructura Primaria

RESUMEN

En esta lección se presentan las secciones y elementos conformados en frío; se explican los métodos de fabricación y las aplicaciones y se muestra cómo estas secciones presentan ciertas ventajas respecto a otras estructuras de acero más convencionales. Se explican los métodos de diseño que se utilizan generalmente y se facilitan consejos sobre consideraciones prácticas.

1. INTRODUCCIÓN AL DISEÑO DE PERFILES EN FRÍO

Anteriormente, el uso de secciones de acero de pequeño espesor conformadas en frío se limitaba principalmente a productos en los que el ahorro de peso tenía una importancia primordial, por ejemplo, en la industria aeronaval, ferroviaria y del motor. Durante aproximadamente cien años se han utilizado también, como elementos no estructurales, en edificios, tipos simples de perfiles en frío (principalmente similares a las formas laminadas en caliente), así como perfiles de cerramiento.

El trabajo sistemático de investigación realizado durante las cuatro últimas décadas, así como el perfeccionamiento de la tecnología de fabricación, la protección contra la corrosión, una mayor resistencia de los materiales y la disponibilidad de normas prácticas de diseño, han ampliado el uso de perfiles en frío en la industria de la construcción. En numerosos países, la construcción con acero conformado en frío es el

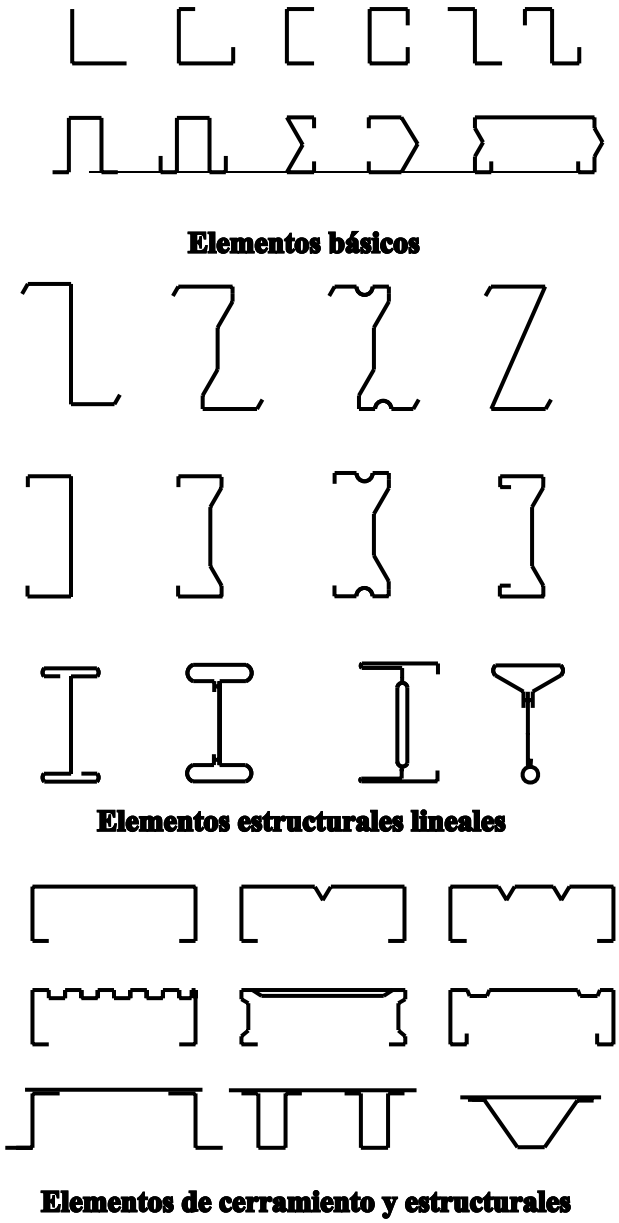


Figura 1 Elementos conformados en frío

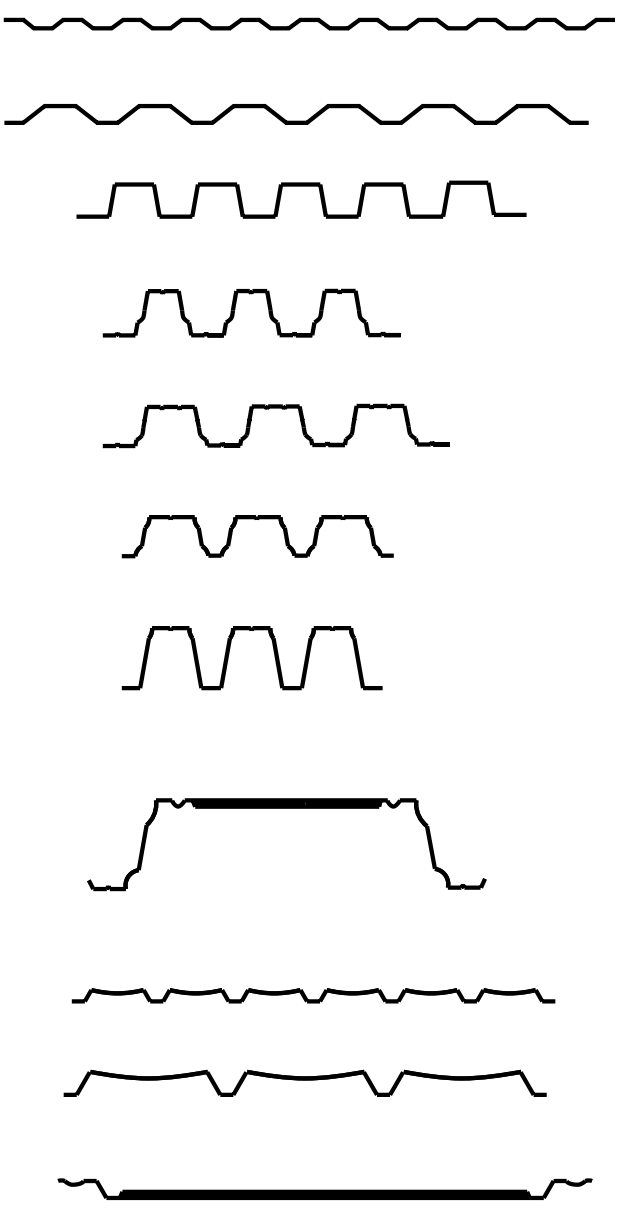


Figura 2 Chapa perfilada

sector del mercado del acero estructural que registra un crecimiento más rápido.

1.1 Productos y usos típicos

Los perfiles en frío son elementos prismáticos, con un espesor de chapa constante, formados mediante una secuencia de sub-elementos planos y pliegues para desempeñar funciones específicas de resistencia de cargas para elementos y también, a veces, una función de cerramiento (véanse las figuras 1-3).

Una característica propia de los perfiles en frío es que las piezas esbeltas sometidas a compresión se rigidizan mediante plegado (rigidizadores intermedios y en los bordes), lo cual retarda o evita el pandeo prematuro de las zonas sometidas a compresión. Este fenómeno se explica en el apartado 2.

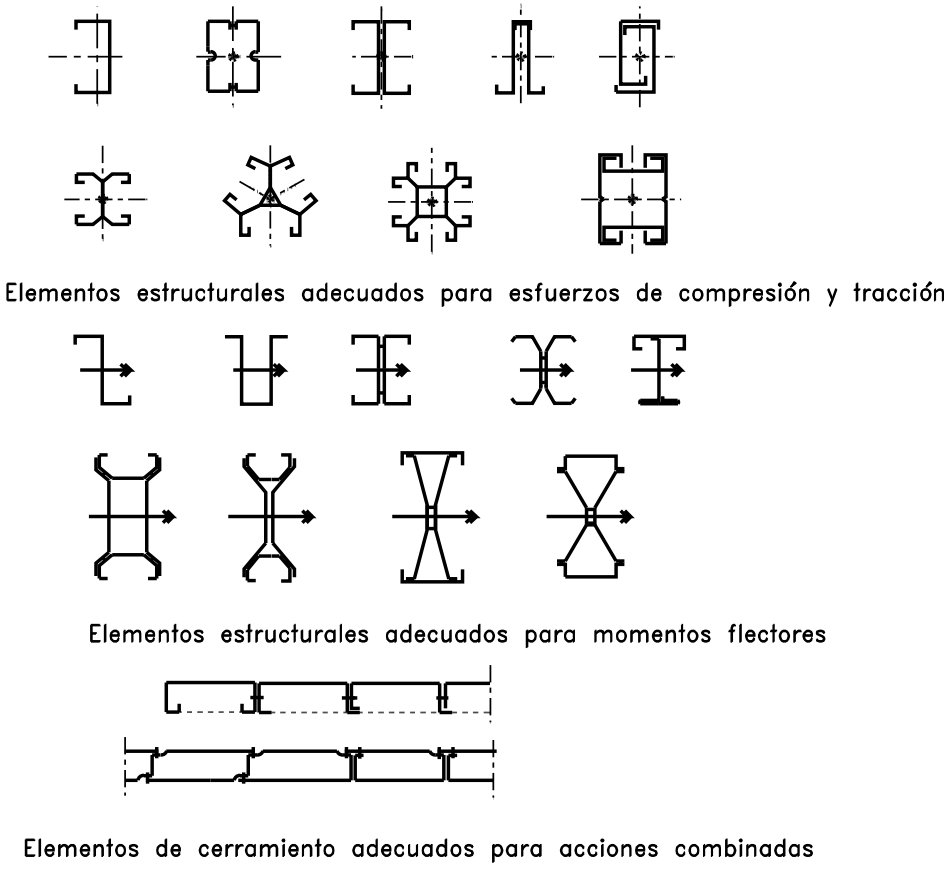


Figura 3 Elementos constructivos basados en secciones conformadas en frío

1.2 Aplicaciones

Los tipos de productos disponibles para su utilización en estructuras de edificios son:

- elementos lineales, utilizados principalmente en la gama más alta de espesores, como vigas para cargas comparativamente bajas en vanos pequeños (correas y carriles), como pilares y apoyos verticales y en cerchas.

- elementos planos estructurales en la gama más baja de espesores, y con resistencia a las cargas, se utilizan en los casos en que se requiere una función de cerramiento de con cargas moderadamente distribuidas, por ejemplo en suelos, paredes y cubiertas.

Por lo tanto, los elementos de construcción de pequeño espesor conformados en frío se utilizan principalmente en edificios bajos y edificios industriales ligeros con vanos pequeños, en los que la combinación de perfiles en frío y perfiles de cerramiento puede ser óptima. El diseño de cerramientos resistentes con perfiles de revestimiento puede tener también aplicaciones en el interesante campo de estructuras espaciales tales como láminas plegadas o láminas parabólicas hiperbólicas.

1.3 Ventajas

El uso de elementos estructurales conformados en frío ofrece numerosas ventajas en las construcciones en las que se utilizan más elementos de acero estándar;

- la forma de la sección puede optimizarse para utilizar el material de la mejor manera.
- existen muchas posibilidades para la innovación (en la práctica, esto ha demostrado ser muy significativo).
- los elementos conformados en frío combinados con revestimiento ofrecen soluciones económicas y fiables que desempeñan una función de cerramiento y resistencia lateral contra el pandeo. Los edificios industriales ligeros construidos con elementos conformados en frío y revestimiento son un ejemplo de la combinación de estos dos efectos (figura 4).

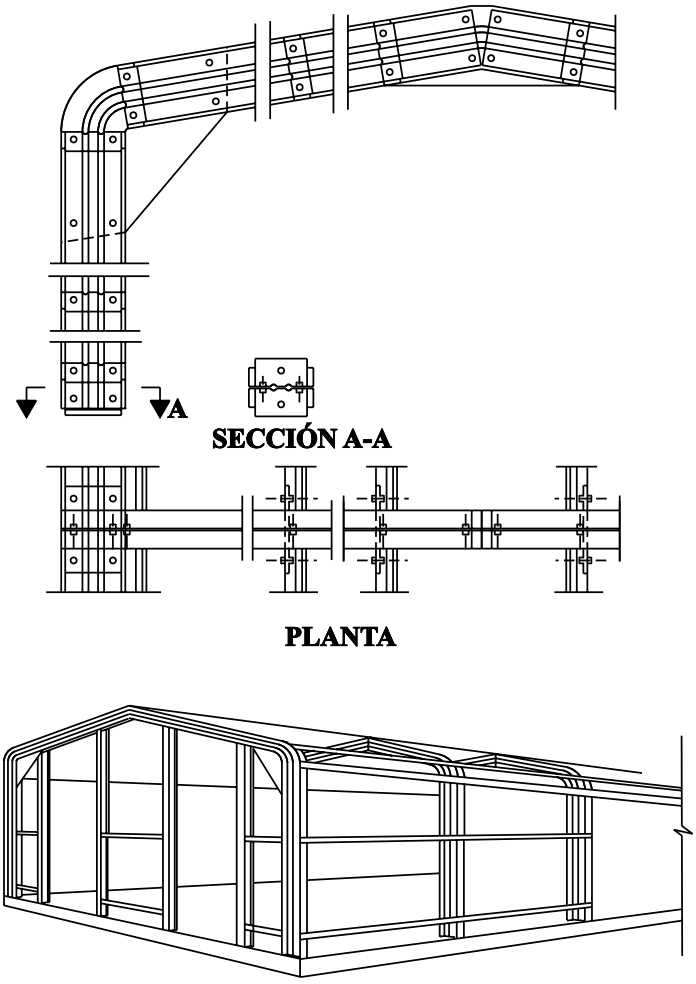


Figura 4 Nave industrial ligera construida con elementos conformados en frío y chapado

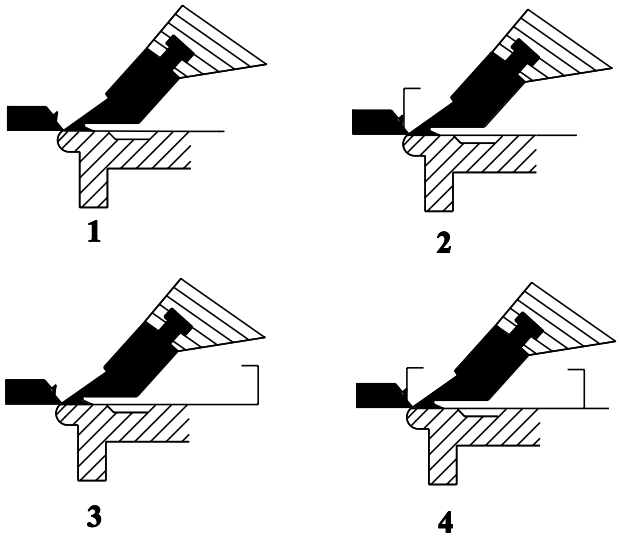


Figura 5 Fabricación por plegado

Estas ventajas pueden, por tanto, clasificarse de forma general como ahorradoras de peso, mediante la optimización de los productos con respecto a la función de resistencia de cargas y demandas constructivas; y rendimiento funcional en términos de capacidad de cerramiento.

1.4 Fabricación

Los perfiles en frío pueden fabricarse por plegado (figura 5), prensa de embutir (figura 6) o laminación en frío (figura 7).

Para pequeños lotes de elementos constructivos con longitudes de ≤ 6 m (en casos excepcionales ≤ 12 m), normalmente resulta ventajoso utilizar plegadoras hidráulicas o prensas de embutido. El esfuerzo requerido para conformalos depende del espesor de la chapa, la ductilidad del material y la forma de la sección, que viene limitada por la anchura de la banda.

Estos métodos de fabricación permiten obtener secciones con una resistencia óptima a las cargas para el uso que se pretende y permiten someter el producto a procesos adicionales.

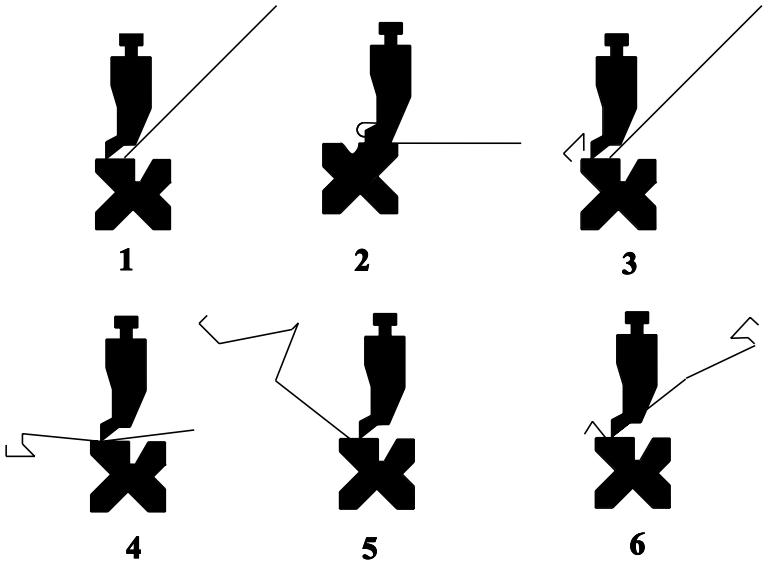


Figura 6 Fabricación en prensa de embutir

1.5 Materiales

El tipo de acero utilizado debe ser adecuado para la conformación en frío y, si fuera necesario, para la galvanización. Para los perfiles en frío y el chapado es preferible utilizar acero laminado en frío con galvanización de forma continua, con tensiones de fluencia del orden de 280 - 320 - 350 N/mm^2, y con un alargamiento total de al menos el 10% para una banda de 12,5 mm de anchura, referida a una longitud de galga l_o = 80 mm, y una relación de resistencia a la rotura por tracción/tensión de fluencia de al menos 1,1.

En condiciones normales es suficiente una protección de zinc Z275 (275g/m^2); en ambientes más corrosivos puede ser necesaria una mayor protección mediante sistemas de pinturas adecuados. Por lo general, el espesor de los sistemas de pinturas protectoras al zinc aplicados de forma continua se limita a aproximadamente un mínimo de 3,5 mm. Para incrementar el espesor del material puede utilizarse la galvanización por baño caliente y capas de acabado aplicadas en la obra o en el taller.

1.6 Efectos de la conformación en frío

Las técnicas de conformación en frío permiten variar fácilmente las propiedades geométricas de una forma. Por lo tanto, se puede influir en el comportamiento de apoyo de cargas del elemento con respecto a la resistencia, la rigidez y las modalidades de rotura mediante, por ejemplo, la introducción de rigidizadores intermedios o asegurando relaciones anchura/espesor adecuadas en las piezas planas adyacentes de la sección.

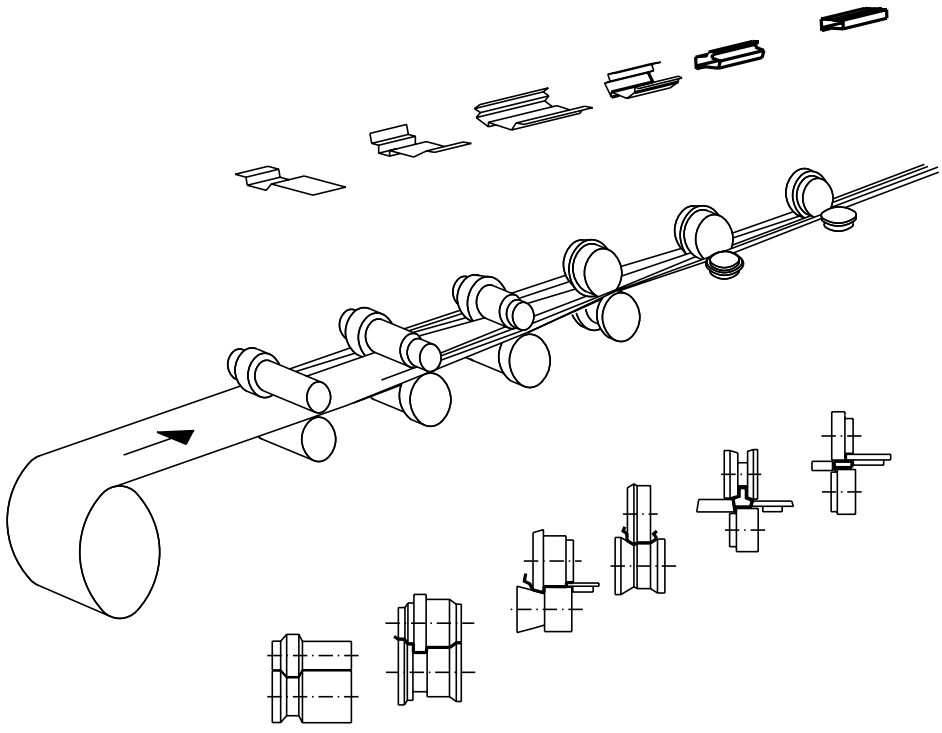


Figura 7 Fabricación por laminación en frío

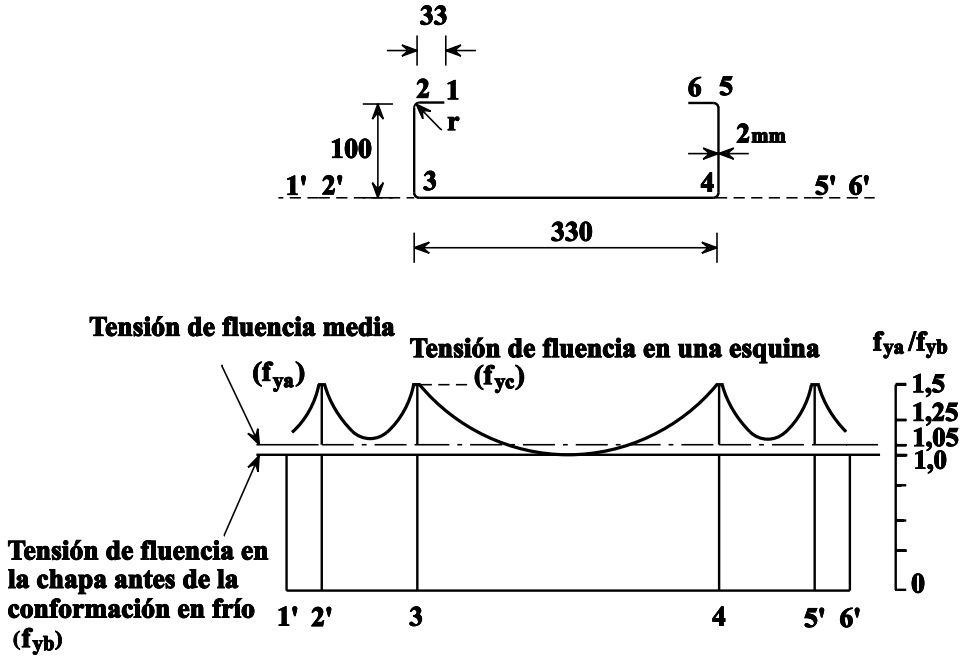


Figura 8 Efecto de la conformación en frío sobre la tensión de fluencia

Puesto que durante la conformación en frío de la chapa de acero se producen efectos de endurecimiento por deformación en frío, la tensión de fluencia, la resistencia a la rotura y la ductilidad se ven influidas localmente en un grado que depende del radio de plegado, el espesor de la chapa, el tipo de acero y el proceso de conformación. La tensión de fluencia media de la sección depende pues del número de esquinas y de la anchura de los elementos planos. El efecto de la conformación en frío sobre la tensión de fluencia se muestra en la figura 8.

La tensión de fluencia media puede estimarse mediante las expresiones aproximadas que figuran en los códigos correspondientes. En el ejemplo, la relación de tensión de fluencia media $f_{ya}/f_{yb} \approx 1{,}05$ y la relación de tensión de fluencia en las esquinas $f_{yc}/f_{yb} \approx 1{,}4$.

Durante el proceso de conformación en frío, las fuerzas de estiramiento variantes pueden también inducir tensiones residuales que pueden modificar de forma significativa la resistencia a la carga de una sección. Pueden observarse efectos favorables si las tensiones residuales son inducidas en partes comprimidas de la sección y, al mismo tiempo, son susceptibles a producir pandeo local.

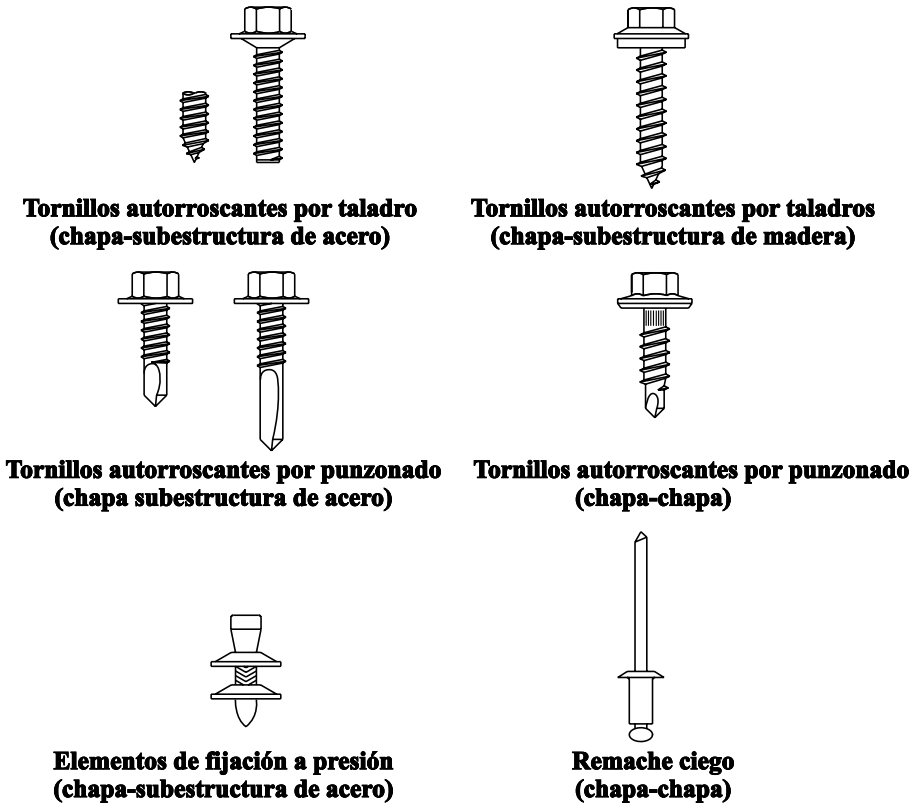


Figura 9 Elementos de fijación especiales para perfiles de pequeño espesor

1.7 Uniones

El desarrollo de una construcción ligera requiere disponer de las técnicas adecuadas de fijación; los métodos adecuados de fijación son tornillos con tuercas, remaches ciegos, tornillos autorroscantes, tornillos autotaladrantes y tornillos autoperforantes (figura 9); pueden utilizarse asimismo la soldadura por puntos de producción industrializada y colas o pegamentos. Para utilizar elementos de fijación en la construcción de edificios, es necesario estar familiarizado con el comportamiento de las uniones y establecer criterios de diseño de cara a la utilidad y la estabilidad. La experimentación exhaustiva y las investigaciones teóricas forman la base de la evaluación analítica del comportamiento en resistencia a la carga de los elementos de unión sometidos a cargas estáticas y dinámicas. En la figura 10 se muestran los campos de aplicación y las correspondientes modalidades de rotura.

Por lo general, deben evitarse las modalidades de rotura que provocan una rotura repentina de las uniones. La sobrecarga viene indicada por grandes deformaciones y debe reducirse mediante la transmisión de la carga a las uniones adyacentes.

1.8 Reglamentos

La amplia investigación y el desarrollo de productos en el pasado han permitido la elabora-

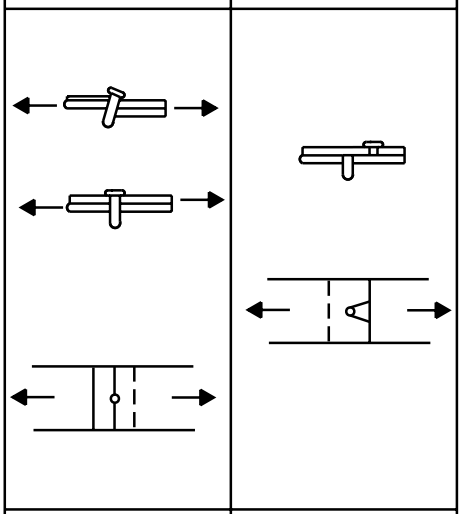
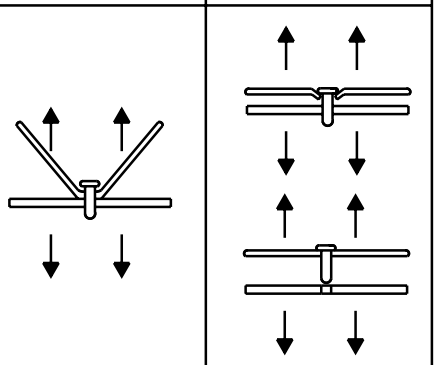
Tipo de carga	Tipo de conexión: Pequeño espesor-Pequeño espesor	Tipo de conexión: Pequeño espesor-Elemento grueso	Tipo de elemento de fijación	Tipo de agotamiento: Aceptable / No deseable
Carga de cortadura	X		Remaches ciegos	
	X		Tornillos autorroscantes por punzonado	
	X	X	Tornillos autorroscantes por taladros	
	X	X	Soldaduras	
		X	Elementos insertados por disparo pirotécnico	
		(X)	Tornillos	
	(X)	(X)	Tornillos trabajando por fricción	
	(X)	(X)	Adhesivos	
Carga de tracción	X		Remaches ciegos	
	(X)		Tornillos autorroscantes por punzonado	
	X	X	Tornillos autorroscantes por taladro	
		X	Elementos insertados por disparo pirotécnico	
	(X)	(X)	Tornillos	
	(X)	(X)	Tornillos trabajando por fricción	

Figura 10 Tipos de elementos de fijación y conexiones; modos de agotamiento

ción de normas nacionales de diseño de perfiles y estructuras en frío en numerosos países. Las Recomendaciones Europeas para el diseño de perfiles en frío han sido desarrolladas por la Convención europea para las Estructuras de Acero Constructivas [1,2] y constituyen la base de la Parte 1.3 del Eurocódigo 3 “Elementos y cerramientos conformados en frío de pequeño espesor”[3].

2. COMPORTAMIENTO CARACTERÍSTICO

2.1 Generalidades

Comparados con los elementos de acero convencionales, los elementos estructurales de pequeño espesor se caracterizan por:

- relaciones anchura/espesor relativamente altas.
- partes de secciones sin rigidizar o incompletamente empotradas.
- formas individualmente simétricas o asimétricas.
- imperfecciones geométricas del mismo orden que el espesor de la sección o superiores al mismo.
- imperfecciones estructurales causadas por el proceso de conformación en frío.

Como consecuencia de ello, cuando se diseñan estos elementos deben considerarse algunos factores:

- pandeo dentro del campo de flechas grandes.
- efectos de abolladura en la estabilidad general.
- combinación de pandeo por torsión y por flexión.
- efectos de desfase de cizallamiento y alabeo.
- efectos de tensiones residuales variables sobre la sección.

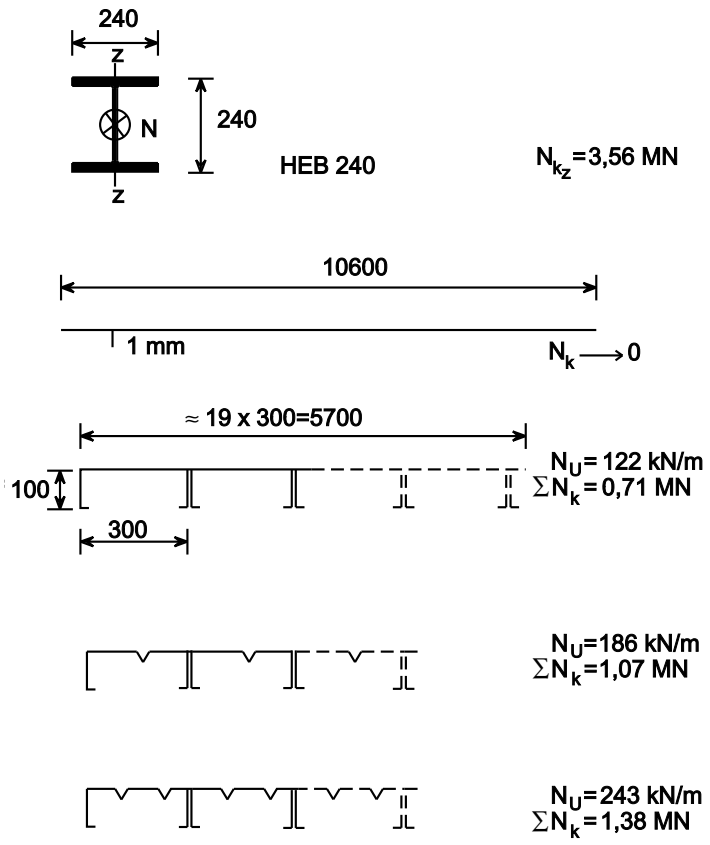


Figura 11 Ejemplo: efecto de los rigidizadores sobre la resistencia a la carga de secciones de pequeño espesor

Sometidos a una carga creciente, los elementos estructurales de pequeño espesor están generalmente sujetos a distribuciones de tensión y deformación variables, no lineales sobre la sección transversal, a menudo asociadas a flechas substanciales fuera de plano. Existe asimismo la posibilidad de diferentes modalidades de rotura, en particular para las secciones con partes planas a compresión que no están rigidizadas, es decir, empotradas elásticamente sólo a lo largo de un canto.

El efecto de los rigidizadores sobre la resistencia a la carga se muestra en la figura 11, donde se compara la resistencia total y nominal a la rotura de un perfil laminado en caliente HEB 240 con diferentes formas de elementos de pequeño espesor. Además, este ejemplo muestra la ventaja de la función de cerramiento de los elementos de pequeño espesor. En la figura 12 se da otro ejemplo que muestra el incremento de la resistencia a los momentos mediante pliegues intermedios y rigidizadores de alma.

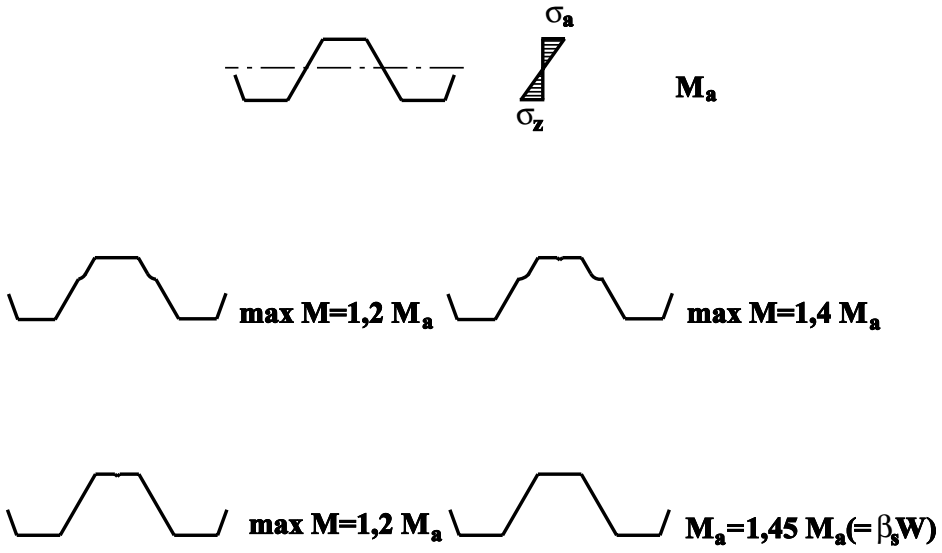


Figura 12 Ejemplo: efecto de los rigidizadores intermedios sobre la resistencia al momento de una sección de pequeño espesor

Por lo anteriormente dicho, resulta evidente que un análisis preciso de la modalidad de acción es, por lo general, sumamente complicado, en especial cuando se deben tener en cuenta imperfecciones y la plasticidad. Para el cálculo práctico existe una necesidad de modelos analíticos simplificados que permitan realizar una estimación aproximada pero conservadora de la carga de rotura y del comportamiento de la estructura sometida a la carga de servicio.

3. ABOLLADURA Y CONCEPTO DE ANCHURA EFICAZ

Tal como se ilustra más arriba, el efecto de abolladura en los elementos comprimidos de una sección determina a menudo el comportamiento y la resistencia a la carga. La solución teórica a este problema, teniendo en cuenta la resistencia posterior a la abolladura, no resulta práctica a efectos del cálculo, por lo que se ha desarrollado el modelo de cálculo de la anchura eficaz.

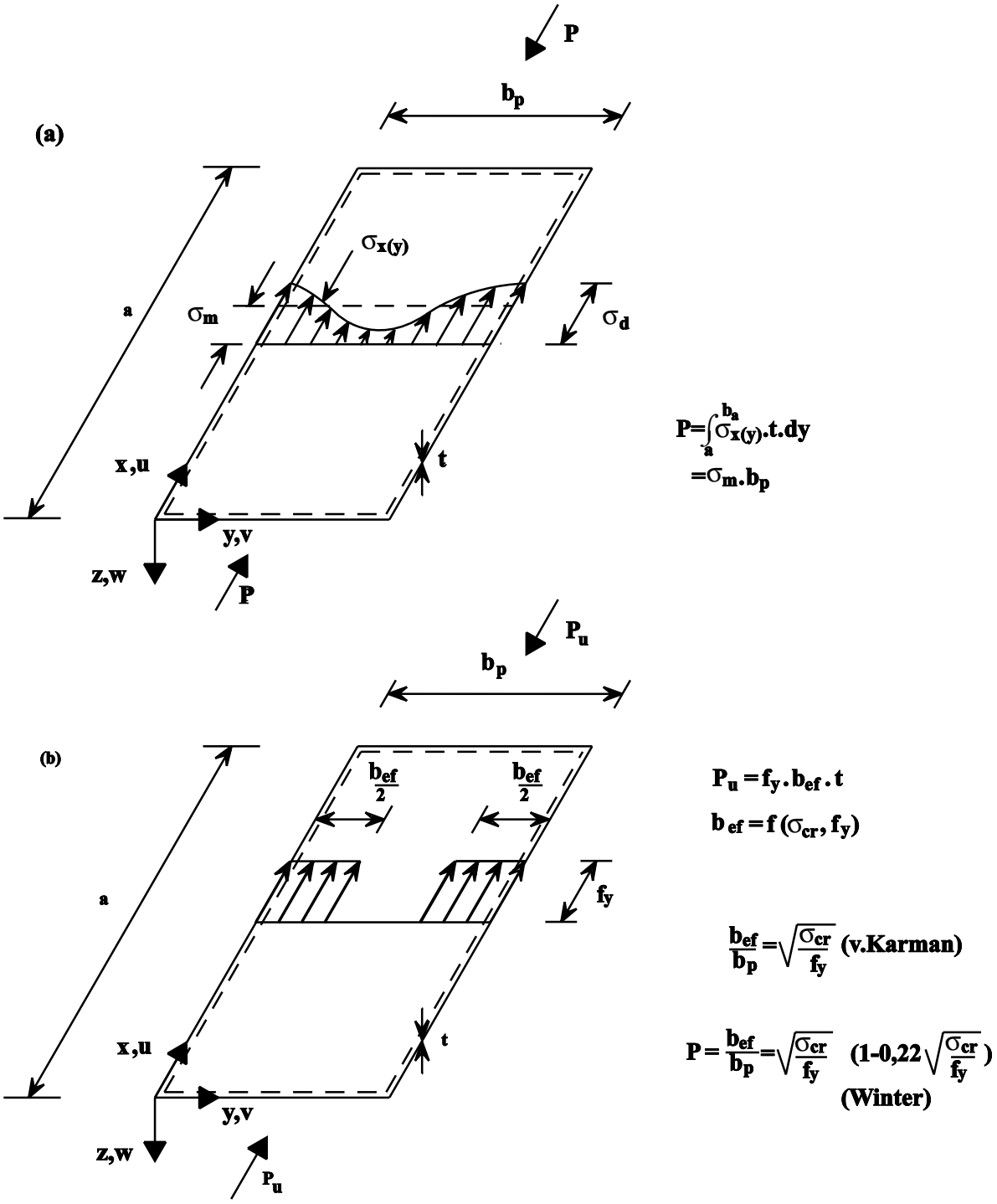


Figura 13 Distribución de las tensiones: (a) a lo largo de una chapa doblemente apoyada, y (b) enfoque de la anchura eficaz

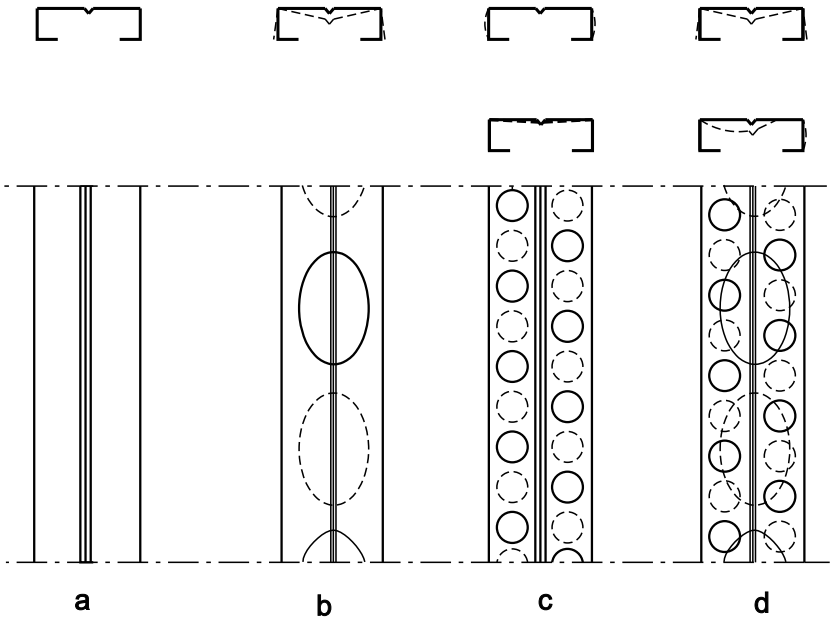


Figura 14 Interacción del pandeo local y global, según la acción del rigidizador y los elementos planos adyacentes

Observando la distribución de las tensiones de una banda de chapa libremente apoyada y sometida a esfuerzos normales (véase la figura 13a), es evidente que en la fase posterior a la abolladura los esfuerzos se concentran a lo largo de los apoyos de la chapa. Así, la carga límite puede determinarse a partir de una distribución uniforme de las tensiones dentro de una anchura eficaz b_{ef}, que depende de la tensión de abolladura crítica (σ_{cr} = tensión crítica) y la tensión de fluencia (f_y) del material de la chapa. La expresión b_{ef}, facilitada por Von Karman, ha sido posteriormente modificada por Winter con una reserva para imperfecciones geométricas imprevistas (véase la figura 13b).

La "Fórmula Winter"

$$\rho = \frac{b_{ef}}{b_p} = \sqrt{\frac{\sigma_{cr}}{f_y}}\left(1 - 0{,}22\sqrt{\frac{\sigma_{cr}}{f_y}}\right)$$

implica que $b_{ef} = 0{,}78\ b_p$, cuando $\sigma_{cr} = f_y$.

Sustituyendo σ_{cr}, la esbeltez relativa $\bar{\lambda}_p$ viene dada por:

$$\bar{\lambda}_p = \frac{1{,}052}{\sqrt{k_\sigma}} \cdot \frac{b_p}{t} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

y

$$\rho = \frac{1}{\bar{\lambda}_p}\left(1 - \frac{0{,}22}{\bar{\lambda}_p}\right)$$

es decir, $\rho = 1{,}0$ si $\bar{\lambda}_p \leq 0{,}673$.

Si el factor de pandeo k_σ para la tensión crítica es conocido, puede calcularse la anchura eficaz b_{ef}; por ejemplo, $b_{ef} = b_p$ para un elemento de chapa en doble apoyo sometido a una tensión normal constante con $k_\sigma = 4$, si $b_p/t \leq 1{,}33\ E/f_y$; o para un elemento de chapa con un solo apoyo $k_\sigma = 0{,}43$ si $b_p/t \leq 0{,}42\ E/f_y$. Suponiendo una tensión de fluencia $f_y = 320 N/mm^2$, los elementos son plenamente eficaces si $b_p/t \leq 34$ o $b_p/t \leq 11$ respectivamente.

Cuando resulte apropiado, estas anchuras eficaces reducidas deben tenerse en consideración utilizando los valores efectivos de las magnitudes geométricas de la sección, es decir, el área eficaz (A_{ef}), el módulo resistente de la sección (W_{ef}), y el momento de inercia (I_{ef}). En (1) se facilitan los valores correspondientes de k_σ.

3.1 Elementos con apoyo doble y simple

Los elementos de una sección tienen apoyo doble (alas o almas de chapa trapezoidal) o simple (alas de perfiles en U o L). Los elementos con apoyo doble son mucho más resistentes, especialmente cuando tienen proporciones anchura/espesor bajas; esto puede conseguirse mediante rigidizadores de canto transversales (rebordes, curvaturas, pliegues) y/o mediante rigidizadores intermedios en V, U o trapezoidales (véanse las figuras 1, 2). Estos rigidizadores, situados en la zona comprimida, están sujetos a esfuerzos normales y, puesto que trabajan como pilares cargados excéntricamente sobre cimientos elásticos, son susceptibles a abolladura. Este

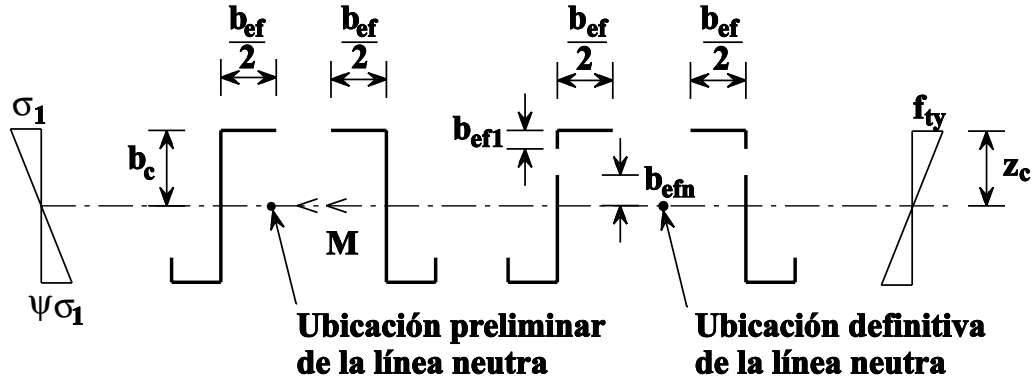


Figura 15 Sección eficaz bajo flexión

comportamiento proporciona la base para un modelo de diseño simplificado en el que el rigidizador y las partes adyacentes de los elementos planos se tratan como vigas sobre cimientos elásticos, con una rigidez elástica que depende de las condiciones del contorno del elemento.

La modalidad y la carga de abolladura dependen del área eficaz y de la rigidez del rigidizador. Si el rigidizador tiene una rigidez adecuada, se le puede considerar como un apoyo rígido para el elemento plano adyacente; los reglamentos de práctica facilitan criterios aproximados para valorar este aspecto. Según la carga de pandeo del rigidizador, puede producirse una interacción del pandeo local y el global, tal como se muestra en la figura 14.

3.2 Secciones transversales eficaces

El primer paso cuando se analiza el comportamiento en carga y se estima la carga de rotura de una pieza conformada en frío consiste en evaluar la anchura eficaz de los elementos comprimidos de la sección, sobre la base de la correspondiente distribución de tensiones sobre la sección; el paso siguiente consiste en calcular las características geométricas de la sección eficaz, teniendo en cuenta el desplazamiento de la línea neutra causado al desestimar las partes ineficaces de la sección. A partir de ahí el proceso de cálculo es el mismo que para las secciones de pequeño espesor. En general, la resistencia de una sección transversal eficaz de pequeño espesor está limitada por la tensión de fluencia en cualquier parte de la sección, basada en un análisis elástico. Las desviaciones respecto a esta regla sólo se admiten en casos especiales.

A continuación, sólo se utilizan reglas básicas de cálculo para explicar el proceso de concepción; la interacción de efectos diferentes, que provoca distribuciones biaxiales de las tensiones, sigue los mismos principios que para los elementos laminados en caliente.

En términos generales, la resistencia de cálculo se basa en el valor f_y/γ_M, siendo γ_M un coeficiente parcial de seguridad de resistencia (normalmente $\gamma_M = 1{,}1$).

Si la pieza no experimenta pandeo, el momento de resistencia viene dado por:

$$R_M = W_{eff}.f_y/\gamma_M$$

siendo W_{eff} el módulo resistente de la sección eficaz. Para evitar un procedimiento reiterativo, las partes eficaces del alma pueden basarse en $\chi = \sigma_2/\sigma_1$, que se obtiene suponiendo que el ala comprimida se reduce, pero el alma es plenamente eficaz (véase la figura 15).

Cuando se produce la fluencia por primera vez en el lado que trabaja a tracción, pueden utilizarse las reservas plásticas de la zona traccionada hasta que el esfuerzo de compresión alcanza f_y. Normalmente esto conllevará cálculos reiterativos.

Si la misma sección resulta afectada por un esfuerzo normal que actúa en el centro de gravedad de la sección transversal, la sección

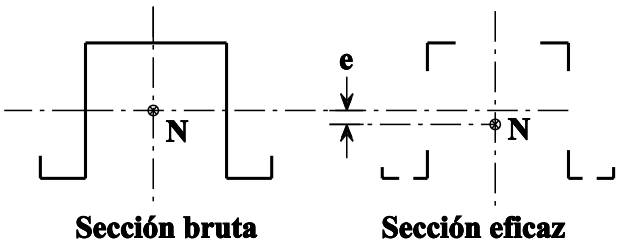


Figura 16 Sección eficaz bajo compresión

eficaz debe determinarse respecto a los esfuerzos de compresión en cada elemento. Como se muestra en la figura 16, puede ocurrir que el centro de gravedad de la sección eficaz se desplace, causando un momento flector adicional (M = Ne). Esto significa que debe comprobarse la compresión y la flexión de las secciones transversales en las que el eje neutro eficaz se ha desplazado.

3.3 Pandeo y aplastamiento del alma

El pandeo del alma puede ser causado por tensiones de flexión en compresión o por tensiones tangenciales por encima de la resistencia crítica al pandeo. En ambos casos la resistencia al pandeo depende de la esbeltez del alma (s_w/t). Para una tensión de fluencia de aproximadamente f_y = 320N/mm^2, las almas pueden experimentar pandeo si s_w/t > 80 en flexión pura y s_w/t > 60 en cizallamiento puro. No obstante, el pandeo no implica necesariamente un estado límite de la estructura si se puede confiar en el equilibrio pos-crítico (figura 17).

El aplastamiento es un fenómeno asociado con la carga local de alta intensidad perpendicular al plano del alma. Resulta más evi-

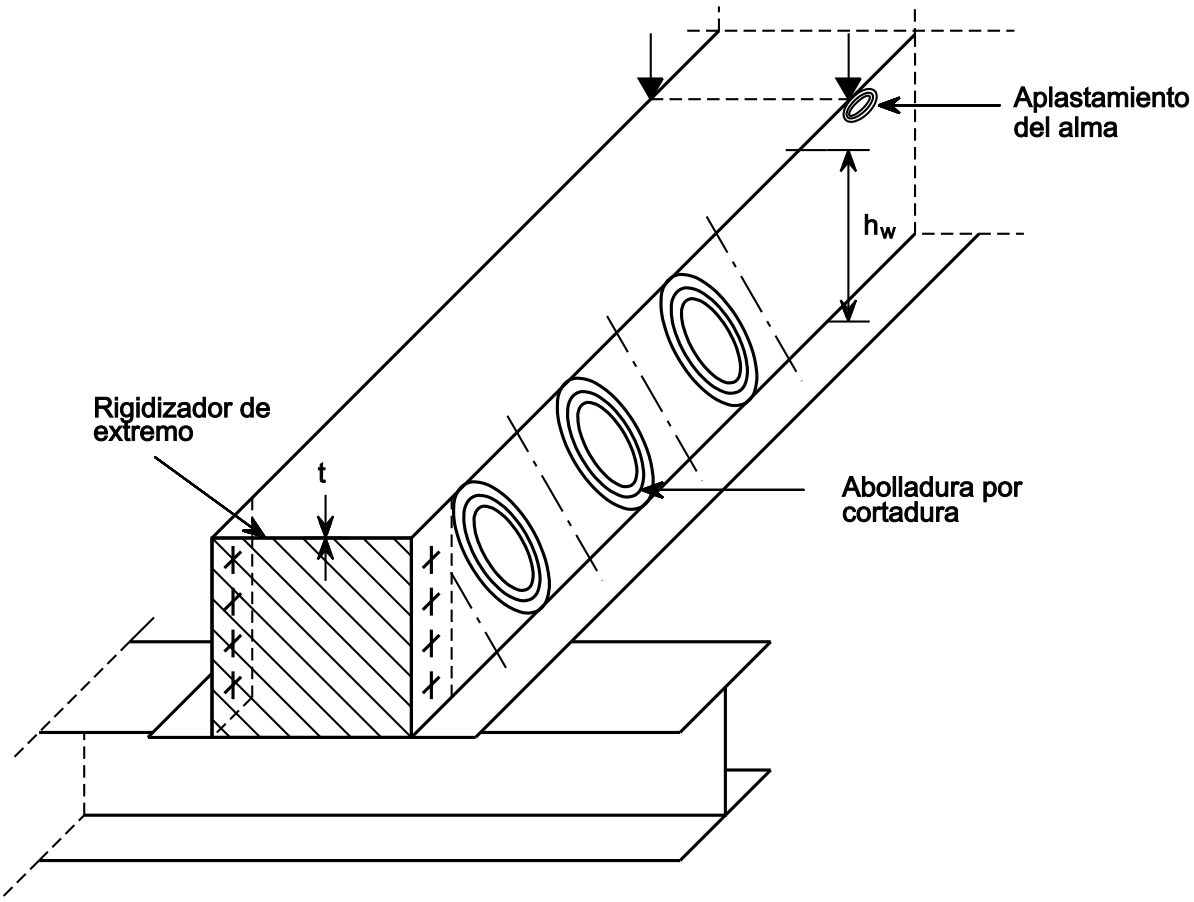


Figura 17 Efecto de cortadura y carga concentrada

dente en el caso de una carga concentrada (figura 17) o en apoyos intermedios de vigas continuas. Es a menudo más severa que el pandeo del alma, puesto que el aplastamiento reduce la altura eficaz de una sección y no existe ninguna resistencia pos-crítica. Según la excentricidad del alma en relación con la dirección de la carga y según la categoría de las cargas, (véase más abajo), pueden esperarse varios valores de resistencia al aplastamiento del alma (figura 18).

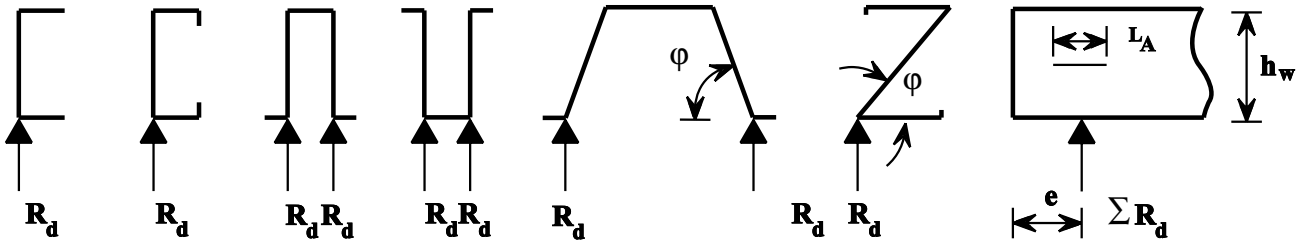
Las cargas de la primera categoría incluyen apoyos extremos de vigas, cargas cerca de los extremos de una ménsula y cargas aplicadas tan cerca de un apoyo que la distancia del apoyo al borde más cercano de la carga, medida paralelamente al eje de la viga, es inferior a 1,5 s_w.

Las cargas de la segunda categoría incluyen apoyos intermedios y cargas situadas a más de 1,5 s_w de un apoyo o de un extremo de una ménsula.

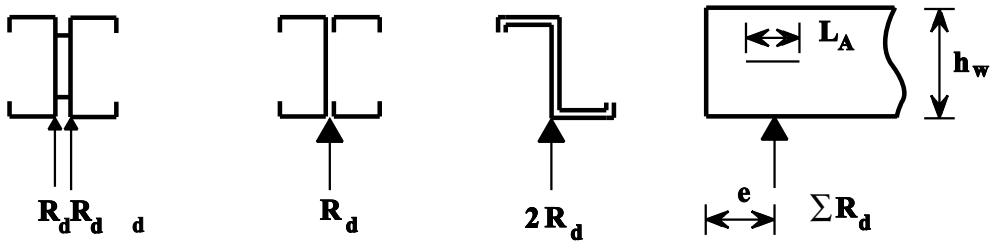
Debe señalarse que las expresiones facilitadas en los reglamentos son semiempíricas.

3.4 Pandeo lateral por torsión

Por lo general, los elementos sin fijaciones que trabajan a flexión son susceptibles al pandeo lateral por torsión; este tipo de fallo es más probable si la sección está sometida a torsión debido a la inclinación del eje principal respecto a la dirección de la carga, o si el centro de esfuerzos cortantes de la sección no se encuentra en el eje de la carga.



(a) Almas excéntricas en relación a la dirección de la carga



(b) Almas concéntricas en relación a la dirección de la carga

Figura 18 Almas bajo carga concentrada, propensión al aplastamiento del alma

Para reducir al mínimo estos efectos, se han desarrollado variedades de secciones en Z y en C (véanse las figuras 19 y 20).

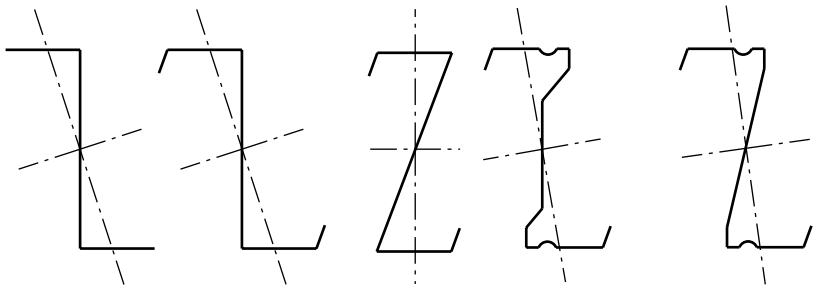


Figura 20 Variedades de seccioones en Z para evitar la abolladura y para ajustar la inclinación del eje principal

La susceptibilidad de las secciones abiertas de pequeño espesor a la torsión y al pandeo lateral por torsión pueden neutralizarse eficazmente mediante los embridados que proporcionan los elementos adyacentes del edificio, por ejemplo, chapa metálica conectada a las secciones por tornillos autoperforantes o autorroscantes.

En caso de que se utilicen correas en Z para estructuras de cubierta, normalmente el ala inferior puede girar libremente mientras que el ala superior está unida al cerramiento. La rigidez del cerramiento en el plano evita un desplazamiento lateral del ala superior y la distancia entre las uniones y los cantos de la sección proporciona el brazo de palanca para la fijación torsional. La rigidez elástica al giro $C\upsilon$ [Nm/rad] depende de la rigidez a la flexión del cerramiento ($C\upsilon_m$), la deformación de la sección ($C\upsilon_p$) y la rigidez de la unión entre el cerramiento y la correa ($C\upsilon_A$); el último valor debe estimarse mediante ensayos.

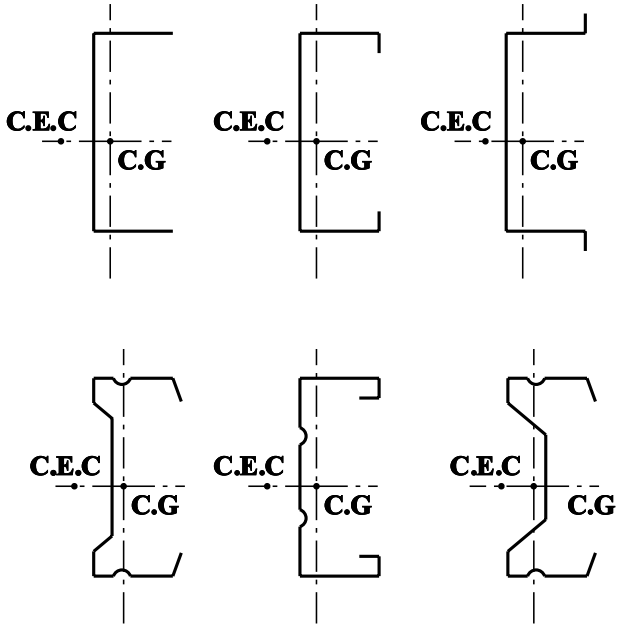


Figura19 Variedades de secciones en C para evitar la abolladura y para acercar el centro de esfuerzos cortantes a la sección

A partir de $\frac{1}{C\upsilon} = \frac{1}{C\upsilon_m} + \frac{1}{C\upsilon_p} + \frac{1}{C\upsilon_A}$

puede derivarse el valor efectivo de $C\upsilon$.

La solución analítica exacta del problema del pandeo lateral de las vigas continuas es demasiado complicada para un uso práctico; no obstante, el modelo de viga sobre cimiento elástico puede ayudar a resolver el problema.

3.5 Interacción del pandeo local y el pandeo global

Es evidente que el pandeo local afecta a la resistencia a la carga de una sección sometida a carga axial. Con la ayuda del método de la anchura eficaz, debe tenerse en cuenta el área reducida (efectiva) A_{ef} al calcular la esbeltez del pilar $\left(\frac{l}{i_{ef}}.\pi\right)$ $(A_{ef}/Ag)^{1/2}$ y al determinar la resistencia proyectada $N_d = k\, A_{ef}\, f_y/\gamma_M$. El coeficiente de pandeo k se obtiene en las correspondientes curvas de pandeo europeas (a-d) para el valor propiado de $\overline{\lambda}$. La clasificación de los tipos de secciones indica que deben evitarse los elementos sin rigidizadores en los extremos, ya que la resistencia a la carga es relativamente baja (véase también la lección 11.2)

4. CONSIDERACIONES PRÁCTICAS

4.1 Notas para una buena práctica

Puesto que los perfiles en frío se caracterizan por unos espesores de pared relativamente pequeños y/o una alta relación anchura/espesor, debe tenerse en cuenta:

- la abolladura que puede producirse en el estado de utilidad.
- requisitos especiales relativos a la protección contra la corrosión.
- protección contra deformaciones inaceptables durante el transporte y el montaje de la estructura.

Los elementos y las estructuras deben diseñarse de forma que:

- las deformaciones en el estado de utilidad se sitúen dentro de límites aceptables con respecto a los requisitos funcionales.
- se opte preferiblemente por perfiles simétricos (simétricos dobles, sencillos o de punto).
- el área eficaz de la sección se encuentre lo más próxima posible al área bruta (esto puede conseguirse añadiendo rigidizadores intermedios en las partes planas de la sección comprimida).
- las uniones y empalmes tengan suficiente rigidez y capacidad de giro.
- los fenómenos de inestabilidad local se eviten mediante rigidizadores adecuados.
- los fenómenos de inestabilidad global tales como el pandeo lateral o el incremento de esfuerzos por la torsión de la sección puedan evitarse mediante fijaciones externas adecuadas (por ejemplo, efectuando uniones a elementos del edificio tales como cerramientos o arriostramientos).
- las partes esenciales de apoyo de la estructura queden protegidas de las cargas de impacto.
- se evite la corrosión debida a detalles incorrectos, por ejemplo detalles que permitan la acumulación de agua.

4.2 Influencia de la flexibilidad de la unión

Si hay elementos de pequeño espesor unidos entre sí mediante uniones mecánicas, la rigidez de las uniones se ve afectada por el deslizamiento y los efectos de abolladura en la parte delantera de las piezas de unión; esto último puede ocurrir si se utilizan tornillos para transmitir fuerzas relativamente altas; otro posible problema aparece cuando la rigidez disminuye por grandes reducciones de las áreas eficaces dentro de la unión. La flexibilidad de la unión puede afectar a la distribución y la redistribución de los momentos flectores y cortantes dentro de la estructura, así como al cálculo de la resistencia a la carga. Estos efectos deben estudiarse adecuadamente, mediante ensayos si fuera necesario.

5. RESUMEN FINAL

1. Los productos conformados en frío se utilizan típicamente en la construcción de edificios como vigas o pilares para trabajos ligeros, o como cerramiento.

2. Su forma puede optimizarse para reducir el peso y facilitar su rendimiento funcional.

3. Se fabrican por plegado, prensa de embutir o laminación en frío. El resultado de todos estos procesos puede ser un incremento del límite elástico.

4. En el cálculo de perfiles en frío se utilizan los conceptos de anchura eficaz que proporcionan magnitudes geométricas de la sección eficaz.

5. Las principales comprobaciones necesarias para el diseño de vigas son el momento máximo de resistencia, el pandeo lateral-torsional (si no tienen fijaciones) y el pandeo y el aplastamiento del alma.

6. BIBLIOGRAFÍA

[1] European Convention for Constructional Steelwork: “European Recommendations for the Design of Light Gauge Steel Members”, Publication 49, ECCS, 1987.

[2] European Convention for Constructional Steelwork: “European Recommendations for the Design of Profiled Sheeting”, Publication 40, ECCS, 1983.

[3] Eurocódigo 3, Parte 1.3: “Cold-formed Thin-gauge Members and Sheeting” (en preparación).

ESDEP TOMO 11
CONSTRUCCIÓN CON CHAPA DE PEQUEÑO ESPESOR

Lección 11.2: Procedimientos de Cálculo para Pilares

OBJETIVOS/CONTENIDO

Describir los procedimientos de cálculo necesarios para pilares conformados en frío (de pequeño espesor).

CONOCIMIENTOS PREVIOS

Lección 9.2:	Clasificación de las Secciones Transversales
Lección 9.3:	Pandeo Local
Lecciones 9.5:	Pilares

LECCIONES AFINES

Lección 8.1:	Definición de Equilibrio Elástico Estable e Inestable
Lección 8.3:	Modos de Inestabilidad Elástica

RESUMEN

Se describen los métodos para el proyecto de secciones de pequeño espesor en compresión [1, 2]. Esto abarca el cálculo de las magnitudes geométricas del área eficaz, la determinación de los valores de esbeltez relacionados y el cálculo de la carga de diseño para pandeo. Para secciones no simétricas, el centro de gravedad de la sección eficaz no estará en la misma posición que el de la sección bruta. También deberá considerarse la flexión.

1. INTRODUCCIÓN

En el proyecto de barras comprimidas deben distinguirse dos fenómenos: el pandeo global, que depende de la esbeltez de la barra, y el pandeo local, que puede producirse si las proporciones anchura/espesor de los elementos de la sección son relativamente grandes. Esta última se produce en barras conformadas en frío a un nivel de carga menor que para el pandeo global. En tal caso, una interacción del pandeo local y el pandeo global da una carga de pandeo global reducida, en comparación con la de una sección compacta.

La interacción puede simularse sustituyendo la sección por una sección eficaz, teniendo en cuenta la redistribución de la tensión en cada elemento de la sección (véase la lección 11.1). Este método permite calcular la resistencia a la carga de barras de pequeño espesor (“secciones Clase IV”) del mismo modo que en las secciones compactas. La carga axial puede suponerse si el esfuerzo de compresión actúa en el centro de gravedad de la sección eficaz.

2. PREPARACIÓN DE LOS MÉTODOS DE CÁLCULO

Los métodos de cálculo descritos en el apartado 3 requieren la evaluación del área eficaz y la esbeltez de la sección, teniendo en cuenta las propiedades geométricas apropiadas, tales como la relación anchura/espesor, el redondeo de las esquinas, los rigidizadores y los rebordes.

Límites de la relación anchura/espesor

Las reglas de proyecto dan los límites de la relación anchura/espesor que se muestra en la figura 1. Los valores máximos de la relación anchura/espesor dependen en parte de la evidencia experimental limitada y en parte de la experiencia en la fabricación y manipulación de perfiles. Los elementos anchos y flexibles son susceptibles a los daños mecánicos; el área eficaz es pequeña en comparación con el área total y pueden ser visibles las abolladuras bajo cargas de servicio; algunas secciones con alta relación anchura/espesor pueden, no obstante, funcionar bien y, por lo tanto, se recomienda también el "diseño por ensayo".

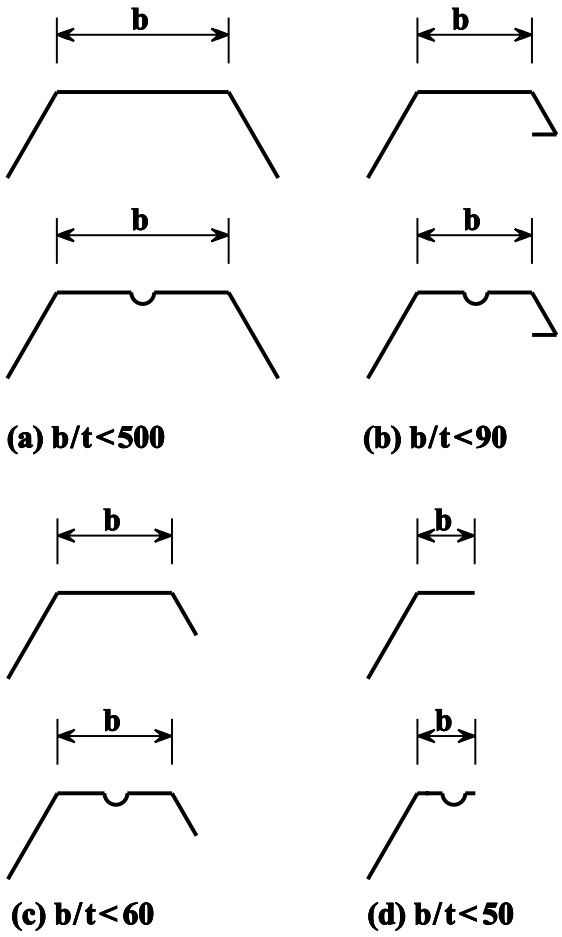


Figura 1 Relaciones máximas entre anchura y espesor

Fórmula para la anchura eficaz

Los elementos de una sección pueden tener apoyo doble (por ejemplo almas o alas con rigidizadores de alma adecuados); apoyo simple, por ejemplo alas de perfil en U o en L, o apoyo elástico, por ejemplo alas con rigidizadores de canto insuficientemente rígidos. Para los elementos con apoyo doble o simple, la tensión de pandeo crítica f_{cr} (tensión de bifurcación) en tensiones normales uniformemente distribuidas, o incluso en gradientes de tensión, proporciona la base para el concepto de anchura eficaz de la fórmula Winter (véase la lección 11.1), con el coeficiente de pandeo k_σ referido al sistema y al caso de carga reales. Los valores apropiados de k_σ pueden obtenerse en los reglamentos de cálculo.

Elementos con apoyo doble

La relación de anchura eficaz de un elemento comprimido es la siguiente:

$$\rho = b_{ef} / b_p \qquad (1)$$

con b_{ef} = anchura eficaz y b_p = anchura total,

En el estado límite último (véase la lección 11.1):

$$\rho = (1 - 0{,}22 / \bar{\lambda}_p) / \bar{\lambda} \leq 1 \qquad (2)$$

y

$$\bar{\lambda}_p = 1{,}052 \frac{b_p}{t} \sqrt{\frac{\sigma_1}{E.k_\sigma}} \leq 0{,}673 \qquad (3)$$

Para $\bar{\lambda}_p = 0{,}673$ esta fórmula da $\rho = 1{,}0$, es decir, el elemento es totalmente eficaz. Los

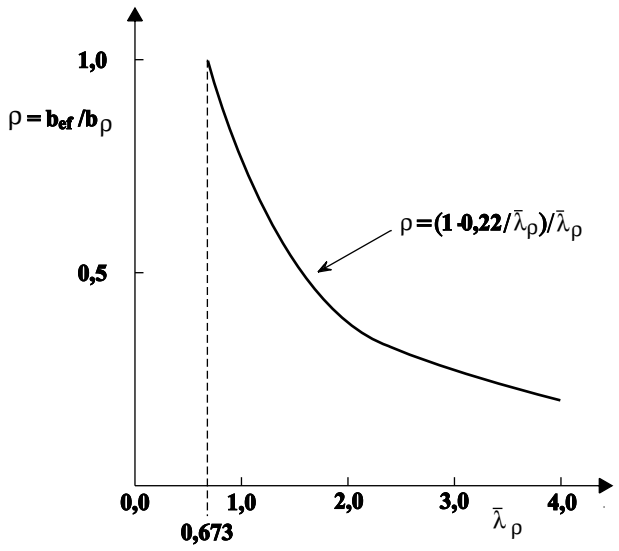


Figura 2 Anchura eficaz b_{ef} en función de la esbeltez relativa $\bar{\lambda}$

valores correspondientes de ρ y $\bar{\lambda}_p$ se ilustran en la figura 2. La anchura eficaz se asigna a los dos lados del elemento de chapa para tensión constante en el estado subcrítico. En presencia de distribuciones de tensión no uniformes, la anchura eficaz total se divide en dos partes (b_{ef1} y b_{ef2}), según la relación de tensión $\chi = \sigma_2/\sigma_1$, con $\sigma_1 = f_y$ como tensión de compresión máxima y $\sigma_2 \geq 0$. En el área de tensión de tracción (b_t), la sección se considera siempre plenamente eficaz (véase la figura 3).

En el estado límite último, la tensión de compresión σ_1 corresponde al límite elástico f_y ($\sigma_1 = f_y$); en el estado límite de servicio σ_1 puede considerarse igual a $f_y/1.5$.

Elementos con apoyo simple

Para los elementos con apoyo simple pueden derivarse soluciones similares utilizando valores de k_σ apropiados. En este caso, no obstante, cuando se calcula la anchura eficaz es importante observar si la tensión de compresión máxima está situada en el lado apoyado o no apoyado del elemento (figura 3).

Validez del concepto de anchura eficaz

Las comparaciones de resultados de pruebas y cargas de pandeo derivadas analíticamente de secciones en C (figura 4), y otros perfiles con diferentes condiciones de contorno, han confirmado la validez práctica del modelo de cálculo. Una ventaja del concepto de anchura eficaz es que permite utilizar métodos relativamente sencillos; asimismo permite visualizar el efecto de la geometría de la sección en carga. Este efecto puede observarse a partir de valores de anchuras eficaces referidas a las diferentes distribuciones de las tensiones y condiciones de apoyo que se muestran en la

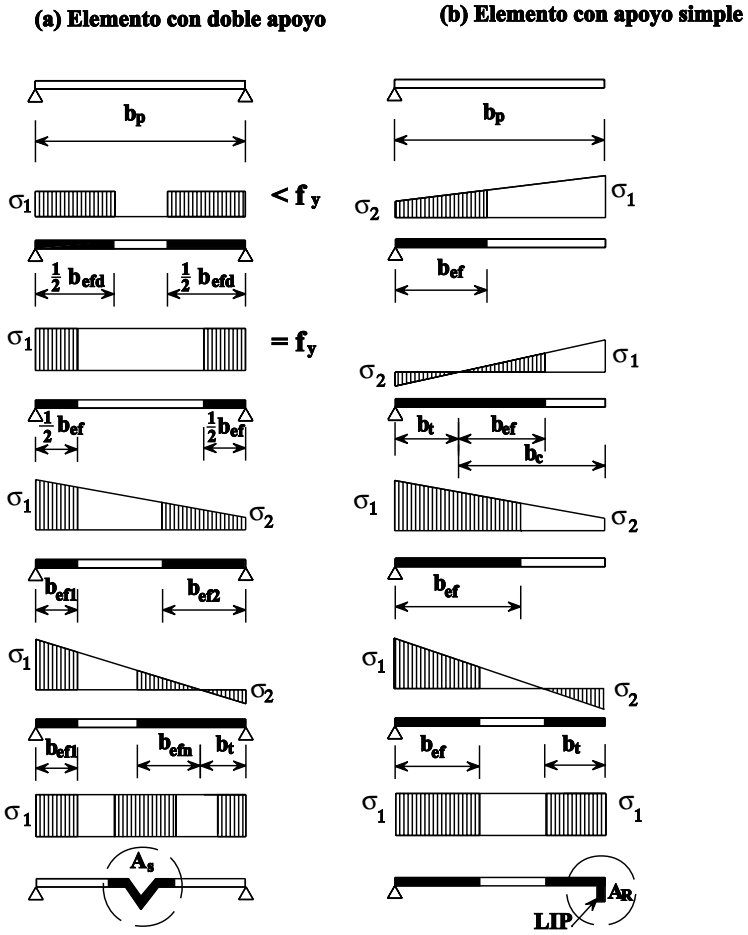


Figura 3 Esquema de la anchura eficaz según la distribución de tensiones y las condiciones de apoyo

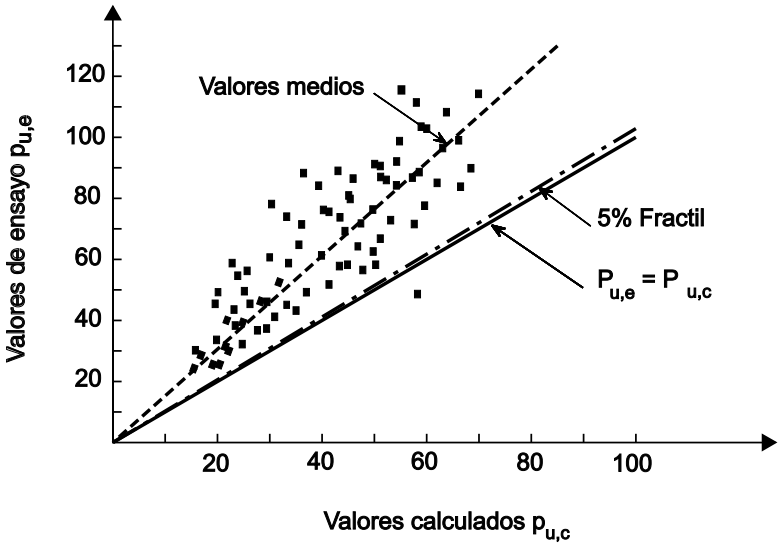


Figura 4 Comparación entre los resultados de ensayos ($p_{u,e}$) y los valores calculados ($p_{u,c}$) para la carga de rotura de las secciones en C

figura 3. Una consecuencia práctica de ello es que las partes no apoyadas de elementos sujetos a tensiones de compresión son ineficaces y deben evitarse. Su efectividad puede incrementarse fácilmente mediante el refuerzo de la sección con rigidizadores de canto (rebordes, curvaturas, pliegues) y/o rigidizadores intermedios. Este efecto se ilustra también cualitativamente en la figura 3.

En la figura 5, en la que se muestra la resistencia a la carga de perfiles en Z con diferentes tipos de rigidizadores de borde sometidos a momentos flectores y esfuerzos normales respectivamente, puede verse asimismo que incluso pequeños cambios de las propiedades geométricas incrementan las resistencias a la carga.

Tratamiento de rigidizadores y rebordes

Una medida eficaz para incrementar la resistencia a la carga y la rigidez de perfiles de pequeño espesor es reducir la anchura plana de elementos de una sección en compresión mediante rigidizadores intermedios y proporcionar partes de apoyo simple con rigidizadores de borde (curvaturas o pliegues). Si la rigidez del propio rigidizador es suficientemente alta, puede actuar como apoyo rígido para las partes planas adyacentes (véase también la figura 14 de la lección 11.1). Esto significa que no puede ocurrir ningún colapso del rigidizador causado por fluencia o inestabilidad del propio rigidizador antes de que el elemento apoyado se encuentre él mismo en el estado límite. Normalmente es imposible proporcionar tal grado de rigidez, lo que significa que debe considerarse una interacción entre el elemento adyacente y el rigidizador.

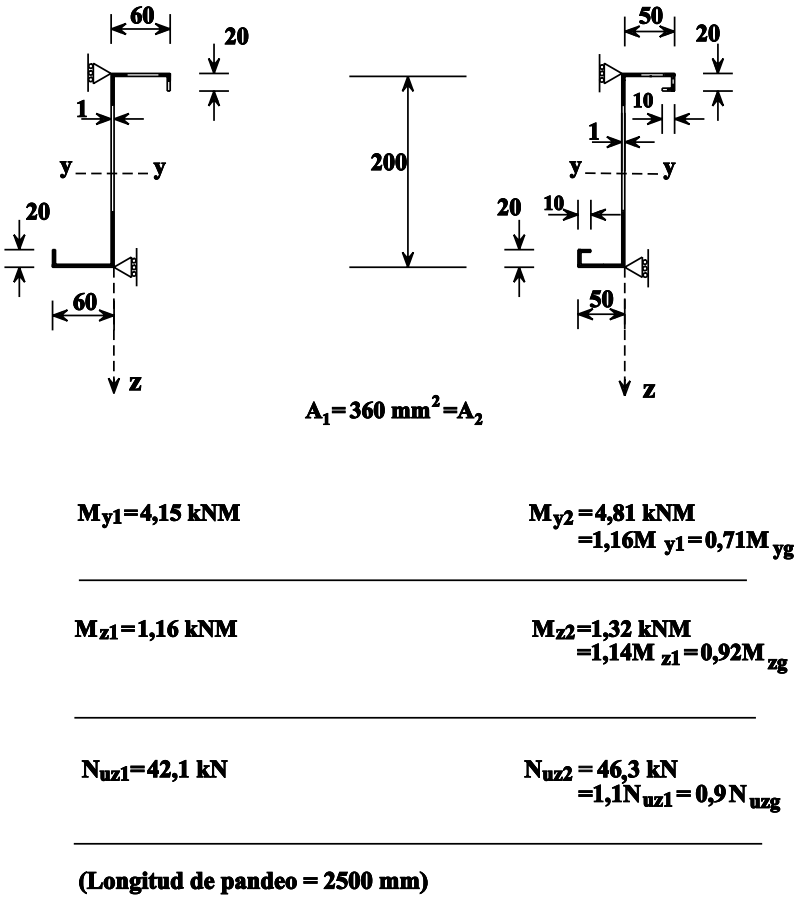


Figura 5 Anchura eficaz y resistencia a la carga de secciones en Z bajo momentos flectores o fuerzas axiales (f_y = 320 N/mm^2)

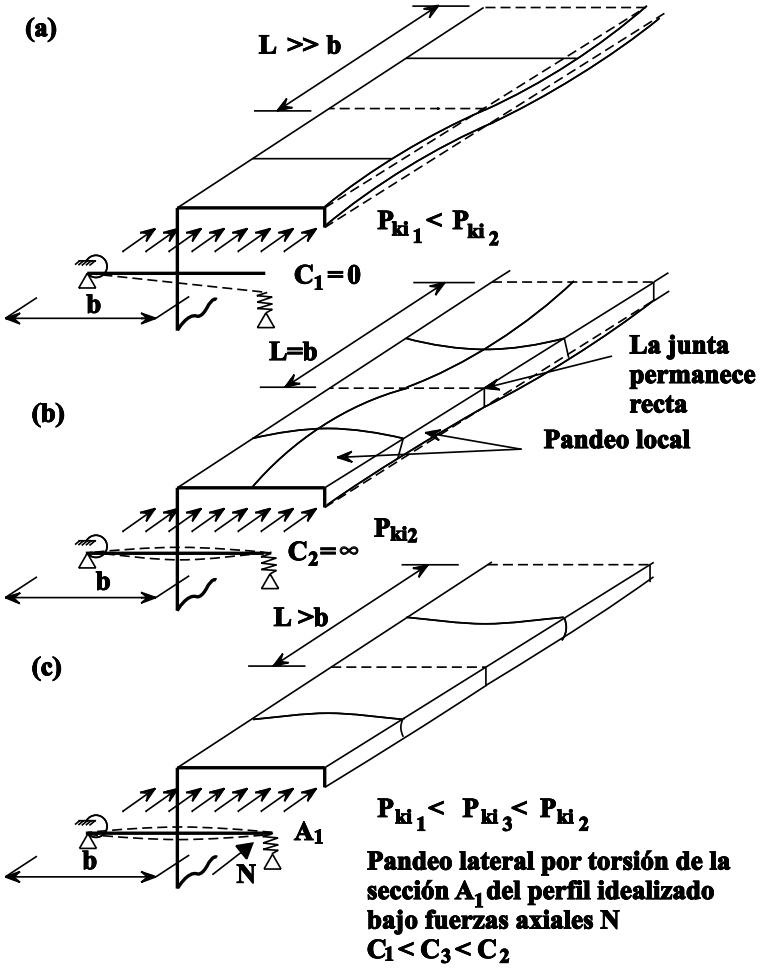


Figura 6 Comportamiento físico de un ala bajo compresión y modelo de cálculo

Puesto que la solución analítica del problema es muy difícil y no práctica, se ha desarrollado una solución aproximada basada en el comportamiento físico del componente. En la figura 6 se ilustran tres modos diferentes de pandeo que representan lo siguiente:

- un fleje con apoyo simple en el que se prevé una gran longitud de onda y desarrollo libre de la amplitud del pandeo en el lado no rigidizado del fleje (figura 6a).

- el modo de pandeo local de un fleje de chapa con apoyo doble en el que la unión entre el fleje y el reborde permanece recta pero el reborde sigue el modo de pandeo (figura 6b).

- una interacción entre el comportamiento de pandeo del fleje y el reborde, con el resultado de un modo de pandeo lateral del reborde y las partes adyacentes del fleje con una longitud de onda que depende de la rigidez del reborde, la relación anchura/espesor y la restricción del fleje (figura 6c).

Este comportamiento puede simularse mediante el modelo de "viga sobre cimiento elástico" en el que la viga se representa por partes del reborde y el fleje y el cimiento elástico mediante una rigidez de resorte que representa la restricción al fleje.

Cálculo simplificado de rigidizadores

Sobre la base del comportamiento físico descrito anteriormente, el modelo de cálculo requiere la estimación de una sección eficaz y la rigidez de resorte del "cimiento". Seguidamente puede determinarse la carga de pandeo crítica de la sección (N_{cr}) y la carga límite redu-

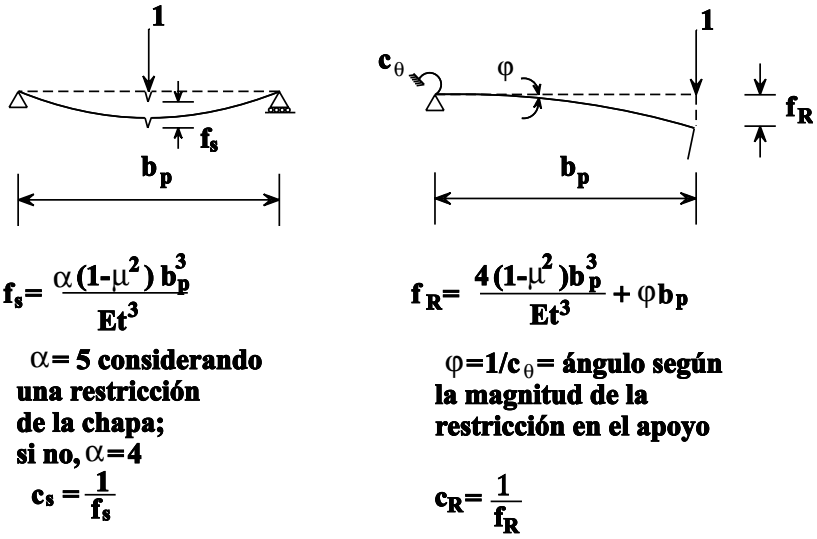


Figura 7 Determinación de la rigidez de resorte de un rigidizador en el centro y en el extremo del perfil

cida (N_u), según la esbeltez relativa. La rigidez de resorte de un rigidizador intermedio depende principalmente de la relación b_p/t del elemento comprimido (por ejemplo rebordes o pliegues) y de la magnitud de la restricción en el lado opuesto del fleje. La determinación de la rigidez del resorte se demuestra en la figura 7.

El método de determinación de la resistencia a la carga de la cabeza comprimida de una sección en Z se muestra en la figura 8, donde los pasos son los siguientes:

Paso 1: La rigidez de resorte $C_R = 1/f_R$ se determina teniendo en cuenta la rigidez rotacional en el apoyo debida al alma adyacente.

Paso 2: La determinación de la anchura eficaz del elemento de chapa y del reborde respectivamente, suponiendo un apoyo articulado en la unión $\Rightarrow \Sigma A_{ef} = b_{ef,1}.t + A_R$ [$= (b_{ef,1} + C_{ef,1}).t$].

Paso 3: Habiendo calculado I_R, el momento de inercia de la sección con área A_R (referida al eje a-a de A_R), la tensión de pandeo ideal $\sigma_{ki,R}$ viene dada por:

$$\sigma_{ki,R} = \frac{2}{A_R} \cdot \sqrt{C_R . E I_R}$$

que representa la tensión de bifurcación de la viga sobre cimiento elástico.

Paso 4: determinación de la esbeltez relacionada

$$\overline{\lambda} = \sqrt{f_y / \sigma_{ki,R}}$$

y evaluación del coeficiente de reducción a partir de una curva de pandeo (normalmente la curva b), que da $\sigma_k = \kappa.f$ y la resistencia a la carga de la "sección de la viga" $N_{u,2} = \kappa.f_y.A_R$.

Paso 5: o, referido a la tensión de fluencia, $N_{u,2} = f_y\,(\kappa.A_R)$ que significa que A_R debe reducirse a un valor de $A_{ef,2} = \kappa.A_R$ (sección equivalente).

Si κ es substancialmente menor que 1,0, un proceso iterativo con al menos dos pasos (6 y 7) puede mejorar la resistencia

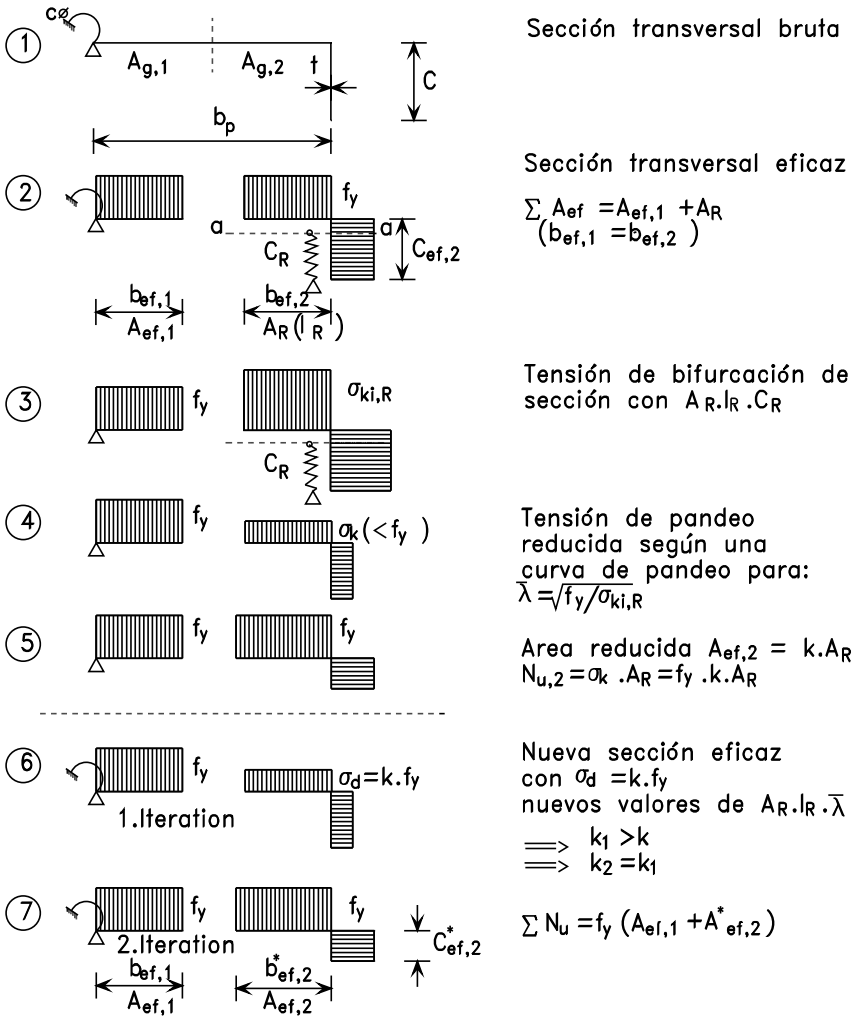


Figura 8 Método para la estimación de la resistencia a la carga de un ala comprimida de una sección en Z

a la carga de forma que al final del proceso iterativo $\kappa \approx 1{,}0$ y $N_{u,n} = f_y.A_{ef,2}^*$. La resistencia total a la carga es entonces $\Sigma N_u = f_y\,(A_{ef,1} + A_{ef,2}^*)$.

El efecto de un rigidizador intermedio puede determinarse de forma similar. La validez de este modelo ha sido confirmada mediante ensayos.

Otras consideraciones

Al preparar el método de cálculo, la mejora del límite elástico causada por el proceso de conformación en frío (véase la lección 11.1) puede tenerse en cuenta, considerando que los redondeos de las esquinas (radios) deben tenerse en cuenta en la evaluación de las magnitudes geométricas de la sección.

3. CÁLCULO DE PILARES SOMETIDOS A CARGA AXIAL

El método de cálculo de pilares de pequeño espesor sometidos a carga axial sigue principalmente el método para las secciones compactas, esto es: elección de la curva de pandeo (a-c) con referencia al tipo de sección; cálculo de las magnitudes geométricas de la sección (I_{ef},A_{ef}) y de la esbeltez (λ) de los pilares; derivación de la esbeltez relacionada f(λ, f_y); y estimación del coeficiente de pandeo α y de la carga de pandeo de cálculo N_d. Para este método deben considerarse los aspectos siguientes:

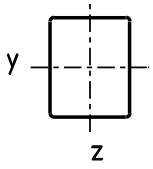
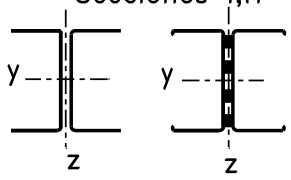
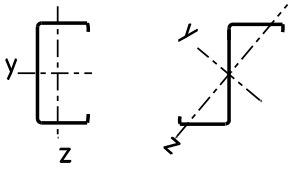
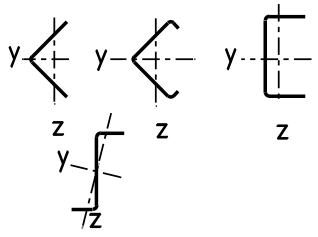
Tipo de sección		Pandeo según los ejes	
		y – y	z – z
Secciones huecas 	si f_{yb} es usado	α=0,34	α=0,34
	si f_{ya} es usado	α=0,49	α=0,49
Secciones I,H 		α=0,21	α=0,34
		α=0,34	α=0,34
		α=0,49	α=0,49

Figura 9 Tipos de secciones y curvas de pandeo correspondientes, representados por coeficientes de imperfección α

Curvas de pandeo y tipos de secciones

Los tipos de secciones y las curvas de pandeo relacionadas (a-c), representados aquí por coeficientes de imperfección α = 0,21 - 0,34 - 0,49, se muestran en la figura 9. Cuanto más susceptible sea la sección a la abolladura o a la torsión, tanto más aumentarán los valores α y disminuirán los coeficientes de reducción del pandeo. Este hecho subraya la necesidad de considerar en el proyecto el tipo real de carga a la que se somete la sección.

Pandeo de secciones simétricas

La sección eficaz se calcula suponiendo que las tensiones de compresión constantes actúan en la sección bruta. Para las secciones simétricas, la línea neutra de la sección eficaz es idéntica a la de la sección bruta y la barra sólo debe comprobarse en fuerzas de compresión pura.

El método es entonces el siguiente:

- Determinación de las magnitudes geométricas de la sección necesarias (véase la figura 10):

A_g, A_{ef}, $Q = A_{ef}/A_g$

$I_{ef}, i_{ef} = \sqrt{I_{ef} / A_{ef}}, \lambda = l / i_{ef}$ referida al eje apropiado (y,z)

- Determinación de los valores de esbeltez relacionada:

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda/\lambda_1 = \overline{\lambda}$$

- Elección de la curva de pandeo, según el tipo de sección:

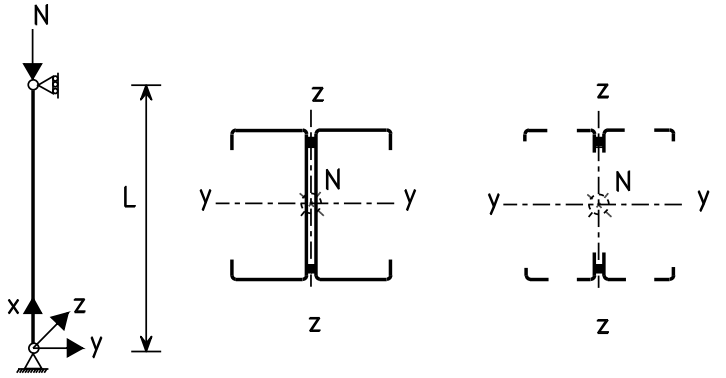


Figura 10 Elemento a compresión axial; secciones transversales bruta y eficaz, simétricas

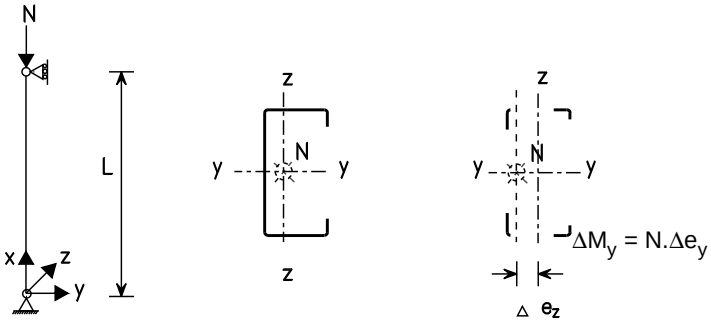


Figura 11 Desplazamiento de la línea neutra z-z que da lugar a un momento flector adicional ΔM_z; compresión axial respecto al eje y-y

Valor α según la figura 9.

- Cálculo del parámetro de la curva:

$$\phi = 0{,}5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0{,}2) + \bar{\lambda}^2$$

- Determinación del coeficiente reductor:

$$\kappa = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{1/2}} \leq 1 \qquad (5)$$

- Determinación del valor de cálculo de la carga de pandeo:

$$N_d = \kappa . A_{ef} f_y / \gamma_M \qquad (6)$$

Pandeo de las secciones no simétricas

Para las secciones no simétricas (véanse las figuras 11 y 12), la línea neutra de la sección eficaz (si $A_{ef}/A_g < 1$) se desplaza con respecto a la sección bruta. Puesto que la compresión concéntrica se define como el esfuerzo normal que actúa en el centro de gravedad de la sección eficaz, este caso sólo será válido si la carga se hace concéntrica mediante arreglos constructivos.

Normalmente el desplazamiento de la línea neutra producirá un momento flector adicional, M_b = N.e, que debe tenerse en cuenta del mismo modo que el pandeo por flexión. El momento adicional causado por una interacción de esfuerzos normales y momentos flectores externos. En general, todas las barras sujetas a flexión y compresión axil combinadas deben satisfacer las condiciones siguientes:

$$\frac{N}{N_{d,min}} + \frac{M_y + \Delta M_y}{M_{d,y}} . (k_y . k_{LT}) + \frac{M_z + \Delta M_z}{M_{d,z}} . k_z \leq 1 \qquad (7)$$

donde:

ΔM_y, ΔM_z son los momentos flectores adicionales debidos al desplazamiento de la línea neutra.

M_y, M_z son los momentos flectores externos nominales según la teoría de primer orden.

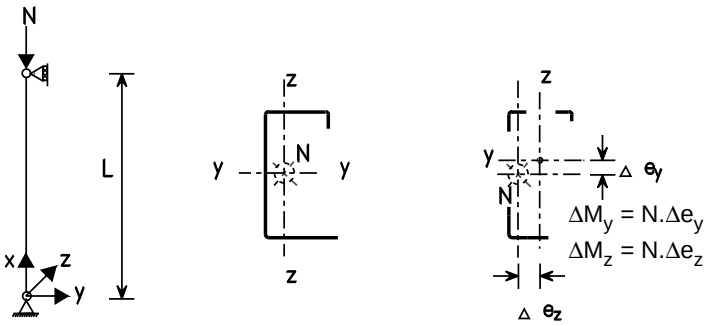


Figura 12 Desplazamiento de la línea neutra y-y y z-z, que da lugar a momentos flectores adicionales ΔM_y y ΔM_z

$M_{d,y}$, $M_{d,z}$ son los momentos flectores de cálculo referidos a la sección eficaz.

k_y, k_{LT}, k_z son coeficientes de mejora para cubrir los efectos de segundo orden.

La ecuación (7) cubre el caso de la flexión combinada y la compresión axil con pandeo lateral-torsión si $M_{d,y}$ es el momento flector de cálculo que considera el pandeo lateral-torsional, y si k_{LT} es el coeficiente de mejora apropiado.

4. RESUMEN FINAL

1. El proyecto de barras de pequeño espesor a compresión debe tener en cuenta la flexibilidad de tales elementos mediante un enfoque de la anchura eficaz que conduzca a una reducción del área total utilizada para calcular la resistencia a la carga.

2. La resistencia a la carga puede incrementarse mediante rebordes y rigidizadores.

3. El proyecto de pilares de pequeño espesor sometidos a carga axial tiene en cuenta la forma general del área eficaz de la sección (simétrica o no simétrica).

4. Las secciones simétricas se comprueban en compresión pura pero las secciones no simétricas deben comprobarse bajo compresión axil y momentos flectores.

5. BIBLIOGRAFÍA

[1] European Convention for Constructional Steelwork: “European Recommendation for the Design of Light Gauge Steel Members”, Publication 49, ECCS, 1987.

[2] Eurocódigo 3, Parte 1.3: “Cold-Formed Steel Sheeting and Members” (en preparación).

ESDEP TOMO 11
CONSTRUCCIÓN CON CHAPA DE PEQUEÑO ESPESOR

Lección 11.3: Procedimientos de Cálculo para Vigas

OBJETIVOS/CONTENIDO

Presentar procedimientos de cálculo de barras de pequeño espesor a flexión.

CONOCIMIENTOS PREVIOS:

Lección 8:	Estabilidad Aplicada
Lección 9.2.2:	Pandeo local
Lección 11.1:	Elementos de Pequeño Espesor y Cerramientos
Lección 11.2:	Procedimientos de Cálculo para Pilares

LECCIONES AFINES:

Lección 8.2:	Criterios Generales de Estabilidad Elástica

RESUMEN:

Se presentan procedimientos de cálculo de barras a flexión de pequeño espesor, teniendo en cuenta las diferentes clases de pandeo que actúan en estas barras, así como la deformación por cizallamiento. Se discute en particular el cálculo de correas.

1. GENERALIDADES

Las barras de pequeño espesor a flexión se utilizan para soportar cargas laterales como las cargas de gravedad en cubiertas, por ejemplo. Su comportamiento puede verse afectado por el pandeo local, la deformación por cortante, la abolladura del alma, el alabeo del ala y el pandeo lateral.

El efecto de pandeo local se trata en el proyecto mediante las anchuras eficaces de la sección basadas en la distribución de las tensiones producida por los momentos flectores y el esfuerzo axil.

Para la deformación por cortante, la abolladura del alma y el alabeo del ala, en Eurocódigo 3, Parte 1.3 [1] se facilitan reglas de cálculo.

El pandeo lateral debe evaluarse del mismo modo que en los perfiles laminados, teniendo en cuenta los valores de la sección eficaz.

Las barras a flexión de pequeño espesor conformadas en frío tienen su aplicación más importante en las construcciones de muros y en cubiertas, como correas. La conexión estructural con el chapado proporciona correas con embridados laterales y torsionales en un ala. Esta conexión proporciona a la correa una alta rigidez comparada a la de una correa de marco a marco. Los valores de los embridados torsionales deben medirse mediante ensayo.

2. PREPARACIÓN DE LOS PROCEDIMIENTOS DE CÁLCULO

2.1 Momento Resistente M_d

El momento resistente M_d es el momento flector máximo de una sección a flexión pura.

2.1.1 Momento resistente plástico

Si las barras a flexión no están sujetas a torsión o a pandeo lateral, el momento resistente M_d puede hallarse utilizando reservas plásticas. Mediante cálculos iterativos, puede determinarse el momento resistente M_d en las condiciones siguientes:

- En el lado comprimido se utilizan las anchuras eficaces debido a la distribución dada de la tensión de compresión en el paso de la repetición. En condiciones particulares, la deformación por compresión puede alcanzar un máximo superior a f_y/E. De otro modo, el canto comprimido sólo puede alcanzar la tensión de fluencia f_y.
- En el lado a tracción puede utilizarse toda la sección transversal. Puede producirse deformación plástica. Las deformaciones por tracción no están limitadas.

En la figura 1 se muestra un ejemplo: se producen deformaciones plásticas en el lado a tracción más allá del límite elástico hasta que también las tensiones de compresión alcanzan justo la tensión de fluencia.

2.1.2 M_d respecto al pandeo

El momento resistente M_d que tiene en cuenta el pandeo lateral o de torsión se calcula con el valor k_d de las curvas europeas de pandeo (parámetro α). Este valor es un coeficiente de reducción para la determinación de M_d a partir del momento resistente plástico $f_y \cdot W_{ef}$ debido a la esbeltez de la barra. A continuación se facilitan las fórmulas:

$$\lambda_d^2 = \frac{M_{cr}}{f_y \cdot W_{ef}} \cdot \frac{W_{ef}}{W_g}$$

$$\phi_d = 0{,}5 \cdot [1 + \alpha_d \cdot (\lambda_d - 0{,}2) + \lambda_d^2]$$

$$k_d = \frac{1}{\phi_d + \sqrt{\phi_d^2 - \lambda_d^2}}$$

$$M_d = k_d \cdot f_y \cdot W_{ef}$$

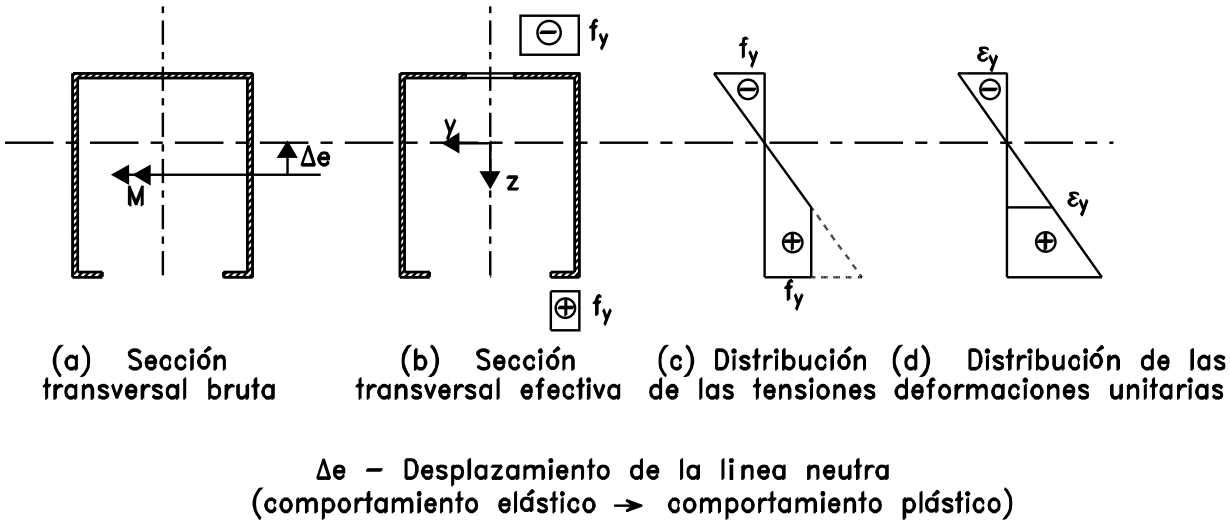


Figura 1 Sección transversal con un solo eje de simetría bajo momento flector M: uso de la plastificación en la zona a tracción

2.2 Deformación por Cortante

En alas anchas (b ≥ L/20), la distribución de la tensión normal debida al esfuerzo axil y al momento flector puede verse afectada por deformaciones por cortante (véase la figura 2). La deformación por cortante aparece en lugares con grandes tensiones tangenciales, por ejemplo en los apoyos. El área eficaz se calcula igual que las anchuras eficaces debidas al pandeo local, multiplicando el área bruta por un coeficiente reductor ψ_S. Las anchuras eficaces finales que tienen en cuenta el pandeo local y la deformación por cortante vienen dadas por:

$$b_{ef} = \psi_S \cdot \rho \cdot b_p$$

Los elementos con apoyo simple tienen una reducción adicional del 15%. El coeficiente de reducción ψ_S puede tomarse de la figura 3 como aproximación.

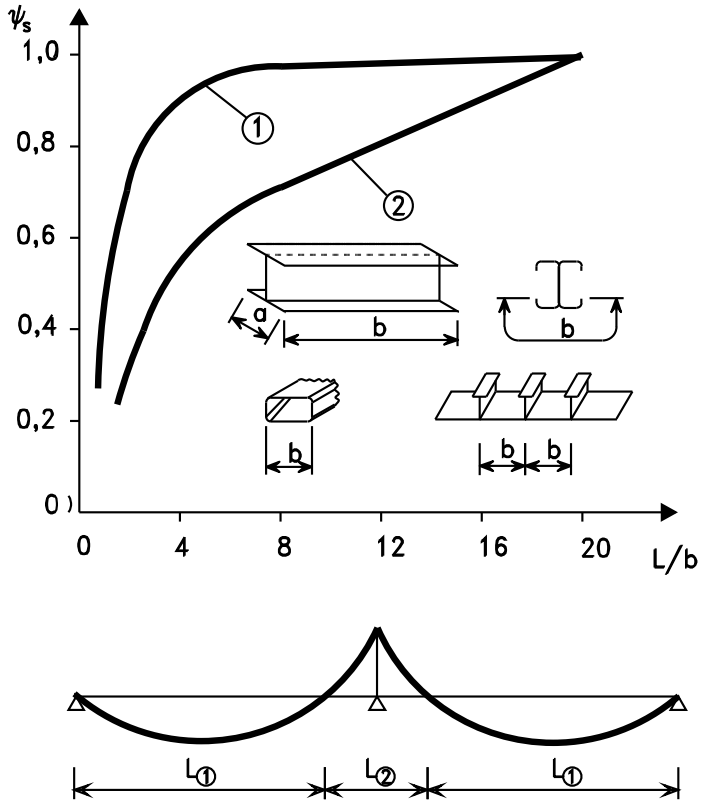
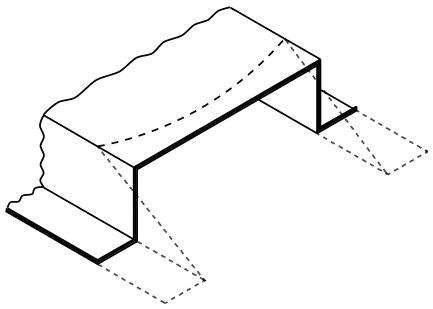
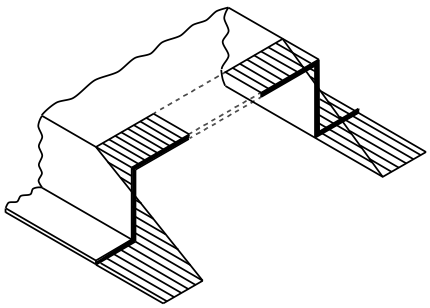


Figura 3 Coeficiente de reducción ψ_S debido al desfase de cortante



(a) Distribución de las tensiones a lo largo de la sección transversal bruta



(b) Distribución idealizada de las tensiones a lo largo de la sección transversal efectiva

Figura 2 Desfase de cortante

2.3 Alabeo del Ala

Las secciones transversales con alas anchas o perfiles curvados sujetas a flexión pueden mostrar un efecto que se denomina “alabeo del ala”: las tensiones de la membrana debidas al momento flector deben rodear la curvatura del elemento o de la deformación que causa las cargas laterales. Por lo tanto, el ala ancha se curva adicionalmente tal como se muestra en la figura 4, y en consecuencia disminuye

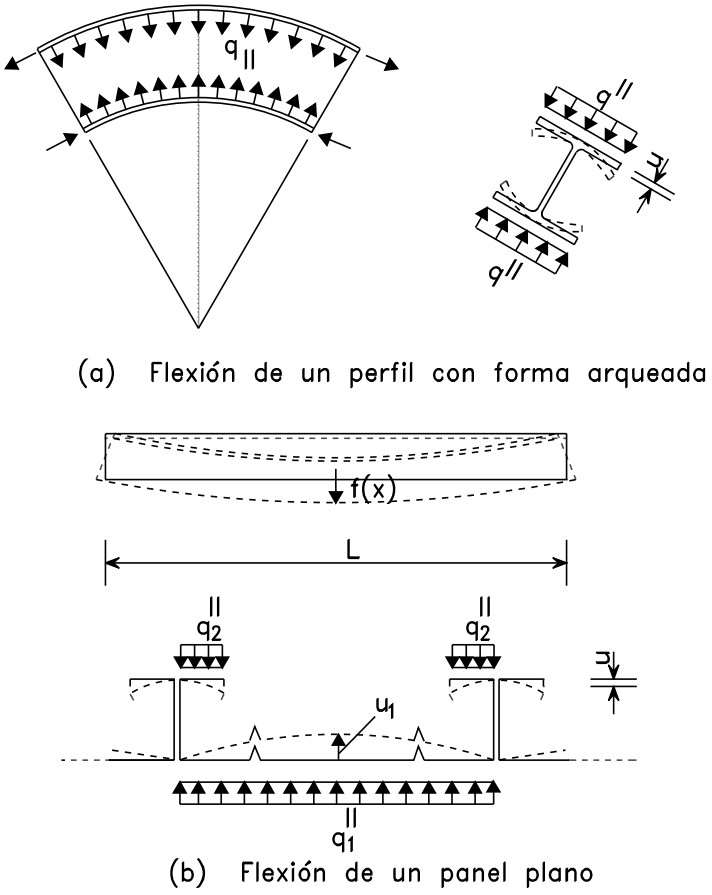


Figura 4 Curvado del ala: Las deformaciones de la sección transversal a causa de las fuerzas de desviación q^{II} son proporcionales a la curvatura y a las fuerzas de membrana en las alas

la rigidez y el módulo W de la sección. La amplitud de esta deformación puede estimarse utilizando las fórmulas de Eurocódigo 3 [1]. Las magnitudes geométricas de la sección transversal se calculan ahora sobre la base de la sección con geometría curva debido al alabeo del ala.

El alabeo del ala es un efecto de segundo orden. En muchos casos, sin embargo, se producen deformaciones de la sección transversal similares a la ondulación del ala debido a la teoría de primer orden. Esta deformación de la sección puede hacerse mucho mayor que la ondulación del ala y debe tenerse en cuenta utilizando la teoría apropiada. Por ejemplo, las secciones rectangulares sin apoyos laterales en las alas libres presentan este comportamiento.

2.4 Restricciones Laterales y de Torsión

Pueden proporcionarse restricciones laterales y de torsión a la viga mediante construcción adyacente. Estas restricciones se encuentran en su mayor parte cuando se trata de correas fijadas al cerramiento de la cubierta de un hangar. En la figura 5 se muestra un ejemplo:

Para el cálculo de una viga, estas restricciones pueden idealizarse como apoyo lateral rígido y restricciones de torsión c_υ en el ala que está conectada al cerramiento (figura 6).

La rigidez c_υ debe determinarse en parte mediante ensayo y en parte mediante cálculo c_υ es una combinación en serie de la rigidez del cerramiento y la conexión local. La rigidez de la unión local puede determinarse con el ensayo preparado en la figura 7. Puesto que en la deformación δ existe flexión del alma, la flecha del ala debe reducirse por deformación de la sección transversal.

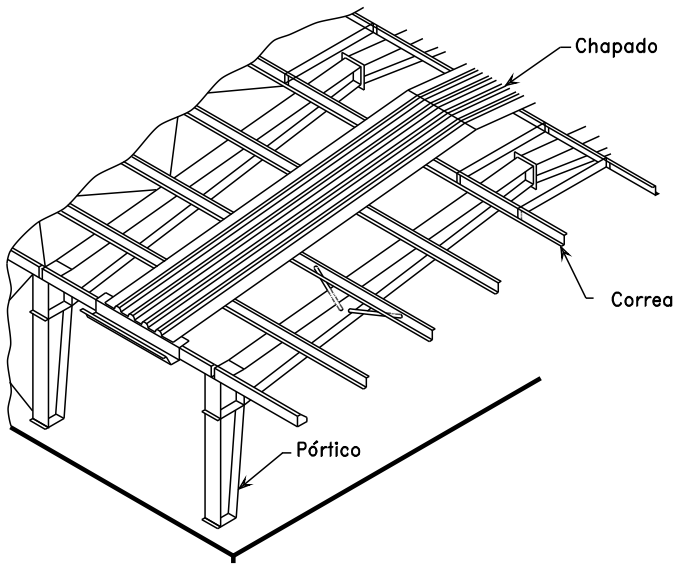


Figura 5 Ejemplo de una estructura de cubierta: pórticos con correas y chapado

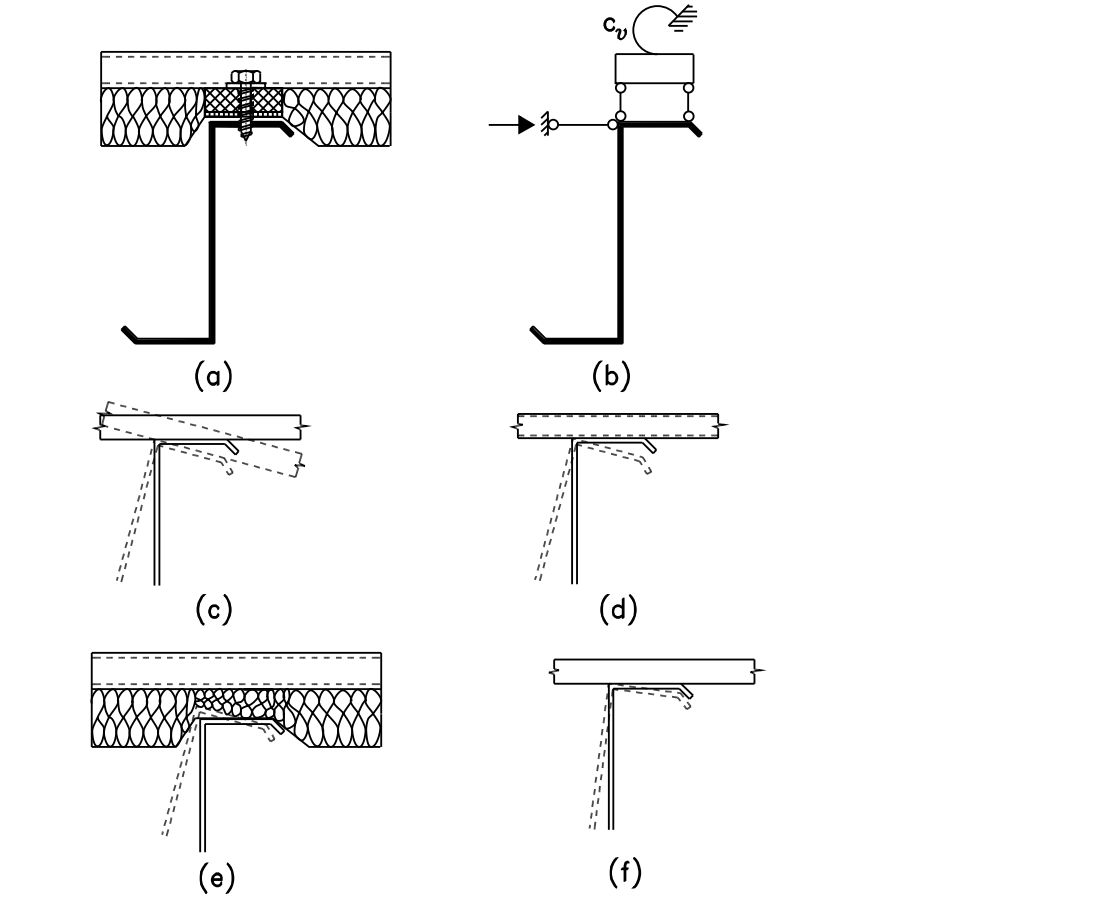


Figura 6 Restricción a la torsión C_υ

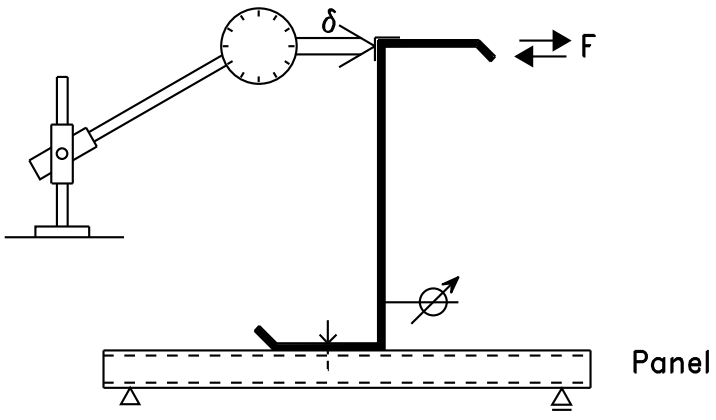


Figura 7 Disposición de ensayo para la determinación de la rigidez local de la conexión correa-panel

3. CÁLCULO DE VIGAS

3.1 Cálculo de Vigas sin Pandeo Lateral - Torsional

Las vigas pueden reforzarse ante el esfuerzo axil y los momentos flectores. Si debe considerarse el pandeo local, deben introducirse anchuras eficaces en la sección. Como consecuencia de ello, la línea neutra determinada sobre la base de la sección bruta puede desplazarse (figura 8). Debe considerarse el momento flector adicional $\Delta M = N \cdot \Delta e$.

El pandeo lateral-torsional puede desestimarse si la torsión de la sección se evita mediante la construcción.

La siguiente regla de cálculo añade por separado las diferentes tensiones resultantes relacionadas con la carga de fluencia solamente bajo una tensión resultante. Si no se evitan los desplazamientos laterales de la sección, el esfuerzo axil de fluencia tiene en cuenta el pandeo de flexión debido a los dos ejes. En la regla de cálculo debe tomarse el valor inferior:

$$\frac{N}{N_{d,min}} + \frac{M_y + \Delta M_y}{M_{d,y}} \cdot k_y + \frac{M_z + \Delta M_z}{M_{d,z}} \cdot k_z \leq 1{,}0$$

donde k_y y k_z son coeficientes para tener en cuenta la interacción del esfuerzo de flexión y axil.

Para una información detallada, consúltese Eurocódigo 3[1].

3.2 Cálculo de Vigas con Pandeo Lateral

La regla de cálculo para vigas en las que no se evita el pandeo lateral es muy similar al caso del apartado 3.1.

Existen sólo dos diferencias:

- El momento resistente $M_{d,y}$ tiene en cuenta el pandeo lateral.
- El coeficiente k_y cambia a k_{Lt} y así respeta la interacción entre el esfuerzo flector y axil de otra forma.

Para una información detallada, consúltese Eurocódigo 3[1].

3.3 Cálculo en Torsión

Si la carga se aplica excéntricamente al centro de esfuerzos cortantes de una viga, deben

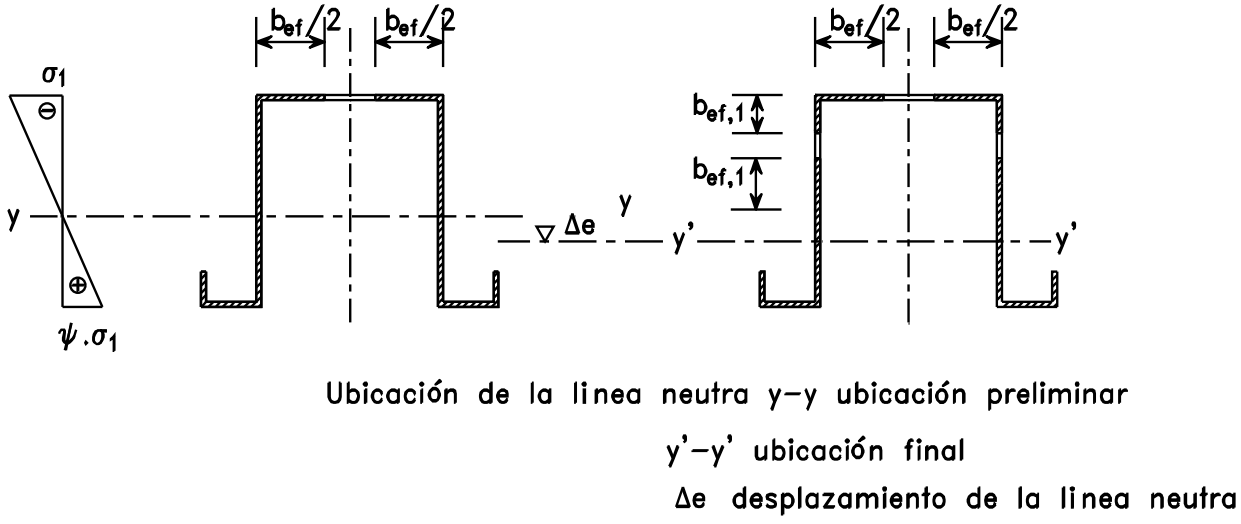


Figura 8 Sección transversal efectiva de un elemento a flexión

tenerse en cuenta los efectos de torsión. Las secciones abiertas de pequeño espesor tienen una rigidez muy pequeña respecto a la torsión. Por lo tanto, la resistencia a la carga se reduce substancialmente por torsión, de forma que el momento de torsión debe evitarse en la construcción.

Si existen momentos de torsión, deben considerarse las tensiones de alabeo en la sección. La superposición de tensiones debidas al esfuerzo axil, los momentos flectores y los momentos de torsión deben permanecer por debajo del límite de la tensión de fluencia. Adicionalmente, debe probarse la superposición de tensiones tangenciales. En la figura 9 se muestra el efecto de la torsión en la distribución de las tensiones.

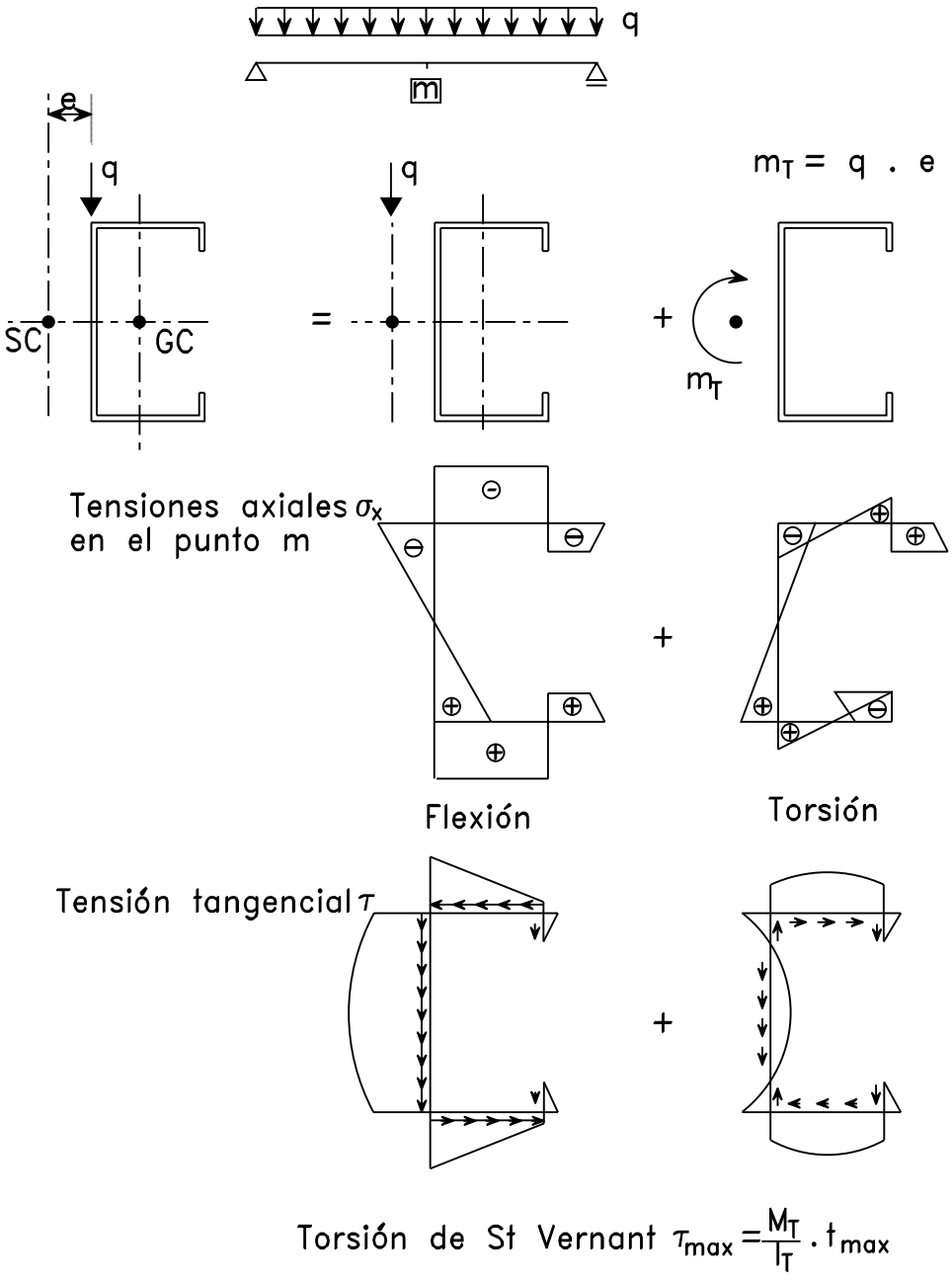


Figura 9 Distribución de las tensiones debida a la flexión y a la torsión

4. CÁLCULO DE CORREAS

4.1 Secciones Transversales

Las correas representan la principal aplicación de vigas conformadas en frío en la construcción. Se han desarrollado varios tipos de sección para correas (figura 10). Los objetivos de los fabricantes son:

- La sección debe tener anchuras plenamente eficaces en la zona comprimida. este objetivo se alcanza mediante rigidizadores o limitación de la esbeltez.
- La aplicación de la carga debe darse lo más cerca posible del centro de esfuerzos cortantes. Por ejemplo, las correas sigma tienen los centros de esfuerzos cortantes y de gravedad juntos y casi justo debajo del punto de aplicación de la carga (figura 11).
- Las correas deben poder apilarse fácilmente para su transporte. Por lo tanto, las alas tienen diferencias muy pequeñas de anchura. En los solapes, la conexión de dos correas se efectúa fácilmente colocando la segunda correa boca abajo.

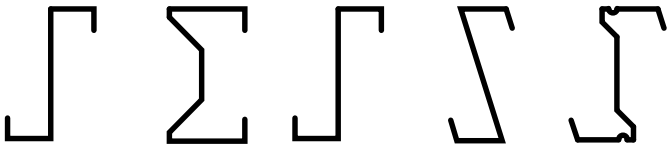


Figura 10 Varios tipos de secciones transversales de correas

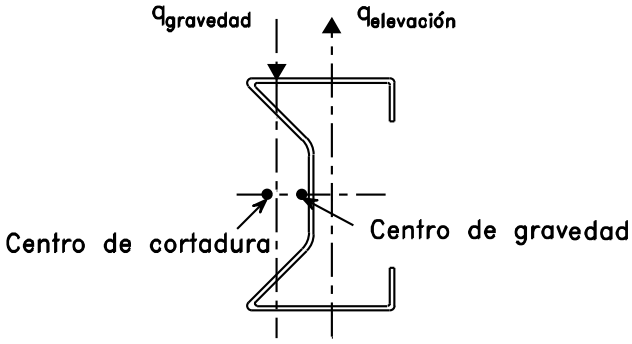


Figura 11 Correa sigma: centro de cortadura y centro de gravedad

4.2 Sistemas de Correas

Según el tipo de apoyo, existen sistemas de correas de tramo único y sistemas de varios tramos. Para las correas conectadas de forma continua se han desarrollado dos sistemas (figura 12):

- En los sistemas de manguito se conectan dos correas mediante un manguito corto con una sección transversal de ajuste que solapa ambos extremos de las dos correas.

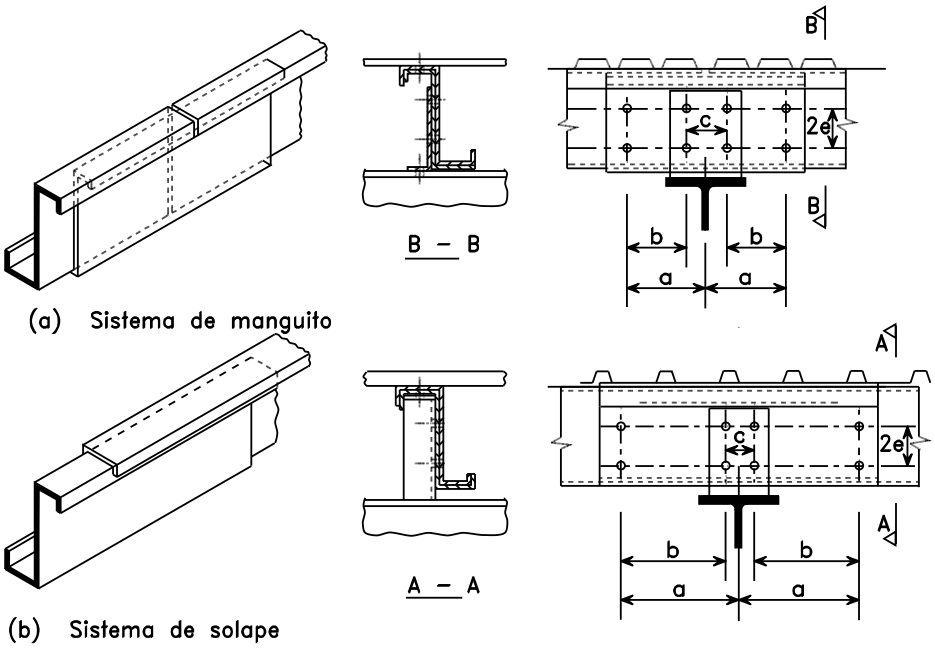


Figura 12 Sistemas de correas contínuas

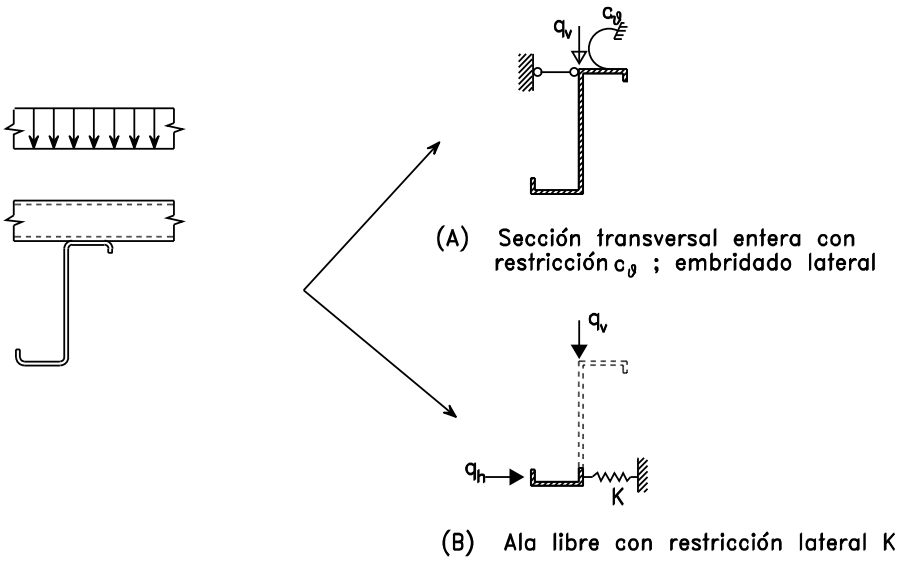


Figura 13 Dos modelos de cálculo para el ala libre de la correa

- En los sistemas de solape una de las correas solapa en el extremo de la otra y ambas correas se conectan directamente al alma.

En ambas construcciones debe tenerse en cuenta el efecto de deslizamiento en los conectores atornillados sobre la distribución del momento flector. El proyectista, adicionalmente, debe prestar una atención particular a la carga de fluencia de las conexiones atornilladas.

4.3 Procedimientos de Cálculo

Puesto que el comportamiento de las correas es bastante complicado, se han desarrollado diferentes procedimientos de cálculo. Existen dos modos principales de deformación: flexión en torno al eje mayor de la sección, y torsión. Para la determinación de los efectos de la torsión y la estabilidad del ala libre, existen dos procedimientos de cálculo (figura 13):

- Procedimientos que consideran la totalidad de la sección con restricciones laterales y de torsión y deformación: este modelo contiene los principales modos de deformación y los coeficientes de ponderación correctos para flexión y torsión, pero es necesario determinar las funciones de alabeo por torsión.

- Procedimientos que consideran solamente el ala libre de la correa como una viga sobre un apoyo elástico lateral: el parámetro del apoyo viene dado por la restricción a torsión de la cabeza superior y la deformación de la sección. Este modelo resulta útil pero su principal dificultad es la definición de la parte del alma que pertenece al ala. El modelo es sensible a este factor.

Un procedimiento del segundo tipo ha pasado a formar parte de Eurocódigo 3 Parte 1.3[1]. Las tensiones debidas a la flexión en torno al eje mayor y el esfuerzo axil se determinan con toda la sección y las anchuras eficaces. Aparecen tensiones adicionales debido a la flexión del ala libre en torno al eje vertical. Estas tensiones se calculan con el sistema que se muestra en la figura 14. El ala se empotra en el

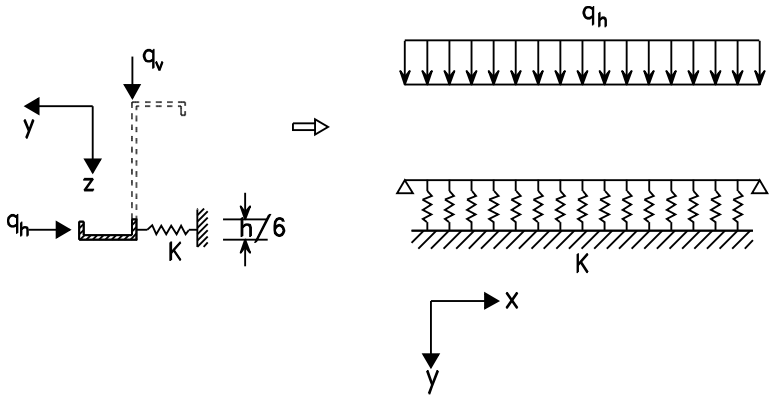


Figura 14 Flexión del ala de una correa de un solo vano

"cimiento" elástico K. El módulo del "cimiento" puede hallarse utilizando la figura 15. Depende de la restricción a torsión en la cabeza superior y de la deformación de la sección.

Las tensiones reales se calculan con las fórmulas siguientes:

Ala arriostrada:

$$\sigma_x = \frac{M_y}{W_{ef}} + \frac{N}{A_{ef}} \leq f_y$$

Ala libre:

$$\sigma_x = \frac{N}{A_{ef}} + \frac{M_y}{W_{ef}} \frac{M_z}{W_{fZ}} \leq f_y$$

4.4 Comprobación de la Estabilidad

Si el ala libre de una correa está sometida a compresión debe efectuarse una comprobación de la estabilidad. El ala libre de las correas de un solo tramo se comprime en los casos en que sólo existe succión por viento. El ala libre de las correas de varios tramos se comprime en la zona del centro del vano en caso de succión por viento, mientras que la zona de apoyo se comprime por cargas de gravedad. La succión del viento es el caso de carga más severo respecto a la estabilidad.

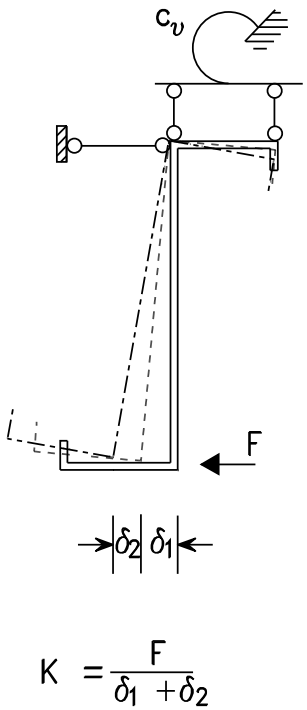


Figura 15 Módulos de "cimiento" elástico K
δ_1 - c_v
d_2 - Distorsión

Para la comprobación de la estabilidad, el reglamento [1] propone una regla w: las tensiones que causan inestabilidad se amplifican por un valor w en la superposición de tensiones.

$$w \cdot \left(\frac{M_y}{W_{ef}} + \frac{N_y}{A_{ef}} \right) + \frac{M_z}{W_{fZ}} \leq f_y$$

El valor w depende de la esbeltez del ala libre comprimida.

4.5 Cálculo de Sistemas Especiales de Correas

4.5.1 Sistemas de tramo único

Sometida a carga de gravedad sin esfuerzo axil, el ala libre de la correa trabaja a tracción. La flexión del ala puede desestimarse. En el cálculo se tienen en cuenta solamente las tensiones de flexión y las reacciones en el apoyo. Se comprueban las flechas.

Con cargas de succión, toda el ala libre se comprime (figura 16). Se tiene en cuenta la flexión del ala y debe comprobarse la estabilidad.

4.5.2 Sistemas de tramo doble con secciones transversales continuas

En los sistemas continuos (sin sistemas de manguito ni solape) puede tenerse en cuenta el comportamiento plástico en el apoyo central para el estado límite. Esto significa que, si se incrementa la carga, el momento flector sobre el

apoyo aumenta hasta alcanzar el momento resistente M_u de la sección transversal (figura 17). Si la carga se incrementa aún más, se redistribuyen los momentos. El comportamiento de la rotación de los momentos muestra una disminución del momento en el apoyo, mientras que el momento en el centro del vano aumenta debido al equilibrio. El estado límite se alcanza cuando el momento en el centro del vano es igual al momento resistente de la sección transversal.

Adicionalmente debe comprobarse la estabilidad.

4.5.3 Sistemas de solape y manguito

La rigidez de la conexión por solape o manguito debe hallarse mediante ensayo. La distribución de fuerzas se calcula utilizando esta rigidez. Las tensiones debidas a la distribución de fuerzas deben estar dentro de los límites de tensión. La carga debe ser menor que la resistencia máxima del tramo de un sistema equivalente de tramo único.

Adicionalmente debe comprobarse la estabilidad de las alas comprimidas y evaluarse las flechas. El cizallamiento o la rotura del apoyo deben comprobarse mediante ensayo.

4.6 Otros Aspectos del Cálculo

Además de la comprobación de la sección transversal de la correa, deben considerarse otros aspectos:

- El cerramiento de cubiertas o muros debe soportar cargas en el plano desde las correas. Estas cargas en el plano tienen dos componentes (figura 18):

  – El primer componente es el de la carga externa en dirección paralela al cerramiento. Este componente perpendicular lo soporta la correa.

  - El segundo componente es el esfuerzo transversal en la cabeza superior de las correas con sección asimétrica.

Estos esfuerzos en el plano del cerramiento deben ser soportados por tirantillas. Normalmente se utilizan las mordazas de la conexión de la correa en la tirantilla. El estado de esta conexión debe comprobarse.

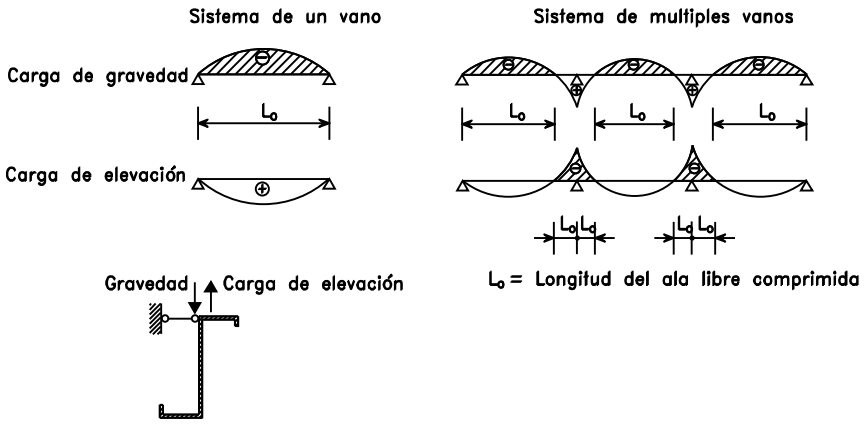


Figura 16 Comprobación de la elastabilidad del ala libre comprimida de la correa

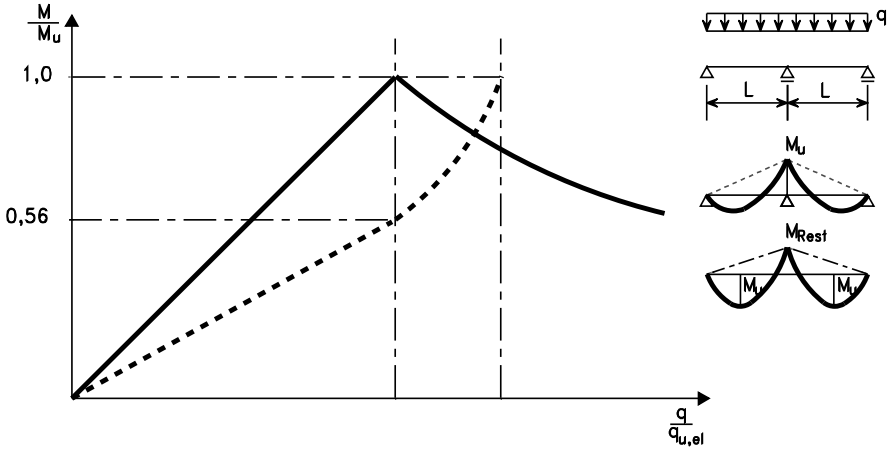
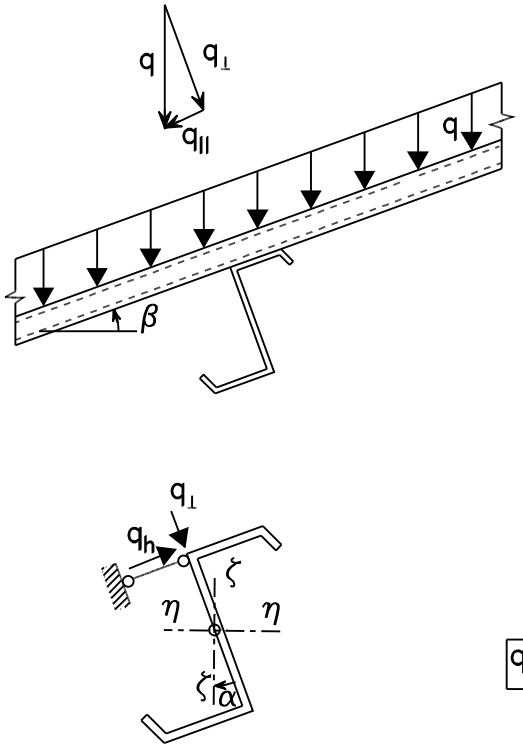


Figura 17 Comportamiento de una correa de dos vanos al incrementar la carga



$$q_{\perp} = q \cdot \cos\beta$$
$$q_{||} = q \cdot \operatorname{sen}\beta$$
$$q_h = q_{\perp} \cdot \frac{(1-\rho) \cdot \tan\alpha}{1+\rho \cdot \tan^2\alpha}$$
$$\rho = \frac{I_\zeta}{I_\eta}$$

$$q_{chapado} = q_{||} + q_h$$

Figura 18 Fuerza de membrana en el chapado q_s

En el proyecto de correas pueden examinarse mediante ensayos varios aspectos de la construcción:

- Restricción de torsión de la correa mediante el cerramiento (véase el apartado 2.4).
- El momento resistente máximo de la correa y la capacidad de rotación se dan después de la formación de las rótulas plásticas. La resistencia máxima al momento flector puede hallarse también mediante cálculo (tensión de fluencia por módulo de sección de la sección eficaz), pero el comportamiento de la rotación del momento sólo puede hallarse mediante ensayos.
- El colapso en el apoyo por una interacción entre el momento flector y la reacción en el apoyo. En el ensayo del apoyo (figura 19),
- Debe comprobarse el colapso en el apoyo de la correa. Un modo de colapso es la inestabilidad del alma; otro modo es el colapso por cortante junto al apoyo. Deben considerarse las interacciones entre los momentos flectores y las reacciones en el apoyo.
- Las flechas no deben sobrepasar la luz/180 para la capacidad de servicio.

4.7 Cálculo por Ensayos

Los ensayos son necesarios para investigar las propiedades y el comportamiento de partes de la construcción que no pueden analizarse teóricamente con la necesaria precisión.

En la Parte 1.3 de Eurocódigo 3 [1] se da una orientación referente al número de ensayos y a la preparación de los mismos.

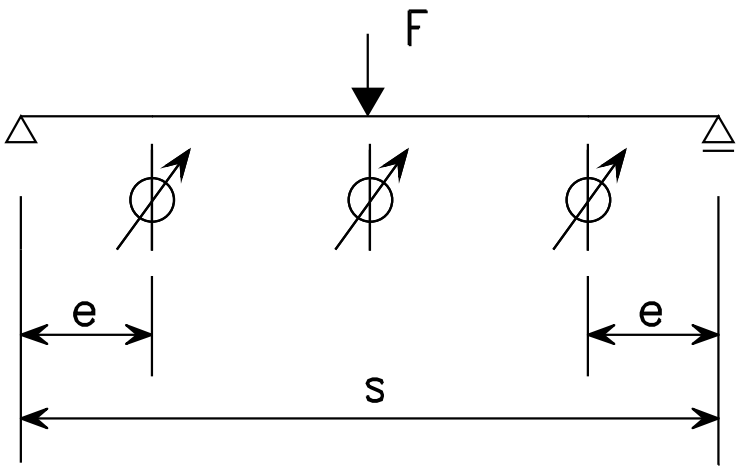


Figura 19 Ensayo de apoyo

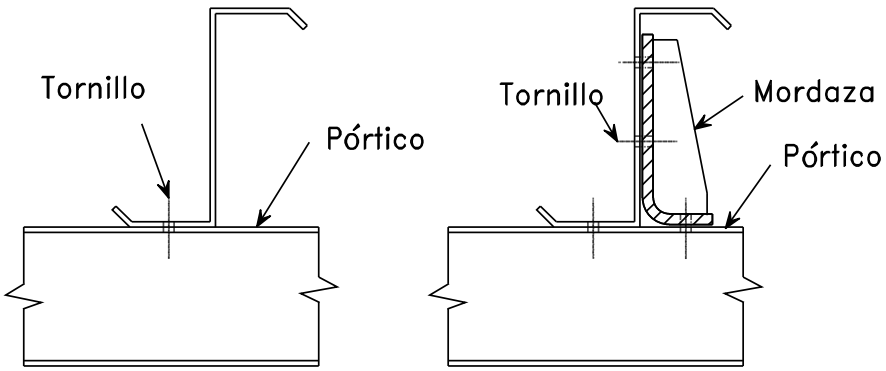


Figura 20 Conexiones de correas a pórticos

del pandeo lateral. A continuación se comentan brevemente.

4.8.1 Conexión de correas a pórticos

En algunas construcciones, las correas se fijan directamente al pórtico mediante tornillos. Otros sistemas emplean ejiones como se muestra en la figura 20. Los ejiones deben proyectarse para fuerzas verticales y horizontales debido a las reglas comunes de cálculo de construcción metálica.

"s" es casi igual a la distancia entre puntos de momento cero.

- La rigidez de las partes solapadas o con manguito de vigas de tramos múltiples (evaluada también por un ensayo de apoyo).

4.8 Algunos Aspectos Prácticos

Existen muchos detalles constructivos en los sistemas de cubiertas para uniones de correas, entre ellas o con los pórticos, para las fuerzas en el plano del cerramiento o para la prevención

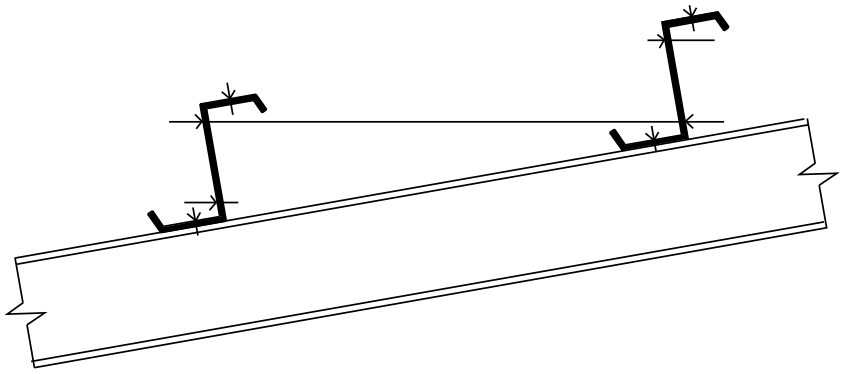


Figura 21 Tirantes entre correas

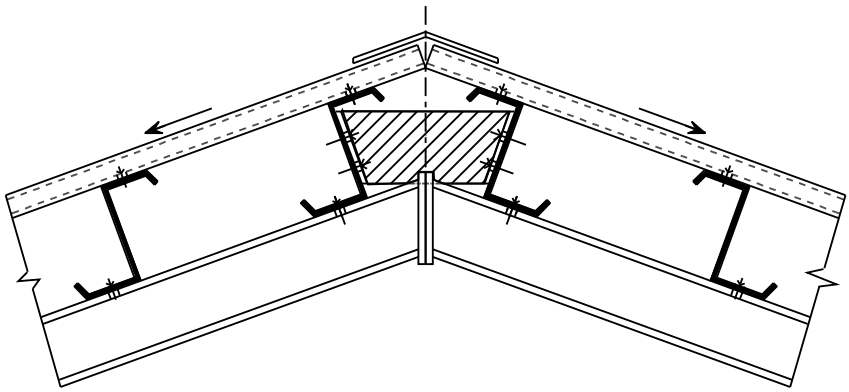


Figura 22 Rigidizador universal en la cumbrera

4.8.2 Fuerzas en el plano del cerramiento

En el proyecto deben considerarse las fuerzas en el plano del cerramiento. Las fuerzas deben ser transmitidas a los pórticos utilizando los ejiones y los apoyos de la correa, o los tirantes entre ellas a lo largo del pórtico (figura 21). En algunas construcciones de cubierta, se conecta el cerra-

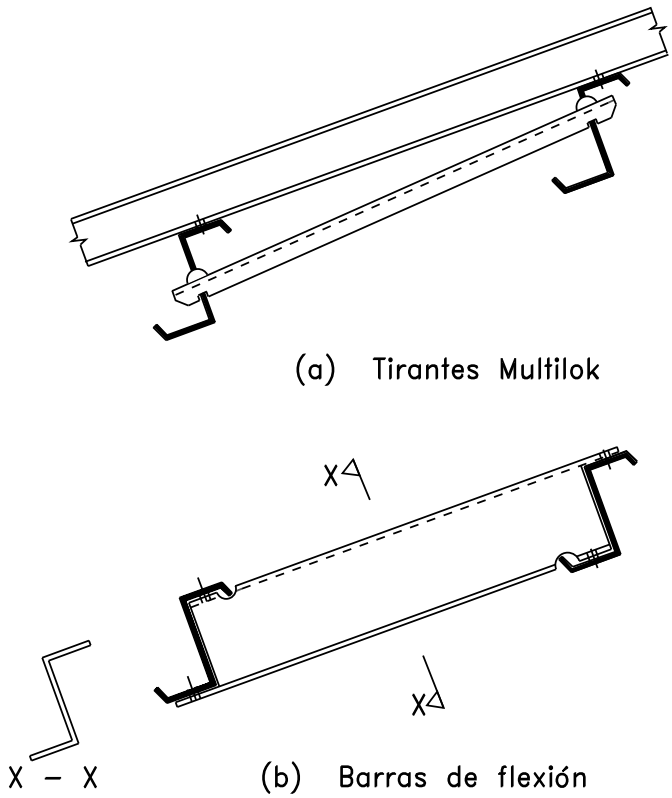


Figura 23 Prevención del pandeo lateral por torsión

miento de un lado de la cumbrera con la otra parte del cerramiento, de inclinación opuesta. Las correas en la cumbrera deben entonces rigidizarse (figura 22) y se deben comprobar los tornillos. Pueden utilizarse flejes de acero para sujetar la cabeza superior de las correas. Estos flejes se extienden sobre la totalidad de la cubierta. Deben anclarse al pórtico.

4.8.3 Prevención del pandeo lateral

Si la rigidez de la restricción de torsión de la correa es demasiado baja para prevenir el pandeo lateral, deben añadirse elementos adicionales a la construcción para sujetar el ala libre de la correa. Se utilizan dos elementos (figura 23):

- Tirantes Multilok que soportan solamente las fuerzas de tracción y estabilizan el ala libre. Este elemento se utiliza habitualmente.

- Barras de flexión que sujetan la correa contra la torsión y soportan también las fuerzas de compresión.

5. RESUMEN FINAL

1. El área eficaz de la sección se modifica mediante un coeficiente de reducción para tener en cuenta el efecto de la deformación por cortante.

2. El momento resistente tiene en cuenta las diferentes clases de pandeo (lateral y/o de torsión) pero, si las restricciones son eficaces, pueden tenerse en cuenta.

3. El proyecto de vigas de pequeño espesor se realiza con o sin consideración del pandeo lateral y las anchuras eficaces provocan un momento flector adicional.

4. El efecto de incrementar la sección transversal debido al solape de las conexiones de correas debe considerarse en el proyecto.

6. BIBLIOGRAFÍA

[1] Eurocódigo 3, Parte 1.3: “Cold-Formed Steel Sheeting and Members” (en preparación).

ESDEP TOMO 11
CONSTRUCCIÓN CON CHAPA DE PEQUEÑO ESPESOR

Problema Resuelto 11.2: Cálculo de una correa

CONTENIDO

1. Sistema y carga
2. Propiedades de la sección
3. Sección transversal eficaz bruta para el pandeo
4. Cálculo de las propiedades de la sección
5. Tensiones debidas al comportamiento a torsión
6. Cálculo

1. SISTEMA Y CARGA

Se supone que las correas son continuas sobre dos vanos y están dotadas de 3 tirantillas en cada tramo

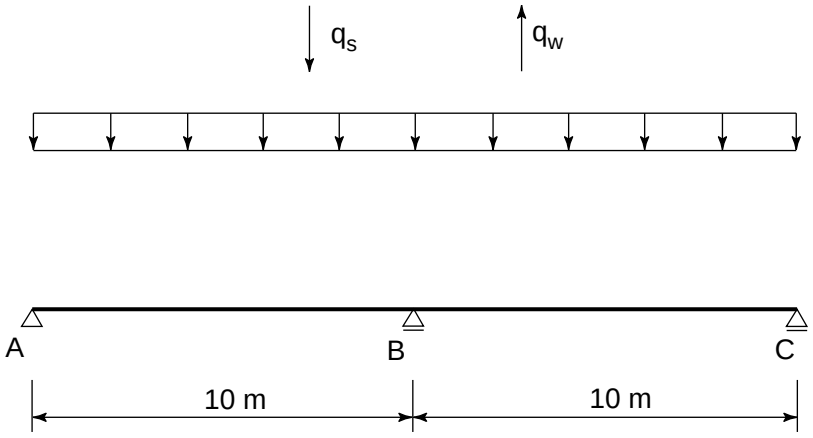


Figura 1 Condiciones del sistema y carga

Se deben comprobar dos casos de carga, partiendo del problema resuelto del panel trapezoidal (problema resuelto 11.3)

Caso 1: Carga gravitatoria (carga ponderada)

q_s = 2,68 kN/m

Caso 2: Carga de succión del viento

q_w = -0,35 × 2,68/1,46 = -0,642 kN/m

Observaciones

El ala superior de la sección en Z se mantiene en posición mediante el panel trapezoidal, que proporciona también una restricción torsional para la totalidad de la sección en Z. Para el diseño de la correa es importante la estabilidad del ala inferior de la sección en el apoyo intermedio, ya que está a compresión y no directamente a salvo de la flecha lateral. A fin de mejorar la capacidad de soporte de cargas, el ala más ancha (b* = 97 mm) se sitúa como se muestra en la figura 7 (es decir, opuesta a la situación conforme a la figura 2).

El límite elástico de cálculo del acero es de 350 N/mm^2 y el espesor de la correa es 3 mm (menos 0,06 mm del galvanizado).

2. PROPIEDADES DE LA SECCIÓN

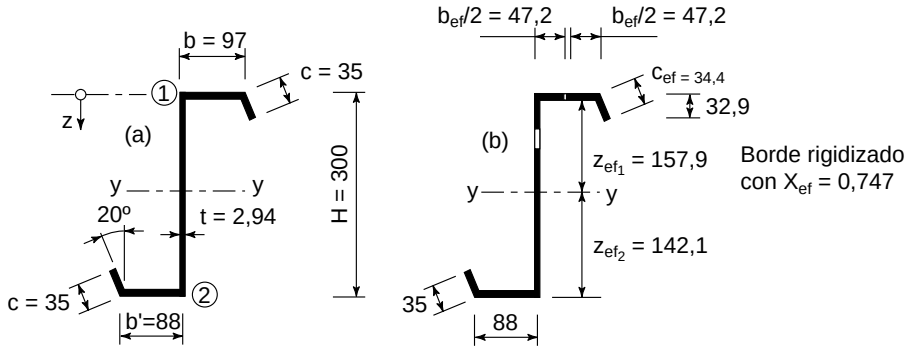


Figura 2 Dimensiones de la correa en Z
a) Sección transversal bruta; b) Sección eficaz

Referencias

3. SECCIÓN EFICAZ BRUTA PARA EL PANDEO

(se supone que el ala más ancha está a compresión)

a) Anchura eficaz del reborde:

c/b_p = 35/97 = 0,361 > 0,35

k_σ = 0,5 + 0,83 (0,361 - 0,35)$^{2/3}$ = 0,541

$$\bar{\lambda}_p = 1{,}052 \times \frac{35}{2{,}94} \times \sqrt{\frac{350}{2{,}10 \times 10^5 \times 0{,}541}} = 0{,}695$$ *3.2(1)*

ρ = (1 - 0,22/0,695)/0,695 = 0,983

Anchura eficaz del reborde:

c_{ef} = 0,983 × 35 = 34,4 mm

b) Ala comprimida:

k_σ = 4,0

$$\bar{\lambda}_p = 1{,}052 \times \frac{97}{2{,}94} \times \sqrt{\frac{350}{2{,}10 \times 10^5 \times 4{,}0}} = 0{,}708$$

ρ = (1 - 0,22/0,708)/0,708 = 0,973

Anchura eficaz del ala comprimida:

b_{eff} = 0,973 × 97 = 94,4 mm

$$\frac{b_{ef}}{2} = 47{,}2 \text{ mm}$$

c) Rigidizador de borde $\left(c_{ef} + \frac{b_{ef}}{2}\right)$

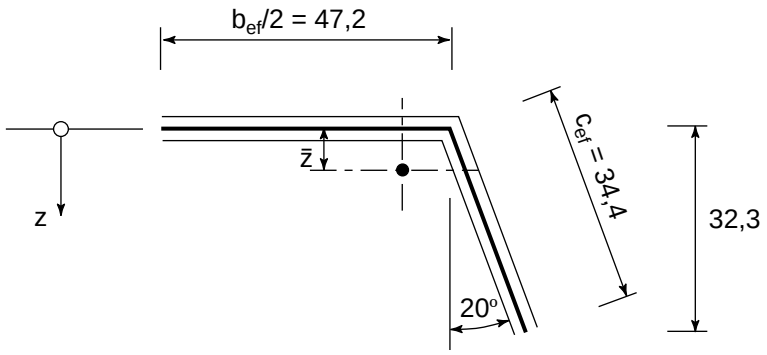


Figura 3 Propiedades del rigidizador de borde

l (mm)	z (mm)	l z (mm^2)	l z^2 (mm^3)	h (mm)	l $h^2/12$ (mm^3)
47.2	0	0	0	0	0
34.4	16.15	556	8972	32.3	2991
81.6		556	8972		2991

Altura de la linea neutra del ala -rigidizador por debajo del ala comprimida:

$$\bar{z} = \frac{556}{81,6} = 6,81 \text{ mm}$$

Momento de inercia

$$\frac{I_R}{t} = 8972 + 2991 - 81,6 \times 6,81^2 = 8175 \text{ mm}^3$$

$$I_R = 2,94 \times 8175 = 24035 \text{ mm}^4$$

Área de la sección transversal

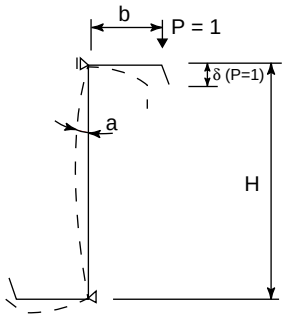
$$A_R = 81,6 \times 2,94 = 239,9 \text{ mm}^2$$

d) Área reducida del rigidizador de borde debido al pandeo

3.3.2

El pandeo del rigidizador en el plano vertical puede tratarse de una forma simplificada considerando el rigidizador como una viga comprimida sobre un cimiento elástico.

Flecha debido a la carga unitaria



$$\delta^{P=1} = \alpha\, b + \frac{1\times b^3}{3D}$$

$$\alpha = 1\times\frac{ba}{3D} \Rightarrow \delta^{P=1} = \frac{b^2}{3D}(a+b)\times 1$$

$$P = c\times\delta^P \;;\Rightarrow c = \frac{3D}{b^2(a+b)}$$

$$D = E\,t^3/12\,(1-v^2)$$

$$v = 0{,}3$$

$$c_r = \frac{3\times 2{,}1\times 10^5\times 2{,}94^3}{97^2\times(300+97)}\times\frac{1}{12(1-0{,}3^2)}$$

$$= 0{,}392\ \text{N/mm}^2$$

Figura 4 Flecha de la sección en Z sometida a una carga de canto P = 1

$$N_{cr} = 2\times\sqrt{c_r\times E\times I_r} = 2\sqrt{0{,}392\times 2{,}1\times 10^5\times 24035}$$

$$= 88962\ \text{N}$$

3.3.3(4)

$$A_r = 239{,}9\ \text{mm}^2\ ;\quad \sigma_{cr,r} = N_{cr}/A_r = 88962/239{,}9$$

$$= 371\ \text{N/mm}^2$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{350/371} = 0{,}972;\qquad \alpha = 0{,}13$$

5.1.2

$$\phi = 0{,}5(1 + 0{,}13\,(0{,}972 - 0{,}2) + 0{,}972^2) = 1{,}022$$

$$\chi = \frac{1}{1{,}022 + (1{,}022^2 - 0{,}972^2)^{1/2}} = 0{,}747$$

Referencias

El pandeo del rigidizador del borde se tiene en cuenta reduciendo su espesor a t_{ef} pero manteniendo inalterada su longitud. Por tanto $\chi = t_{ef}/t$. *3.3.2*

Área reducida del rigidizador del borde:

$A_{Ref} = 239{,}9 \times 0{,}747 = 179{,}2 \text{ mm}^2$ *3.1*

e) Pandeo del alma

El efecto del pandeo del alma se tiene en cuenta reduciendo el área del alma. El valor ψ debe basarse generalmente en la sección eficaz y es función de las tensiones σ_1 y σ_2 en la parte superior e inferior del alma.

l (mm)	z (mm)	l z (mm²)	l z² (mm³)	h (mm)	l h²/12 (mm³)
35	16,45	576	9471	32,0	3157
97	0	0	0	0	0
300	150	45000	6750000	300	2250000
88	300	26400	7920000	0	0
35	283,6	9924	2814128	32,9	3157
555		81900	17493599		2256314

Altura de la linea neutra de la sección transversal

$$\bar{z} = \frac{81900}{555} = 147{,}6 \text{ mm}$$

Momento de inercia de la sección transversal

$$\frac{I_g}{t} = 17493599 + 2256314 - 555 \times 147{,}6^2 = 7664100 \text{ mm}^3$$

$$I_g = 2{,}94 \times 7664100 = 22532500 \text{ mm}^4$$

$$\sigma_1 = \frac{M}{I} \times \bar{z}; \quad \sigma_2 = -\frac{M}{I}(300 - \bar{z})$$

$$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = -\frac{300-147,6}{147,6} = -1,033$$

$$k_\sigma = 7,81 - 6,29 \times (-1,033) + 9,78 \times (-1,033)^2 = 24,74$$

Tabla 3.1

$$\bar{\lambda}_p = 1,052 \times \frac{300}{2} \times 94 \times \sqrt{\frac{350}{2,1 \times 10^5 \times 24,74}} = 0,881$$

3.2

$$\rho = (1 - 0,22/0,881)/0,881 = 0,852$$

Altura eficaz del alma por debajo del ala

$$b_{ef1} = 0,4 \times 0,852 \times 147,6 = 50,3 \text{ mm}$$

Altura eficaz del alma por encima de la linea neutra

$$b_{ef2} = 1,5\, b_{ef1} = 1,5 \times 50,3 = 75,4 \text{ mm}$$

La reducción de la sección transversal se ilustra en la figura 2(b).

4. CÁLCULO DE LAS PROPIEDADES DE LA SECCIÓN

Las propiedades de la sección transversal reducida se calculan del modo siguiente:

l (mm)	t_{ef}/t	$l' = l\, t_{ef}/t$ (mm)	z (mm)	$l'\, z$ (mm^2)	$l'\, z^2$ (mm^3)	$l_o t_{ef}/t^2$ (mm)3
34,4 + 47,2						
= 81,6	0,747	60,9	6,81	415	2825	6106
47,2	1	47,2	0	0	0	0
50,3	1	50,3	25,15	1265	31816	10605
227,8	1	227,8	186,1	42394	9889445	985099
88	1	88	300	26400	7920000	0
35	1	35	283,6	9924	2814128	3157
		509,2		80398	18658214	1004967

$$\bar{z} = \frac{80398}{509,2} = 159,4 \text{ mm(comparar a 147,6 mm anteriormente)}$$

$$\frac{I_{yef}}{t} = 18658214 + 1004967 - 509,2 \times 157,9^2 = 6969073 \text{ mm}^3$$

$$I_{yef} = 6969073 \times 2,94 = 20489074 \text{ mm}^4$$

$$W_{yef1} = \frac{20489074}{157,9} = 129767 \text{ mm}^3$$

$$W_{yef2} = \frac{20489074}{300 - 157,9} = 144178 \text{ mm}^3$$

5. TENSIONES DEBIDAS AL COMPORTAMIENTO A TORSIÓN Y A FLEXIÓN LATERAL

(Eurocódigo 3 Parte 1.3, 7.2.2)

Puesto que el eje principal no coincide con los ejes yz y la sección no se puede mover lateralmente en la unión entre la correa y el panel de chapa, causará torsión y flexión lateral de la sección. Ello influirá en la distribución de la tensión normal sobre la sección transversal. No obstante, la influencia principal se producirá en el ala libre.

El ala libre puede considerarse como una viga sobre un cimiento elástico con una carga lateral numéricamente igual pero en dirección opuesta a las fuerzas distribuidas necesarias para mantener la sección flexionada en el plano del alma. El apoyo elástico se debe a la flexión transversal de la sección (deformación de la sección), deformación de la unión correa/panel y flexión del panel. Normalmente la última puede despreciarse.

Determinación de la rigidez lateral del resorte K

$$\frac{1}{K} = \frac{1}{K_A} + \frac{1}{K_B} + \frac{1}{K_C} \qquad 7.3.2.2$$

donde

$$K_A = \frac{C_{D,A}}{H^2}$$

$$K_B = \frac{Et^3}{4 \times (1 - v^2) \times (H + e) \times H^2}$$

$$K_C = \frac{C_{D,C}}{H^2}$$

con las notaciones según la figura 5.

$\frac{1}{K_C}$ normalmente puede despreciarse.

Del cuadro 7.1 los valores de c_D son conocidos siempre que se utilicen un elemento de fijación en cada segundo seno y una arandela de diámetro $\phi \geq 22$ mm

carga gravitatoria $\bar{C}_{D,A}$ = 3,1 kNm/m

Referencias

Carga de succión $\bar{C}_{D,A}$ = 1,7 kNm/m

Estos valores son válidos para una anchura de ala de 100 mm de la correa y deben ajustarse a la anchura real del ala, b_a = 88 mm, utilizando la fórmula simplificada siguiente:

7.3.2.1(4)

$$C_{D,A} = \bar{C}_{D,A} \left(\frac{b_a}{100}\right)^2$$

carga gravitatoria $C_{D,A} = 3{,}1 \times \left(\frac{88}{100}\right)^2 = 2{,}40$ kNm/m

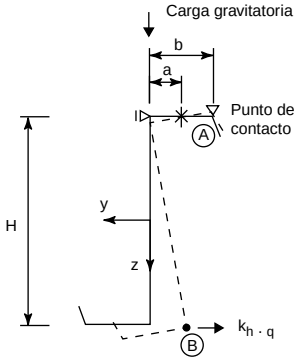
carga de succión $C_{D,A} = 1{,}7 \times \left(\frac{88}{100}\right)^2 = 1{,}32$ kNm/m

carga gravitatoria $K_A = 2400/300^2 = 0{,}0267$ N/mm^2

carga de succión $K_A = 1320/300^2 = 0{,}0147$ N/mm^2

El valor de K_B depende de dónde esté situado el punto de contacto entre la correa y el panel, lo que a su vez depende de la dirección de la carga lateral $k_h \times q$

carga gravitatoria



b ≈ 88 mm

a ≈ 44 mm

H = 300 mm

$$k_h = \frac{B^2 H t}{4 I_y}$$

$$e = 2a + b = 2 \times 44 + 88 = 176 \text{ mm}$$

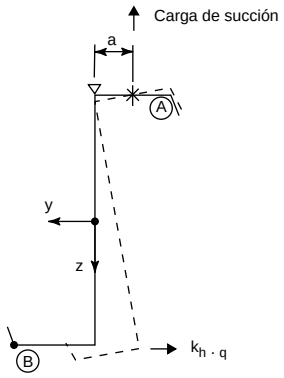
Figura 5 Flecha de la sección en Z sometida a carga gravitatoria

Fig. 7.7

$$k_h = \frac{109^2 \times 300 \times 2{,}94}{4 \times 22532500} = 0{,}116$$

$$K_B = \frac{2{,}1 \times 10^5 \times 2{,}94^3}{4 \times (1 - 0{,}3^2) \times 300^2 \times (300 + 176)} = 0{,}0342 \text{ N/mm}^2$$

carga de succión



$$k_h = \frac{a}{h} - \frac{B^2 Ht}{4 I_y}$$

$$= \frac{44}{300} - 0{,}116 = 0{,}031 > 0$$

Esto significa que el punto de contacto estará en A y

$K_B = 0{,}0342 \text{ N/mm}^2$

Figura 6 Flecha de la sección en Z sometida a carga de succión

Finalmente

K = $1/(1/K_A + 1/K_B)$

para carga gravitatoria (carga de nieve)

K = $1/(1/0{,}0267 + 1/0{,}0342) = 0{,}0150$

para carga de succión (acción del viento)

K = $1/(1/0{,}0147 + 1/0{,}0342) = 0{,}0103$

Magnitudes geométricas de la sección para la " viga sobre cimiento elástico"

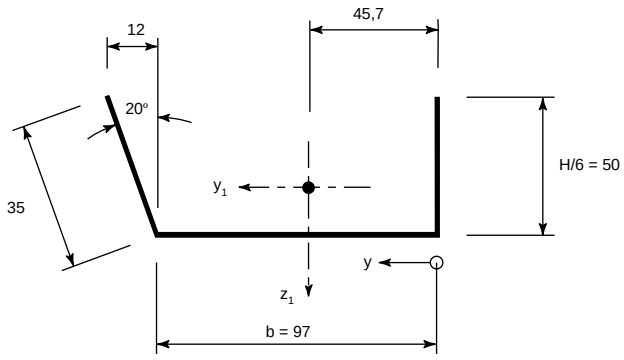


Figura 7 Magnitudes geométricas de la sección para la " viga sobre cimiento elástico"

Referencias

l (mm)	y (mm)	l y (mm^2)	l y^2 (mm^3)	h_y (mm)	l $h_y^2/12$ (mm^3)
50	0	0	0	0	0
97	48.5	4705	228168	97	76056
35	103	3605	371315	12	420
182		8310	599483		76476

$$\bar{y} = \frac{8310}{182} = 45{,}7 \text{ mm}$$

$$\frac{I_{fz1}}{t} = 599483 + 76476 - 182 \left(\frac{8310}{182}\right)^2 = 296530 \text{ mm}^2$$

$$I_{fz1} = 296530 \times 2{,}94 = 871798 \text{ mm}^4$$

$$R = \frac{K L_a^4}{\pi^4 E I_{fz1}}; \quad L_a = \frac{10000}{4} = 2500$$

7.3.4.2(3)

carga gravitatoria $$R = \frac{0{,}0150 \times 2500^4}{\pi^4 \times 2{,}1 \times 10^5 \times 871798} = 0{,}0329$$

carga de succión $$R = \frac{0{,}0103 \times 2500^4}{\pi^4 \times 2{,}1 \times 10^5 \times 871798} = 0{,}0225$$

Referencias

6. CÁLCULO

7.3.4.1

a) Carga gravitatoria q = 2,68 kN/m

Sólo es necesario comprobar las condiciones en el apoyo interior B, ya que es el punto de momento máximo

$M_{y.Sd.B}$ = -0,125 q L^2 = 0,125 × 2,68 × 10^2 = -33,5 kNm — *Tabla 7.2*

$M_{fz.Sd.B}$ = $-\phi_{3e} \times \frac{1}{12} \times k_h \, q \, L_a^2 \equiv M_{z1}$

ϕ_{3e} = (1 - 0,0125 R)/(1 + 0,198 R) — *Tabla 7.2*

= (1 - 0,0125 × 0,0329)/(1 + 0,198 × 0,0329) = 0,993

$M_{fz.Sd.B} = -0,993 \times \frac{1}{12} \times 0,116 \times 2,68 \times 2,5^2 = -0,161$ kNm

La tensión de compresión máxima se producirá en la unión entre el ala y el alma. (Punto B en la figura 5)

$$\sigma_A = -\frac{33,5 \times 10^6}{129767} - \frac{0,161 \times 10^6}{871798} - 45,7$$

= - 258,1 - 8,4 = -266,5 N/mm^2

$|\sigma_A|$ = 266,5 < f_y / γ_M = 350/1,1 = 318,1 Vale — *7.3.4.2(1)*

Comprobación de la estabilidad — *7.3.4.3(1)*

$$\left| \frac{1}{\chi} (\sigma^{My} + \sigma^{N}) + \sigma^{Mz1} \right| \leq f_y / \gamma_M$$

σ^{My} = -258,1 N/mm^2 ; σ^N = 0

σ^{Mz1} = -8,4 N/mm^2

Longitud de pandeo de la correa:

$L_a = \frac{L}{4} = \frac{10000}{4}$ = 2500 mm

l_{fz} = $\eta_1 \times L_a \times (1 + \eta_2 \times R \, \eta_3) \, \eta_4$ — *(7.17)*

Referencias

$= \quad 0{,}713 \times 2500 \times (1 + 62{,}7 \times 0{,}0329^{2{,}75})^{-0{,}084}$

$= \quad 1782 \text{ mm}$

$i_{fz1} = \left(\frac{I_{fz1}}{A_f}\right)^{1/2} = \left(\frac{296530}{182}\right)^{1/2} = 40{,}4 \text{ mm}$

$\bar{\lambda}_{fz} = \frac{l_{fz}}{i_{fz1}} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{1782}{40{,}4} \times \frac{1}{\Pi} \sqrt{\frac{350}{2{,}1 \times 10^5}}$

$= \quad 0{,}573$

$\phi = 0{,}5\,[1 + \alpha\,\bar{\lambda}_{fz} - 0{,}2) + \bar{\lambda}_{fz}^2]; \quad \propto = 0{,}21$ *5.1.2(1)*

$= \quad 0{,}5\,[1 + 0{,}21 \times (0{,}573 - 0{,}2) + 0{,}573^2] = 0{,}703$

$\chi = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}_{fz}^2]^{1/2}}$

$\chi = \frac{1}{0{,}703 + [0{,}703^2 - 0{,}573^2]^{1/2}} = 0{,}900$

$\left| \frac{1}{0{,}900}(-258{,}1) - 8{,}4 \right| = 295{,}2 \text{ N/mm}^2$

Vale

$295{,}2 < \frac{f_y}{\gamma_m} = \frac{350}{1{,}1} = 318{,}1 \text{ N/mm}^2$

Resistencia a cortante *4.8*

Esbeltez no dimensional del alma

$\bar{\lambda}_w = 0{,}346 \frac{h_{IP}}{t} \sqrt{\frac{f_y}{E}}$

$= \quad 0{,}346 \times \frac{300}{2{,}94} \times \sqrt{\frac{350}{2{,}1 \times 10^5}} = 1{,}44$

$\bar{\lambda}_w > 1{,}38$

Por lo tanto:

$\tau_w / f_y = 0{,}67/\bar{\lambda}^2 = \dfrac{0{,}67}{1{,}44^2} = 0{,}323$ *cuadro 4.1*

$V_{w.Rd} = \tau_w\, b_w\, t/\gamma_{M1} = 0{,}323 \times 350 \times 300 \times 2{,}94/1{,}1 = 90{,}6$ kN

$V_{Sd} = \dfrac{5}{8}\, q\, L = \dfrac{5}{8} \times 2{,}68 \times 10 = 16{,}8$ kN $< V_{w.Rd}$

Momento flector y cortante combinados *4.9(1)*

Esto debe comprobarse en el borde de una viga de la cubierta

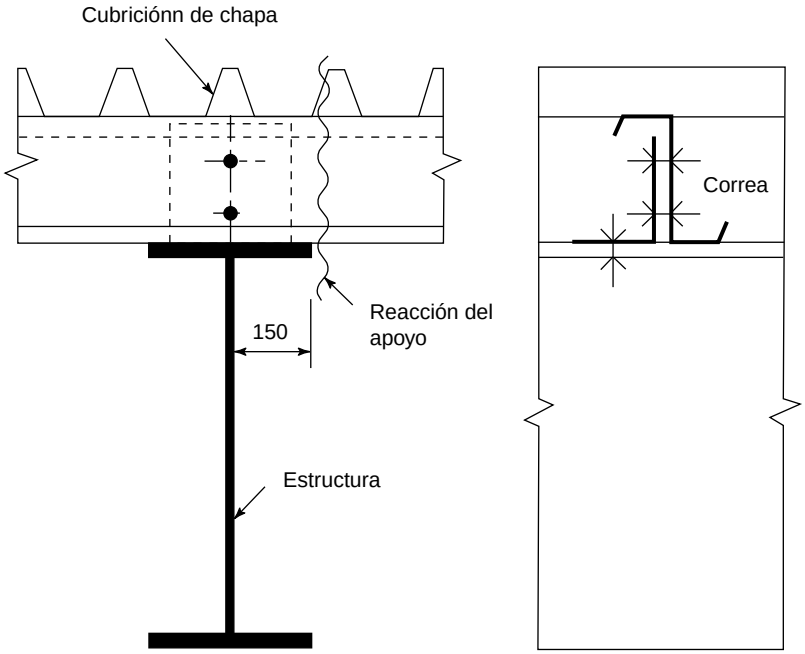


Figura 8 Apoyo intermedio de las correas

$V_{Sd} = 16{,}8 - 0{,}15 \times 2{,}68 = 16{,}4$ kN

$M_{Sd} = 33{,}5 - 16{,}8 \times 0{,}15 = 31{,}0$ kNm

$M_{C.Rd} = 350 \times 129767/1{,}1 = 41{,}3$ kNm

Referencias

$$\left(\frac{M_{Sd}}{M_{C.Rd}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Sd}}{V_{w.Rd}}\right)^2 =$$

$$\left(\frac{31}{41,3}\right)^2 + \left(\frac{16,4}{90,6}\right)^2 = 0,60 \leq 1$$

b) Carga de succión q = -0,642 kN/m

Sólo es necesario comprobar las condiciones en el tramo AB

$M_{y.AB} = \frac{9}{128} q L^2 = \frac{9}{128} (-0,642) \times 10^2 = -4,51$ kNm — *7.3.4.1*

$M_{fz.Sd.AB} = \phi_{3m} \frac{1}{24} k_h q L^2$

$\phi_{3m} = (1 + 0,0178 R)/(1 + 0,191 R)$ — *Tabla 7.2*

$= (1 + 0,0178 \times 0,0225)/(1 + 0,191 \times 0,8225) = 0,996$

$M_{fz.Sd.AB} = 0,996 \times \frac{1}{24} \times 0,031 \times 0,642 \times 2,5^2 = 0,0052$ kNm

Comprobación de la estabilidad — *7.3.4.3(4)*

$L_a = \frac{1}{4} L = \frac{1}{4} \times 10000 = 2500$ mm

$l_{fz} = \eta_1 L_a (1 + \eta_2 R^{\eta_3})^{\eta_4}$

$= 1,0 \times 2500 \times (1 + 30,4 \times 0,0225^{-2,28})^{-0,108}$

$= 2499$ mm

$\bar{\lambda}_{fz} = \frac{2499}{40,4} \times \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{350}{2,1 \times 10^5}} = 0,804$

$\phi = 0,5 [1 + 0,21 (0,804 - 0,2) + 0,804^2] = 0,886$ — *5.1.2(1)*

$\chi = \frac{1}{0,886 + [0,886^2 - 0,804^2]^{1/2}} = 0,794$

$$\sigma^{My} = -\frac{4{,}51\times 10^{6}}{129767} = -34{,}8\ N/mm^2$$

$$\sigma^{Mz1} = -\frac{0{,}0052\times 10^{6}}{871798}\times 45{,}7 = -0{,}3\ N/mm^2$$

$$\left|\frac{1}{\chi}(\sigma^{My}+\sigma^{N})+\sigma^{Mz1}\right| =$$

$$\left|\frac{1}{0{,}794}(-34{,}8+0)-0{,}3\right| = 44{,}2\ N/mm^2 < \frac{f_y}{\gamma_m} = 318{,}1\ N/mm^2 \quad \text{Válido}$$

RESUMEN FINAL

El análisis de una correa de perfil conformado en frío se efectúa en Eurocódigo 3, Parte 1.3. Las propiedades de la sección reducida se calculan incluyendo la anchura eficaz del ala comprimida, el alma y el rigidizador del borde. Asimismo debe tenerse en cuenta la estabilidad del ala inferior no apoyada en la zona de momento negativo adyacente al apoyo central. Este análisis se basa en la analogía “viga sobre cimiento elástico”. Se efectúan comprobaciones de fuerzas gravitatoria y succión por efecto del viento.

ESDEP TOMO 11
CONSTRUCCIÓN CON CHAPA DE PEQUEÑO ESPESOR

Lección 11.4: Procedimiento de Cálculo para Chapado

OBJETIVOS/CONTENIDO

Presentar los diferentes tipos de cerramiento y comentar los requisitos de ensayo y los procedimientos de cálculo del cerramiento trapezoidal.

CONOCIMIENTOS PREVIOS

Lección 11.1:	Elementos de Pequeño Espesor y Cerramiento
Lección 11.7:	Aplicaciones de la construcción con chapas de pequeño espesor
Problema resuelto 11.3:	Problema Resuelto de Cerramiento Trapezoidal

LECCIONES AFINES

Lección 3.4:	Calidades y Tipos de Acero

RESUMEN

En la lección se ilustra cómo los diferentes tipos de chapado se utilizan típicamente en la construcción de cubiertas, pisos y muros. Se comenta el desarrollo de productos y se explican las razones del “cálculo por ensayos”. Se facilitan procedimientos de cálculo para el proyecto de cerramiento trapezoidal que incluyen comprobaciones de flexión, cortante, inestabilidad del alma e interacción flexión/cortante en los apoyos internos.

1. INTRODUCCIÓN - TIPOS DE CERRAMIENTO

Tal como se comentó en la lección 11.1, el cerramiento de acero conformado en frío puede desarrollarse no sólo para proporcionar una resistencia adecuada a la carga, sino también para satisfacer los requisitos funcionales del proyecto. Este aspecto se considera ahora con más detalle en relación con el uso común del cerramiento conformado en frío en estructuras de cubiertas, muros y pisos.

Estructuras de cubierta

Los sistemas de cerramiento de cubiertas pueden utilizarse para cubiertas “frías” o “calientes”, como se describe a continuación:

a) Una “cubierta fría” tiene un forro exterior impermeable con aislamiento interno según sea necesario (figura 1). El requisito principal de evitar la penetración de agua de lluvia conduce a utilizar perfiles poco altos con una secuencia de alas anchas y estrechas; las chapas se fijan mediante elementos de fijación aplicados a las crestas de las ondulaciones o mediante clips (perfiles de plegado saliente). El uso de pocos puntos de fija-

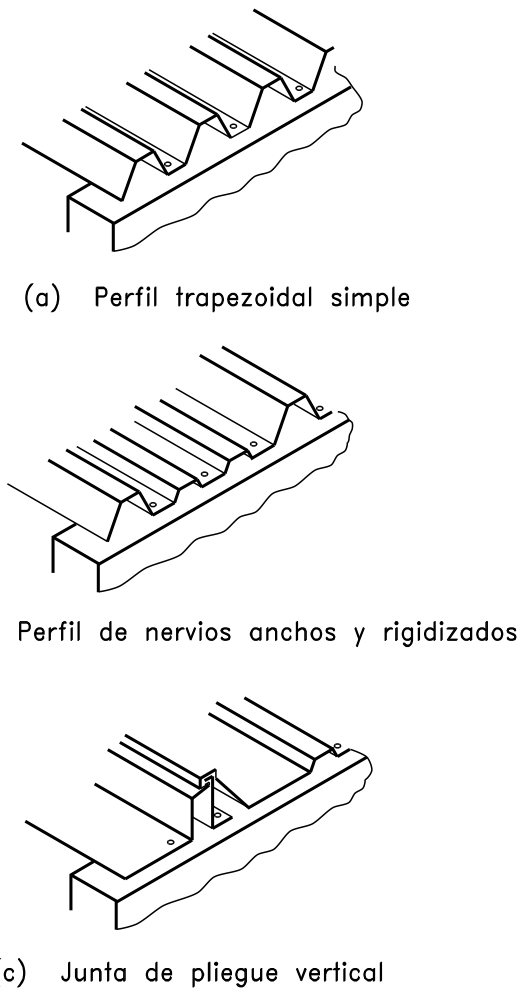


Figura 1 Forro exterior impermeable para estructuras de cubierta

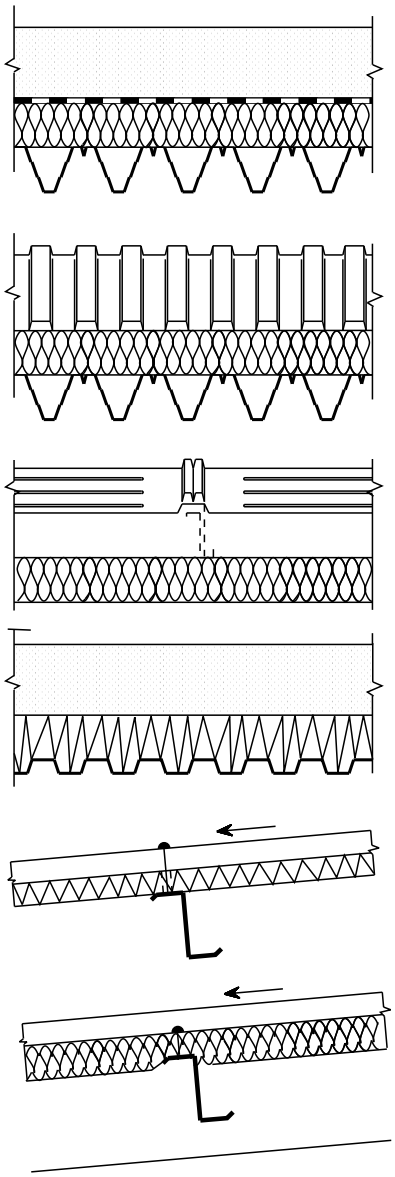


Figura 2 Componentes de cubierta

ción significa que las fuerzas en estos puntos son relativamente altas; para estos tipos de perfil las luces son relativamente pequeñas.

b) Una “cubierta caliente” (figura 2) incluye impermeabilización y aislamiento y se construye utilizando un perfil resistente a cargas, aislamiento (lana mineral o espuma plástica) y una capa exterior, por ejemplo un forro metálico, como se ha mencionado anteriormente.

El chapado perfilado resistente a cargas en este tipo de cubierta normalmente tiene las alas más anchas giradas hacia arriba a fin de proporcionar un apoyo suficiente para el aislamiento. Las uniones se sitúan en la parte inferior de ondulaciones relativamente estrechas. En este caso, la tendencia es a luces más largas, utilizando perfiles más complejos, dotados de rigidizadores intermedios.

Estructuras de muros (figura 3)

Las estructuras de muros incluyen un forro exterior metálico como acabado, de luz relativamente pequeña y una estructura de apoyo que transmite la carga del viento a la estructura principal del edificio. La estructura de apoyo puede ser un sistema de raíles de muro o perfiles horizontales altos (de sección rectangular), con aislamiento integrado. Otra solución combina la función de apoyo de carga y protección en un panel “sandwich”, formado por perfiles metálicos de varias formas y un núcleo de poliuretano.

Estructuras de piso (figura 4)

Las estructuras de piso tienen el chapado, por ejemplo chapado trapezoidal o en cajones, como parte resistente a la carga, de acción simple

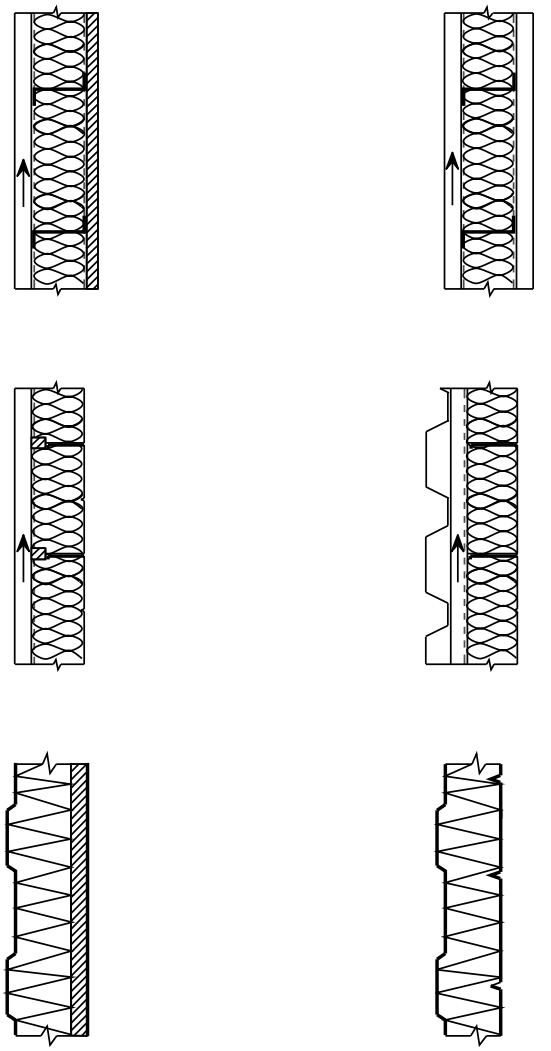


Figura 3 Composiciones de pared

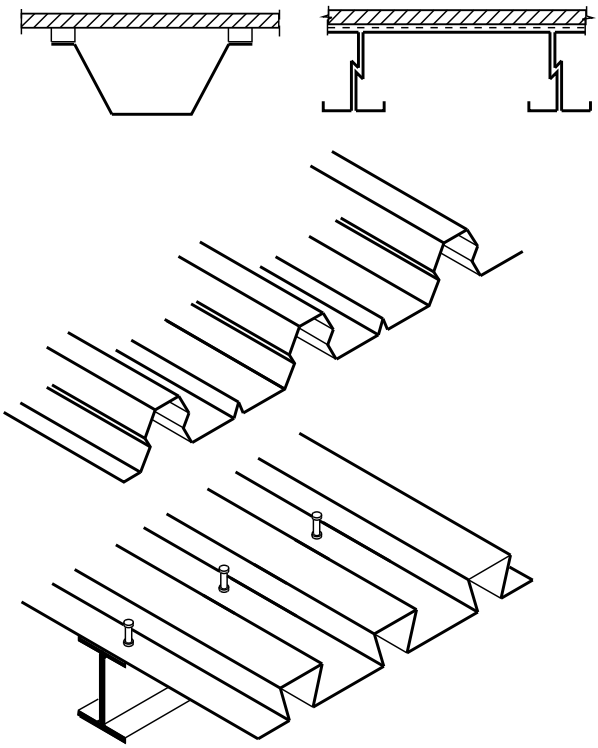


Figura 4 Estructuras de forjado

o conjunta con otros materiales como tablero de cartón o contrachapado u hormigón fraguado in situ. En el primer caso, la acción conjunta se obtiene mediante adhesivos o elementos de fijación mecánica, en el segundo caso mediante muescas y/o conectores de cortante especiales.

Puesto que la resistencia al momento flector es el requisito principal, los perfiles seleccionados para pisos son similares a los utilizados para el revestimiento de cubiertas.

Objetivos del cálculo

Para chapado trapezoidal con propiedades geométricas “normales” de altura, anchura, rigidez y espesor de la chapa, el cálculo puede basarse en expresiones analíticas (véase el Problema Resuelto 3). Son necesarios ensayos para los perfiles ajenos a las propiedades geométricas definidas y cuando debe valorarse la acción conjunta de otros materiales que actúan con el cerramiento.

2. PROCEDIMIENTOS DE CÁLCULO

Debido al gran número de tipos de chapado disponibles y a la diversidad de requisitos funcionales y condiciones de carga aplicables, el cálculo se basa generalmente en investigaciones experimentales (salvo para el chapado trapezoidal, en el que pueden utilizarse métodos analíticos). Este enfoque experimental es generalmente aceptable para productos fabricados a gran escala, en los que la optimización de la forma de los perfiles es una necesidad competitiva.

Durante los años 60, numerosos países establecieron su propia producción de chapa trapezoidal y la exportación de tales productos aumentó. Como consecuencia del aumento de la competencia y del comercio, el desarrollo de productos condujo rápidamente a nuevos tipos de perfiles con rigidizadores intermedios, mayor resistencia del material y una geometría perfeccionada (véase la figura 5). Todos los desarrollos condujeron a un incremento de la resistencia a la carga.

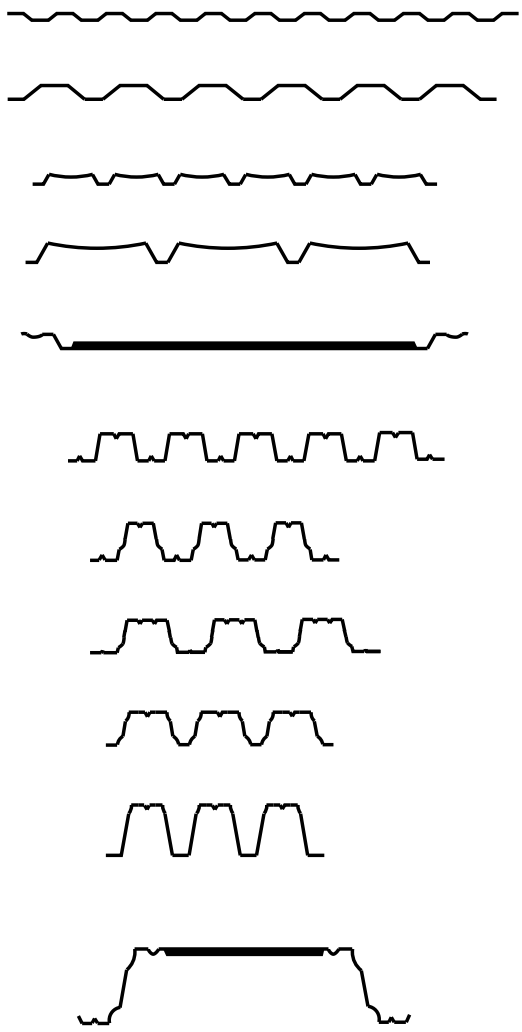


Figura 5 Tipos de chapa perfilada trapezoidal

Sin embargo, el desarrollo de productos se basó más en la experiencia del comportamiento funcional de los productos que en los métodos analíticos. El “cálculo por ensayos” inicial y el subsiguiente entendimiento creciente del comportamiento estructural permitieron desarrollar métodos analíticos de cálculo; se crearon fórmulas teóricas (semiempíricas) de cálculo basadas en la evaluación de los resultados de los ensayos. Este tipo de interacción de los resultados analíticos y experimentales se produce siempre que un fenómeno especial es responsable de incertidumbres en la predicción de la resistencia de cálculo (estado límite) o deformaciones (estado límite de servicio).

Se han llevado a cabo y evaluado miles de ensayos -tal como se escribe más abajo- y se han desarrollado fórmulas de cálculo que predicen adecuadamente la resistencia a la carga del cerramiento trapezoidal. No obstante, es necesario restringir los valores de cálculo a un nivel relativamente bajo para que la resistencia de cálculo a la carga sea algo menor que la resistencia real. Este menor nivel es necesario porque debe abarcarse una amplia gama de propiedades geométricas mediante reglas de cálculo y, según la forma geométrica, pueden producirse diferentes tipos de agotamiento.

Los métodos de cálculo para cerramiento trapezoidal se describen en el apartado 3.

Tipos de ensayos (figura 6)

Los ensayos pueden ser necesarios a efectos de optimización o debido a la ausencia de métodos analíticos apropiados; si es necesario, deben realizarse ensayos para averiguar lo siguiente:

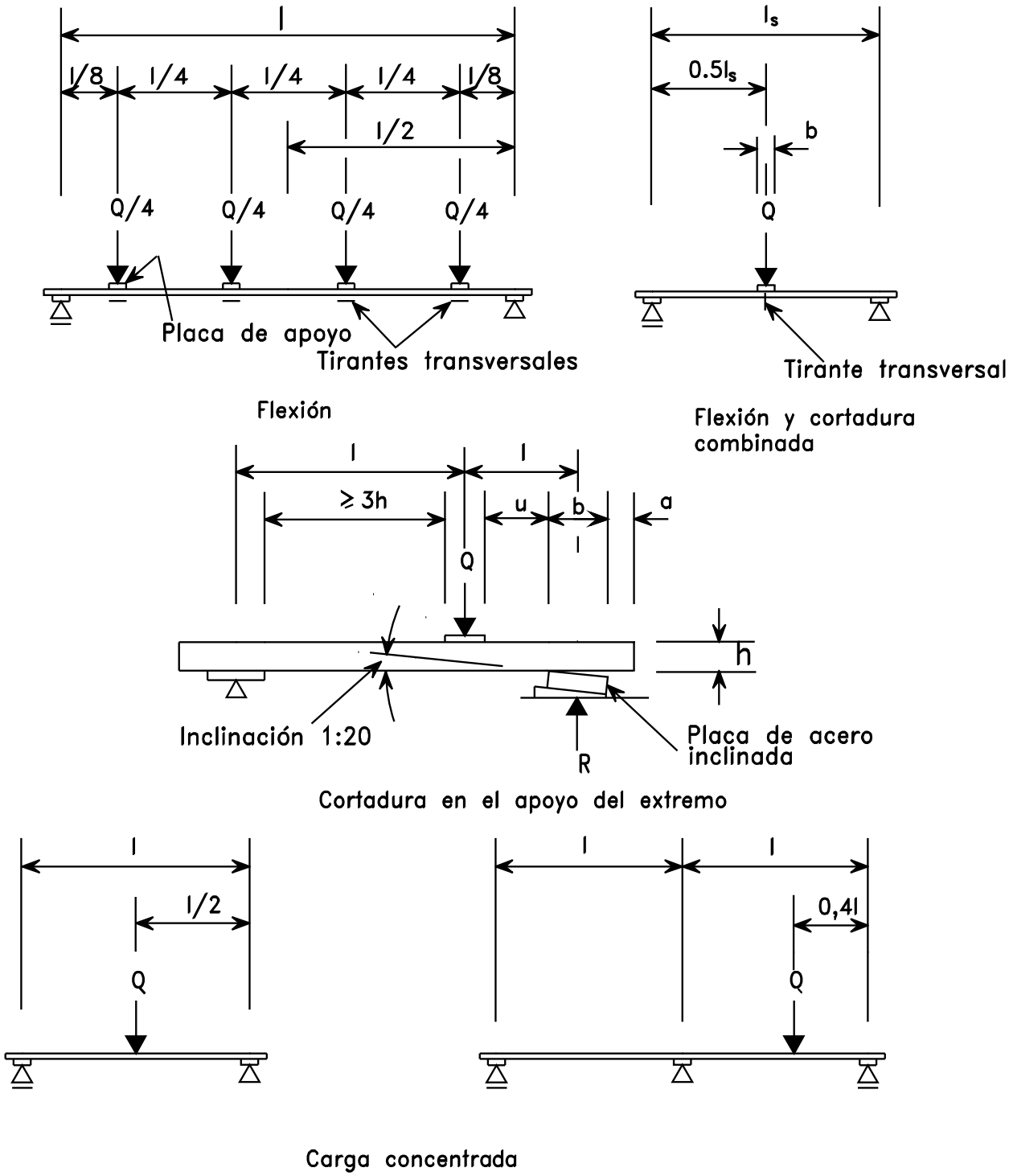


Figura 6 Tipos de ensayos para chapa perfilada trapezoidal (ejemplos)

- resistencia a la flexión y rigidez a la flexión, estimadas mediante “ensayos en vigas de un solo vano”.
- resistencia combinada a la flexión y a cortante o resistencia a la inestabilidad, estimadas mediante “ensayos en apoyo inter-

medio" o "ensayos en viga de dos vanos" (con lo que se prevé la posible redistribución de momentos).

- resistencia a cortante en el apoyo extremo, estimada mediante "ensayos en apoyo extremo".

- resistencia a cargas puntuales, durante y después del montaje, representando la capacidad para soportar "peatones".

Normalmente los ensayos se realizan con carga de gravedad, por ejemplo el peso propio y la carga de nieve, y carga vertical, es decir la succión del viento; además, si el cerramiento es asimétrico, las cargas se sitúan en dos posiciones, según la aplicación. Se tienen en cuenta las condiciones prácticas de apoyo y carga, lo que implica, por ejemplo, que para la carga de succión debe medirse la resistencia de los elementos de fijación y conexiones en los apoyos extremos e interiores. En la Parte 1.3 de Eurocódigo 3 [1] se facilita información más detallada.

Los ensayos deben simular el comportamiento real del cerramiento en condiciones prácticas. Es importante que los equipos y los procedimientos de ensayo sean sencillos a fin de obtener resultados fiables y comparables.

La frecuencia de aplicación de las cargas normalmente debe ser tal que las tensiones puedan tratarse como casi estáticas y ser aproximadamente iguales en una serie de ensayos. Además, al crear la carga, debe utilizarse un número adecuado de fases de carga.

Los ensayos de resistencia a las cargas deben ir acompañados de ensayos de tracción normalizados, utilizando probetas tomadas en partes planas de los perfiles. Seguidamente, los resultados de los ensayos se corrigen con respecto a los valores reales de espesor del núcleo (t_f), límite elástico (f_{yz}) y los valores especificados (t, f_y).

El resultado corregido de los ensayos se deriva del resultado del ensayo real del modo siguiente:

$$R_n = R_t(F_f/f_{yt})^{\alpha}\,(t/t_t)^{\beta}$$

β = 1 para $t \geq t_t$

β = 2 para $t < t_t$

α = 0 para $f_y \geq f_t$

α = 0,5 para $f_y < f_{yt}$ si la rotura es causada por pandeo local, de otro modo, α = 1

Utilizando este método, los resultados del ensayo se transforman en valores, con referencia a valores nominales o especificados, de espesor y límite elástico de la chapa.

3. PROCEDIMIENTOS DE CÁLCULO PARA CHAPA TRAPEZOIDAL

Al proyectar el cerramiento deben efectuarse las comprobaciones siguientes:

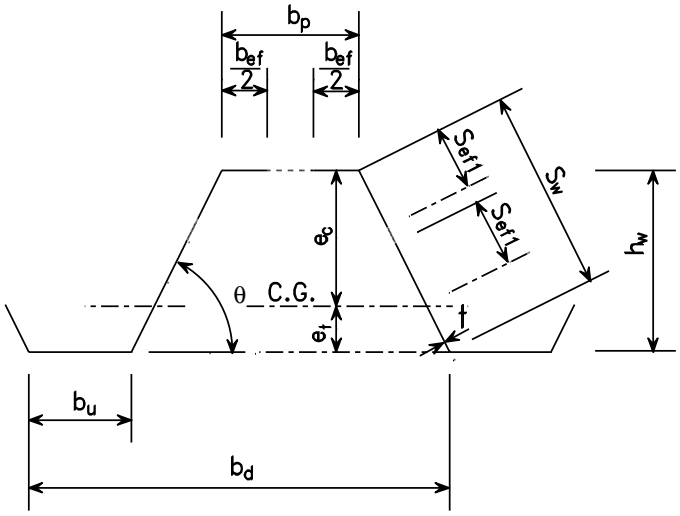


Figura 7 Notación para una chapa perfilada trapezoidal

- resistencia a la flexión.
- resistencia a cortante.
- resistencia a la carga puntual (resistencia a la inestabilidad).
- interacción de flexión y cortante y/o inestabilidad.
- rigidez del cerramiento.

Se han desarrollado fórmulas para ello, utilizando la notación que se muestra en la figura 7.

3.1 Procedimientos de Cálculo de Flexión

Paso 1: Comprobar que la geometría de la sección cumple con los límites apropiados, es decir, anchura/espesor b/t ≤ 500, s_w/t≤ 500 (de otro modo, calcular por ensayos).

Paso 2: Comprobar si puede ignorarse el redondeo de esquinas, es decir r/t ≤ 5, r/b_p ≤ 0,15 (de otro modo, utilizar las magnitudes geométricas de la sección de la figura 8).

Paso 3: Comprobar el efecto de alabeo del ala (véase 3.1.2)

Paso 4: Comprobar el efecto de la deformación por cortante (véase 3.1.3)

Paso 5: Calcular los valores de la sección transversal bruta (A_g, W_g, I_g)

Paso 6: Calcular el efecto de los rigidizadores intermedios en alas y almas (véase 3.1.4)

Paso 7: Calcular los valores de la sección transversal eficaz (A_{ef}, W_{ef}, I_{ef}) en el estado límite último (para f_y) y en

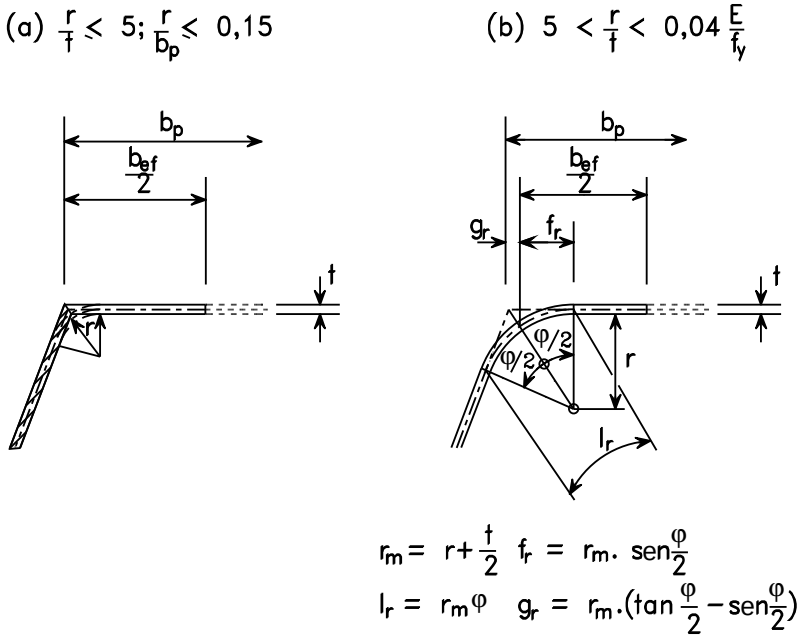


Figura 8 Método geométrico para el redondeo de esquinas

el estado límite de servicio (para $\sigma_c < f_y$)

Paso 8: Determinar la resistencia al momento $M_{c,Rd} = f_y . W_{ef}$. También puede tenerse en cuenta la plasticidad en la zona de tracción (véase 3.1.5). Determinar la rigidez a la flexión (EI_{ef}) en el estado límite de servicio.

Los apartados siguientes 3.1.1 - 3.1.5 son solamente una explicación; las fórmulas y métodos deben tomarse de los reglamentos.

3.1.1 Parte eficaz del alma

Normalmente, se supone que la resistencia a la flexión (M_u) en el estado límite último puede calcularse asumiendo que la tensión en la zona comprimida está en fluencia (véase la figura 11a). La anchura eficaz b_{ef} de la cabeza comprimida se calcula del modo habitual. Con una cabeza comprimida reducida (véase la lección 11.1), y tratando el alma como totalmente eficaz, se calcula la profundidad e_c según la posición aproximada de la línea neutra. Las partes eficaces de la zona comprimida del alma se sitúan entonces tal como se muestra en la figura 7, con longitudes dadas por:

$$S_{ef,1} = 0{,}76 \, . \, t \sqrt{\frac{E}{\sigma_c}}$$

$$S_{ef,2} = 1{,}5 \, S_{ef,1}$$

donde σ_c es la tensión de compresión en el nivel del ala. El momento resistente máximo M_c puede entonces calcularse para la sección doblemente reducida con e_c y e_t referidos a la línea neutra aproximada.

3.1.2 Efecto de alabeo del ala

Debido a la curvatura del cerramiento, las alas del cerramiento trapezoidal con relaciones a/e altas son susceptibles a una flecha interior hacia el plano neutro causada por un componente radial de tensiones de flexión en tracción o compresión. Normalmente, este efecto sólo debe considerarse si la relación b_p/t es superior a 250 (s_w/b_p), donde s_w es la altura del alma y b_p la anchura del ala. Los reglamentos proporcionan fórmulas aproximadas para calcular el efecto de alabeo de ala que, en principio, reduce la resistencia al momento.

3.1.3 Efecto de la deformación por cortante

La deformación por cortante se asocia a las alas anchas con luces relativamente cortas ($L/b_p \leq 20$). Debido a la acción de la deformación de las alas por cortante en el plano, los desplazamientos longitudinales en las partes del ala alejadas de las almas son menores que los de las partes más cercanas a éstas. Puesto que las distribuciones de las tensiones debidas a la deformación por cortante presentan similitudes con las de pandeo local, puede aplicarse un enfoque de anchura eficaz. Normalmente este fenómeno puede ignorarse para cerramientos de chapa trapezoidal. En otros casos, los reglamentos facilitan reglas de cálculo apropiadas.

3.1.4 Efecto de los rigidizadores intermedios en las alas y las almas

El cálculo de perfiles con rigidizadores no entra en el ámbito de esta lección ni se ilustra explícitamente en la Parte 1.3 de Eurocódigo 3[1]; estos perfiles avanzados con rigidizadores intermedios en las alas y/o las almas los desarrollan normalmente los fabricantes, que suministrarán información de resistencia a la carga derivada de programas de ensayos. Los rigidizadores intermedios, como se muestra en la figura 9, pueden aumentar substancialmente la resistencia a la carga con respecto a la flexión, el cortante y la ondulación, así como la rigidez (véase la lección 11.1). La idea básica es reducir la anchura de ala (b) y la altura del alma (h) mediante resortes de apoyo perpendiculares a los elementos planos (alas y almas) donde la rigidez de resorte depen-

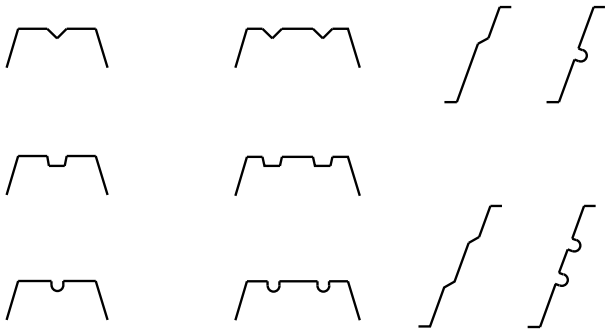


Figura 9 Tipos de rigidizadores intermedios

de de la flexibilidad de los elementos y sus condiciones de contorno (véase la figura 10). La interacción de los elementos, sin embargo, implica un método de cálculo repetitivo con el resultado de un incremento de las magnitudes geométricas de la sección eficaz en comparación con las de los elementos planos sin rigidizadores.

3.1.5 Efecto de la plasticidad en la zona a tracción

Deben considerarse dos casos de posición de la línea neutra:

Si la línea neutra de la sección eficaz está situada más cerca de la cabeza comprimida que de la cabeza traccionada, la fluencia a la tracción se producirá antes, pudiendo utilizarse generalmente la plasticidad de la zona a tracción. Según la figura 11b, el equilibrio de una sección a flexión viene dado por:

$$M_{p},Rd = \int_{A_{ef}} z_i.\sigma.dA/\ \gamma_M \qquad (1)$$

y la posición de la línea neutra puede obtenerse de la ecuación:

$$\int_{A_{ef}} \sigma.dA = 0 \qquad (2)$$

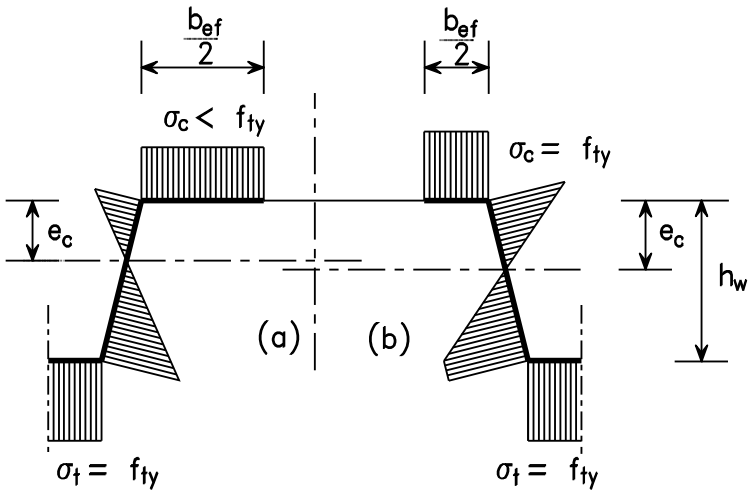


Figura 11 Distribución de las tensiones en estados límite últimos si $e_c > h_w/2$

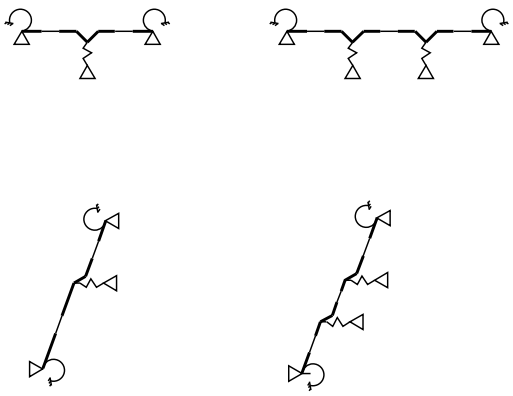


Figura 10 Modelos de la acción de rigidizadores

Si la línea neutra está situada más cerca de la cabeza traccionada, se producirá antes la fluencia por compresión. No se permite plasticidad alguna. Por lo tanto, para una distribución lineal de las tensiones (figura 11a) sin plasticidad y para un $\sigma_c \leq f_y$ máximo, la ecuación (1) puede escribirse como:

$$M_{c,Rd} = \sigma_c.W_{ef}/\gamma_M$$

donde W_{ef} es el módulo resistente de la sección eficaz.

Cuando se produce plasticidad en la zona de tracción de la sección eficaz, la posición de la línea neutra debe determinarse por un proceso iterativo.

3.2 Procedimientos de Cálculo de Cortante

La tensión tangencial máxima en el alma de la chapa trapezoidal es la siguiente:

- para secciones compactas, $\tau_w = f_y / \sqrt{3}$
- para almas susceptibles al pandeo, la tensión de pandeo $\tau_{sp} = f(\overline{\lambda}_w)$, donde $\overline{\lambda}_w$ es la esbeltez relacionada del alma expresada como:

$$\overline{\lambda}_w = 0{,}346 \cdot \frac{s_w}{t} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \qquad (4)$$

Puede asumirse que las tensiones tangenciales se distribuyen uniformemente a lo largo del alma, de modo que la resistencia al cortante a lo largo del alma viene dada por:

$$V_{w,Rd} = \tau_{sp} \cdot s_w \cdot t/\gamma_M \qquad (5)$$

donde:

τ_{sp} se toma de una curva de pandeo para $\overline{\lambda}_w > 0{,}8$, o si $\overline{\lambda}_w \leq 0{,}8$, es igual al valor máximo de 0,58 f_y.

S_w es la distancia entre los puntos de intersección de las líneas del sistema del alma y las alas.

t es el espesor del núcleo de la sección.

Si el alma está provista de rigidizadores intermedios, la resistencia de cálculo aumenta.

3.3 Procedimientos de Cálculo de Abolladura del Alma

Este fenómeno, que es similar al del pandeo por cortante, está relacionado con la estabilidad del alma sujeta a una carga puntual (véase también la lección 11.1). No obstante, es más severo con respecto a la resistencia a la carga del cerramiento, ya que la reserva de apoyo pos-crítica se agota rápidamente si se produce pandeo. Esto resulta especialmente cierto si la carga puntual va acompañada de tensiones de cortante y flexión, como es el caso habitualmente. Las fórmulas para la resistencia de cálculo (R_d) se basan en resultados de ensayos.

Entre otros parámetros, la resistencia de cálculo depende de la anchura del apoyo del cerramiento, es decir, la longitud de apoyo de la subestructura. Un medio para evitar los efectos de la abolladura del alma es dotar al cerramiento de ejiones de sujeción especiales, de forma que la reacción del apoyo se transmita del cerramiento a la subestructura por fuerzas de tracción en lugar de compresión.

3.4 Procedimientos de Cálculo para la Interacción de la Flexión y las Reacción en el Apoyo

La resistencia a la carga del cerramiento continuo depende en gran medida de su comportamiento en la zona de apoyo intermedio (véase también el apartado 3.5), donde se produce el momento flector máximo; la resistencia de cálculo en este área debe, por tanto, comprobarse también. Las fórmulas de interacción que se han derivado de un gran número de resultados de ensayos (véase la figura 12) muestran que la interacción debe tenerse en cuenta si la reacción en el apoyo o la carga puntual reales son un 25% menores que la carga de cálculo; en este caso, puede utilizarse totalmente la resistencia a la flexión. En la práctica, la relación de carga estará a menudo por encima de ese límite y requerirá una reducción de la resistencia a la flexión, del modo siguiente:

$$\frac{M_{sd}}{M_{Rd}} + \frac{V_{sd}}{V_{Rd}} \leq 1{,}25 \qquad (6)$$

donde:

$$0{,}25 < \frac{V_{sd}}{V_{Rd}} \leq 1{,}0 \qquad (7)$$

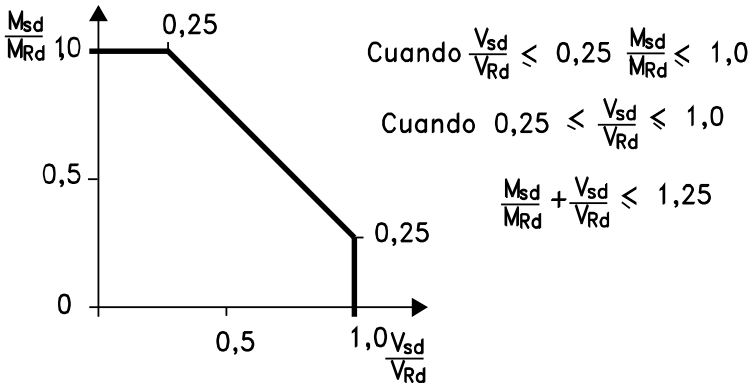


Figura 12 Diagrama de interacción entre los valores de momento y reacción sobre un soporte interno

3.5 Procedimientos de Cálculo para el Desarrollo de la Redistribución de Momentos

Las vigas continuas de secciones compactas (gran espesor) pueden proyectarse, por norma, conforme a la teoría de rótula plástica que prevé la redistribución por rotación de rótulas plásticas. Para las secciones de pequeño espesor con una capacidad de rotación adecuada se puede utilizar el mismo método; por

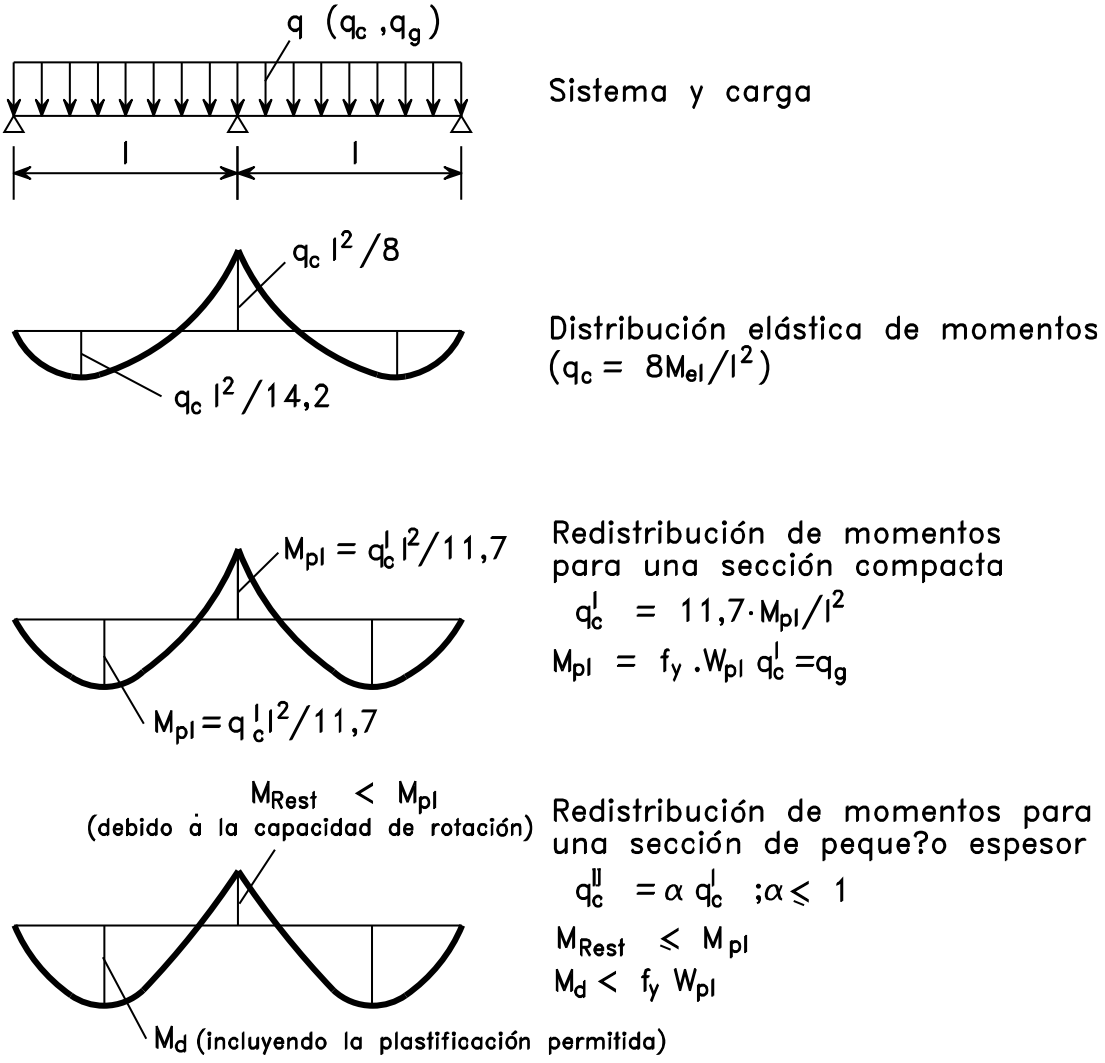


Figura 13 Redistribución de momentos en una viga de dos vanos de sección compacta y de pequeño espesor, respectivamente

norma, no obstante, la capacidad plástica está limitada por fenómenos de pandeo y sólo se puede utilizar una parte de momento plástico completo para la redistribución de momentos. Por otra parte, la capacidad de rotación proporcionada por las "rótulas de pandeo" puede ser suficiente para que se produzca un nuevo estado de equilibrio de la viga continua después de que se haya producido el pandeo en el apoyo (figura 13). La redistribución de momentos debe investigarse mediante ensayos en los que se cuantifique la capacidad de rotación con respecto a las propiedades geométricas.

3.6 Procedimientos de Cálculo para la Estimación de la Rigidez a la Flexión

El conocimiento de la rigidez a la flexión es importante para calcular flechas en el estado límite de servicio. Puesto que las magnitudes geométricas de la sección dependen el área eficaz, que es función de las tensiones reales, es necesario relacionar el momento de inercia con el nivel apropiado de tensión ($\sigma_c < f_y$).

4. RESUMEN FINAL

1. El cerramiento de chapa se utiliza típicamente en la construcción de cubiertas (frías y calientes), muros y pisos.

2. El desarrollo de productos basado en la experiencia del comportamiento funcional condujo inicialmente al "cálculo por ensayos" en lugar de utilizar métodos analíticos.

3. Posteriormente se desarrollaron los métodos analíticos para el cerramiento de chapa trapezoidal basados en datos experimentales. Estos métodos incluyen la comprobación de la flexión, el cortante, la abolladura del alma y la interacción de estos efectos en los apoyos internos.

5. BIBLIOGRAFÍA

[1] Eurocódigo 3, Parte 1.3: "Cold Formed Steel Sheeting and Members" (en preparación).

6. BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL

1. European Convention for Constructional Steelwork, "European Recommendations for the Design of Profiled Sheeting", Publication 40, ECCS, 1984.

2. European Convention for Constructional Steelwork, "European Recommendations for Good Practice in Steel Cladding and Roofing", Publication 34, ECCS, 1983.

3. Höglund, T., "Design of Trapezoidal Sheeting provided with Stiffeners in the Flanges and Webs", Swedish Council for Building Research, Document D28: 1980.

ESDEP TOMO 11
CONSTRUCCIÓN CON CHAPA DE PEQUEÑO ESPESOR

Problema Resuelto 11.3: Proyecto de Cerramiento Trapezoidal

CONTENIDO

1. Cálculo del momento Flector Resistencia y Rigidez
2. Resistencia a cortante
3. Resistencia contra la inestabilidad del alma
4. Proyecto

Observaciones finales

Las referencias que se indican más abajo remiten a cláusulas y cuadros en Eurocódigo 3: Parte 1.3 salvo que se especifique otra cosa.

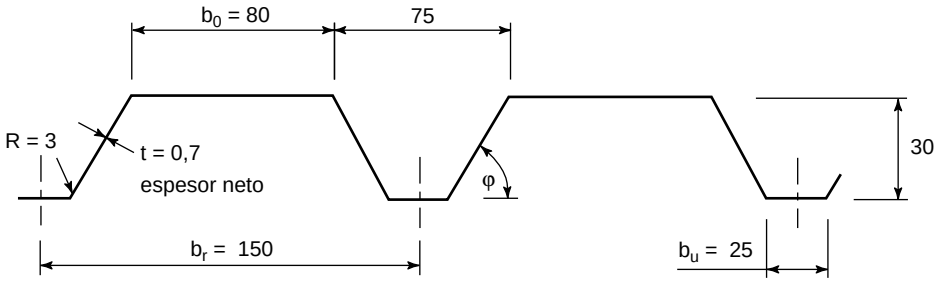
NOTACIÓN

$\overline{\lambda}_p$	=	Esbeltez relativa referida a b_p
b_p	=	Anchura de la parte plana de un elemento
$\overline{\lambda}_{pd}$	=	Esbeltez relativa referida a b_p y $\sigma_{cm} < f_{yb}$
V_{Sd}	=	Esfuerzo cortante de cálculo
S_w	=	Distancia entre los puntos de intersección
τ_w	=	Valor característico de la resistencia media a cortante
$M_{A,Sd}$, $M_{B,Sd}$	=	Momento resistente en los puntos A y B
$R_{A,Sd}$, $R_{B,Sd}$	=	Reacción en el apoyo en los puntos A y B

PROBLEMA

Proyectar el cerramiento de la cubierta sometido a carga de nieve y succión del viento respectivamente para un tablero de tramos múltiples sobre correas con una separación de 1,67 m entre ejes.

DATOS



Límite elástico	f_y	=	280 N/mm^2
Peso del cerramiento, aislamiento, etc.	g	=	0,25 kN/m^2
Carga de nieve	s	=	0,75 kN/m^2
Succión del viento (toda la carga igualmente distribuida)	w	=	- 0,40 kN/m^2
Coeficientes parciales de seguridad	γ_g	=	1,35 (1,00)
	γ_p = γ_w	=	1,5
	γ_M	=	1,1

1. CÁLCULO DEL MOMENTO FLECTOR RESISTENCIA Y RIGIDEZ

De acuerdo con la lección 11.4, el método de cálculo para las propiedades en flexión puede efectuarse en ocho fases.

Fase 1: Comprobar el límite de las propiedades geométricas

- inclinación del alma

φ = arc tg [2 . 30/(150 - 25 - 80)] = 53,13° > 50°

- longitud del alma

s_w = h/seno (φ) = 30/sen (53,13°) = 37,5 mm

b_o /t = 80/0,7 = 114 < 500

s_w /t = 37,5/0,7 = 53,6 < 500

Fase 2: Comprobar el redondeo de las esquinas

r/t = 3/0,7 = 4,3 < 5

r/b_p = 3/25 = 0,12 < 0,15

Fase 3: Comprobar el efecto del alabeo del ala

b_p /t = 80/0,7 = 114,3 < 250 (s_w /b_p) = 117

Fase 4: Comprobar el efecto de la deformación por cortante

l/b_p = 1670/80 = 20,9 > 20

⇒ la deformación por cortante no tiene efecto sobre la resistencia a las cargas

Fase 5: Cálculo de la sección transversal bruta (A_g, W_g, I_g)

Fase 6: Efecto de los rigidizadores intermedios en las alas y las almas (irrelevante en este caso)

Fase 7: Cálculo de la sección eficaz en el estado límite último y de servicio, y

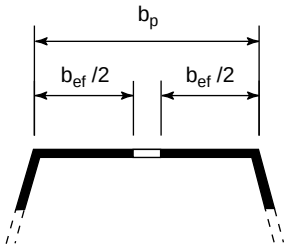
Referencias

Fase 8: La determinación del momento resistente y la rigidez a la flexión se efectúa en los capítulos a) a c).

a) Momento flector positivo

Se supone que la tensión de compresión máxima se alcanza en el ala superior del cerramiento y es igual al límite elástico f_y.

- anchura eficaz b_{ef_p} del ala comprimida



$$\bar{\lambda}_p = 1{,}052 \frac{b_p}{t}\sqrt{\frac{f_y}{E\,k_\sigma}}$$ *3.2(1)*

$$k_\sigma = 4.0$$ *Tabla 3.1*

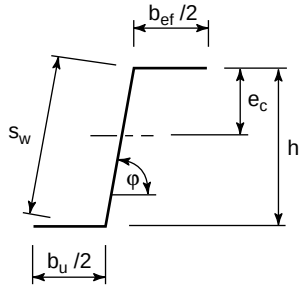
$$\bar{\lambda}_p = 1{,}052 \frac{80}{0{,}7}\sqrt{\frac{280}{210000 \times 4{,}0}}$$

$$= 2{,}195 > 0{,}673$$

$$\rho = (1 - 0{,}22/\bar{\lambda}_p)/\bar{\lambda}_p = 0{,}410$$

$$b_{ef} = \rho\, b_p = 0{,}410 \times 80 = 32{,}97 \text{ mm}$$

- posición aproximada de la línea neutra. Es conveniente suponer que menos de la mitad del alma está a compresión



$$e_c = \frac{37{,}50 \times 30/2 + (25/2) \times 30}{32{,}79/2 + 37{,}50 + 25/2} = 14{,}12$$

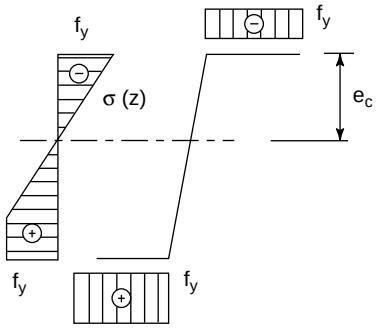
$e_c = 14{,}12 < h/2$

$\Rightarrow$ puede utilizarse el efecto de plastificación

- nueva posición de la línea neutra

Referencias

Lección 11.4



$$\int_{A_{ef}} \sigma \, dA = 0$$

Por tanto,

$$f_y \, t \, [b_{ef}/2 - (h - 2\,e_c)/\text{sen}\,\varphi - b_u/2] = 0$$

$$\Rightarrow e_c = [2\,h - (b_{ef} - b_u)\,\text{sen}\,\varphi]/4$$

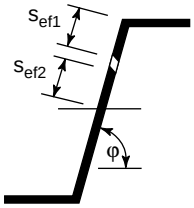
$$= [2 \times 30 - (32{,}79 - 25)\ \text{seno}\ 53{,}13°]/4$$

$$= 13{,}44 \text{ mm}$$

- la fluencia a tracción puede considerarse $e_c \leq h/2$

- comprobar la anchura eficaz del alma

3.3.4.4(5)



$$S_{ef1} = 0{,}76\,t\,\sqrt{E/f_y}$$

$$= 0{,}76 \times 0{,}7\,\sqrt{210000/280} = 14{,}57 \text{ mm}$$

$$S_{ef2} = 1{,}5\,S_{ef1} = 1{,}5 \times 14{,}57 = 21{,}85 \text{ mm}$$

$$S_{ef1} + S_{ef2} = 14{,}57 + 21{,}85 = 36{,}42 \text{ mm}$$

$$> e_c/\text{sen}\,\varphi = 16{,}80 \text{ mm}$$

$\Rightarrow$ el alma es plenamente efectiva

- la resistencia a la flexión de media sección, teniendo en cuenta la fluencia a tracción, es:

Lección 11.4

$$M_{P,Rd} = \left(\int_{A_{ef}} \sigma(z)\, z\, dA\right)/\gamma_M \quad - \quad \times$$

$$= 280 \times 0{,}7 \left[\frac{32{,}79 \times 13{,}44}{2} + \frac{13{,}44^2 \times 2}{3\,\text{sen}\,(53{,}13)°} + \frac{15{,}0 \times 3{,}12}{\text{sen}\,(53{,}13)°} + \frac{25(30 - 13{,}44)}{2}\right]/1{,}1$$

$M_{P,Rd}$ = 113,39 Nmm por media galga

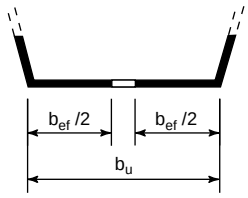
- resistencia a la flexión

$M_{P,Rd} = (113{,}39 \times 2/150)\ 10^{-3} = 1{,}51$ kNm/m

b) Momento Flector Negativo

Se supone que la tensión de compresión máxima se alcanza en el ala inferior del cerramiento y es igual a la tensión de fluencia f_y.

- anchura eficaz b_{ef} del ala comprimida

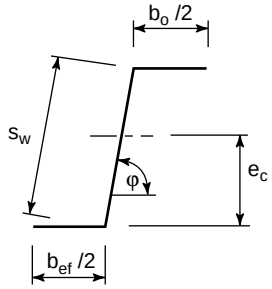


$$\bar{\lambda}_p = 1{,}052 \; \frac{25}{0{,}7} \sqrt{\frac{280}{210000 \times 4{,}0}} = 0{,}686 > 0{,}673$$

$$\rho = (1 - 0{,}22\,(\bar{\lambda}_p)/\bar{\lambda}_p \qquad = 0{,}990$$

$$b_{ef} = \rho\, b_p = 0{,}990 \times 25 \qquad = 24{,}75 \text{ mm}$$

- posición aproximada de la línea neutra

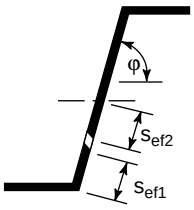


$$e_c = \frac{37{,}5 \times 30 / 2 + (80/2) \times 30}{24{,}75/2 + 37{,}5 + 80/2} = 19{,}61$$

$e_c = 19{,}61 > h/2$

$\Rightarrow$ la zona de tracción permanece elástica

- anchura eficaz del alma



$$S_{ef1} = 0{,}76\, t \sqrt{E/f_y}$$

$$= 0{,}76 \times 0{,}7 \times \sqrt{210000/280} = 14{,}57 \text{ mm}$$

$$S_{ef2} = 1{,}5\, S_{ef1} = 1{,}5 \times 14{,}57 = 21{,}85 \text{ mm}$$

$$S_{ef1} + S_{ef2} = 14{,}57 + 21{,}85 = 36{,}42 \text{ mm}$$

$$> e_c / \text{sen}\, \varphi \qquad = 24{,}5 \text{ mm}$$

$\Rightarrow$ el alma es plenamente eficaz

Referencias

- módulo resistente de la sección

$$I_{ef}/t = \frac{30}{2}(30-19,61)^2 + 37,5\frac{30^2}{12} + 37,5\left(\frac{30}{2}-19,61\right)^2 + \frac{24,75}{2}19,61$$

$$= 12\,686 \text{ mm}^3 \text{ por media galga}$$

$$W_{ef} = 2\,(I_{ef}/t)\,t/(e_c\, b_r) = 2 \times 12686 \times 0,7/(19,61 \times 150) = 6,038 \text{ cm}^3/\text{m}$$

- momento resistente a la flexión

$$M_{c.Rd} = f_y\, W_{ef}/\gamma_M = 280 \times 6,038 \times 10^{-3}/1,1 = 1,54 \text{ kNm/m}$$

4.4.2(1)

c) Rigidez Eficaz en Estado de Servicio (flexión positiva)

Se supone que la tensión de compresión máxima se alcanza en el ala superior. Para simplificar, la tensión de compresión se considera $\sigma_c = f_y/1,5$. El índice "d" se utiliza para indicar el cálculo de estado de servicio.

- tensión de compresión

$$\sigma_c = 280/1,5 = 187 \text{ N/mm}^2$$

- anchura eficaz y posición aproximada de la línea neutra

$$\bar{\lambda}_p = 1,052\,\frac{b_p}{t}\sqrt{\frac{\sigma_c}{E\,k_\sigma}}$$

3.2(1)

$$= 1,052\,\frac{80}{0,7}\sqrt{\frac{187}{210000 \times 4,0}} = 1,794 > 0,673$$

$$\rho = (1 - 0,22/\bar{\lambda}_{pd})/\bar{\lambda}_{pd} = 0,489$$

Tabla 3.1

$$b_{efd} = 0,489 \times 80 = 39,13 \text{ mm}$$

$$e_c = \frac{37,5 \times 30/2 + (25/2) \times 30}{39,13/2 + 37,5 + 25/2} = 13,48 \text{ mm} < h/2$$

- tensión de tracción

$$\sigma_t = 187\,\frac{(30 - 13{,}48)}{13{,}48} = 229\ \text{N/mm}^2 < 280\ \text{N/mm}^2$$

$\Rightarrow$ la zona de tracción permanece elástica

La anchura eficaz aumenta al reducirse la tensión de compresión y la anchura de la zona comprimida. Por lo tanto, el alma debe ser totalmente eficaz y la posición aproximada de la línea neutra es igual a la posición final. El momento de inercia de la sección es:

$$I_{d.ef} = 2 \times 0{,}7 \left[\frac{39{,}13}{2} 13{,}48^2 + 37{,}5\,\frac{30^2}{12} + 37{,}5\left(\frac{30}{2} - 13{,}48\right)^2 + \right.$$

$$\left. + \frac{25}{2}(30 - 13{,}48)^2 \right] 10^{-4} / 0{,}15$$

$$= 9{,}21\ \text{cm}^4/\text{m}$$

Nota: El momento de inercia calculado aquí no debe confundirse con el valor I_{ef} utilizado para calcular el módulo resistente de la sección para determinar el momento resistente a la flexión.

2. RESISTENCIA A CORTANTE

4.8.1(1)
Tabla 4.1

- esbeltez eficaz del alma

$$\bar{\lambda}_w = 0{,}346 \frac{s_w}{t}\sqrt{\frac{f_y}{E}} = 0{,}346 \frac{37{,}5}{0{,}7}\sqrt{\frac{280}{210000}} = 0{,}677 < 0{,}84$$

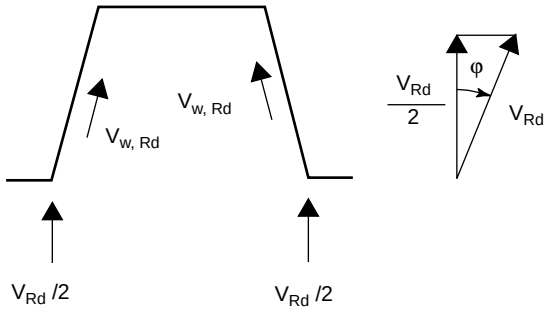
- curva de pandeo de almas sin ejiones verticales en el apoyo

$\bar{\lambda}_w$	τ_w / f_y
$\bar{\lambda}_w \leq 0{,}84$	$\frac{1}{\sqrt{3}}$
$084 < \bar{\lambda}_w \leq 1{,}38$	$0{,}48/\bar{\lambda}_w$
$1{,}38 < \bar{\lambda}_w$	$0{,}67/\bar{\lambda}_w^2$

- tensión tangencial y resistencia a cortante máximas

$\tau_w = 0{,}58\ f_y = 0{,}58 \times 280 = 162{,}4\ N/mm^2$ $V_{w,Rd} = \frac{\tau_w S_w t}{\gamma_{M1}} = (162{,}4 \times 37{,}5 \times 0{,}7/1{,}1)\ 10^{-3} = 3{,}876$ kN/alma.

El esfuerzo de cortante $V_{w,Rd}$ actúa en el plano del alma. Para simplificar el proyecto de cerramiento, es conveniente considerar la componente vertical del esfuerzo de cortante.

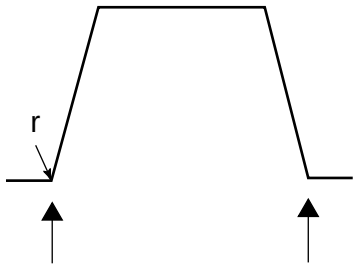


Referencias

- resistencia a cortante

$V_{Rd} = 2\ V_{w,Rd}$ sen $\varphi/b_r = 2 \times 3{,}876 \times \text{sen}\ (53{,}13°)/0{,}15 = 41{,}3$ kN/m

3. RESISTENCIA CONTRA LA INESTABILIDAD DEL ALMA



$R_d/2$ $R_d/2$

$$R_{a,Rd} = \alpha_I\, t^2 \sqrt{f_y E}\left(1 - 0{,}1\sqrt{r/t}\right)\left(0{,}5 + \sqrt{0{,}021\alpha/t}\right)(2{,}4 + (\varphi/90)^2)/\gamma_{M1}$$ *4.8.2(6)*

α_i = 0,075 para cargas de primera categoría, por ejemplo reacciones del apoyo del extremo

α_i = 0,15 para cargas de segunda categoría, por ejemplo reacciones del apoyo intermedio

r = radio de plegado de la chapa, se supone 3 mm

l_a = longitud de apoyo de la carga (= anchura de la correa), se supone al menos 10 mm

$$R_{a,Rd} = \alpha_i . 0{,}7^2 \sqrt{280 \times 210000}\,(1 - 0{,}1\sqrt{(3/0{,}7)} .$$

$$\cdot\left(0{,}5 + \sqrt{0{,}02 \times 10/0{,}7}\right) \cdot (2{,}4 + (53{,}13/90)^2)\,10^{-3}/1{,}1$$

$= \alpha_i$. 7,70 kN/alma

Resistencia a la inestabilidad del alma

Apoyo del extremo

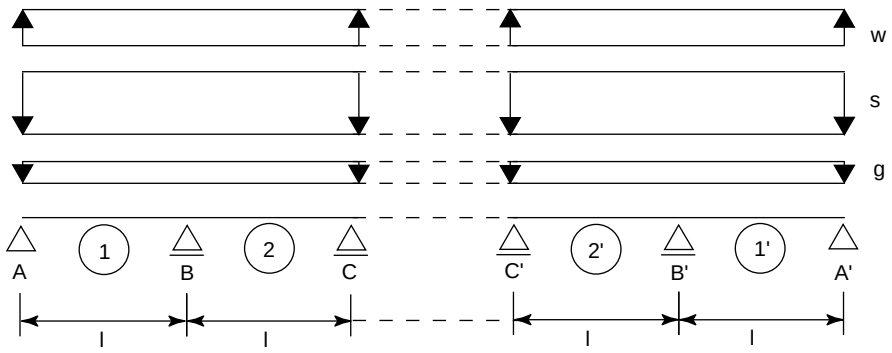
$R_{A,Rd} = 0{,}075 \times 7{,}70 \times 2/0{,}15 = 7{,}7$ kN/m

Apoyo intermedio

$R_{B,Rd}$ = $0,15 \times 7,70 \times 2/0,15$ = 15,4 kN/m

4. Proyecto

a) Sistema y Cargas



Peso del cerramiento, aislamiento, etc.	g	=	0,25 kN/m^2
Carga de nieve	s	=	0,75 kN/m^2
Succión del viento	w	=	- 0,40 kN/m^2

b) Combinación de Carga 1: carga permanente y carga de nieve

q_d = $1,35 \times 0,25 + 1,5 \times 0,75$ = 1,46 kN/m^2

Fuerzas y momentos

$R_{A,Sd}$	≈	0,4 q l	$= 0,4 \times 1,46 \times 1,67$	=	0,975 kN/m
$R_{B,Sd}$	≈	1,1 q l	$= 1,1 \times 1,46 \times 1,67$	=	2,68 kN/m
$M_{A,Sd}$	=	0,08 q l^2	$= 0,08 \times 1,46 \times 1,67^2$	=	0,326 kNm/m
$M_{B,Sd}$	=	(-)0,1 q l^2	$= (-)0,1 \times 1,46 \times 1,67^2$	=	(-) 0,408 kNm/m

Comprobar reacción y momentos de la fuerza/resistencia aplicada.

Reacción en el apoyo

$R_{A,Sd}/R_{A,Rd}$ = 0,975/7,7 = 0,13 < 1

$R_{B,Sd}/R_{B,Rd}$ = 2,68/15,4 = 0,17 < 1

Momentos flectores

$M_{1,Sd}/M_{P,Rd}$ = 0,326/1,51 = 0,216 < 1

$M_{B,Sd}/M_{B,Rd}$ = 0,408/1,54 = 0,265 < 1

Interacción entre el momento flector y la reacción en el apoyo

$$\frac{M_{B,Sd}}{M_{B,Rd}} + \frac{R_{B,Sd}}{R_{B,Rd}} = 0,265 + 0,170 = 0,435 < 1,25$$

Lección 11.4

c) Combinación de Carga 2: carga permanente y succión del viento

q_d = $1,0 \times 0,25 + 1,5 \times (-0,30)$ = $-0,35$ kN/m^2

Nota: Debido a la succión del viento, la reacción en el apoyo induce tensiones de tracción en las almas. Por lo tanto, la resistencia a las cargas del cerramiento se determina por la interacción del pandeo por cortante y el momento flector en lugar de por la inestabilidad del alma.

Fuerzas y Momentos

$V_{B,Sd} \approx 0,6\ q\ l = 0,6 \times 0,35 \times 1,67 = 0,351$ kN/m

$M_{1,Sd} = 0,08\ q\ l^2 = (-)0,08 \times 0,35 \times 1,67^2 = (-)0,078$ kNm/m

$M_{B,Sd} = 0,1\ q\ l^2 = 0,1 \times 0,35 \times 1,67^2 = 0,098$ kNm/m

Por tanto,

$V_{B,Sd}/V_{Rd}$ = 0,351/43,3 = 0,008 << 1

$M_{B,Sd}/M_{B,Rd}$ = 0,098/1,51 = 0,065 < 1

¡La condición de interacción es irrelevante!

d) Servicio

Nota: Para simplificar, se considera que la rigidez eficaz es constante en la longitud de la viga con el valor de

$EI_{d,ef} = 21000 \times 9,21 = 1,93 \times 10^7$ kNmm^2 /m

Se supone que el coeficiente de ponderación y el coeficiente de resistencia son $\gamma = 1,0$.

$q = 1,0 \times 0,25 + 1,0 \times 0,75 = 1,00$ kN/m^2

$M_o = 1,00 \times 1,67^2 /8 = 0,349$ kNm/m

Flecha máxima del tramo exterior:

$$\delta = \frac{M_o l_1^2}{18,2\, EI_{d,ef}} = \frac{0,349 \times 1,67^2}{18,2 \times 1,93 \times 10^5} 10^6 = 2,8 \text{ mm}$$

$\delta/l = 2,8/1670 \approx 1/600$ adecuada

OBSERVACIONES FINALES

El análisis de un perfil de chapa trapezoidal se ha realizado con cargas de gravedad y de succión del viento. Las propiedades de la sección se han calculado de acuerdo con Eurocódigo 3: Parte 1.3. El momento y la resistencia a cortante del cerramiento como barra continua se han comparado a los momentos y fuerzas en los apoyos y a medio vano, resultando ser adecuados. Se ha comprobado la flecha del cerramiento.

ESDEP TOMO 11
CONSTRUCCIÓN CON CHAPA DE PEQUEÑO ESPESOR

Lección 11.5: Diseño de Cubierta Pretensada

OBJETIVOS/CONTENIDO

Presentar el concepto de cálculo de cubierta pretensada y comentar las aplicaciones prácticas de este método.

CONOCIMIENTOS PREVIOS

Lección 9.11: Pórticos

Lección 11.1: Elementos de Pequeño Espesor y Cerramientos

LECCIONES AFINES

Lección 11.4: Procedimientos de Cálculo para Cerramientos

PROBLEMAS RESUELTOS RELACIONADOS

11.1: Diseño de Cubierta Pretensada

RESUMEN

En esta lección se explica la contribución de los paneles de cubierta, formación de suelos y muros a la resistencia y rigidez de las estructuras en virtud de su resistencia y rigidez a cortante “entramado cortante”). Se facilitan métodos y tablas para el cálculo de la resistencia y flexibilidad de los entramados. Se comentan asimismo las aplicaciones prácticas del proyecto de cubiertas pretensadas.

NOTACIÓN

a = distancia entre pórticos (mm)

A = área de la sección de la correa longitudinal de vano extremo (mm^2)

b = anchura del entramado en dirección paralela a las ondas (mm)

c = flexibilidad total a corte de un entramado (mm/kN)

d = distancia entre ondas (mm)

E = módulo de elasticidad del acero (205 kN/mm^2)

f_y = límite elástico del acero en la chapa (kN/mm^2)

F_p = resistencia de cálculo al corte del elemento de fijación chapa/correa individual (kN) (véase la tabla 1)

F_s = resistencia de cálculo al corte del elemento de fijación individual (kN) (véase la tabla 1)

F_{sc} = resistencia de cálculo al corte del elemento de fijación chapa/conector (kN) (véase la tabla 1)

h = altura del perfil (mm)

k = flexibilidad del pórtico (mm/kN)

K = constante de la chapa (véanse las tablas 4 y 5)

l = anchura de la cresta de la onda (mm)

L = luz del entramado entre pórticos arriostrados (mm)

n = número de paneles longitudinales del conjunto del entramado

n_b = relación anchura de entramado/longitud de panel

n_f = número de elementos de fijación chapa/correa por anchura de chapa

n_p = número de correas (extremas + intermedias)

n_s = número de elementos de fijación por solape lateral (sin incluir las

(1) Fijaciones de chapa/correa y chapa/conector

	Tipo de Arandela	Diámetro total mm	Resistencia de cálculo kN por mm espesor de chapa	Desplazamiento mm/kN
Tornillos	Acero	6,3 5,5	6,0 5,0	0,15
	Neopreno	6,3 5,5	5,0 4,0	0,35
Pernos percutores		3,7 - 4,5	5,0	0,10

(2) Fijaciones de unión (sin arandelas)

	Diámetro total mm	Resistencia de cálculo kN por mm espesor de chapa	Desplazamiento mm/kN
Tornillos	4,1 - 4,8	2,5	0,25
Acero o remaches ciegos de Mónel	4,8	2,8	0,30

Tabla 1 Valores de resistencia y desplazamiento de elementos de fijación

que pasan a través de las chapas y de la correa de apoyo)

n_{sc} = número de elementos de fijación chapa/conector por arriostrado extremo

n^1_{sc} = número de elementos de fijación chapa/conector por arriostrado intermedio

n_{sh} = relación longitudinal de panel/ancho panel

p = distancia entre taladros de elementos de fijación chapa/correa (mm)

q = carga a cortante distribuida en el entramado (kN/mm)

s_p = deslizamiento en uniones de chapa/correa por carga unitaria (mm/kN) (véase la tabla 1)

s_s = deslizamiento en uniones de elementos de fijación por carga unitaria (mm/kN) (véase la tabla 1)

s_{sc} = deslizamiento en uniones de chapa/conector por carga unitaria (mm/kN) (véase la tabla 1)

t = espesor neto de chapa, galvanización y pintura no incluidos (mm)

Número total de correas por panel (o por longitud de chapa para α_1)	Coeficientes de corrección		
n_p	α_1	α_2	α_3
2	1	1	1
3	1	1	1
4	0,85	0,75	0,90
5	0,70	0,67	0,80
6	0,60	0,55	0,71
7	0,60	0,50	0,64
8	0,60	0,44	0,58
9	0,60	0,40	0,53
10	0,60	0,36	0,49

Tabla 3 Coeficientes para prever el efecto de correas intermedias

V = esfuerzo cortante aplicado en el entramado (kN)

V* = resistencia de cálculo a cortante en el entramado (kN)

V_{cr} = esfuerzo cortante que provoca el pandeo del entramado (kN)

V_R = resistencia asociada con un modo de agotamiento dado o carga límite (kN)

$\alpha_1\alpha_2\alpha_3$ = coeficientes de corrección para correas intermedias (véase la tabla 3)

α_4 = coeficiente por el número de longitudes de chapa.

Número total de elementos de fijación por anchura de chapa	Coeficiente β_1		Coeficiente β_2
n_f	Caso 1 - Chapa	Caso 2 - Panel	
2	0,13	1,0	1,0
3	0,30	1,0	1,0
4	0,44	1,04	1,11
5	0,58	1,13	1,25
6	0,71	1,22	1,40
7	0,84	1,33	1,56

Tabla 2 Coeficientes para prever el número de elementos de fijación chapa/correa por anchura de chapa

Para el caso considerado $\alpha_4 = (1 + 0{,}3n_b)$

$ß_1, ß_2$ = coeficientes para prever el número de elementos de fijación chapa/correa por anchura de chapa (véase la tabla 2)

$ß_3$ = distancia entre los elementos de fijación más extremos en la anchura de la chapa, dividida por la anchura de la chapa.

Para revestimiento (elementos de fijación en las crestas) $ß_3 = \frac{n_f - 1}{n_f}$

Para tablero (elementos de fijación en los pasantes) $ß_3 = 1{,}0$

Δ = flecha en el centro del vano de un conjunto de paneles (mm)

υ = coeficiente de Poisson para el acero (0,3)

1. INTRODUCCIÓN - PRINCIPIOS DE CÁLCULO

1.1 Acción del Entramado

Desde hace tiempo se sabe que la estructura de un edificio queda considerablemente reforzada y rigidizada una vez se ha añadido la cubierta, los forjados y los muros. Las tensiones y flechas en los pórticos, calculadas en base solamente al pórtico, son normalmente bastante diferentes de los valores reales. Tomando en cuenta el cerramiento puede predecirse el comportamiento real del edificio y generalmente pueden conseguirse ahorros que valen la pena en los costes de los pórticos.

La contribución de los paneles de cubierta, el revestimiento de suelo y el cerramiento lateral a la resistencia y rigidez de la estructura se debe a su resistencia y rigidez a cortante, es decir, la resistencia de los paneles rectangulares a deformarse en paralelogramos. Por ello a estos paneles se les conoce por “entramados de cortante” o simplemente “entramados”. En los Estados Unidos, el método de cálculo en el que se toma en cuenta este efecto se denomina “cálculo de entramado”, mientras que en Europa se denomina “cálculo de cubierta pretensada”.

La chapa de acero perfilado utilizado como cubierta o tablero, tablero de suelo o cerramiento lateral, es muy efectivo como entramado de cortante. Siempre que esté positivamente fijado a las barras secundarias y a los pórticos principales mediante elementos de fijación mecánicas o soldadura, resulta sumamente fiable y predecible y puede utilizarse como componente estructural. Además, ha sido verificado mediante numerosos ensayos a escala real y probado por la experiencia práctica en muchos edificios proyectados sobre esta base.

Los principios de proyecto de cubierta pretensada pueden ilustrarse con referencia a los edificios de cubierta horizontal o de cubierta a dos aguas. En un edificio de cubierta horizontal sujeto a carga lateral (figura 1), cada uno de los paneles de la cubierta actúa como entramado, devolviendo la carga a los extremos de los pórticos que están rigidizados en sus propios planos por arriostramiento o por la chapa.

En un edificio con cubierta a dos aguas (figura 2) sometido a carga vertical o lateral, existe un componente de carga hacia abajo de la pendiente de la cubierta, de forma que los entramados de la cubierta tienden a evitar que el edificio se desplace o ladee. Cuanto más horizontal es la cubierta, menos efectivos son los entramados para resistir la carga vertical, pero más efectivos son para resistir la carga horizontal.

La chapa que se muestra en las figuras 1 y 2 actúa en la cubierta de forma que ésta se comporta como una viga compuesta. Con carga en el plano, los pórticos extremo recogen las reacciones, la chapa actúa como un alma y recoge el cortante y las barras de canto actúan como alas y recogen la tracción axial y la compresión. La chapa en ningún caso ayuda a los pórticos a resistir la flexión fuera del plano de la chapa.

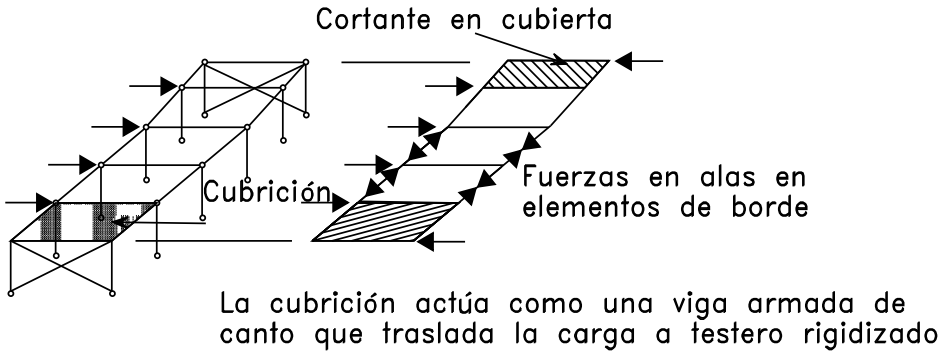


Figura 1 Acciones del entramado en una cubrición horizontal

1.2 Formas de Construcción Adecuadas

Si los pórticos de la figura 1 son articulados, las cargas horizontales son resistidas enteramente por la acción de la cubierta pretensada. En

este caso la estructura debe arriostrarse adecuadamente durante el montaje y los paneles de chapa no deben retirarse sin un estudio apropiado.

Si los pórticos de la figura 1 son de unión rígida, las cargas horizontales se reparten entre los pórticos y los entramados. En este caso conviene proyectar los pórticos para que ellos solos soporten toda la carga característica sin colapsar, y proyectar todo el edificio de cubierta pretensada para que soporte toda la carga de cálculo. Los entramados proporcionan entonces el coeficiente de ponderación necesario.

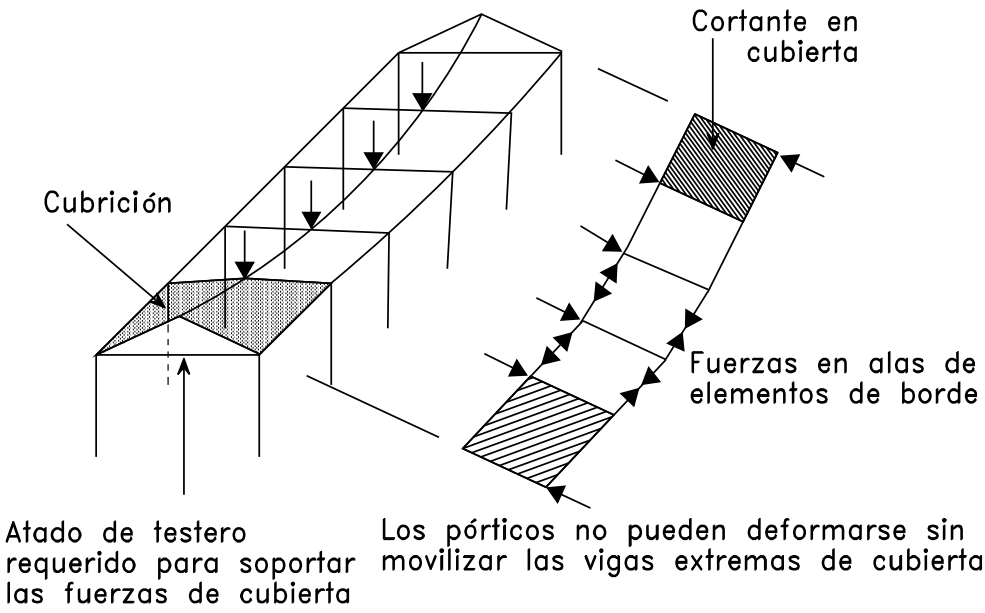


Figura 2 Acciones de entramado en una cubierta inclinada

El proyecto de cubierta pretensada debe utilizarse predominantemente en edificios de poca altura en los que la cubierta y los forjados pueden comportarse como una viga compuesta, como se muestra en la figura 1. Cabe señalar que la acción del entramado siempre se producirá en un edificio, tanto si se toma en cuenta en el proyecto como si no.

1.3 Ventajas, Condiciones y Limitaciones

Ventajas

Algunas de las ventajas del proyecto de cubierta pretensada son las siguientes:

a. Las tensiones y flechas calculadas de los pórticos son normalmente mucho menores que en el pórtico simple.

b. Las tensiones y flechas calculadas y producidas coinciden, por lo que el proyecto es más realista.

c. Se elimina el arriostramiento en el plano de la cubierta o se reduce la magnitud de los pórticos.

d. Los detalles de los pórticos están normalizados.

e. El método resulta particularmente efectivo cuando las cargas laterales actúan sólo en uno o dos pórticos, por ejemplo, la carga transversal de grúas elevadas ligeras.

f. Al tener en cuenta la acción del diafragma, pueden calcularse las fuerzas reales en el cerramiento y en los elementos de fijación.

Condiciones

Para que la chapa de acero actúe como entramado deben cumplirse las condiciones siguientes:

a. Los pórticos extremos deben arriostrarse o revestirse.

b. Los paneles deben dotarse de barras de canto y éstas y sus uniones deben

proyectarse para soportar las fuerzas de las alas.

c. La chapa debe fijarse a las barras con uniones positivas, como tornillos autorroscantes, conectores por disparo o soldadura.

d. Las juntas entre chapas deben fijarse con uniones positivas.

e. Deben incorporarse uniones estructurales adecuadas para transmitir las fuerzas de los entramados a la estructura principal.

f. Se recomienda que la tensión tangencial en las chapas sea un 25% menor que la tensión de flexión ordinaria, de modo que, si las chapas se corroen, fallen a flexión mucho antes de que el edificio de cubierta pretensada corra peligro.

g. Se recomienda que los lucernarios de la cubierta ocupen menos del 30% de la superficie correspondiente de cubierta, salvo que se realicen cálculos detallados, en cuyo caso puede permitirse hasta un 15%.

Limitaciones

Los edificios proyectados según los principios de cubierta pretensada normalmente deben ser estructuras tipo paraguas, más que estructuras que soportan cargas fijas. Para garantizar la seguridad del edificio en todo momento, deben aplicarse al proyecto las limitaciones siguientes:

a. La mayor parte de la carga del edificio debe aplicarse a través del propio chapado, por ejemplo el peso propio, la carga de nieve, la carga del viento.

b. Si se retira la chapa, también se retirará la mayor parte de la carga.

c. La chapa no debe utilizarse para ayudar a resistir otras cargas fijas, por ejemplo instalaciones mecánicas.

d. La chapa debe considerarse como elemento de construcción y, como tal, no debe desmontarse sin el estudio apropiado.

e. Los cálculos y planos deben llamar claramente la atención sobre el hecho de que el edificio ha sido proyectado con métodos de cubierta pretensada.

1.4 Tipos de Entramados

La chapa puede extenderse perpendicular (figura 3) o paralelamente a la longitud del edificio (figura 4). Siempre que sea posible, cada panel de chapado debe fijarse en las cuatro barras del perímetro, puesto que ello proporciona mayor resistencia y rigidez al entramado. Si no todas las barras se encuentran al mismo nivel, pueden utilizarse “conectores”

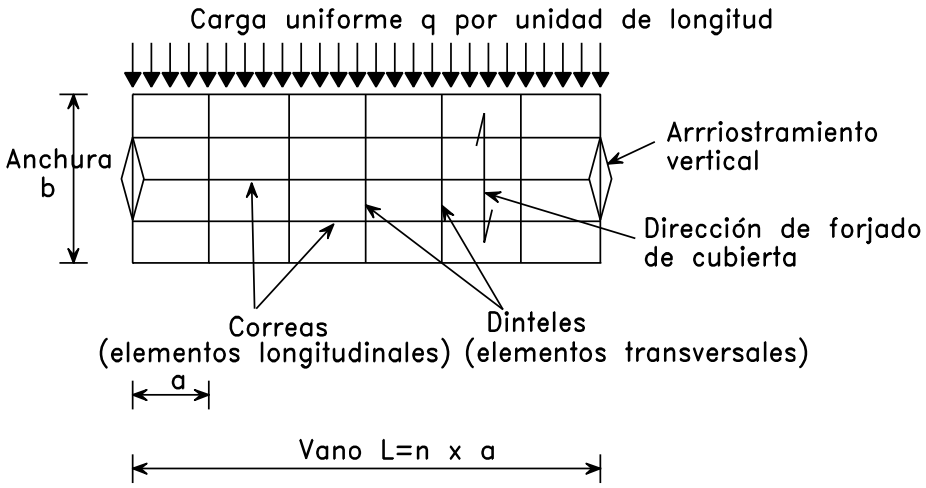


Figura 3 Vanos de cerramiento perpendiculares a la longitud del edificio

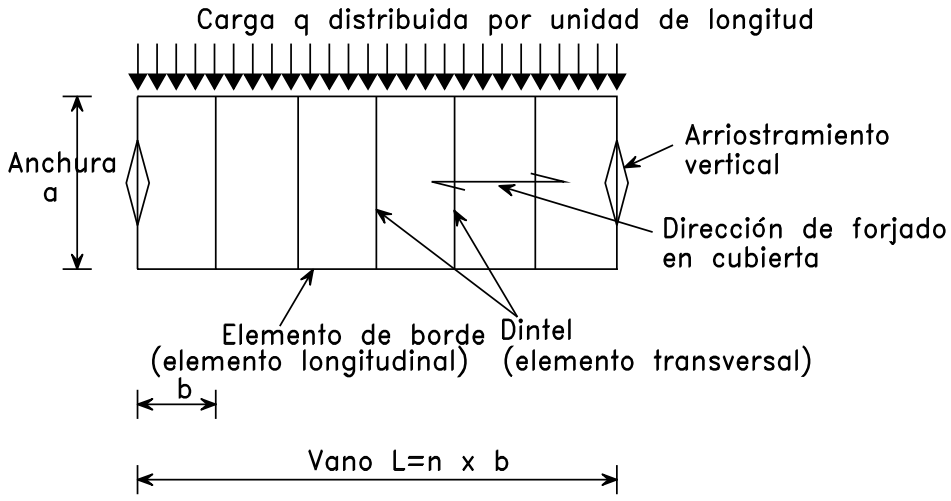


Figura 4 Vanos de cerramiento transversales a la longitud del edificio

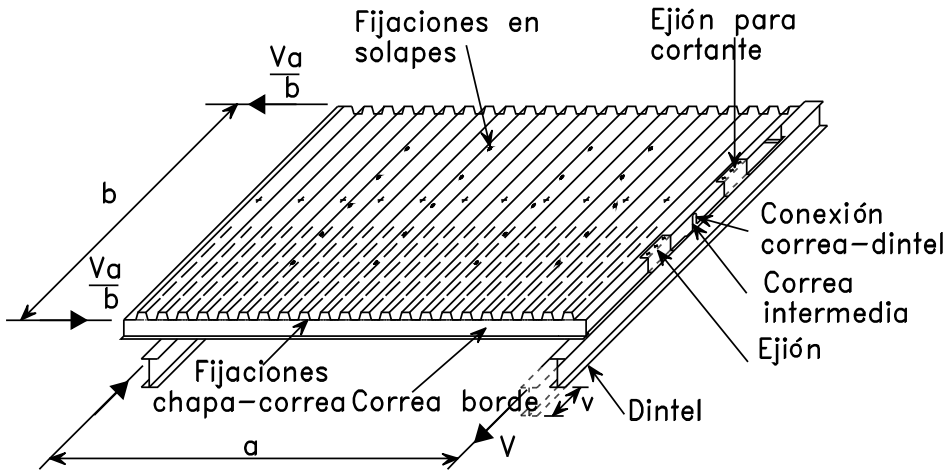


Figura 5 Entramado típico de panel

como se muestra en la figura 5 para fijar los cuatro lados. Si ello no es posible, los entramados pueden fijarse a correas en dos lados solamente, siempre que los paneles de los extremos se fijen en su tercer lado a los pórticos de los extremos. Si la chapa se fija sólo a las correas, las uniones correa/dintel en los dinteles intermedios deben ser adecuadas para introducir las cargas de estos dinteles en el entramado.

El panel de entramado típico que se muestra en la figura 5 es para chapa que se extiende perpendicularmente a la longitud del edificio. En la determinación de la resistencia a cortante y la flexibilidad de un panel, las expresiones del cálculo se refieren a la dirección paralela a las ondas. Para la chapa que se extiende paralelamente a la longitud del edificio, debe efectuarse una modificación en las expresiones del cálculo. Esta modificación no se considera en esta lección.

2. RESISTENCIA DE LOS ENTRAMADOS DE CORTANTE

2.1 Principios

Para un panel típico sujeto en sus cuatro lados, como en la Figura 5, la resistencia del entramado V_R en la dirección de la carga V depende de la resistencia al colapso de:

a. una línea de elementos de fijación

ó

b. una línea de conectores a cortante

Estos dos modos de colapso, al ser dúctiles, se toman como los criterios de cálculo. Cualquier otro modo de colapso, al ser menos dúctil, requiere una resistencia considerablemente mayor que el menor de los valores calculados arriba indicados. Estos otros modos incluyen el colapso en los elementos de fijación chapa/correa, el colapso del chapado debido a pandeo por cortante, el colapso extremo del perfil de chapa y el colapso de las barras de canto a tracción o compresión. Debido al bajo nivel de tensión tangencial en la chapa, normalmente no es necesario tener en cuenta la acción del entramado cuando se proyecta la chapa para su función primaria a flexión.

Para un panel típico unido a correas en sólo dos bordes (figura 5 sin conectores) un criterio adicional es la resistencia a la rotura de los elementos de fijación extremos chapa/correa en la chapa en un panel intermedio. Este caso no se considera en esta lección.

2.2 Expresiones del Cálculo

En una lección no es posible derivar y explicar las expresiones de cálculo utilizadas, pero véase [1]; en lugar de ello, en este apartado se presentan las expresiones de cálculo y en el problema resuelto se facilita una guía para utilizarlas.

Nota importante: en las expresiones siguientes se utilizan ampliamente valores de cálculo, por lo que no hay necesidad de incorporar un coeficiente de material.

Para un panel fijado en sus cuatro lados, las expresiones para la resistencia del entramado son las siguientes:

Resistencia de la junta

$$V_R = (n_s F_s + \frac{\beta_1}{\beta_3} n_p F_p) \quad (1)$$

Resistencia del conector (en los pórticos de los extremos)

$$V_R = (n_{sc} F_{sc}) \quad (2)$$

Resistencia de los conectores (en los dinteles internos)

$$(qa) = (n^1_{sc} F_{sc}) \quad (3)$$

En un montaje de paneles (figura 6), V = 1/2 qa (n-1), por lo que se puede determinar cuál de los casos (2) o (3) es más crítico. La resistencia al cortante de cálculo del entramado V* es entonces el menor de los valores dados por el caso (1), caso (2) o caso (3) anteriores.

A fin de evitar la posibilidad de rotura de los elementos de fijación chapa/correa, que pueden estar sujetos a una carga combinada de succión por el viento y cortante, y a la acción de palanca por la chapa, se prevé una reserva de seguridad del 45%. Debe comprobarse que

$$\frac{0{,}6\, b\, F_p}{p\, \alpha_3} \geq V^* \quad (4)$$

A fin de evitar el pandeo por cortante del cerramiento, que es un modo súbito de colapso, se prevé una reserva de seguridad del 25%. En [1] se facilita la expresión de cálculo.

A fin de evitar la deformación grande o el colapso del perfil en el extremo de la chapa (véanse [2] y [3]), deben observarse las limita-

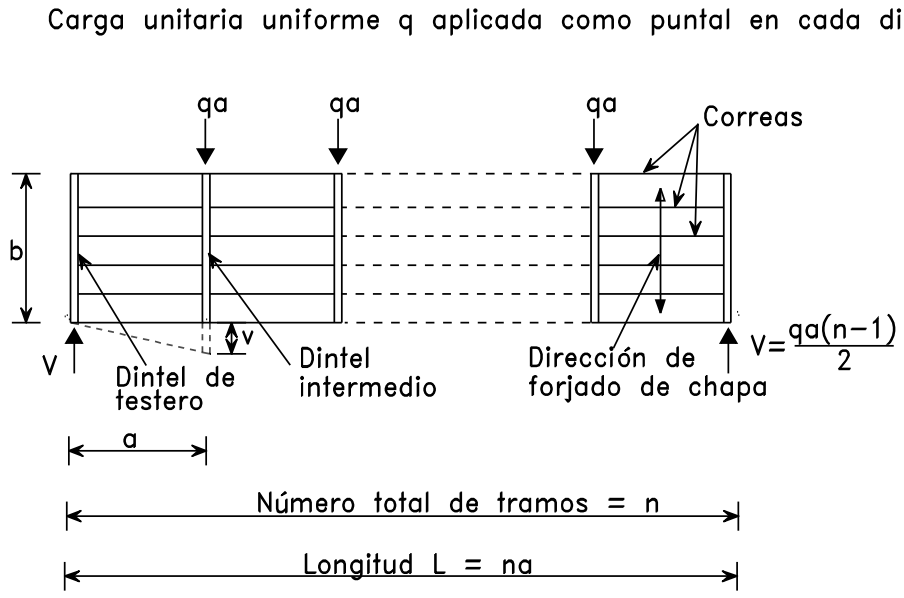


Figura 6 Entramado de cubrición perpendicular a la longitud del edificio

ciones siguientes en el esfuerzo de cortante en un panel:

Todas las ondas fijadas:

$$0{,}9t^{1,5}\, b\, f_y/d^{0,5} \geq V^* \quad (5)$$

Ondas alternas fijadas:

$$0{,}3t^{1,5}\, b\, f_y/d^{0,5} \geq V^* \quad (6)$$

A fin de evitar el colapso de las barras del borde y sus uniones, especialmente el pandeo de la cabeza comprimida, se prevé una reserva de seguridad del 25%. Con referencia a la figura 6, la carga máxima en una barra de canto puede considerarse

$$\frac{qL^2\alpha_3}{8b}$$

3. FLEXIBILIDAD DE LOS ENTRAMADOS DE CORTANTE

3.1 Principios

La flexibilidad a cortante de un entramado, por ejemplo el panel de la figura 5, es la flecha por unidad de carga a cortante en dirección paralela a las ondas.

Por lo tanto, es el valor $\frac{v}{V}$ en la figura 5,

o más generalmente el valor de c (mm/kN) que se muestra en la figura 7.

La flexibilidad total a cortante de un panel de chapa de acero perfilado es la suma de las flexibilidades de los componentes individuales debido a lo siguiente:

a. deformación del perfil ($c_{1\cdot1}$)

b. deformación a cortante de la chapa ($c_{1\cdot2}$)

c. desplazamiento en los elementos de fijación chapa/correa ($c_{2\cdot1}$)

d. desplazamiento en los elementos de fijación de la junta ($c_{2\cdot2}$)

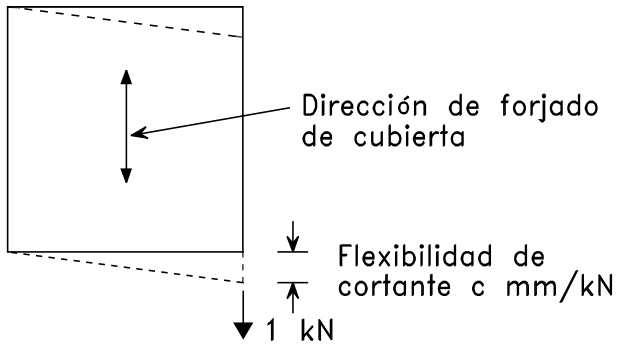


Figura 7 Definición de flexibilidad de cortante

e. desplazamiento en los elementos de fijación chapa/conector ($c_{2\cdot3}$)

f. uniones correa/dintel (en el caso de que la chapa sólo esté fijada a las correas)

g. deformación axial en las barras de borde longitudinales (c_3)

En general, la deformación del perfil (a) es el mayor componente de flexibilidad y resulta en gran medida influido por el espesor de la chapa, la magnitud del perfil y especialmente por el hecho de si la chapa está fijada en cada onda o en ondas alternas. El segundo caso es mucho más flexible que el primero. El desplazamiento en los elementos de fijación de la junta (d) es a menudo un componente importante de flexibilidad.

3.2 Expresiones del Cálculo

Las expresiones de cálculo para las flexibilidades de los diversos componentes de un panel fijado en los cuatro lados se indican más abajo. Las derivaciones se indican en [1], y en el Problema Resuelto 11.1 se facilita una guía sobre su uso.

a. deformación del perfil

$$c_{1\cdot1} = \frac{a d^{2,5} \alpha_1 \alpha_4 K}{E t^{2,5} b^2} \qquad (7)$$

b. deformación por cortante

$$c_{1\cdot2} = \frac{2a\,\alpha_2\,(1+\nu)\,[1+2\,h/d]}{Etb} \qquad (8)$$

c. elementos de fijación chapa/correa

$$c_{2\cdot1} = \frac{2\,a s_p\,p\,\alpha_3}{b^2} \qquad (9)$$

d. elementos de fijación de junta

$$c_{2\cdot2} = \frac{2\,s_s s_p\,(n_{sh}-1)}{2 n_s s_p + \beta_1 n_p s_s} \qquad (10)$$

e. conectores

$$c_{2\cdot3} = \frac{4\,(n+1)\,s_{sc}}{n^2 n_{sc}^1} \qquad (11)$$

f. deformación axial

$$c_3 = \frac{n^2\,a^3\,\alpha_3}{4{,}8\,EAb^2} \qquad (12)$$

Notas

La constante de cerramiento K puede tomar el valor K_1 para la chapa fijada en cada onda (tabla 4) o K_2 para la chapa fijada en ondas alternas (tabla 5).

La suma de las flexibilidades de los componentes a cortante da la flexibilidad total a cortante c del panel. La flecha en el centro del vano del montaje de paneles típico que se muestra en la figura 6 viene dada por $\Delta = (n^2/8)\,c\,(qa)$.

	1/d h/d	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
θ = 15°	0,1 0,2 0,3 0,4 0,5 0,6	0,017 0,062 0,139 0,244 0,370 0,508	0,031 0,102 0,202 0,321 0,448 0,568	0,040 0,118 0,218 0,325 0,426 0,508	0,041 0,115 0,204 0,293 0,371 0,434	0,041 0,113 0,200 0,294 0,396 0,513	0,047 0,134 0,254 0,414 0,636 0,941	0,066 0,209 0,440 0,796 1,329	0,115 0,403 0,945	0,241
θ = 20°	0,1 0,2 0,3 0,4 0,5 0,6	0,018 0,068 0,148 0,249 0,356 0,448	0,032 0,101 0,193 0,289 0,372 0,420	0,039 0,111 0,194 0,267 0,315 0,326	0,039 0,106 0,174 0,230 0,270 0,303	0,039 0,104 0,177 0,259 0,364 0,512	0,046 0,131 0,255 0,444 0,725	0,066 0,221 0,492 0,431 0,931	0,111 0,452	0,276
θ = 25°	0,1 0,2 0,3 0,4 0,5 0,6	0,019 0,072 0,151 0,238 0,306 0,333	0,032 0,099 0,178 0,244 0,272 0,248	0,038 0,103 0,166 0,204 0,203 0,172	0,038 0,095 0,144 0,176 0,204 0,241	0,038 0,095 0,160 0,247 0,376	0,045 0,129 0,268 0,494	0,068 0,236 0,557	0,126 0,513	0,313
θ = 30°	0,1 0,2 0,3 0,4 0,5 0,6	0,020 0,075 0,148 0,208 0,226 0,180	0,032 0,095 0,157 0,186 0,161 0,089	0,037 0,094 0,135 0,139 0,112 0,093	0,036 0,084 0,116 0,139 0,176	0,036 0,087 0,152 0,253	0,044 0,132 0,291	0,070 0,256	0,133	

Tabla 4 Valores de muestra de K_1 para elementos de fijación en cada seno ($15° \leq \theta \leq 30°$)

	1/d h/d	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
θ = 15°	0,1 0,2 0,3 0,4 0,5 0,6	0,093 0,325 0,703 1,237 1,937 2,778	0,142 0,458 0,942 1,602 2,443 3,428	0,188 0,586 1,174 1,953 2,926 4,058	0,231 0,707 1,393 2,285 3,379 4,664	0,271 0,824 1,610 2,624 3,869 5,366	0,313 0,953 1,874 3,089 4,640 6,581	0,364 1,140 2,136 3,981 6,256	0,448 1,523 3,411	0,682
θ = 20°	0,1 0,2 0,3 0,4 0,5 0,6	0,096 0,339 0,743 1,317 2,075 3,006	0,144 0,472 0,978 1,673 2,559 3,625	0,190 0,597 1,204 2,009 3,011 4,194	0,232 0,716 1,416 2,325 3,436 4,752	0,273 0,832 1,633 2,679 3,993 5,588	0,315 0,966 1,927 3,246 4,969	0,368 1,177 2,481 3,840	0,459 1,659	0,680
θ = 25°	0,1 0,2 0,3 0,4 0,5 0,6	0,098 0,355 0,784 1,398 2,205 3,199	0,147 0,485 1,015 1,740 2,659 3,752	0,192 0,609 1,233 2,057 3,064 4,218	0,234 0,725 1,437 2,359 3,490 4,797	0,274 0,840 1,660 2,753 4,114	0,317 0,983 2,000 3,427	0,373 1,226 2,589	0,475 1,566	0,665
θ = 30°	0,1 0,2 0,3 0,4 0,5 0,6	0,101 0,372 0,827 1,477 2,319 3,320	0,150 0,500 1,051 1,801 2,727 3,738	0,194 0,621 1,260 2,092 3,075 4,041	0,236 0,734 1,456 2,393 3,499	0,276 0,850 1,697 2,830	0,319 1,005 2,098	0,378 1,298	0,495	

Tabla 5 Valores de muestra de K_2 para elementos de fijación en senos alternos ($15° \leq \theta \leq 30°$)

4. APLICACIÓN DEL PROYECTO DE CUBIERTA PRETENSADA

4.1 Entramado de Cortante con Pórtico Simple

Si los pórticos del edificio de cubierta horizontal de la figura 1 son articulados, el entramado de la cubierta soporta todas las cargas laterales. Las disposición es como la que se muestra en la figura 6. El criterio de cálculo de resistencia es el panel del extremo y el criterio de cálculo de flexibilidad es la flecha en el centro del vano. Estos dos valores deben comprobarse como se muestra en el Problema Resuelto 11.1.

4.2 Entramado de Cortante con Pórticos Rígidos

Si los pórticos de la figura 1 tienen unión rígida, la flexibilidad del pórtico puede definirse por k mm/kN como se muestra en la figura 8. La flexibilidad relativa de los entramados a los pórticos viene dada por ψ = c/k y la distribución de la carga entre los entramados y los pórticos puede depender de ψ, del número de paneles en la longitud del edificio y de la posición del pórtico en el edificio. En la tabla 6 se indica las reducciones que se deben aplicar a los momentos laterales para una campo pequeño de valores de ψ. La aplicación de esta tabla se muestra en el Problema Resuelto 11.1.

Nº de pórticos en el edificio	Pórtico número	VALORES DE FLEXIBILIDAD RELATIVA ψ											
		0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00	1,50
3	2	0,111	0,130	0,149	0,167	0,184	0,200	0,231	0,259	0,286	0,310	0,333	0,429
4	2	0,200	0,231	0,259	0,286	0,310	0,333	0,375	0,412	0,444	0,474	0,500	0,600
5	2 3	0,265 0,347	0,301 0,392	0,333 0,432	0,362 0,468	0,388 0,500	0,412 0,529	0,454 0,580	0,490 0,622	0,521 0,658	0,548 0,688	0,571 0,714	0,659 0,805
6	2 3	0,310 0,448	0,347 0,497	0,379 0,540	0,407 0,576	0,432 0,608	0,455 0,636	0,494 0,684	0,526 0,721	0,554 0,752	0,579 0,778	0,600 0,800	0,677 0,871
7	2 3 4	0,340 0,515 0,569	0,375 0,563 0,620	0,406 0,604 0,663	0,432 0,638 0,698	0,456 0,667 0,728	0,477 0,692 0,754	0,513 0,734 0,795	0,543 0,767 0,827	0,569 0,793 0,852	0,591 0,815 0,873	0,611 0,833 0,889	0,683 0,892 0,938
8	2 3 4	0,359 0,558 0,646	0,393 0,603 0,695	0,421 0,641 0,734	0,447 0,672 0,765	0,469 0,698 0,792	0,488 0,721 0,814	0,522 0,758 0,849	0,551 0,787 0,875	0,575 0,811 0,895	0,597 0,830 0,911	0,615 0,846 0,923	0,685 0,898 0,959
9	2 3 4 5	0,371 0,585 0,695 0,729	0,403 0,627 0,739 0,773	0,430 0,662 0,774 0,808	0,454 0,690 0,802 0,835	0,475 0,715 0,825 0,857	0,494 0,733 0,844 0,875	0,527 0,770 0,874 0,903	0,554 0,796 0,896 0,923	0,578 0,818 0,913 0,938	0,599 0,836 0,926 0,949	0,617 0,851 0,936 0,957	0,686 0,901 0,966 0,981
10	2 3 4 5	0,379 0,602 0,725 0,780	0,409 0,641 0,766 0,820	0,436 0,673 0,797 0,850	0,458 0,700 0,822 0,873	0,479 0,723 0,843 0,891	0,497 0,743 0,860 0,904	0,529 0,775 0,886 0,929	0,556 0,800 0,906 0,944	0,579 0,821 0,920 0,956	0,599 0,838 0,932 0,964	0,618 0,853 0,941 0,971	0,686 0,901 0,968 0,987

Nota: El número de pórticos en el edificio incluye los de los extremos, el pórtico 1 es el del extremo, el pórtico 2 el penúltimo pórtico, y así sucesivamente.

Tabla 6 Coeficiente de reducción de fuerzas y momentos de flecha horizontal para cada pórtico en un edificio revestido - todos los pórticos cargados, $0,25 < \psi < 1,50$

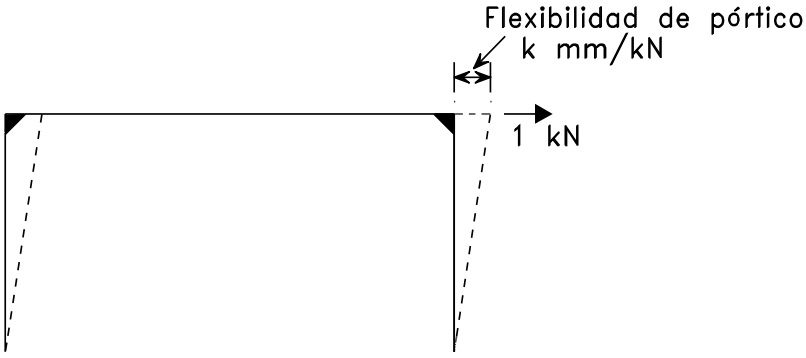


Figura 8 Definición de flexibilidad de pórtico (k)

4.3 Entramados Complejos

En escuelas, bibliotecas y edificios similares la cubierta horizontal puede consistir en un número de entramados en diferentes direcciones y a diferentes niveles (figura 9). Cada entramado debe arriostrarse en los pórticos de los extremos o, si un extremo no puede arriostrarse, (un entramado "ménsula"), deben arriostrarse los otros tres lados para evitar la rotación del cuerpo de la cubierta.

Este método de construcción se ha utilizado en muchos edificios y elimina la necesidad de arriostramiento horizontal de la cubierta.

4.4 Aperturas en Entramados

Si una cubierta tiene lucernarios, particularmente en una línea continua, éstas tienen un efecto debilitador del entramado y lo hacen más flexible. Generalmente deben evitarse las aperturas, si es posible, en los paneles de los extremos, donde el cortante es mayor. Si las aperturas son pequeñas y están escalonadas, se recomienda permitirlas de hasta el 3% del área de panel sin cálculos especiales. Por encima de este valor pueden permitirse aperturas de hasta el 15% del área de panel si se efectúan cálculos de sus efectos, tal como se indica en [1].

4.5 Arriostramiento del Entramado

Además de resistir la carga lateral en un edificio, los entramados de cubierta y forjado pueden utilizarse para proporcionar arriostramiento horizontal para cargas en el pórtico del extremo de un edificio, apoyo lateral a las vigas principales o cerchas y arriostramiento a los aleros de un edificio. En tales casos, por lo general, sólo es necesario realizar el cálculo de resistencia del entramado, no de su flexibilidad.

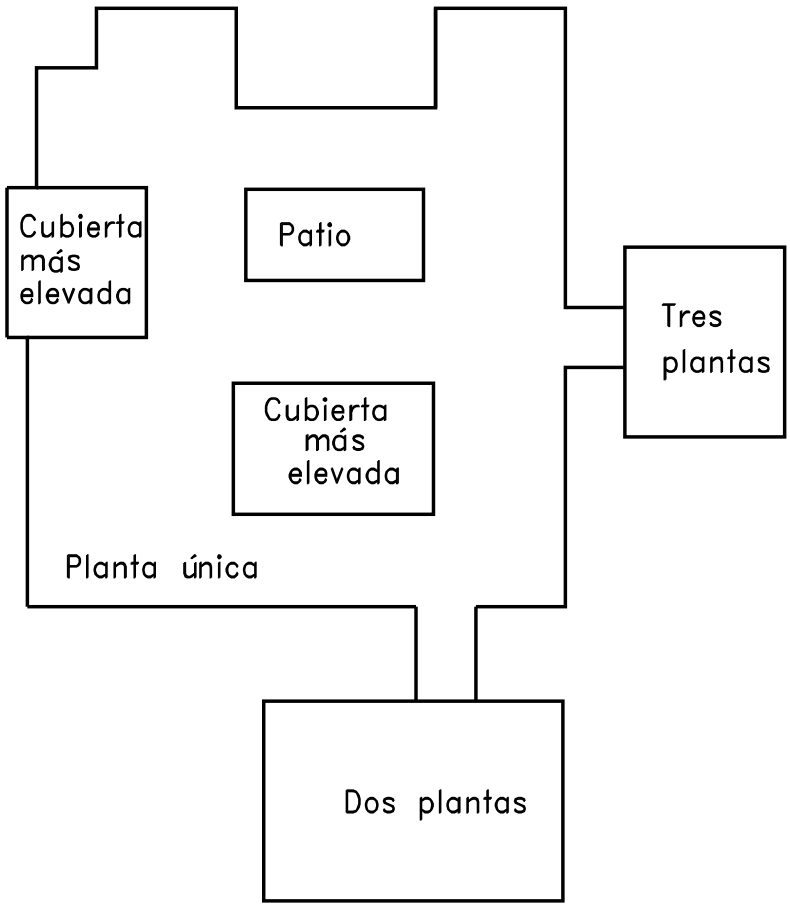


Figura 9 Entramado complejo

Arriostramiento del pórtico extremo

La carga en el pórtico del extremo, como se muestra en la figura 10, se considera generalmente que es recogida en la altura de dos entramados. Las paredes laterales deben dotarse de arriostramiento vertical. Para el caso que se muestra, el cortante máximo por unidad de altura en los entramados se produce en los extremos y es igual a $\frac{qL}{4b}$ kN/mm. Si el panel está fijado en los cuatro lados, este flujo de cortante es igual en las direcciones x e y todos los elementos de fijación deben comprobarse para asegurarse de que son adecuados para soportar este cortante.

Arriostramiento lateral a las vigas

Si el panel se apoya en vigas maestras o cerchas, se puede considerar que proporciona apoyo lateral como se muestra en la figura 11. Si la fuerza en la cabeza comprimida de la viga es P, los reglamentos especifican que el esfuerzo transversal que se debe resistir es un 3% veces P, distribuido a lo largo de la longitud de la viga. Para un entramado de altura b, el cortante máximo por unidad de altura es $\frac{0{,}015P}{b}$, actuando en las direcciones x e y, debiendo comprobarse que los elementos de fijación puedan resistir este cortante.

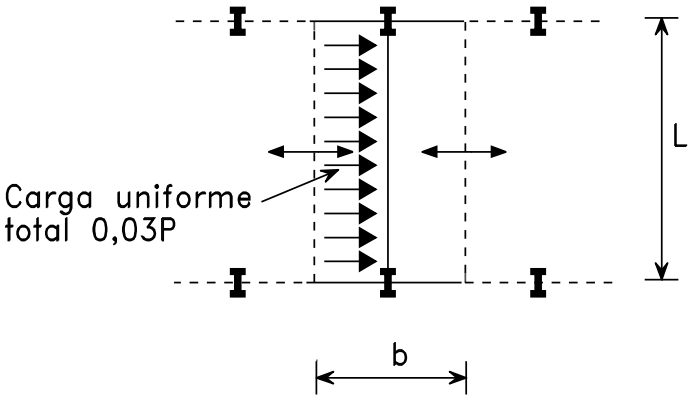


Figura 11 Atado lateral a la viga

Cabe señalar que si el mismo chapado debe proporcionar arriostramiento a los pórticos y a las vigas maestras, los elementos de fijación deben ser adecuados para resistir la suma de los cortantes.

Arriostramiento de aleros

En pórticos de cubiertas a dos aguas, a veces las dos correas inferiores están arriostradas transversalmente entre si a fin de proporcionar resistencia a cualquier fuerza de aleros entre los pórticos. Esta función puede obtenerse fácilmente con la chapa actuando como entramado entre las separaciones de una o dos correas inferiores.

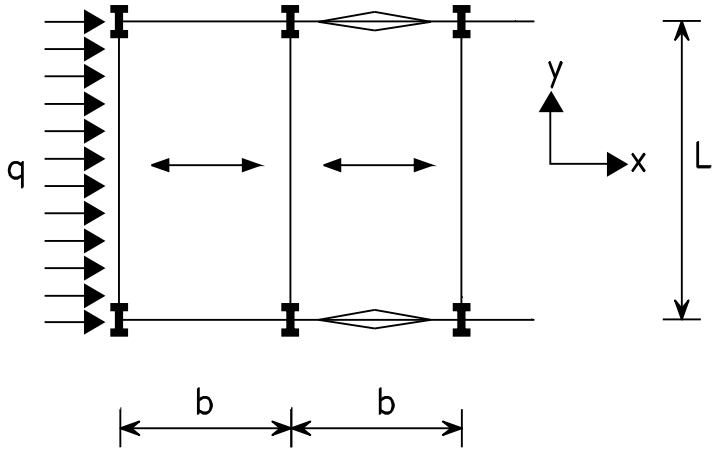


Figura 10 Arriostramiento de entramado a los testeros

4.6 Método Simplificado de Cálculo

Para perfiles de chapa y paneles comunes, fijados conforme a la práctica normal, se han calculado por ordenador tablas de cálculo simplificadas para un amplio campo de magnitudes de entramados. Estas tablas de cálculo, facilitadas en [1], dan la resistencia a cortante y la flecha de los entramados. Aunque representan entramados normalizados, los resultados pueden ser suficientemente precisos para casos particulares.

5. RESUMEN FINAL

1. Las estructuras de cubierta pretensada utilizan el cerramiento para resistir la carga lateral, por la acción del entramado.

2. El proyecto de cubierta pretensada se utiliza predominantemente en edificios de poca altura donde la cubierta y los forjados se comportan como vigas compuestas altas.

3. Para la chapa de acero perfilado fijado en los 4 lados, la resistencia del entramado depende de la resistencia a la rotura de una línea de elementos de fijación de junta o de conectores.

4. El proyecto de cubierta pretensada puede utilizarse como elemento de arriostramiento horizontal único o combinado con pórticos rígidos. Se permiten aperturas en el entramado sin cálculos justificativos, siempre que sean pequeñas, escalonadas y menores del 3% del área de panel.

6. BIBLIOGRAFÍA

[1] Davies J.M. and Bryan E.R. “Manual of Stressed Skin Diaphragm Design” Granada Publishing Ltd, London 1982.

[2] Davies J.M. and Fisher J. “End Failures in Stressed Skin Diaphragms” Proceedings Institution of Civil Engineers, Part 2, March 1987.

[3] European Convention for Constructional Steelwork. “European Recommendations for the Stressed Skin Design of Steel Structures,” Publication 19, ECCS, 1978.

7. BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL

1. Davies, J. M. “A General Solution for the Shear Flexibility of Profiled Sheets. I: Development and verification of the method. II: Applications of the method”. Thin Walled Structures, Vol. 4, 1986 pp 41-68 and 151-161.

2. Maass G. “Stahltrapezprofile: Konstruktion und Berechnung Werner-Verlag GmbH, Düsseldorf 1985.

3. Baehre R. und Wolfram R. “Zur Schubfeldberechnung von Trapezprofilen” Stahlbau 6, 1986.

ESDEP TOMO 11
CONSTRUCCIÓN CON CHAPA DE PEQUEÑO ESPESOR

Problema Resuelto 11.1 (i), (ii) y (iii): Diseño de Cubierta Pretensada

CONTENIDO

En este problema resuelto se consideran tres casos:

- 11.1(i) - Pórticos articulados
- 11.1(ii) - Pórticos rígidos exentos
- 11.1(iii) - Pórticos rígidos con entramado de cubierta

NOTACIÓN

- a = distancia entre pórticos (mm)
- A = área de la sección de la correa longitudinal de vano extremo (mm^2)
- b = anchura del entramado en dirección paralela a las ondas (mm)
- c = flexibilidad total a corte de un entramado (mm/kN)
- d = distancia entre ondas (mm)
- E = módulo de elasticidad del acero (205 kN/mm^2)
- f_y = límite elástico del acero en la chapa (kN/mm^2)
- F_p = resistencia de cálculo al corte del elemento de fijación chapa/correa individual (kN) (véase la tabla 1)
- F_s = resistencia de cálculo al corte del elemento de fijación individual (kN) (véase la tabla 1)
- F_{sc} = resistencia de cálculo al corte del elemento de fijación chapa/ conectador (kN) (véase la tabla 1)
- h = altura del perfil (mm)
- k = flexibilidad del pórtico (mm/kN)
- K = constante de la chapa (véanse las tablas 4 y 5)
- l = anchura de la cresta de la onda (mm)
- L = luz del entramado entre pórticos arriostrados (mm)
- n = número de paneles longitudinales del conjunto del entramado
- n_b = relación anchura de entramado/longitud de panel
- n_f = número de elementos de fijación chapa/correa por anchura de chapa
- n_p = número de correas (extremas + intermedias)
- n_s = número de elementos de fijación por solape lateral (sin incluir las que pasan a través de las chapas y de la correa de apoyo)
- n_{sc} = número de elementos de fijación chapa/conector por arriostrado extremo
- n^1_{sc} = número de elementos de fijación chapa/conector por arriostrado intermedio
- n_{sh} = relación longitudinal de panel/ancho panel
- p = distancia entre taladros de elementos de fijación chapa/correa (mm)
- q = carga a cortante distribuida en el entramado (kN/mm)

s_p = deslizamiento en uniones de chapa/correa por carga unitaria (mm/kN) (véase la tabla 1)

s_s = deslizamiento en uniones de elementos de fijación por carga unitaria (mm/kN) (véase la tabla 1)

s_{sc} = deslizamiento en uniones de chapa/conector por carga unitaria (mm/kN) (véase la tabla 1)

t = espesor neto de chapa, galvanización y pintura no incluidos (mm)

V = esfuerzo cortante aplicado en el entramado (kN)

V* = resistencia de cálculo a cortante en el entramado (kN)

V_{cr} = esfuerzo cortante que provoca el pandeo del entramado (kN)

V_R = resistencia asociada con un modo de agotamiento dado o carga límite (kN)

$\alpha_1\alpha_2\alpha_3$ = coeficientes de corrección para correas intermedias (véase la tabla 3)

α_4 = coeficiente por el número de longitudes de chapa.

Para el caso considerado $\alpha_4 = (1 + 0{,}3n_b)$

$ß_1, ß_2$ = coeficientes para prever el número de elementos de fijación chapa/correa por anchura de chapa (véase la tabla 2)

$ß_3$ = distancia entre los elementos de fijación más extremos en la anchura de la chapa, dividida por la anchura de la chapa.

Para revestimiento (elementos de fijación en las crestas)

$$ß_3 = \frac{n_f - 1}{n_f}$$

Para tablero (elementos de fijación en los pasantes) $ß_3 = 1{,}0$

Δ = flecha en el centro del vano de un conjunto de paneles (mm)

υ = coeficiente de Poisson para el acero (0,3)

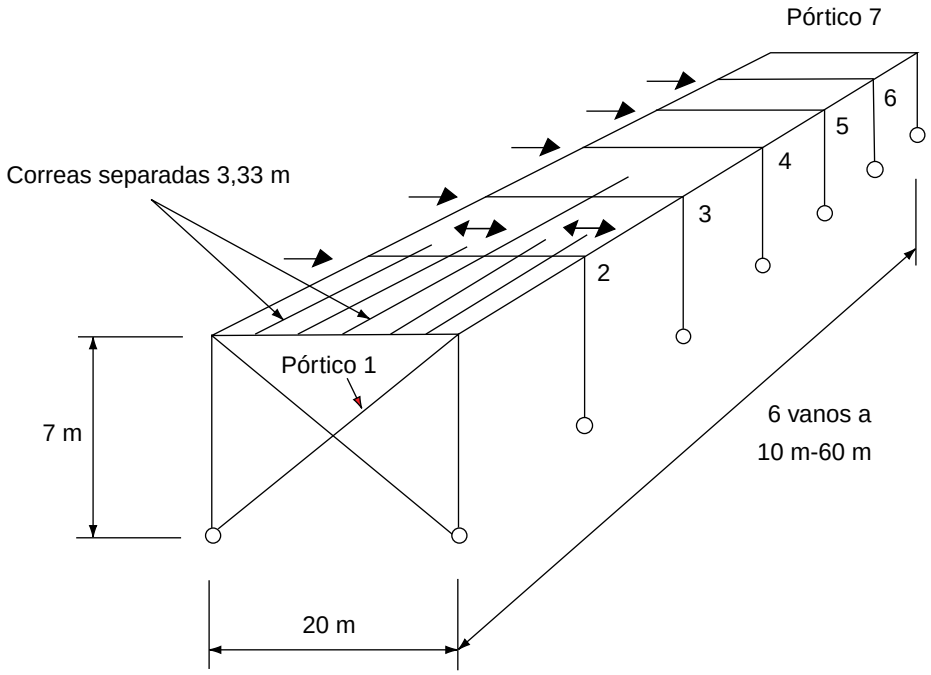


Figura E1

Información

El edificio de cubierta horizontal que se muestra en la figura E1 tiene pórticos principales con una separación de 10 m entre ellos y correas de cubierta (correas) con una separación de 3,33 m entre ejes. El cerramiento de la cubierta se extiende en la dirección indicada y los testeros del edificio están revestidos y pueden considerarse rígidos en sus propios planos.

Problema

Se debe comprobar la resistencia y la flecha de los pórticos con carga de viento horizontal, previendo la acción de cubierta pretensionada en el cerramiento de la cubierta. Deben considerarse los tres casos siguientes:

Caso 11.1(i) los pórticos son articulados de forma que toda la carga de viento horizontal es soportada por el entramado de la cubierta que se extiende entre piñón y piñón.



Caso 11.1(ii) los pórticos son rígidos y soportan por sí mismos toda la carga de viento horizontal.

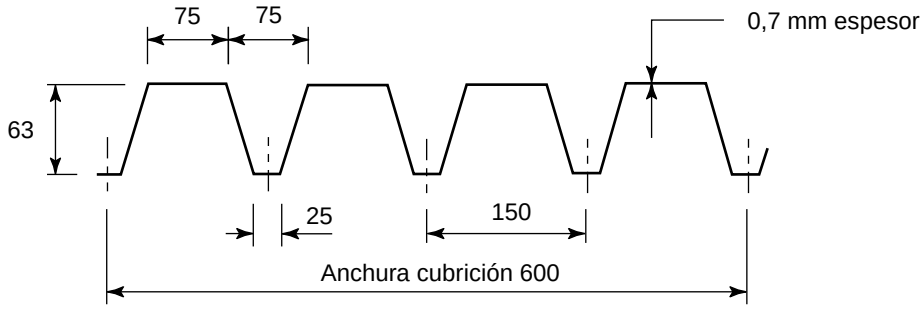


Caso 11.1(iii) los pórticos son rígidos como en 11.1(ii) y actúan conjuntamente con el entramado de la cubierta como en 11.1(i).

Datos

Pórticos principales:	Sección de viga universal IPE con 550 mm de canto × 210 mm de anchura × 106 kg/m (I = 67120 cm^4)
Correas:	Sección de viga universal IPE con 270 mm de canto × 135 mm de anchura × 36,1 kg/m (A = 45,9 cm^2)
Viento:	Carga del viento en el lado del edificio 0,8 kN/m^2
Coeficiente de ponderación:	1,50
Flecha horizontal:	Flecha horizontal de pórticos sujetos a carga sin ponderar ≯ longitud/300

Perfil del panel:



Disposición del panel:	Panel fijado en los cuatro lados (parte superior del nivel de las correas con la parte superior de los pórticos principales). Panel en longitudes de 10 m. (véase la lección 11.5 apartado 1.4.)
Propiedades del material:	Límite elástico del panel de acero 280 N/mm^2

Métodos de unión: (1) Elementos de fijación chapa/correa (tabla 1 (1)) - bulones disparados en ondas alternas en las correas.

(2) Elementos de fijación chapa/pórtico (tabla 1 (1)) - Bulones disparados a 333 mm entre ejes a lo largo de los pórticos.

(3) Elementos de fijación de juntas (tabla 1 (2)) - tornillos autotaladrantes de 4,8 mm a 333 mm entre ejes.

Cargas laterales en cubiertas: La carga del viento ponderada por nudo es $0,8 \times 10 \times 3,5 \times 1,5$ = 42 kN de modo que las cargas que actúan en el entramado de la cubierta son como se muestra en la figura E2.

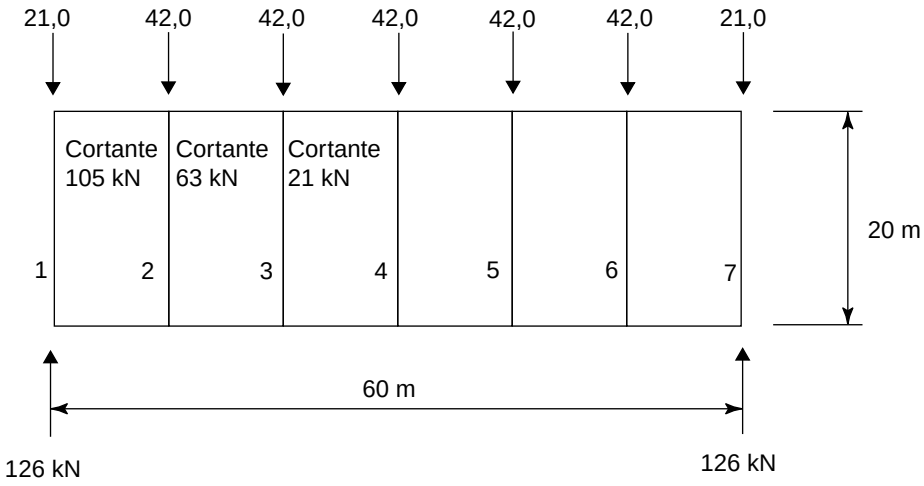


Figura E2

CASO 11.1(i) PÓRTICOS ARTICULADOS - EL ENTRAMADO DE LA CUBIERTA SOPORTA TODA LA CARGA DEL VIENTO

$a = 10 \times 10^3$ mm

$A = 45{,}9 \times 10^2$ mm^2

$b = 20 \times 10^3$ mm

$d = 150$ mm

$E = 205$ kN/mm^2

$F_p = 0{,}7 \times 5{,}0$ (tabla1) $= 3{,}50$ kN

$F_s = 0{,}7 \times 2{,}5$ (tabla 1) $= 1{,}75$ kN

$F_{sc} = 0{,}7 \times 5{,}0$ (tabla 1) $= 3{,}50$ kN

$f_y = 280$ N/mm^2 $= 0{,}28$ kN/mm^2

$h = 63$ mm

$K = 2{,}97$ (tabla 5)

$l = 75$ mm

$L = 60 \times 10^3$ mm

$n = 6$

$n_b = 2$

$n_f = 3$

$n_p = 7$

$n_s = 9 \times 6 = 54$

$n_{sc} = 9 \times 6 + 7 = 61 = n^1{}_{sc}$

$n_{sh} = 17$

$p = 300$ mm

$s_p = 0{,}10$ mm/kN (tabla 1)

$s_s = 0{,}25$ mm/kN (tabla 1)

s_{sc} = 0,10 mm/kN (tabla 1)

t = 0,70 mm

α_2 = 0,5 (tabla 3 para $n_p = 7$)

α_3 = 0,64 (tabla 3 para $n_p = 7$)

α_1 = 0,85 (tabla 3 para $n_p = 4$)

α_4 = $1 + 0,3 \times 2 = 1,6$ (Véase lección 11.5: Notación)

β_1 = 1,0 (tabla 2)

β_2 = 1,0 (tabla 2)

β_3 = 1,0 (véase la lección 11.5: "Notación")

Esfuerzos de cálculo

Véase la expresión cálculo en la lección 11.5, apartado 2.2 (elementos de fijación en ondulaciones alternas):

- Esfuerzos en la junta $V_R = n_s F_s + \frac{\beta_1}{\beta_3} n_p F_p$

$$= 54 \times 1,75 + \frac{1,0}{1,0} \times 7 \times 3,50 = 119,0 \text{ kN}$$

- Esfuerzo cortante conector $V_R = n_{sc} F_{sc} = 61 \times 3,50 = 213,5$ kN

- Por tanto, capacidad resistente a cortadura $V^* = 119,0$ kN

- Métodos de unión chapa/correa - comprobar si $\frac{0,6\, b F_p}{p\, \alpha_3} > V^*$

Si $\frac{0,6 \times 20 \times 10^3 \times 3,50}{300 \times 0,64} = 218,7 \text{ kN} > V^*$

Es válido.

- Debe comprobarse la resistencia al pandeo a cortante - supongamos que es satisfactoria.

- Agotamiento del perfil - Comprobar si $0,3\ t^{1,5}\ bf_y\ /d^{0,5} > V^*$

$$\frac{0,3 \times 0,7^{1,5} \times 20 \times 10^3 \times 0,28}{150^{0,5}} = 80,3\,kN < V^*$$

Esto no es válido, por tanto, hay que utilizar elementos de fijación en cada onda del extremo del panel (cuando cortante > 80,3 kN)

- Debe comprobarse la resistencia a la compresión axial de la correa del borde - supongamos que es válida.
- Por tanto, la capacidad de cálculo a cortante es 119,0 kN, lo que es superior al esfuerzo cortante máximo en el entramado, 105 kN.

Flecha

Véanse las expresiones de cálculo en la lección 11.5: apartado 3.2 (elementos de fijación en ondas alternas en todos los lugares):

mm/kN

$$c_{1.1} = \frac{10 \times 10^3 \times 150^{2,5} \times 0,85 \times 1,6 \times 2,97}{205 \times 0,70^{2,5} \times (20 \times 10^3)^2} = 0,331$$

$$c_{1.2} = \frac{2 \times 10 \times 10^3 \times 0,5 \times 1,3 \times 1,84}{205 \times 0,70 \times 20 \times 10^3} = 0,008$$

$$c_{2.1} = \frac{2 \times 10 \times 10^3 \times 0,10 \times 300 \times 0,64}{(20 \times 10^3)^2} = 0,001$$

$$c_{2.2} = \frac{2 \times 0,25 \times 0,10 \times (17-1)}{2 \times 54 \times 0,10 + 1,0 \times 7 \times 0,25} = 0,064$$

$$c_{2.3} = \frac{4 \times (6+1) \times 0,10}{6^2 \times 61} = 0,001$$

$$c_3 = \frac{6^2 \times (10 \times 10^3)^3 \times 0,64}{4,8 \times 205 \times 45,9 \times 10^2 \times (20 \times 10^3)^2} = 0,012$$

$$c = 0,417$$

Por tanto $\Delta_{max} = \left(\frac{n^2}{8}\right) c\,(qa) = \left(\frac{6^2}{8}\right) \times 0{,}417 \times \left(\frac{42{,}0}{1{,}5}\right)$ = 52,5 mm con cargas sin ponderar

Esto es superior a la flecha permitida de $\frac{7000}{300}$ = 23,3 mm, pero en la práctica no se alcanzará debido a que el panel extremo está fijado en cada onda.

Notas importantes

(1) Si la cubierta se hubiera fijado en cada onda en todos los paneles, el valor de K habría sido K_1 = 0,278 (tabla 4), la flexibilidad al cortante habría sido c = 0,120 mm/kN y el valor de Δ_{max} con cargas sin ponderar habría sido 15,1 mm, lo que es bastante aceptable.

(2) Si la cubierta se fija en todas las ondas en los de los extremos de panel y en ondas alternas en los paneles interiores, el valor de Δ_{max} puede calcularse como la suma de (esfuerzo de cortante $\times$ flexibilidad a cortante) sobre la mitad de la longitud del entramado.

esto es $$\Delta_{max} = \frac{1}{1,5}[105 \times 0,120 + 63 \times 0,417 + 21 \times 0,417]$$

$$= 31,7 \text{ mm con cargas sin ponderar}$$

lo que es mayor que la flecha permitida.

Por lo tanto, aunque la resistencia del entramado modificado por sí solo es aceptable, la flecha no lo es.

CASO 11.1(ii) PÓRTICOS RÍGIDOS - PÓRTICOS EXENTOS SOPORTANDO TODA LA CARGA DEL VIENTO

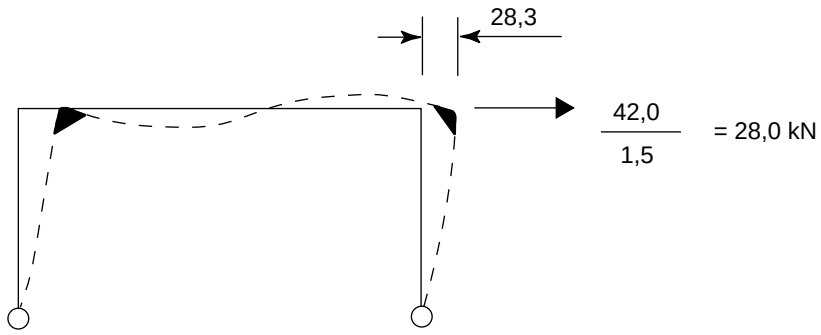


Figura E3

Puede observarse que la flecha del pórtico rígido por si mismo con cargas sin ponderar es de 28,3 mm (figura E3), lo que es mayor que el valor permitido de 23,3 mm. El pórtico exento, por tanto, no es adecuado. Obsérvese que $k = \frac{28,3}{28} = 1,01$ mm/kN.

CASO 11.1(iii) PÓRTICOS RÍGIDOS - LOS PÓRTICOS ACTÚAN CONJUNTAMENTE CON EL ENTRAMADO DE LA CUBIERTA

Véase la lección 11.5: apartado 4.2. del Caso 11.1(i), para elementos de fijación en ondas alternas en todos los lugares, c = 0,417 mm/kN y del Caso 11.1(ii), para el pórtico, k = 1,01 mm/kN.

Para un valor de $\psi = c/k = \frac{0,417}{1,01} = 0,413$ y para un conjunto de 7 pórticos, en la tabla 6 se observa que los coeficientes de reducción de las fuerzas y momentos de la deformación horizontal son:

para	pórtico 2,	0,438
	pórtico 3,	0,645
	pórtico 4,	0,706

La flecha máxima (pórtico 4) es entonces 0,706 × 28,3 = 20,0 mm, lo que es inferior que altura/300.

Las fuerzas en el entramado de la cubierta son como se muestra en la figura E4:

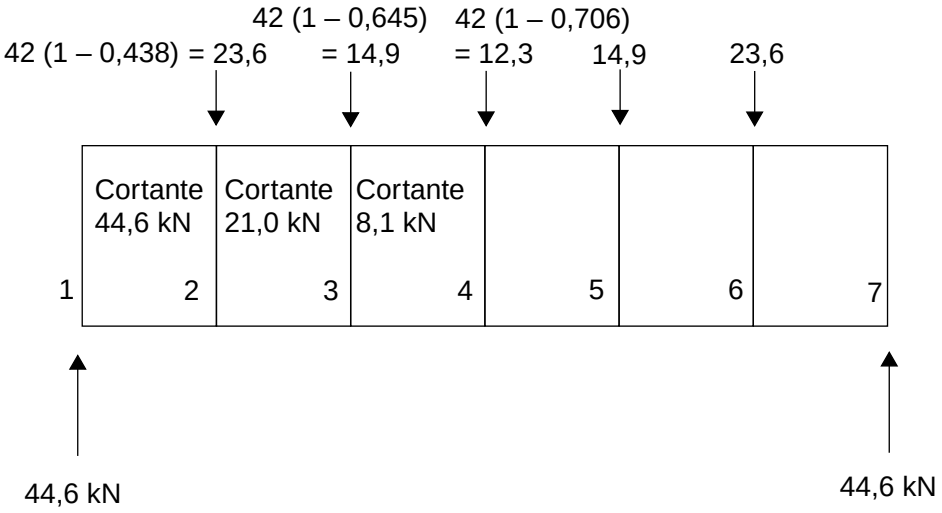


Figura E4

Se observa que el cortante máximo en el panel extremo, 44,6 kN, es mucho menor que cuando el entramado actúa solo (105 kN) y es asimismo mucho menor que la resistencia al cortante reducida del entramado (80,3 kN). Por lo tanto, este cálculo es ampliamente seguro incluso con los elementos de fijación en ondas alternas en los paneles extremos.

CONCLUSIONES

Caso 11.1(i) Entramado de cubierta

Los cálculos muestran que, en el caso de elementos de fijación en ondas alternas, la resistencia de las fijaciones es adecuada, pero el colapso extremo del perfil podría producirse en los paneles de los extremos del entramado. Para evitarlo, los métodos de unión deben utilizarse en todas las ondas en los paneles de los extremos. No obstante, la flecha del entramado es excesiva incluso cuando los elementos de fijación se utilizan en todas las ondas de los paneles de los extremos y en ondas alternas en los demás lugares.

Para satisfacer los criterios de resistencia y flecha, por lo tanto, es necesario utilizar elementos de fijación en todas las ondas en todos los lugares.

Caso 11.1(ii) Pórticos rígidos exentos

La flecha de un pórtico rígido, sin la ayuda del entramado de la cubierta, es excesiva.

Caso 11.1(iii) Pórticos rígidos y diafragma de la cubierta

Los cálculos muestran que, en el caso de elementos de fijación en ondas alternas en todos los lugares, el cortante en los paneles de los extremos cuando los pórticos y los entramados actúan conjuntamente, es sólo de 44,6 kN. Esto es considerablemente menor que el cortante necesario para provocar el colapso en el extremo del perfil (80,3 kN). La flecha máxima del entramado se encuentra también dentro del límite especificado (20,0 mm < longitud/300 = 23,3 mm).

El uso de un entramado, con métodos de unión en ondas alternas en todos los lugares, conjuntamente con pórticos rígidos, satisface los criterios de resistencia y flecha. Éste es, por lo tanto, el proyecto más económico.

ESDEP TOMO 11
CONSTRUCCIÓN CON CHAPA DE PEQUEÑO ESPESOR

Lección 11.6: Uniones

OBJETIVOS/CONTENIDO

Proporcionar información general sobre los problemas relacionados con el proyecto de uniones cuando se utilizan barras o elementos de pequeño espesor.

CONOCIMIENTOS PREVIOS

Lección 4.4:	Procesos de Soldadura
Lección 13.1.2:	Introducción al Proyecto de Uniones
Lección 13.3.1:	Uniones con Tornillos sin Pretensar

LECCIONES AFINES:

Lección 13.5:	Uniones Simples para Edificios
Lección 16.1:	Edificios de Una Sola Planta: Introducción y Estructura Primaria

RESUMEN

Se presenta el tratamiento práctico de los principales aspectos del proyecto de uniones en secciones de acero de pequeño espesor, incluidos: tipos de elementos de fijación y conexiones, requisitos estructurales y no estructurales, factores que afectan a las fuerzas así como a la distribución de las fuerzas en la unión y modos de colapso de los elementos de fijación.

1. INTRODUCCIÓN

Las uniones desempeñan un papel importante en el proyecto estructural. Influyen en gran medida sobre el rendimiento de la estructura, así como en su coste. Una selección y un proyecto apropiado de las uniones de pórticos puede contribuir substancialmente a la competitividad de la estructura metálica. Este hecho fue reconocido recientemente por Eurocódigo 3[1], introduciendo modelos realistas de uniones y proporcionando especificaciones básicas para la respuesta de éstas en el proyecto. Con referencia a las estructuras ligeras con perfiles de acero en frío, las uniones desempeñan un papel substancial en el comportamiento de algunas formas típicas de construcción, como por ejemplo en sistemas proyectados mediante el método de cubierta pretensada presentado en la lección 11.5.

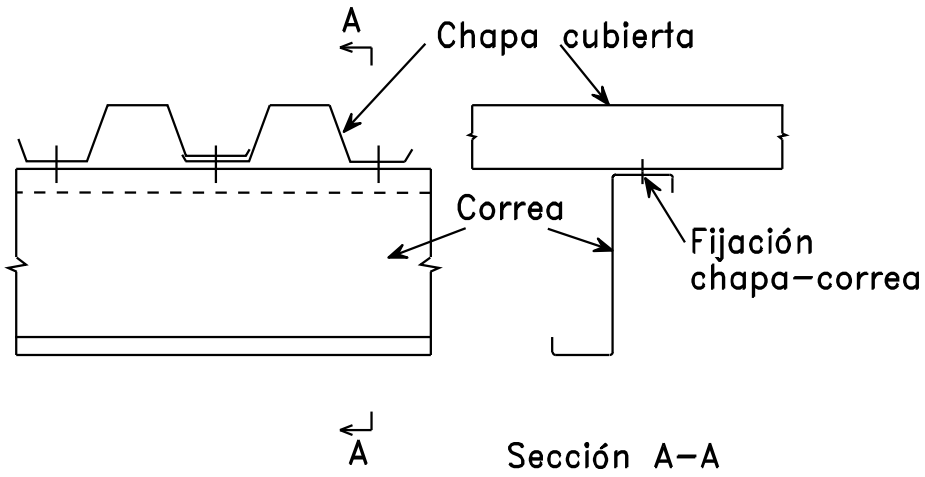
Hay disponible una variedad de elementos de fijación entre perfiles en frío; la mayoría son específicos para acero delgado, aunque por lo general pueden utilizarse también elementos de fijación utilizados para perfiles laminados en caliente, es decir, chapa más gruesa, siempre que se tengan en cuenta las diferencias de comportamiento.

El propósito principal de este apartado es:

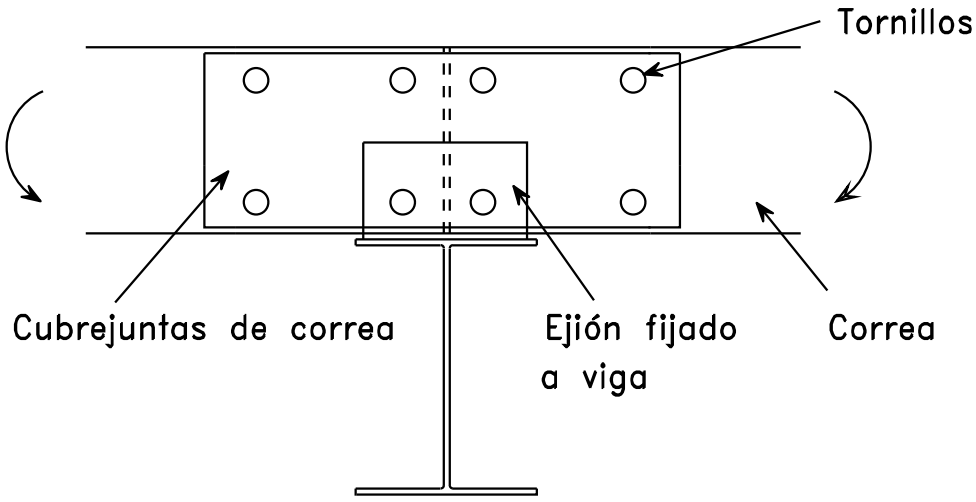
- proporcionar un estudio de los elementos de fijación más utilizados.
- ilustrar los requisitos estructurales y no estructurales.
- presentar los criterios y procedimientos generales para el cálculo.

2. TIPOS DE UNIÓN

En la construcción de edificios se necesita un número relativamente alto de uniones de diferentes tipos utilizando perfiles en frío. En la figura 1 se ilustra un intento de identificar los principales tipos de uniones que se encuentran en estos sistemas estructurales. Las uniones entre chapa y perfiles son de gran importancia para pórticos proyectados mediante el método de cubierta pretensada, mientras que las uniones con correas con cubrejuntas o solapadas son típicas de las cubiertas ligeras. De forma creciente se utilizan perfiles de acero de pequeño espesor en los pórticos de edificios y deben proyectarse uniones de vigas a pilares y de viga a viga.

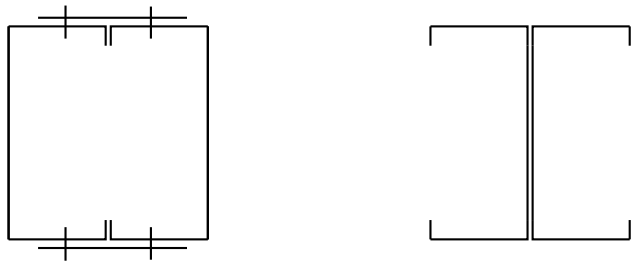


(a) Fijaciones chapa–correa

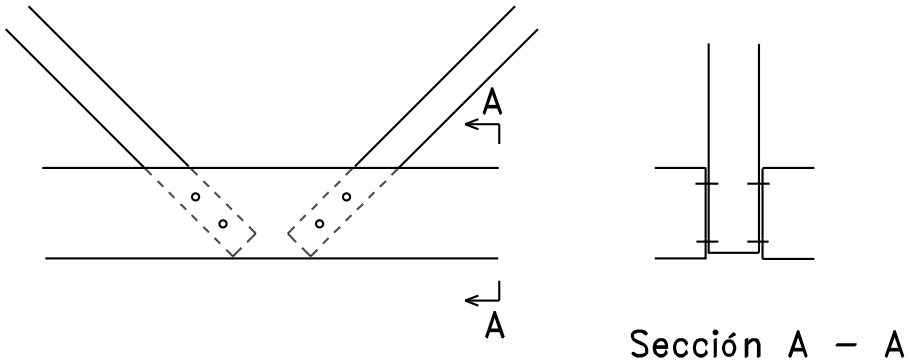


(b) Fijación correa–correa mediante cubrejuntas o solape de correa

Figura 1a-b Ejemplos de uniones entre perfiles conformados en frío y chapa de cubierta



(c) Elementos compuestos



(d) Unión en celosia

Figura 1c-d Ejemplos de uniones entre perfiles conformados en frío y chapa

Los aspectos importantes de las uniones de perfiles en frío y/o chapa son:

- resistencia de apoyo reducida del acero de pequeño espesor.
- prevención de la abolladura.
- uniones realizadas a menudo desde un solo lado (como en la chapa de cubiertas).

3. TIPOS DE ELEMENTOS DE UNIÓN

Pueden identificarse dos categorías principales de uniones:

1. Uniones por medios mecánicos (bulones, tornillos...).

2. Uniones por soldadura.

Ambas categorías se revisarán brevemente en los apartados siguientes.

3.1 Elementos Mecánicos de Unión

En la tabla 1 se presentan diferentes tipos de elementos mecánicos de unión, así como su campo de aplicación general. Las guías de los fabricantes de los elementos de unión proporcionarán información sobre cómo tratar las uniones en perfiles de acero “delgado” y “grueso”.

A continuación se facilita información general sobre el uso de cada tipo de elemento de unión a fin de disponer de antecedentes para su selección y uso adecuados.

Tornillos con tuercas

Los tornillos con tuercas son elementos de unión roscados que se disponen en taladros ejecutados en los elementos que se deben unir. Las barras delgadas requerirán la utilización de tornillos completamente roscados.

Para perfiles de pequeño espesor los diámetros de los tornillos van generalmente de 5 a 16 mm: las Clases de tornillos preferibles son 8.8 o 10.9. Los tornillos de alta resistencia al desplazamiento no se recomiendan para espesores totales inferiores a 8 mm debido a la pérdida de carga previa en los tornillos por la fluencia de la capa de zinc.

Tornillos

Pueden distinguirse dos tipos principales de tornillos:

a. tornillos autorroscantes: tornillos roscadores y tornillos cortadores

b. tornillos autotaladrantes

La mayoría de los tornillos se combinarán con arandelas para mejorar la resistencia al apoyo de cargas de la fijación y/o para que la fijación sea autosellante.

Algunos tipos disponen de cabezas de plástico o tapas de plástico para una mayor resistencia a la corrosión y para adaptar los colores.

En la figura 2 se muestran los tipos de tornillos autorroscantes: el tipo A se utiliza para fijar chapas finas a chapas finas, el tipo B para fijaciones a elementos de acero de un espesor superior a 2 mm, el tipo C para fijaciones a elementos de acero delgados de un espesor de hasta 4 mm.

Normalmente los tornillos roscadores se fabrican de acero al carbono (galvanizados para protegerlos contra la corrosión y a efectos de lubricación) o de acero inoxidable (galvanizados sólo a efectos de lubricación).

En la figura 3 se muestran algunos ejemplos de tornillos cortadores de rosca y punta de rosca. Los tornillos cortadores tienen roscas de combinaciones de diámetro-paso de tornillos para metales con una punta roma y las roscas penetrantes ahusadas tienen uno o varios filos cortantes y cavidades de acepilladura.

Los tornillos cortadores se usan para la fijación a elementos metálicos más gruesos. La resistencia al aflojamiento normalmente no es tan alta para los tornillos cortadores como para los tornillos roscadores. Los tornillos cortadores se fabrican con acero al carbono endurecido y normalmente galvanizado a efectos de corrosión y lubricación. Los tornillos autotaladrantes taladran su propio orificio y forman su rosca de contacto en una operación. En la figura 4 se muestran dos ejemplos de tornillos autotaladrantes. Éstos se fabrican normalmente de acero al carbono con tratamiento térmico (galvanizados) o

Tabla 1 Estudio global del campo de aplicación de los elementos de fijación mecánicos

Acero Fino a Grueso	Acero a Madera	AceroFino a Grueso	Elemento de fijación	Observación
X		X		Tornillos M5 - M16
X				Tornillo autorroscante por taladro 6,3 de diámetro con arandela ≥ 16 mm de diámetro y 1 mm de espesor con elastómero.
	X	X		Tornillo de cabeza hexagonal 6,3 de diámetro o 6,5 con arandela ≥ de 16 mm de diámetro y 1 mm de espesor con elastómero.
X		X		Tornillo autotaladrante por punzonada con diámetros: 4,22 o 4,8 mm 5,5 mm 6,3 mm
X				Tornillo autorroscante 8 mm de diámetro con arandela ≥ 16 mm de diámetro y 1 mm de espesor con o sin elastómero.
		X		Remaches ciegos con diámetros: 4,0 mm, 4,8 mm, 6,4 mm
X				Pernos por disparo
		X		Cierre de juntas

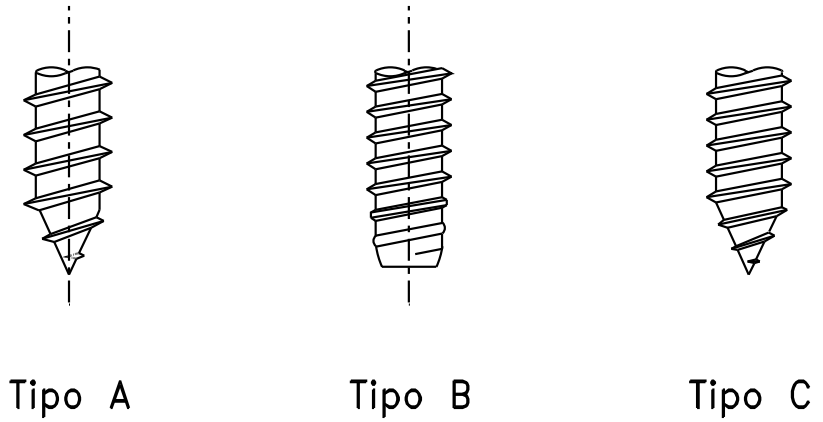


Figura 2 Ejemplos de tornillos autorroscantes

con acero inoxidable (con punta perforadora de acero al carbono).

Remaches ciegos

Un remache ciego es un elemento de fijación mecánica capaz de unir piezas de trabajo en lugares donde el acceso al montaje se limita a un solo lado. Se instalan en taladros previamente practicados, se usan para fijaciones entre elementos delgados. Los remaches ciegos están disponibles en aleaciones de aluminio, de níquel-cobre,

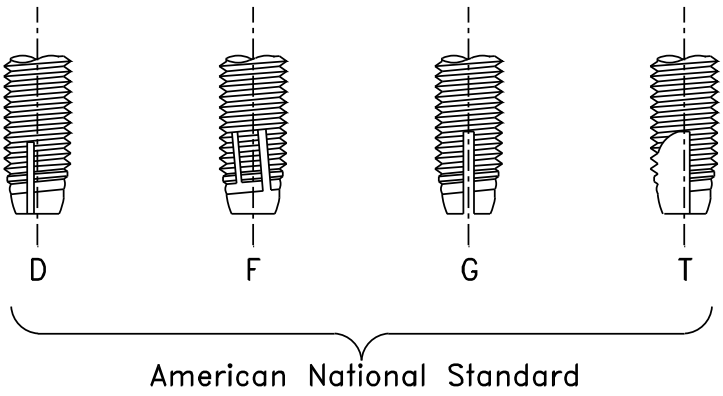


Figura 3 Ejemplos de tornillos cortadores de rosca y punta de rosca

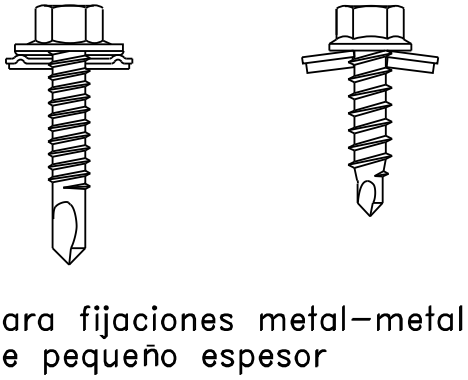


Figura 4 Ejemplos de tornillos autorroscantes

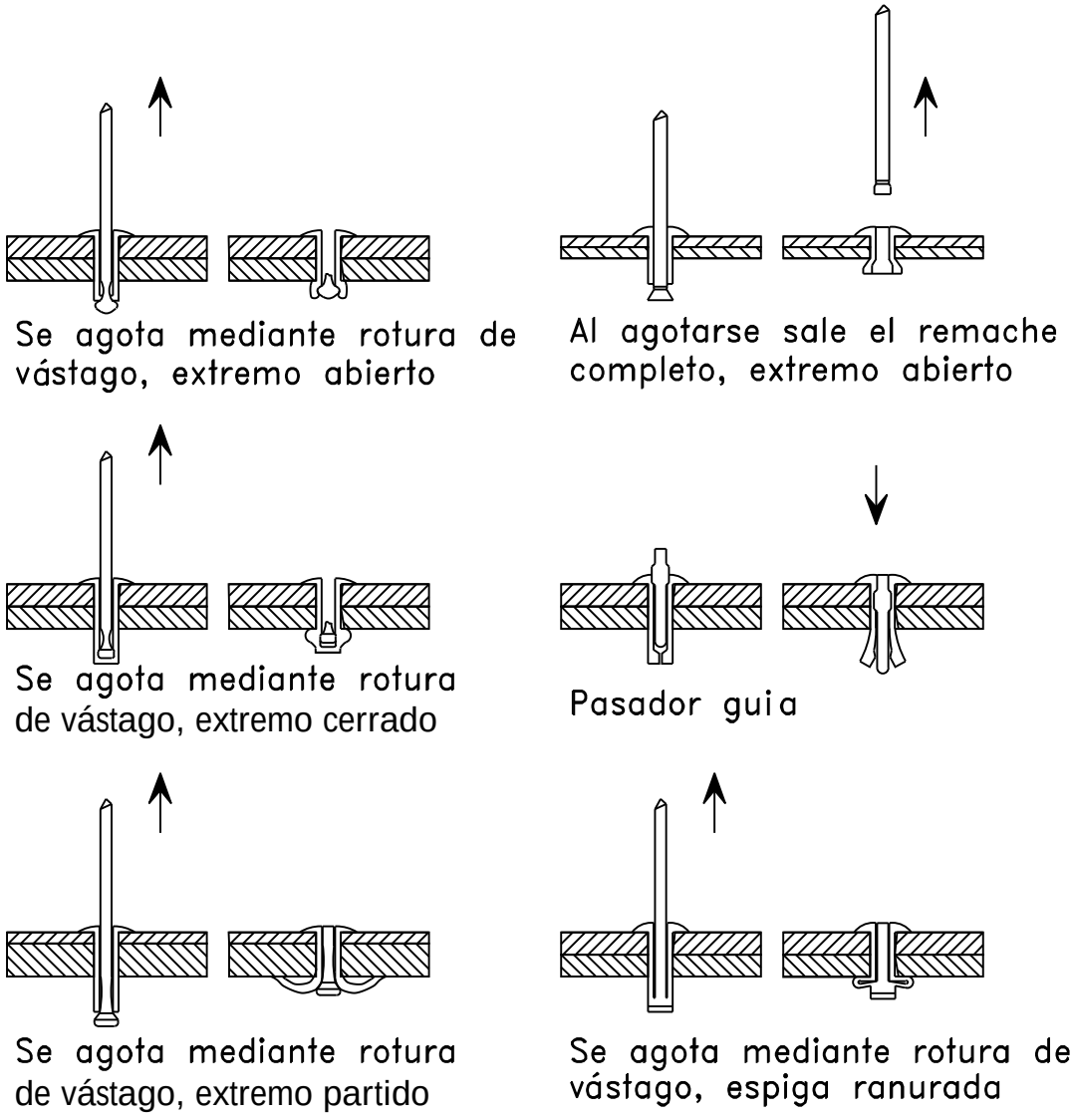
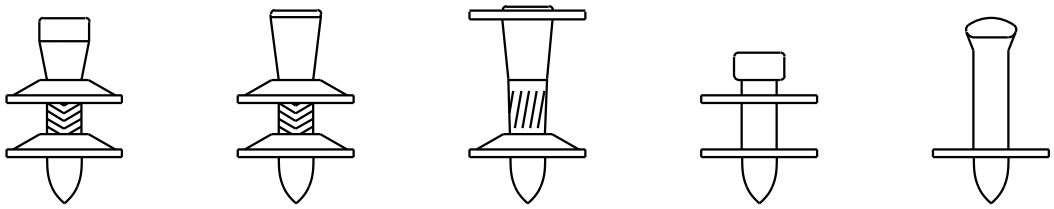
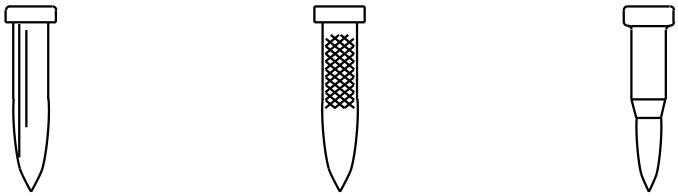


Figura 5 Diferentes tipos de remaches ciegos



(a) Pernos de disparo por explosión



(b) Pernos de disparo por aire

Figura 6 Ejemplos de pernos de disparo

acero al carbono, acero inoxidable y aleación de cobre.

En la figura 5 se muestran diferentes tipos de remaches ciegos.

Pernos de disparo

Los pernos disparados son elementos de fijación que se impulsan a través del elemento que se debe fijar a la estructura metálica de base. Según el tipo de energía impelente, pueden agruparse como:

- elementos de fijación impulsados por explosivos que se colocan con herramientas que emplean cartuchos llenos de propelente que se enciende.
- elementos de fijación impulsados por aire que se colocan con herramientas que actúan por aire comprimido.

En la figura 6 se muestran ejemplos de pernos de disparar.

Cierre de juntas

El cierre de juntas (véase la tabla 1) en aplicación estructural se utilizará principalmente como conexión longitudinal entre chapas consecutivas de cubierta.

3.2 Soldaduras

En las estructuras ligeras se utiliza generalmente la soldadura por resistencia eléctrica, aparte de técnicas más convencionales de soldadura eléctrica por arco (soldadura por electrodo, arco metálico con gas, tungsteno inerte).

Los principales tipos de soldadura por resistencia eléctrica son:

- soldadura por puntos.
- soldadura continua.
- soldadura proyectada.

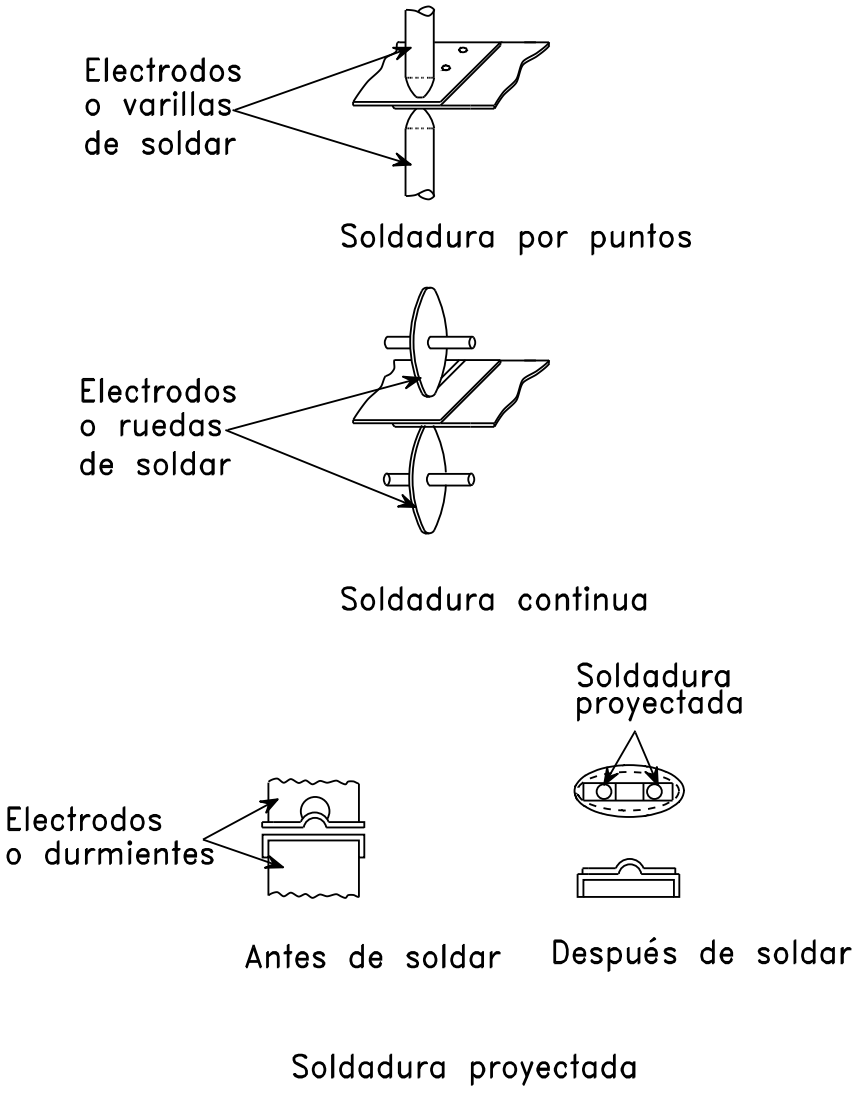


Figura 7 Procesos de soldadura por puntos, continua y proyectada

En la figura 7 se ilustran estas técnicas.

Básicamente, la soldadura por resistencia eléctrica consiste en aplicar corriente eléctrica y presión mecánica de la magnitud y duración adecuadas a una superficie apropiada de la chapa de acero. También es posible la soldadura por resistencia eléctrica en material galvanizado, pero los parámetros de soldadura difieren de los utilizados en material sin revestir.

Ambos tipos de soldadura (soldadura por arco eléctrico y por resistencia eléctrica) pueden utilizarse para unir elementos finos entre sí o elementos finos a elementos gruesos.

4. CÁLCULO DE UNIONES

4.1 Requisitos Generales

En un proyecto eficaz y fiable de uniones deben considerarse los requisitos estructurales y no estructurales. Los primeros se resolverán principalmente al dimensionar y comprobar la unión, así como al definir los detalles más apropiados, mientras que a los segundos se hará referencia cuando se seleccione el tipo de fijación más apropiado para cada caso específico. En la tabla 2 se relacionan los requisitos no estructurales más importantes.

Los requisitos estructurales pueden resumirse por las funciones principales que debe cumplir el comportamiento de la unión, es decir, rigidez, resistencia y capacidad de deformación (véase la figura 8), que se describen del modo siguiente:

a. Rigidez

La rigidez de una unión es importante porque determina la rigidez y por lo tanto la flecha de la totalidad de la estructura o sus componentes. Más aún, la rigidez de las uniones influirá en la distribución de fuerzas dentro de la estructura. Especialmente cuando la unión forma parte de una estructura de arriostramiento, cuanto más rígida sea la unión menor será la fuerza del arriostramiento.

Existen sistemas especiales en los que perfiles en frío se interconectan para formar una

Tabla 2 Requisitos para las uniones en estructuras de pequeño espesor

Requisitos estructurales:

1. Resistencia
2. Rigidez
3. Capacidad de deformación

Requisitos no estructurales:

1. Aspectos económicos, como:
   a. número total de fijaciones que deben realizarse.
   b. cualificación necesaria.
   c. capacidad de ser desmontadas.
   d. vida útil.
   e. costes de las fijaciones instaladas. Los factores de coste son:
      - coste individual del elemento de fijación.
      - coste directo de mano de obra.
      - coste indirecto de mano de obra.
      - coste de las herramientas de aplicación.
      - coste de mantenimiento.

2. Durabilidad, que depende de:
   a. agresividad química del entorno.
   b. posible corrosión galvánica.
   c. corrosión bajo tensión (puede ser importante con temperaturas elevadas y entornos químicamente agresivos).

3. Estanqueidad

4. Estética

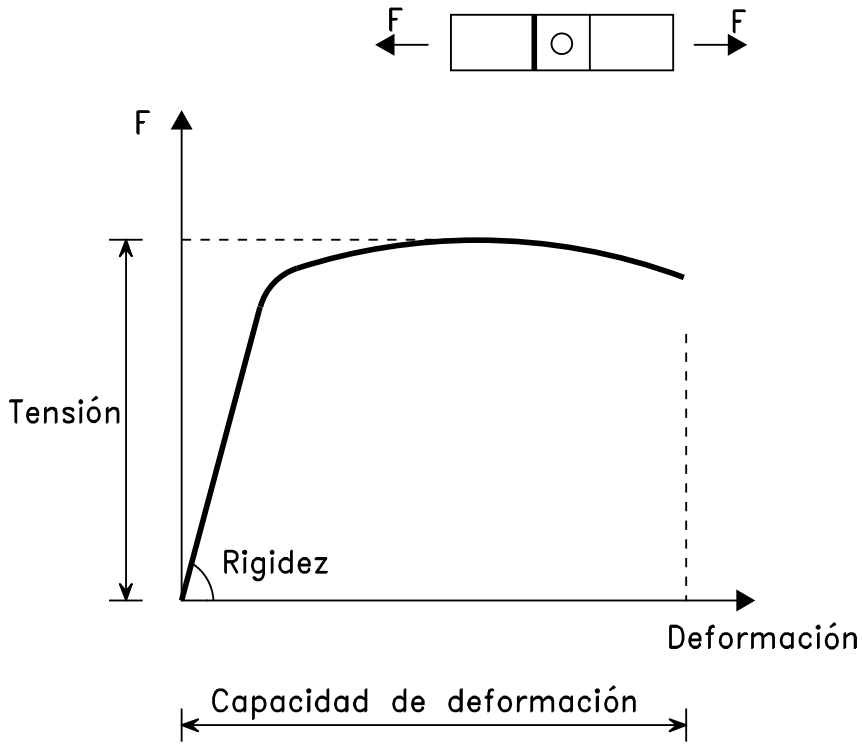


Figura 8 Principales características de la unión

unión con una buena rigidez a flexión y a cortante.

b. Resistencia

La resistencia de la unión asegura la capacidad para resistir fuerzas y momentos determinados por el análisis de la estructura sujeta a las combinaciones de acciones relacionadas con el estado límite.

La resistencia de la unión depende principalmente de:

1. el tipo de elementos de fijación, y
2. las propiedades de los elementos unidos (espesor, tensión de fluencia).

En muchos casos puede conseguirse una valoración fiable de la resistencia solamente mediante ensayos. No obstante, el Eurocódigo 3: Parte 1.3[1] proporciona fórmulas para determinar la resistencia a cortante y a tracción de los tipos más comunes de elementos de fijación, junto con el campo de aplicabilidad.

Las uniones entre elementos finos, por ejemplo chapado trapezoidal, son sensibles a la carga repetida cuando trabajan en tracción. Eurocódigo 3: Parte 1.3 cubre este caso también incrementando el coeficiente γ_M en presencia de cargas dinámicas comparables a la carga del viento.

c. Capacidad de deformación

La capacidad de deformación es necesaria a fin de permitir la redistribución local de las fuerzas sin efectos negativos. De otro modo la sobrecarga local puede provocar rotura frágil. Una pormenorización y selección apropiadas del elemento de fijación resulta vital a fin de asegurar una capacidad de deformación suficiente para la unión.

Los principales modos de colapso de los diferentes tipos de unión se presentan brevemente en el apartado 4.3.

4.2 Fuerzas en las Uniones

Las fuerzas y momentos, debidos a la respuesta de toda la estructura a las cargas hipotéticas, son conducidos por la unión a través de fuerzas de cortante y tracción inducidas por los elementos de fijación individuales.

Básicamente, cada elemento de fijación estará sujeto a fuerzas que depende de:

- fuerzas y momentos aplicados a la unión.
- rigidez de los elementos unidos.
- rigidez y capacidad de deformación de las fijaciones.

Asimismo, resulta útil distinguir entre:

- Fuerzas primarias: fuerzas causadas directamente por la carga.
- Fuerzas secundarias: fuerzas causadas indirectamente por la carga y que pueden despreciarse en presencia de una capacidad de deformación suficiente en la fijación.

Ahora consideraremos con más detalle dos tipos de uniones a fin de resaltar algunos aspectos relacionados con la distribución de las fuerzas entre los elementos unidos.

a. Uniones en perfiles de pequeño espesor

- Consideremos dos perfiles similares unidos de forma que, a fin de desarrollar su resistencia combinada, las uniones se someten a carga de cortante (véase la figura 9): el esfuerzo cortante máximo en las uniones se produce en los extremos del vano y se calcula a partir de la fórmula:

$$S_A = a\frac{VAy}{I}$$

donde

S_A es la suma de los esfuerzos cortantes en ambas uniones en una sección transversal A.

a es la distancia entre dos elementos de fijación en la dirección del vano.

A es el área de una sección.

V es el esfuerzo cortante vertical en el apoyo.

y es la distancia del centro de gravedad del área de una sección a la línea neutra de la viga mixta.

I es el momento de inercia de las secciones combinadas.

El método de cálculo que se muestra da un límite superior del esfuerzo cortante en los elementos de fijación. En realidad se producirá algún desplazamiento en los elementos de fijación. Esto produce un módulo resistente de la sección y un momento de inercia menores de la viga mixta que conduce a un ligero incremento de las flechas.

Consideremos a continuación una viga en I formada por perfiles en C como se muestra en la figura 10. Puesto que cada perfil en C giraría si no estuviera unido, se producirán fuerzas de tracción entre los perfiles en C cuando se unan. La fuerza de tracción T en los tornillos superiores pueden determinarse conociendo el centro de esfuerzos cortantes de los perfiles en C.

Fuerzas secundarias en las uniones: Debe prestarse atención, mediante una pormenorización adecuada, al hecho de que los efectos de segundo orden causados por la deformación de los perfiles de pequeño espesor no generarán fuerzas adicionales en las fijaciones.

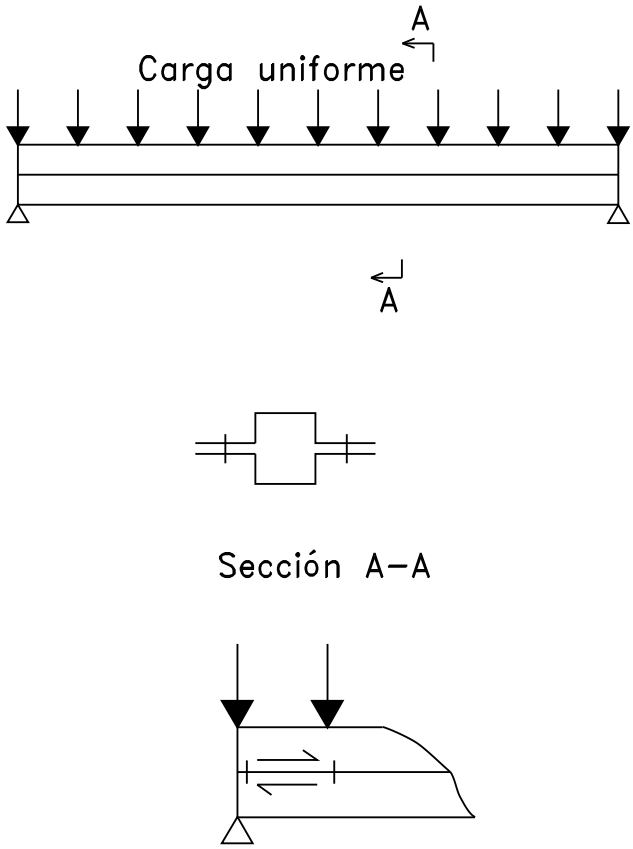


Figura 9 Esfuerzo cortante en los conectores entre las secciones actuando conjuntamente

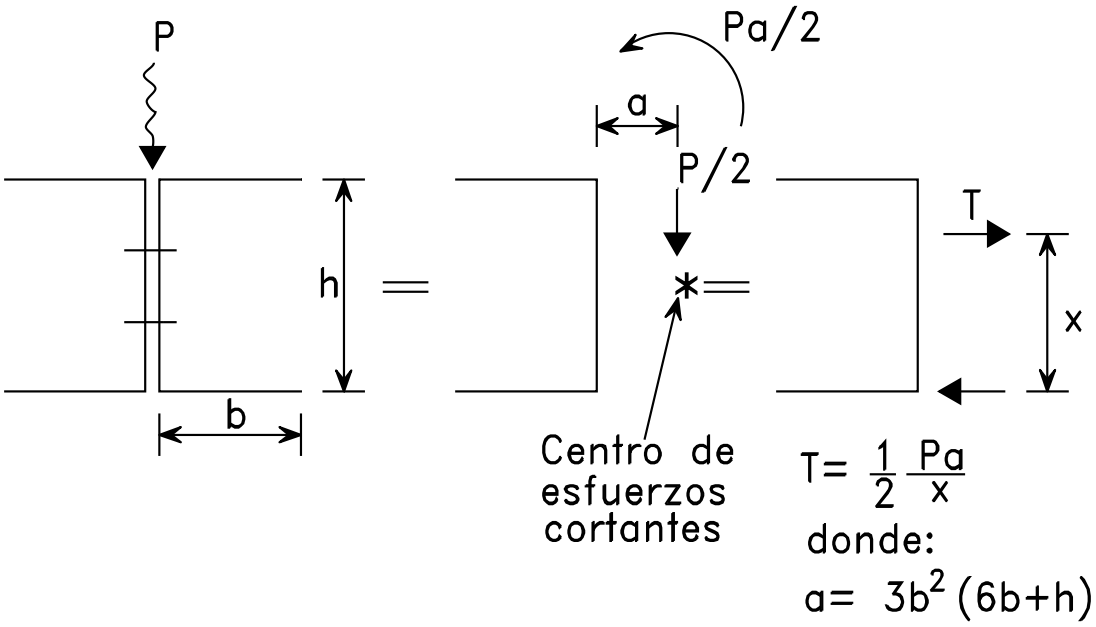


Figura 10 Fuerzas de la unión de dos sección en C

b. Uniones de perfiles de chapa

Conviene comentar estas uniones haciendo referencia a los tipos de fuerzas que deben resistir:

Esfuerzos cortantes:

- El peso propio de las chapas de acero en los elementos de muros o fachada.
- La acción del entramado, cuando el entramado se utiliza deliberadamente en ausencia de arriostramiento contra el viento o para proporcionar apoyo lateral a vigas o pilares.
- Variación de la temperatura de las chapas de acero; con una capacidad de deformación suficiente, los esfuerzos de cortante serán pequeños y podrán despreciarse.
- Rotación de los extremos excéntricos de chapa fijada, y acción de membrana de la chapa (véase la figura 11); en presencia de una capacidad de deformación suficiente, la fijación no fallará.
- La acción del entramado que no se utiliza estructuralmente. Puede ocurrir cuando un chapado o cerramiento sólo se utiliza como cubierta externa; entonces es necesario que el cerramiento siga las deformaciones de la subestructura; esto es posible cuando el entramado (especialmente las fijaciones) posee una capacidad de deformación suficiente.

Fuerzas de tracción:

Las fuerzas de tracción se deberán principalmente a cargas perpendiculares al plano de las chapas de acero. Para la determinación de la resistencia y rigidez necesarias de las chapas se asume un sistema estático libremente apoyado. En realidad, las chapas están en alguna medida empotradas en los apoyos; pero para el cálculo de las chapas resulta seguro despreciar el efecto de empotramiento.

Puede producirse un sobreesfuerzo en los elementos de fijación sobre los apoyos debido a la flexión de la chapa de acero, como se muestra en la figura 11. La flexión provoca un

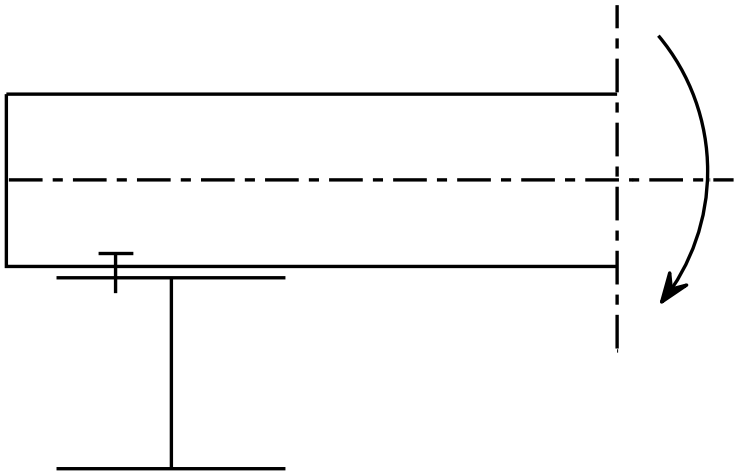


Figura 11 Fuerzas en chapa unidas excéntricamente

momento de empotramiento accidental de las chapas de acero que genera una fuerza de tracción adicional en el elemento de fijación, conocida como fuerza de palanca. La magnitud de la fuerza de palanca depende de:

- la rigidez de las chapas en relación al vano.
- la flexibilidad de las chapas junto al elemento de fijación.
- el diámetro de la cabeza del elemento de fijación o el diámetro y la rigidez de la arandela.
- la distancia entre el elemento de fijación y los puntos de contacto A o B.
- la rigidez torsional del apoyo.

Cuando se dispone de suficiente capacidad de deformación, puede tener lugar la rotación requerida y el cálculo puede basarse en la reacción, ignorando estos efectos.

4.3 Modos de Colapso de las Uniones

La resistencia y la capacidad de deformación de las uniones depende substancialmente del modo de colapso de las fijaciones. Estos modos se revisan a continuación.

4.3.1 Elementos de fijación mecánicos

a. Elementos de fijación solicitados a cortadura

Pueden producirse varios modos de colapso que se ilustran en la figura 12.

- Colapso por cortante (figura 12a)

El colapso por cortante puede producirse cuando la chapa es gruesa con referencia al diámetro del elemento de fijación o cuando se utiliza un elemento de fijación inadecuado. Éste es un modo de colapso relativamente frágil y no es el conveniente.

- Aplastamiento del Elemento de Fijación (figura 12b)

El aplastamiento puede producirse en elementos de fijación huecos y en combinación con inclinación y fluencia en la pared del taladro.

- Inclinación y Arrancamiento de los Elementos de Fijación: colapso por inclinación (figura 12c)

Es el modo normal de colapso en la fijación de chapa fina a chapa fina, en la que las roscas o las cabezas de remaches formadas in situ tiran de la chapa inferior. Puede ocurrir en combinación con fluencia de ambas chapas en el punto de unión y en conjunción con una deformación considerable de la chapa.

- Fluencia en la pared del taladro: colapso de la pared del taladro (figura 12d)

Pueden presentarse dos casos: puede producirse fluencia sólo en la chapa más fina o en las dos chapas unidas. Es el modo de colapso más dúctil.

- Colapso del extremo (figura 12e)

Este colapso puede ocurrir solamente cuando no se consiguen las distancias recomendadas.

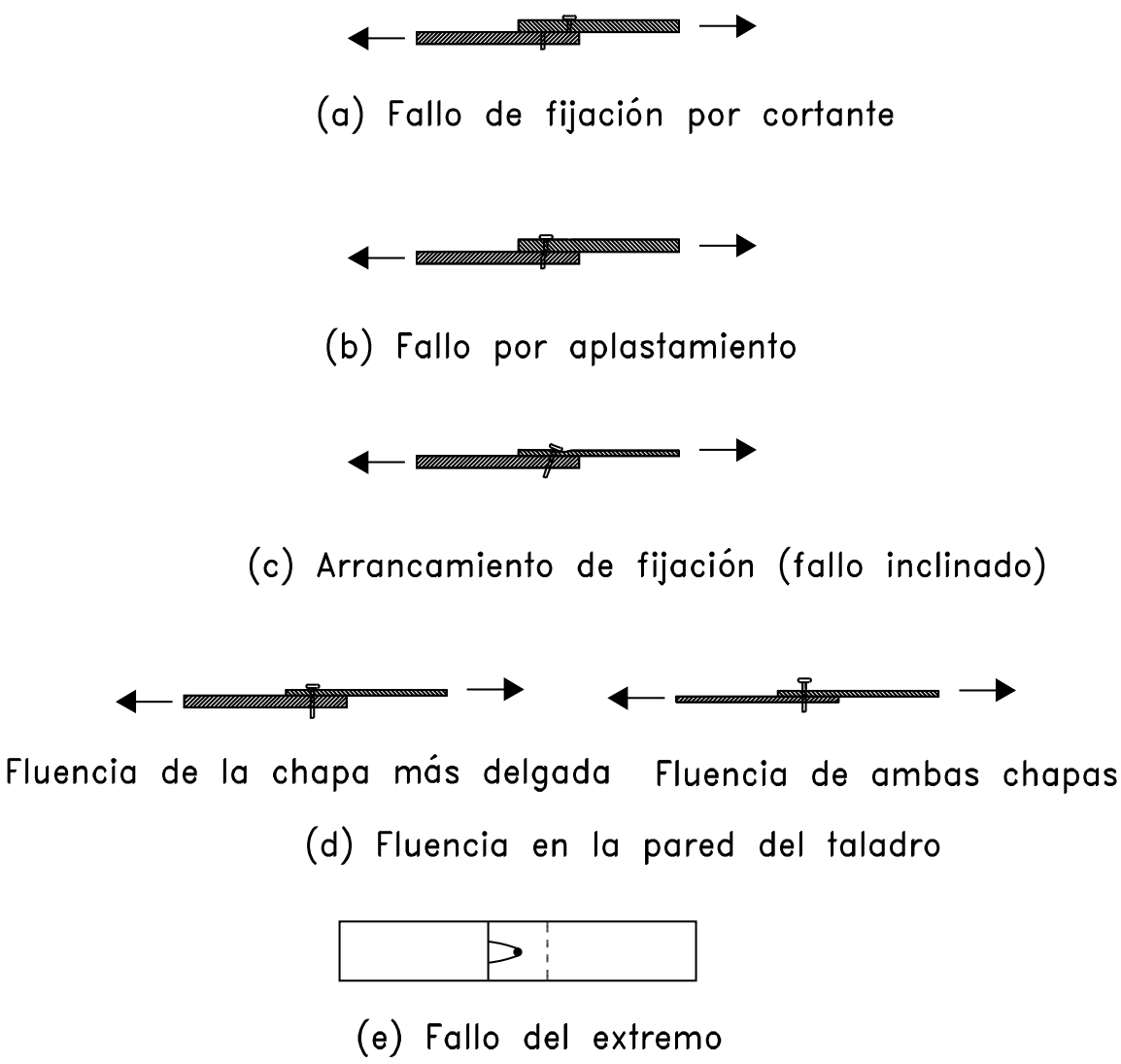


Figura 12 Modos de fallos en fijaciones sometidas a esfuerzo cortante

- Colapso en la sección transversal neta

El colapso por rotura de la sección transversal neta puede producirse si la resistencia a la tracción de la chapa de acero es menor que la resistencia a cortante del elemento de fijación.

b. Elementos de fijación con cargas de tracción

Pueden producirse varios modos de colapso que se ilustran en la figura 13.

- Colapso por tracción del elemento de fijación (figura 13a)

El colapso por tracción puede producirse cuando la chapa es gruesa con referencia al elemento de fijación o cuando se utiliza un elemento de fijación inadecuado.

- Arrancamiento (figura 13b)

Puede producirse cuando la barra de apoyo no es lo suficientemente gruesa o cuando el anclaje del elemento de fijación es insuficiente.

- Levantamiento (figura 13c)

Puede producirse cuando la cabeza del elemento de fijación es demasiado pequeña.

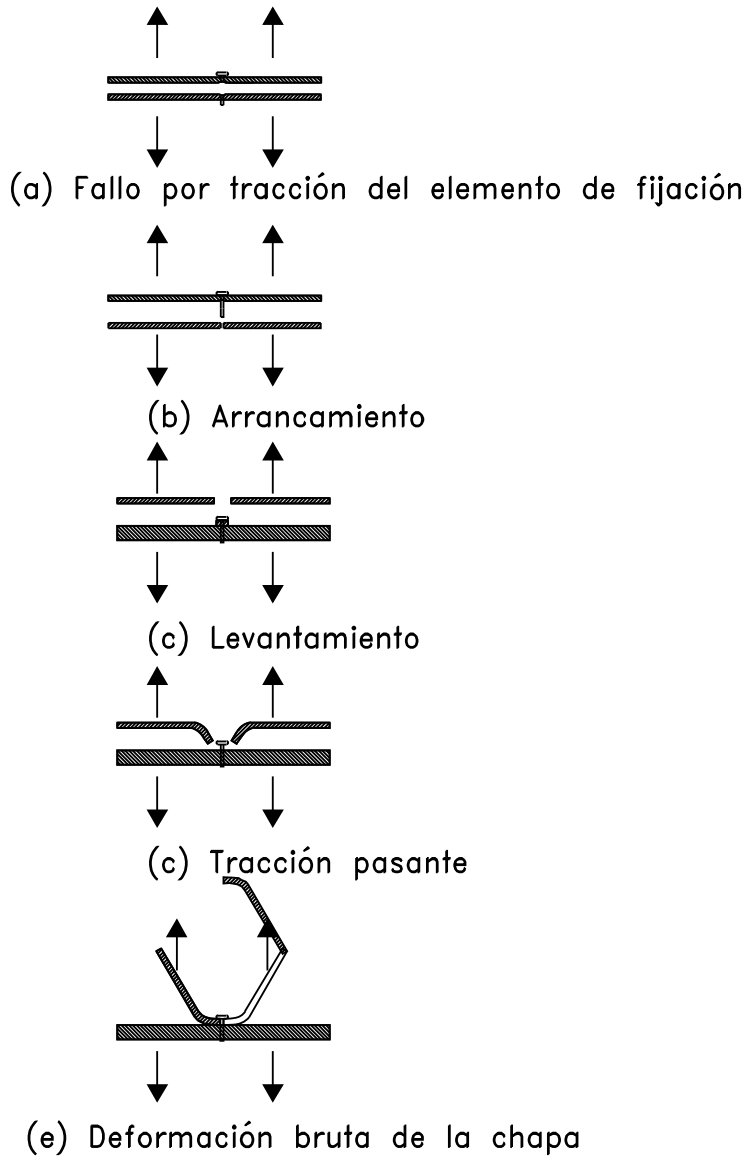


Figura 13 Modos de fallo de fijaciones sometidas a tracción

- Tracción pasante (figura 13d)

En este modo de colapso se produce flexión local de la chapa y puede acompañarse de deformación de la arandela.

- Deformación bruta de las chapa (figura 13e)

La deformación permanente y bruta del perfil de chapa puede considerarse un modo de colapso y se produce cuando el elemento de fijación está fijado a chapas anchas si rigidizar.

4.3.2 Modos de colapso de conexiones soldadas

En estructuras de pequeño espesor las fijaciones soldadas (soldadura de esquina y por puntos) deben proyectarse de forma que reciban la carga a cortante.

En las soldaduras de esquina la sección transversal de la soldadura debe ser tal que la resistencia de la fijación se rija por el espesor de la chapa. Los modos de colapso pueden ser entonces:

- desgarramiento o cizallamiento junto a la soldadura de esquina.
- colapso de la sección neta.

En las soldaduras por puntos pueden presentarse los siguientes modos de colapso:

- cizallamiento de la propia soldadura por puntos, que se produce con menos deformación.
- desgarramiento y apoyo en el contorno de la soldadura.
- colapso en el extremo, cuando la distancia al extremo es relativamente corta.
- colapso de la sección neta.

4.4 Aplicaciones

4.4.1 Fijación de chapa exterior perfilada a bandejas

En la figura 14 se muestran los detalles de un cerramiento típico de muro. Se opta por un patrón diagonal de los remaches ciegos ya que

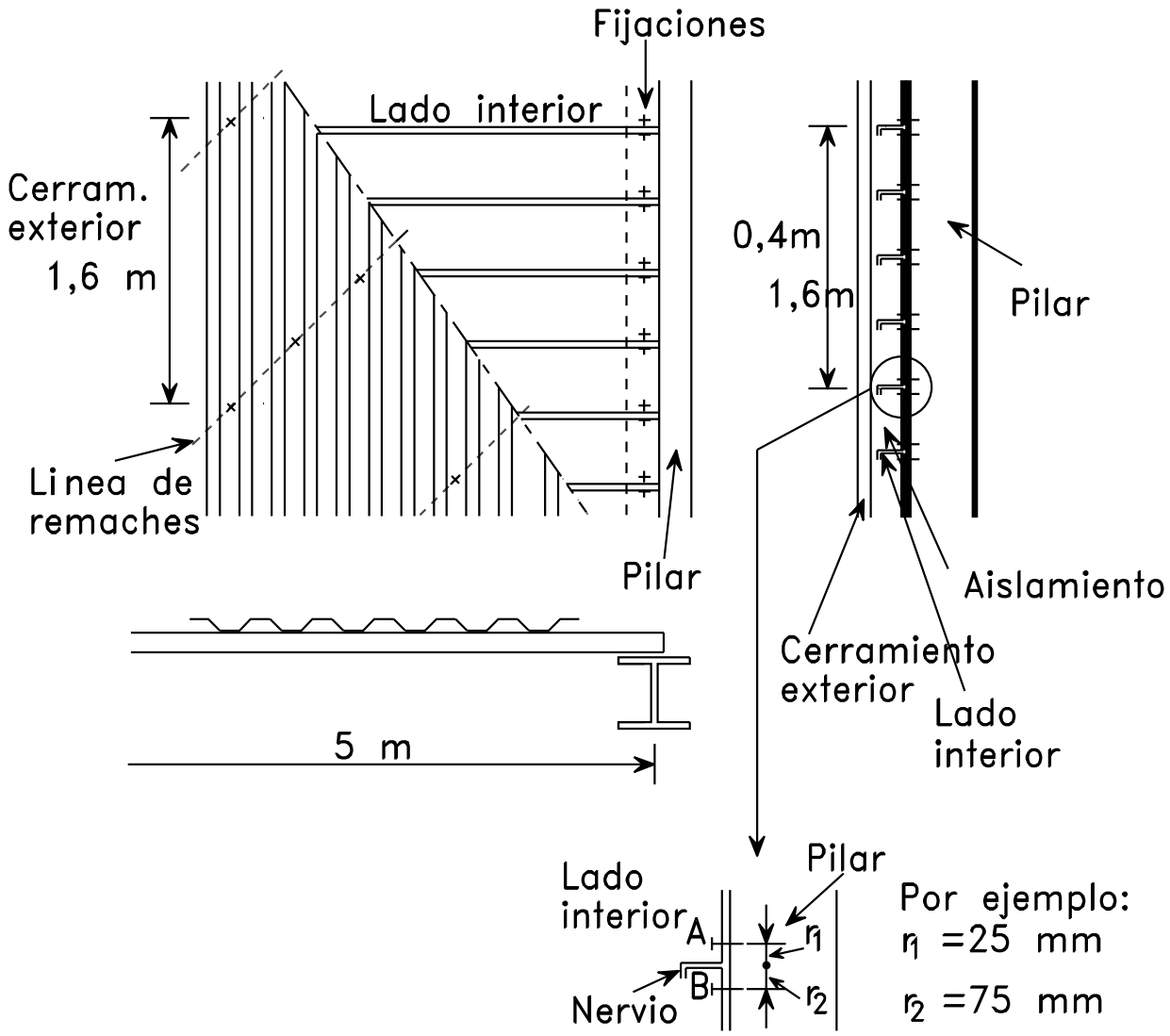


Figura 14 Detalle de cerramiento con perfiles interiores en Z y esquemas de fuerzas

un patrón horizontal significaría que sólo recibirían carga unas pocas bandejas. Este patrón conduciría a la sobrecarga de los elementos de fijación de las correspondientes bandejas en comparación con su resistencia.

Además, la fuerza del elemento de fijación en B en las bandejas a la distancia r_2 será despreciable en comparación con su fuerza en A a la distancia r_1. Esta diferencia de fuerzas es debida a las diferencias de deformación. Ello significa que durante el cálculo sólo debe tenerse en cuenta la resistencia del elemento de fijación A.

4.4.2 Fijación de chapa perfilada exterior a chapa perfilada interior con perfiles en Z

En la figura 15 se muestra el principio de la construcción de un muro formado por dos chapas con perfiles en Z entre ellas. Como resultado de la rigidez relativamente alta de los perfiles en Z, se producirán fuerzas de palanca en la estructura como muestran las fuerzas k_1 y k_2. Producirán fuerzas altas en los elementos de fijación (fuerzas N_1 y N_2). La resistencia de la

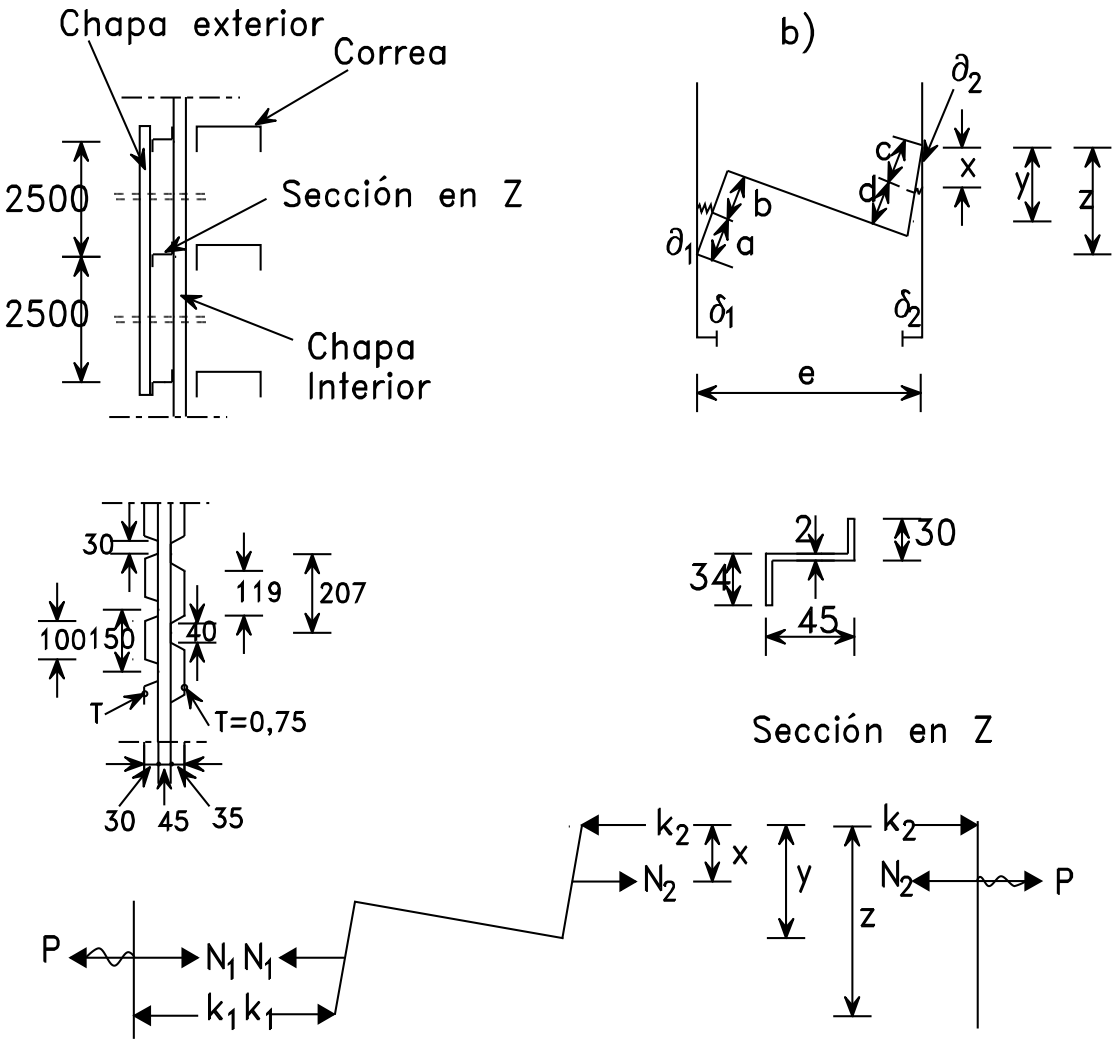


Figura 15 Cerramiento tipo sandwich con perfiles interiores en Z y esquemas de fuerzas

fijación entre el perfil en Z y la chapa (véase el Apartado 4.1.b) a menudo será mucho menor que las fuerzas N_1 o N_2.

Una unión sujeta a carga simétrica (escogiendo un perfil en U con alas plegadas en lugar de un perfil en Z) evitará que se produzcan fuerzas de palanca.

5. RESUMEN FINAL

Se proporciona un estudio de los principales tipos de elementos de fijación que se utilizan para unir elementos de pequeño espesor. Se proporciona una valoración de los campos de aplicación típicos.

Se presentan los requisitos estructurales y no estructurales, que deben resolverse al seleccionar el tipo de elemento de fijación y al dimensionar y comprobar la unión.

- Se proporciona una valoración de los factores que influyen sobre las fuerzas que actúan en una unión, así como entre elementos de fijación y se utilizan ejemplos prácticos para clarificar los conceptos principales.
- Seguidamente se repasan los modos de colapso de los diferentes elementos de fijación y para los diferentes tipos de fuerza aplicada. Los modos de colapso son factores importantes que afectan tanto a la resistencia de la conexión como a la capacidad de deformación.

6. BIBLIOGRAFÍA

[1] Eurocódigo 3: Parte 1.3: “Cold-Formed Thin Gauge Members and Sheeting” (en preparación).

7. BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL

1. European Convention for Constructional Steelwork: “The Design and Testing of Connections in Steel Sheeting and Sections”, Publication 2.1, ECCS, May 1983.

2. European Convention for Constructional Steelwork: “Mechanical Fasteners for use in Steel Sheeting and Sections”, Publication 4.2, ECCS, June 1983.

ESDEP TOMO 11
CONSTRUCCIÓN CON CHAPA DE PEQUEÑO ESPESOR

Lección 11.7: Aplicaciones de la Construcción con Chapas de pequeño espesor

OBJETIVOS/CONTENIDO

Presentar la gama de productos ligeros y conformados en frío e ilustrar su campo de aplicación.

CONOCIMIENTOS PREVIOS

Lección 5.1: Corrosión General

Lección 7.1: Introducción al papel del Acero en la construcción

Lección 11.1: Elementos de Pequeño Espesor y Cerramientos

LECCIONES AFINES

Lección 11.2: Procedimientos de Cálculo para Pilares

Lección 11.3: Procedimientos de Cálculo para Vigas

Lección 11.4: Procedimiento de Cálculo para Chapado

Lección 11.5 Diseño de Cubierta Pretensada

Lección 11.6: Uniones

RESUMEN

Se describe la gama de productos conformados en frío actualmente disponibles y se explican las características particulares que ofrecen los productos así fabricados. Se comentan los usos de tales productos que a menudo actúan para proporcionar varias funciones.

1. INTRODUCCIÓN

La tendencia general en los últimos años hacia formas más ligeras y económicas de construcción metálica ha supuesto un aumento del uso de elementos conformados en frío y ligeros. Estos elementos pueden ser perfiles o productos planos.

Los perfiles como correas, raíles de chapa y componentes de entramados pueden utilizarse en lugar de productos laminados más pesados y costosos o sustituirse por materiales alternativos como la madera. Los productos planos como el revestimiento de muros, la cobertura y el revestimiento de suelos se utilizan a menudo eficazmente combinándolos con otros materiales.

Las ventajas principales de la utilización de productos conformados en frío son:

i. Existe una gama muy amplia de componentes disponible gracias a la flexibilidad del proceso de conformado.
ii. Buena resistencia a la corrosión gracias al uso de material previamente pintado.
iii. Acabado superficial de buena calidad, disponible en una variedad de diferentes tipos.
iv. Capacidad de proporcionar altos niveles de aislamiento térmico y acústico cuando se utilizan junto con materiales aislantes adecuados.
v. Disponibilidad de métodos de fijación relativamente simples, algunos de los cuales pueden utilizarse sobre el terreno.
vi. Altos ratios de resistencia a las cargas/peso estructural.
vii. Permite el uso de prefabricación fuera de la obra.

Los productos conformados en frío se fabrican generalmente a partir de bobinas originales de chapa fina mediante:

- Laminado, en el que la bobina se devana progresivamente y se realizan varias formas en un proceso continuo pasando la chapa por una serie de rodillos que desarrollan progresivamente la forma requerida (figura 1), o
- Plegado, en el que las longitudes precortadas se pliegan para formar el elemento estructural adecuado.

Mientras que el primero de estos métodos es adecuado para producciones de gran volumen, por ejemplo chapa para cerramiento, el segundo resulta más apropiado para producciones de menor volumen de elementos que deben adaptarse a aplicaciones específicas, por ejemplo cubrejuntas utilizadas para sellar las juntas entre componentes.

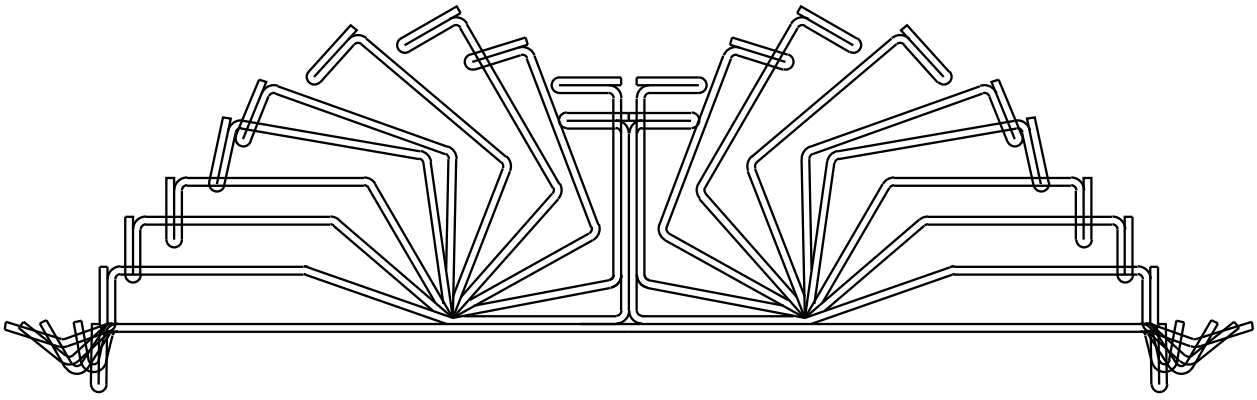


Figura 1 Forma laminada

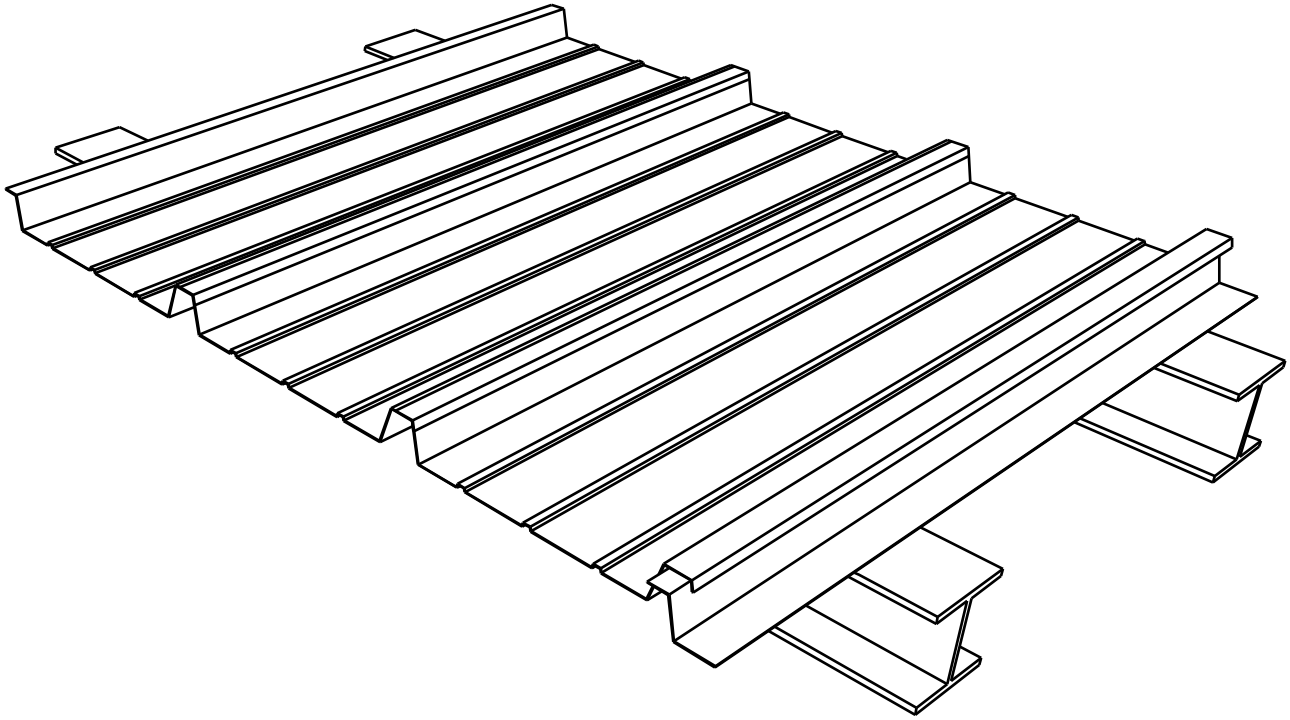


Figura 2a Chapado en cubierta

1.1 Productos Disponibles

1.1.1 Chapa perfilada

La chapa perfilada se encuentra disponible en una amplia gama de geometrías y puede adaptarse a diferentes usos.

En cobertura simple o doble (figura 2), la chapa de acero se utiliza normalmente como cara externa. Su función principal es asegurar la seguridad de la cubierta. La función principal de la chapa interna es soportar el aislamiento, aunque incorporando perforaciones adecuadas puede ayudar a mejorar las propiedades acústicas del edificio. Los forros dobles pueden utilizar el mismo perfil en ambas chapas, en cuyo caso la cubierta se denomina generalmente “textura paralela”, o puede utilizar internamente un perfil diferente, sustituyendo así a las correas. En este último caso la disposición se denomina “textura cruzada”.

Para cubiertas horizontales (figura 2b), el perfil de acero, además de soportar su peso propio, soporta las cargas del aislamiento, del mantenimiento y climáticas (nieve y viento).

En tales disposiciones es importante asegurarse de que el aislamiento pueda cubrir con seguridad los espacios entre las cabezas superiores de las ondas.

Para muros verticales, el forro exterior de un cerramiento simple o doble (figura 3), debe asegurar la estanqueidad al aire y al agua y, al mismo tiempo, dar un aspecto visual atractivo al edificio. El forro interno es entonces efectivamente una bandeja estructural que se extiende horizontalmente entre pilares y proporciona un muro interno plano y soporta el aislamiento.

La chapa trapezoidal puede utilizarse también para revestimiento de suelo, por ejemplo en casas prefabricadas.

La chapa puede utilizarse también como encofrado permanente para hormigón, en cuyo caso puede proyectarse meramente para soportar el peso del hormigón húmedo y cualquier carga de construcción. No obstante, una disposición más eficiente es la de utilizar la chapa de acero en el estado final, también para producir

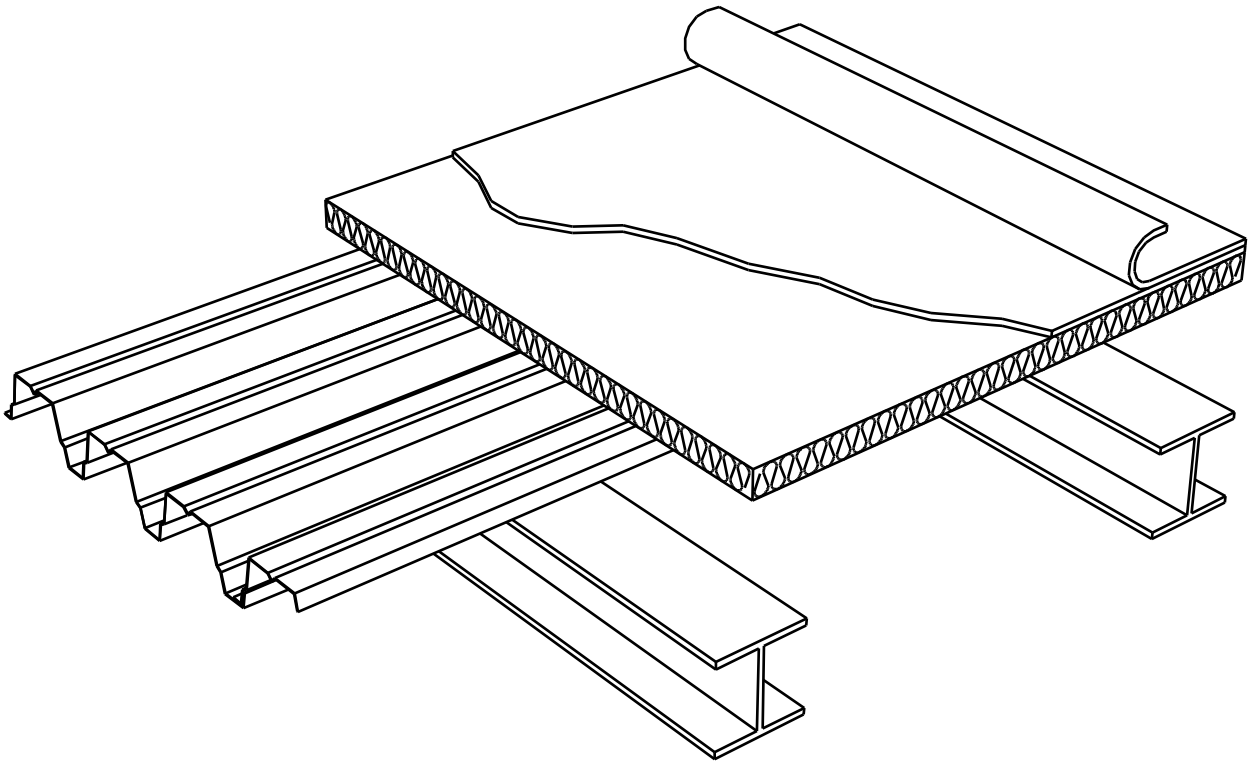


Figura 2b Cubierta horizontal

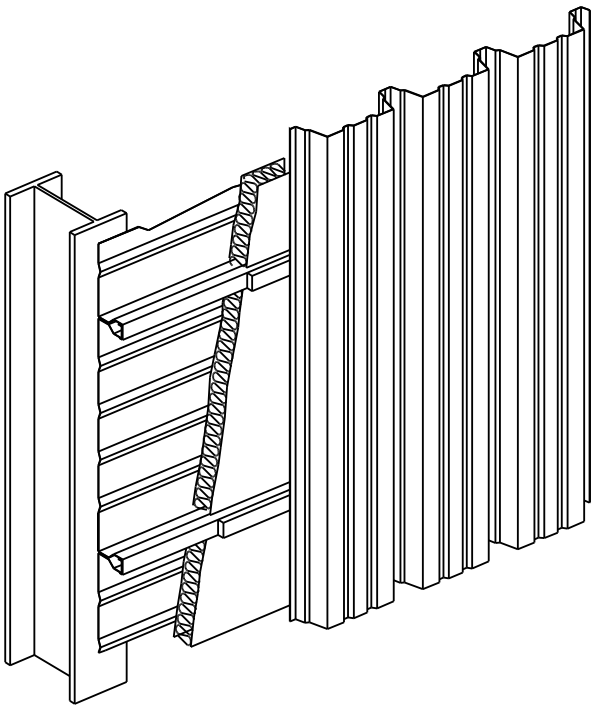


Figura 3 Cerramiento vertical de muro

una acción conjunta en el suelo tal como se muestra en la figura 4.

Puesto que para estas disposiciones de cerramiento de suelo se utiliza chapa prepintada, la cara inferior puede utilizarse para proporcionar un techo con suficiente atractivo visual en algunos casos.

Puesto que muchos cerramientos de acero y perfiles de cubierta se encuentran también disponibles en formas geométricas equivalentes fabricadas con material translúcido, normalmente resulta bastante fácil crear áreas de iluminación natural en edificios en los que se utiliza esta disposición.

A fin de fijar adecuadamente los paneles de cerramiento y cubierta, es necesario emplear una gama de componentes menores en las diferentes uniones. Estos productos se denominan cubrejuntas y generalmente se deberán suministrar en varias formas y tamaños. Los productos pueden algunas veces desempeñar también fun-

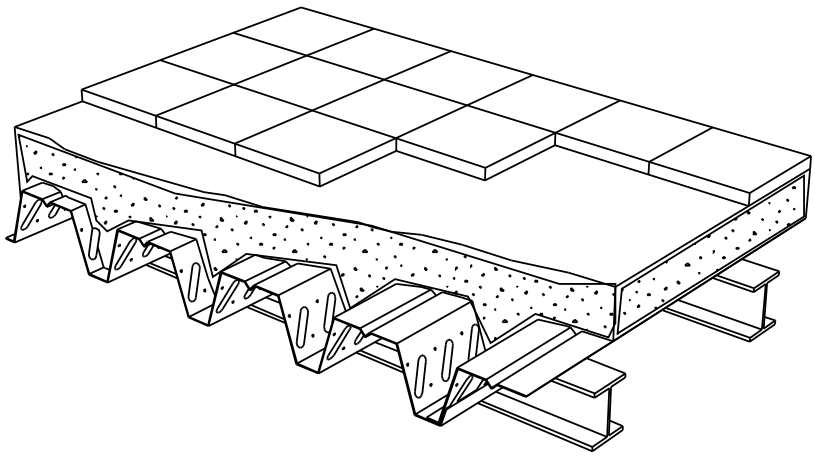


Figura 4 Chapa de forjado mixto

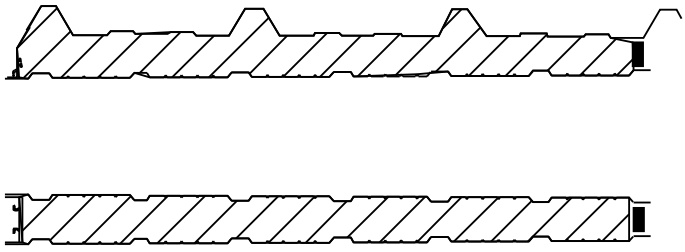


Figura 6 Paneles sandwich prefabricados (ejemplos)

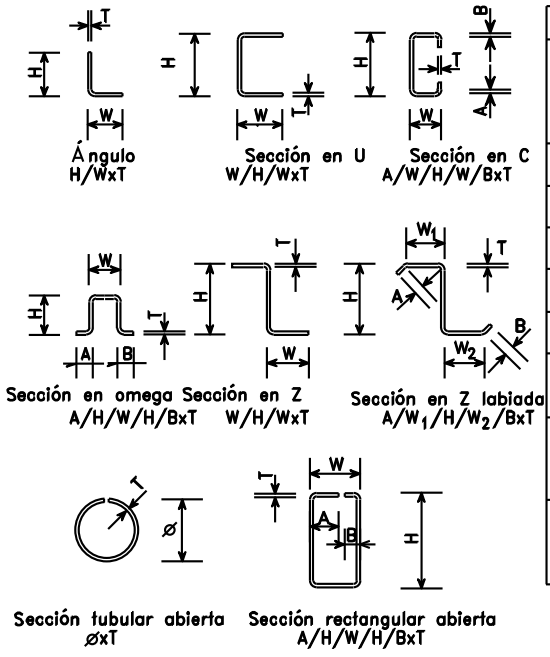
ciones adicionales, por ejemplo como canalones de recogida de aguas. La operación de plegado se adapta perfectamente a la producción de esta variedad de elementos diferentes.

1.1.2 Perfiles

Los perfiles conformados en frío se encuentran disponibles en una gama muy amplia de formas y tamaños. Puesto que normalmente se conforman a partir de una chapa única, la sección transversal debe ser tal que no requiera juntas adicionales, por ejemplo, un perfil en I sólo puede conformarse uniendo dos perfiles en U adosados en el alma. En la figura 5 se da una idea de la gama de productos actualmente disponibles.

1.1.3 Paneles Sandwich

En los últimos años el uso de paneles sandwich prefabricados (figura 6), for-



Rango de dimensiones disponibles de perfiles conformados en frío				
Sección tipo	Dimensiones (mm)			Observaciones
	Espesor	Canto H	Ancho W	
Ángulos	1,5 – 10,0	15 – 225	15 – 225	
Sección en U	1,5 – 10,0	20 – 400	15 – 160	
Sección en C	1,5 – 6,0	20 – 400	40 – 160	
Sección en omega	1,5 – 5,0	20 – 100	20 – 100	
Sección en Z	2,0 – 6,0	30 – 80	20 – 30	
Sección en Z labiada	1,5 – 4,0	120 – 300	50 – 100	Correas en cubierta
Sección tubular abierta	0,8 – 4,0	ø16 – ø80	50 – 100	Diámetro en lugar de canto
Sección rectangular abierta	1,5 – 4,0	12 – 140	12 – 140	

Figura 5 Ejemplos más usuales de perfiles conformados en frío

mados con dos chapas metálicas con un núcleo de espuma, ha aumentado considerablemente. Esta disposición, que puede montarse muy rápidamente, resulta particularmente adecuada como medio de proporcionar aislamiento térmico al mismo tiempo que la pantalla climática básica. Consiste en dos caras metálicas unidas a una capa interna de espuma rígida. Estos paneles pueden instalarse muy rápidamente, con el consiguiente ahorro de tiempo en la obra.

2. CONSTRUCCIÓN MIXTA

2.1 Perfiles en Frío y Chapa

Resulta un hecho frecuente el aprovechar las ventajas de la flexibilidad inherente en los procesos de conformado para disponer los productos conformados en frío de forma que actúen conjuntamente con otros componentes. Uno de los ejemplos más frecuentes es el uso de correas en Z (figura 7), que actúan conjuntamente con la chapa para proporcionar una acción de entramado horizontal que ayuda a estabilizar el edificio. Además, la chapa actúa como restricción torsional que mejora la resistencia a las cargas de las propias correas. El concepto de utilizar deliberadamente la acción de entramado de la chapa ha llevado al concepto de "acción de cubierta pretensada" en edificios en los que el cerramiento tiene una contribución importante. Esta disposición puede reducir substancialmente la necesidad de arriostramientos.

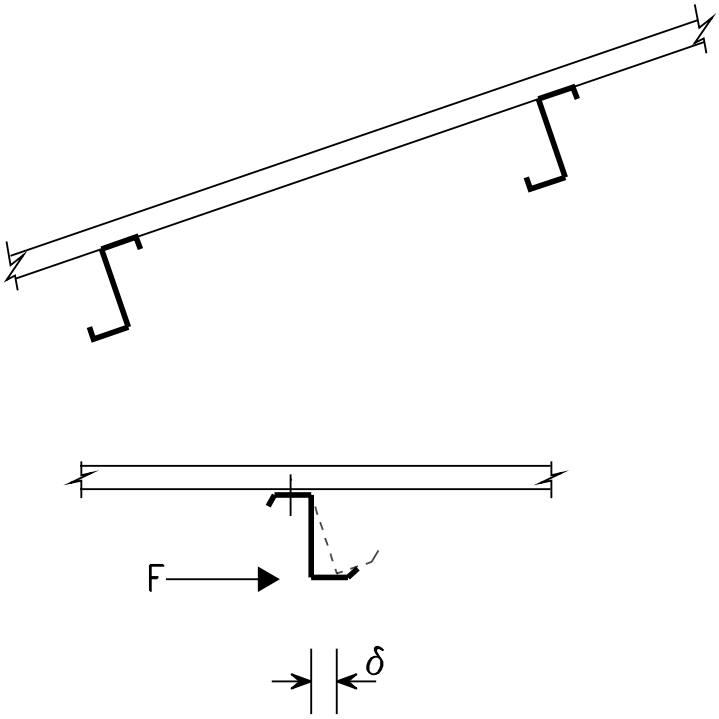


Figura 7 Utilización de correas tipo Z

2.2 Chapa Perfilada y Hormigón

En la construcción de edificios de varias plantas con pórticos de acero, el uso de forjados mixtos de tablero metálico ha aumentado considerablemente en los últimos años. El tablero metálico, que típicamente se extiende unos 3 metros entre viguetas puede montarse rápidamente y, cuando se fija al ala superior de las vigas mediante pernos por disparo de acero, proporciona una plataforma de trabajo y una protección a los operarios que se encuentran más abajo en el edificio. El hormigón puede bombearse o suministrarse mediante cubos con una grúa a los pisos que normalmente están reforzados con un entramado prefabricado ligero para controlar cualquier fisuración que pudiera producirse como resultado de la retracción durante el fraguado del hormigón. La acción conjunta con el tablero metálico se asegura mediante el uso del propio perfil del tablero o mediante muescas en una parte de la chapa que proporciona una disposición de conector que evita el movimiento relativo entre el hormigón fraguado y el tablero metálico. Pueden soldarse conectores de espiga a través del tablero al ala superior de las vigas para proporcionar una acción conjunta con las vigas principales que se extienden entre los pilares del pórtico.

2.3 Elementos de fijación

Pueden utilizarse varios elementos de fijación, incluida la soldadura por puntos, con productos ligeros. En la figura 8, que ilustra los principales tipos de elementos de fijación mecánicos, se muestra:

- Tornillos con tuercas.
- Pernos por disparo.
- Tornillos:
  - autorroscantes.
  - autotaladrantes.
  - tipos especiales de placa translúcida.

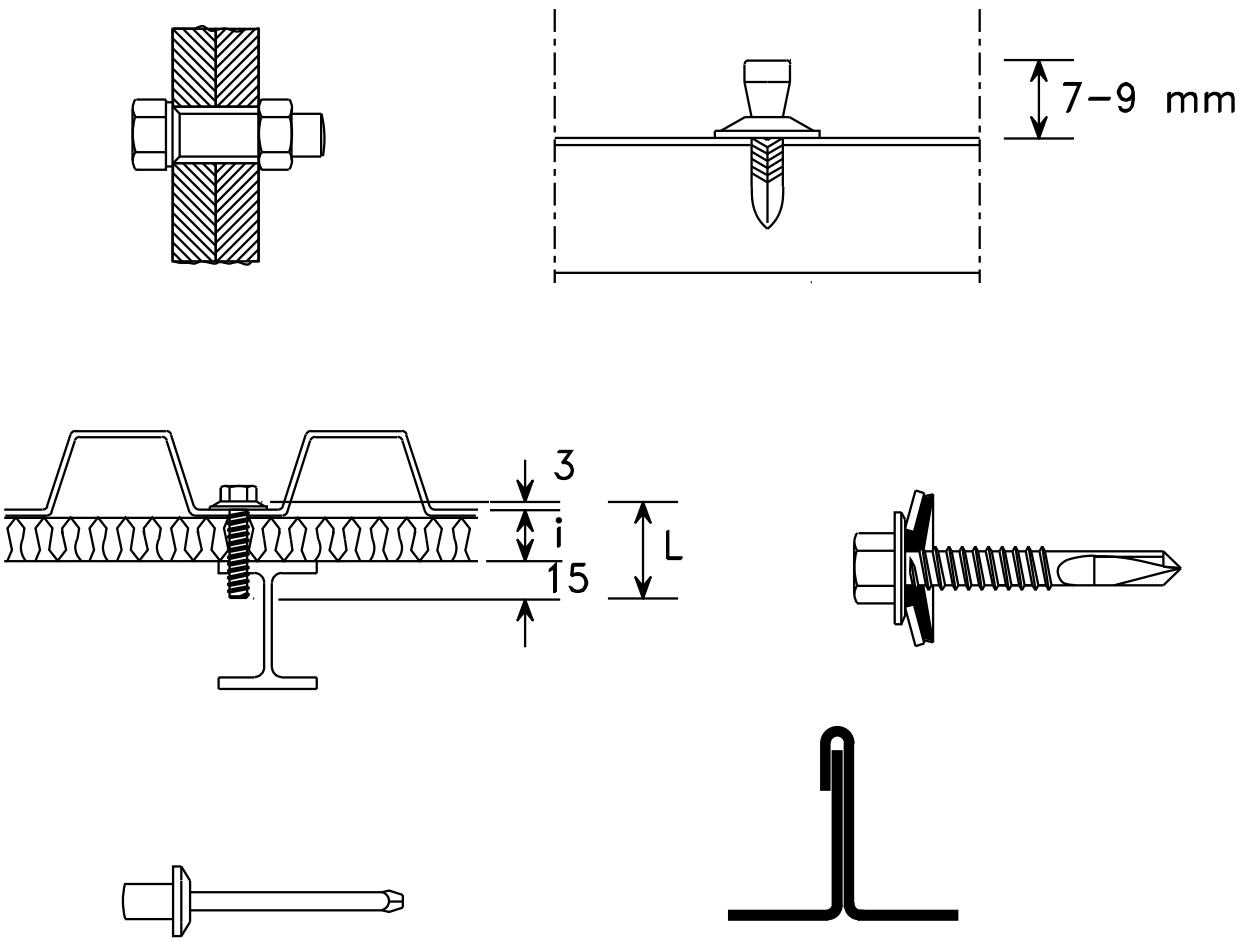


Figura 8 Ejemplos de fijaciones mecánicas

- Remaches ciegos.
- Ondas de las juntas para proporcionar un enclavamiento entre las chapas adyacentes.
- La soldadura puede ser:
  - soldadura por arco.
  - soldadura por resistencia.
  - soldadura reforzante.

Este último proceso es relativamente nuevo y se ha ideado específicamente para evitar daños a las superficies galvanizadas o prepintadas. Funciona introduciendo otro metal que se funde más fácilmente que los que se van a unir y, mediante una llama soplada, produce una conexión rápida, estanca y resistente.

3. CARACTERÍSTICAS FÍSICAS

Los muros requieren a menudo aislamiento térmico que puede obtenerse mediante lana mineral, lana de vidrio, madera aglomerada, poliestileno, vidrio celular o perlita expandida. Puesto que los paneles aislados son productos de marca, debe consultarse la documentación de los fabricantes correspondientes como forma de averiguar las propiedades y recomendaciones específicas de uso. Son de especial importancia la estabilidad dimensional, la masa volumétrica, el coeficiente de conductividad de calor, la resistencia a la compresión, la resistencia a la flexión, la reacción al fuego, la resistencia al vapor de agua, la temperatura de saturación, la capacidad de actuar como puente de calor y la fijación.

3.1 Acústica

La necesidad de un aislamiento acústico adecuado es un requisito cada vez más estricto en los edificios. Las dos características necesarias para limitar la transmisión de ruido son la absorción y el aislamiento. A menudo es posible combinar las funciones dobles de aislamiento acústico y térmico en un tipo de panel compuesto. Formas particulares de obtener aislamiento acústico son incrementar el espesor del perfil y/o la densidad del aislamiento o añadir más chapa entre las dos caras.

3.2 Resistencia al incendio

Puesto que las chapas ligeras son tan finas, su resistencia al incendio inherente es mas bien escasa si se exponen directamente a temperaturas elevadas. No obstante, los cerramientos de doble pared adecuadamente aislados pueden alcanzar una resistencia al incendio de al menos 90 minutos. La chapa de apoyo y el cerramiento de suelo mixto pueden alcanzar al menos 60 minutos sin protección adicional.

3.3 Condensación

Un muro de acero, especialmente cuando no está aislado, puede verse expuesto a la condensación, ya que su coeficiente de conductividad térmica es bastante alto. Sin embargo, se han desarrollado varias pinturas anticondensación. Estas pinturas se aplican mediante procesos industriales al interior del muro. Previenen ampliamente la subsiguiente condensación. Un ejemplo es “Grafo Therm”. Es una mezcla a base de agua que incluye elementos porosos con grandes superficies específicas adecuadas para absorber agua. Se presenta en forma de una pintura que contiene gránulos muy finos de un tono gris claro con un aspecto agradable.

3.4 Durabilidad

La chapa perfilada se suministra siempre previamente pintada y se puede obtener en

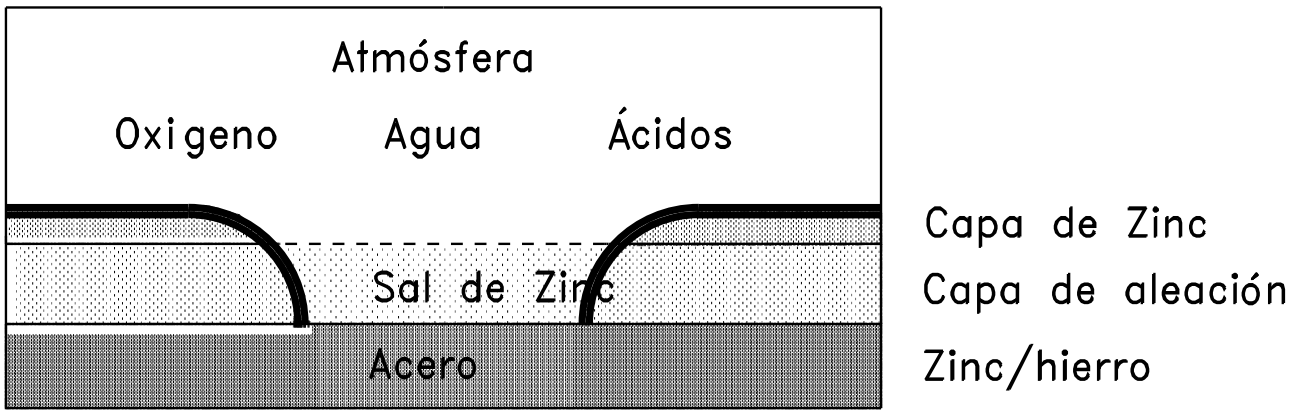


Figura 9 Exposición de chapa galvanizada a la atmósfera

espesores de entre 0,3 mm y 4 mm y anchuras de hasta 1.500 mm. Típicamente las resistencias del acero son 320 N/mm^2 a 350 N/mm^2, con valores de hasta 550 N/mm^2 actualmente disponibles. La forma normal de revestimiento es la galvanización. la galvanización proporciona protección catódica a las superficies donde el acero está sin pintar, por ejemplo accidentalmente o en los cantos formados por corte o taladros (figura 9). La película de zinc puede pintarse a fin de mejorar la resistencia a la corrosión y el aspecto. Los sistemas galvanizados y prepintados especialmente fabricados proporcionan una resistencia a la corrosión muy importante debido a la sinergia que se produce entre ambos procesos. Para perfiles también es posible aplicar pintura después del laminado, por ejemplo polvos de poliéster mediante proceso electrostático. En todos los casos las pinturas están disponibles en una amplia gama de colores.

4. UTILIZACIÓN EN SERVICIO

Los avances en la tecnología de fabricación permiten incrementar continuamente la gama de productos y características que se pueden incluir directamente en el proceso de conformado. Está claro que la correcta utilización de ello conducirá a una reducción progresiva de los procesos de trabajo costosos en las obras. En la figura 10 se muestra cómo el acabado de la sección puede ahora integrarse en el proceso de laminado.

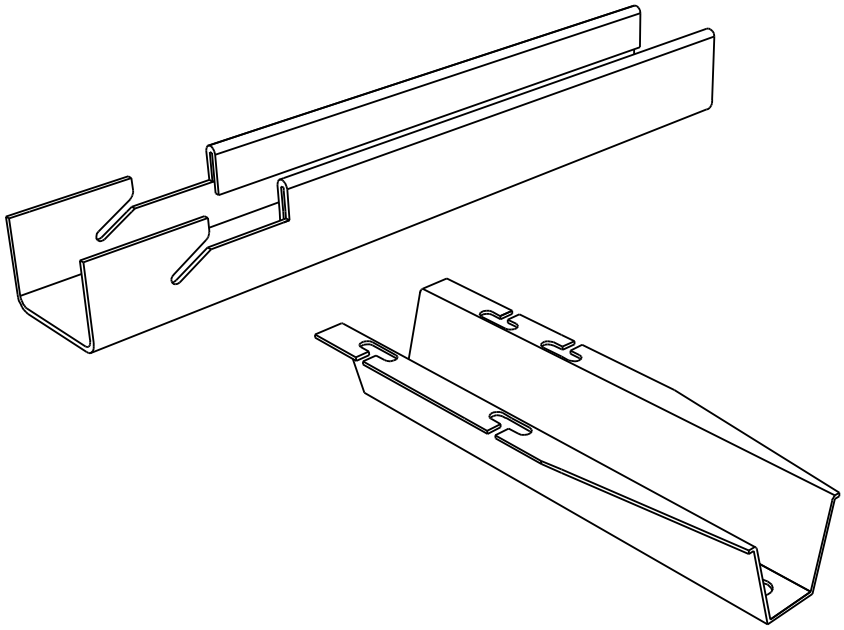


Figura 10 Acabado de sección integrada en proceso de laminado en frío (ejemplo)

Los productos laminados son normalmente tan ligeros que su manipulación se ve facilitada. Puesto que la mayoría de ellos pueden manipularse a mano, el montaje rápido y fácil constituye la norma. Para el transporte, normalmente los perfiles y las chapas pueden encajarse unos en otros, por lo que requieren menos espacio y permiten la descarga en grandes cantidades. La utilización de materiales previamente revestidos asegura la protección contra la corrosión durante el transporte y el montaje.

5. TIPOS DE ESTRUCTURAS LIGERAS

Las primeras aplicaciones de los perfiles en frío de acero de pequeño espesor se limitaban a situaciones en las que el ahorro de peso era importante. Con el avance de la propia materia prima y de los procesos de fabricación, el campo de utilización real y potencial es prácticamente ilimitado.

5.1 Edificios Industriales

Las cerchas de los tipos que se muestran en la figura 11 pueden encontrarse en edificios industriales y almacenes. Los cordones principales son normalmente perfiles en U adosados. Los perfiles de alma son normalmente perfiles en U simples. Puede obtenerse un alto grado de estabilidad lateral utilizando perfiles de cordón adecuadamente anchas. Normalmente se utiliza acero pregalvanizado de alta fluencia con uniones mediante tornillos. Son posibles luces libres de hasta 50 metros.

Un desarrollo paralelo es el uso de pórticos de celosía con los tirantes y los pilares como barras de celosía. Son posibles luces de hasta 60 metros.

Una de las aplicaciones más tradicionales ha sido en correas entre pórticos maestros más pesados en edificios de pórtico. Para pórticos menores, los pilares y tirantes pueden ser perfiles en frío adecuados como se indica en la figura 12.

El aislamiento de pisos de altillos para almacenamiento o como medio para crear espacio de oficinas es una aplicación particularmente adecuada para los perfiles en frío. Su uso como pilares y vigas permite una construcción ligera con perfiles pregalvanizados y la fijación se ve facilitada.

La disponibilidad de perfiles en frío de hasta 500 mm de altura permite su utilización como barras de la estructura principal, ya sea en construcción de pórticos arriostrados de varios pisos o en estructuras porticadas. Para los últimos, son posibles vanos de hasta 25 m. En los edificios para oficinas, se pueden llenar los pilares con hormigón para mejorar la protección contra el incendio, mientras que la pintura de polvos elimina la necesidad de la pintura en obra final.

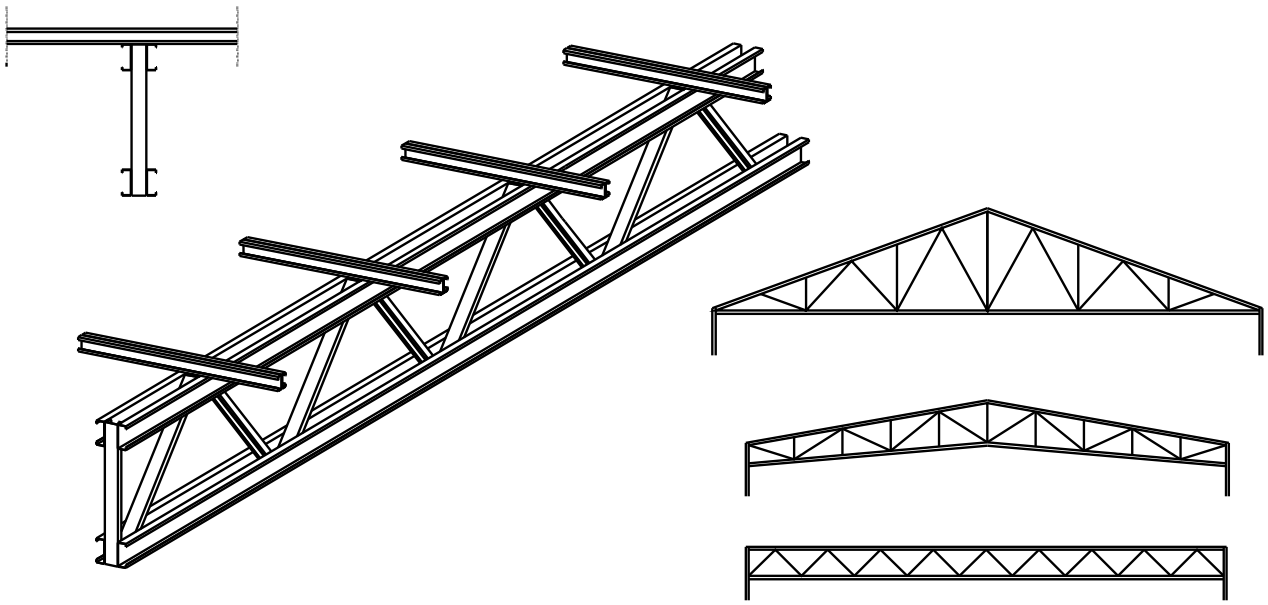


Figura 11 Ejemplos de cerchas-celosías

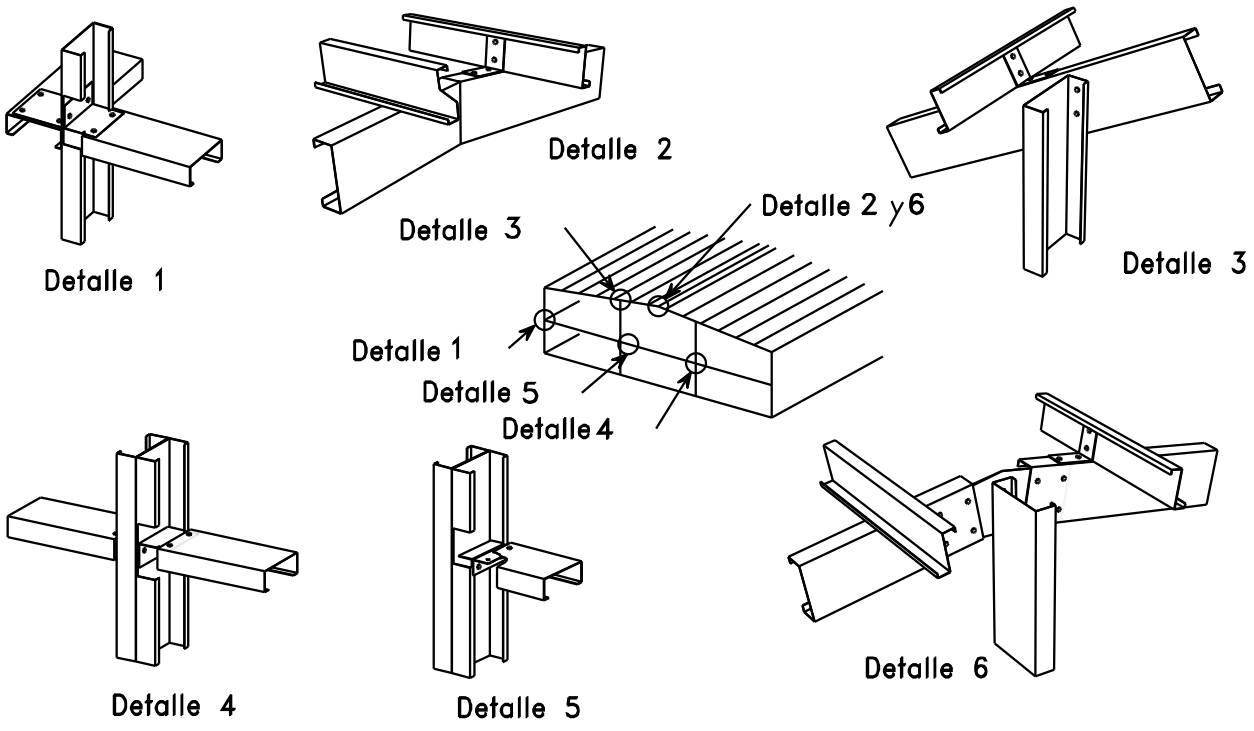


Figura 12 Secciones laminadas en frío utilizadas como pilares, dinteles y correas

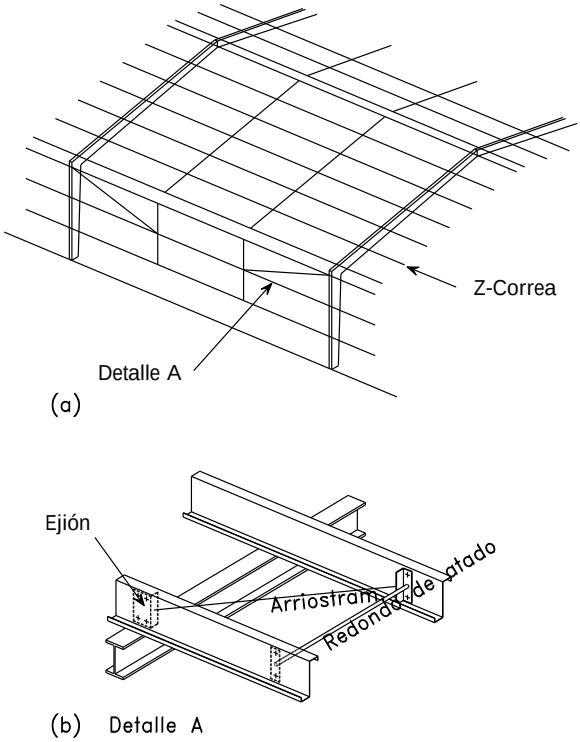


Figura 13 Utilización de perfiles conformados en frío como correas

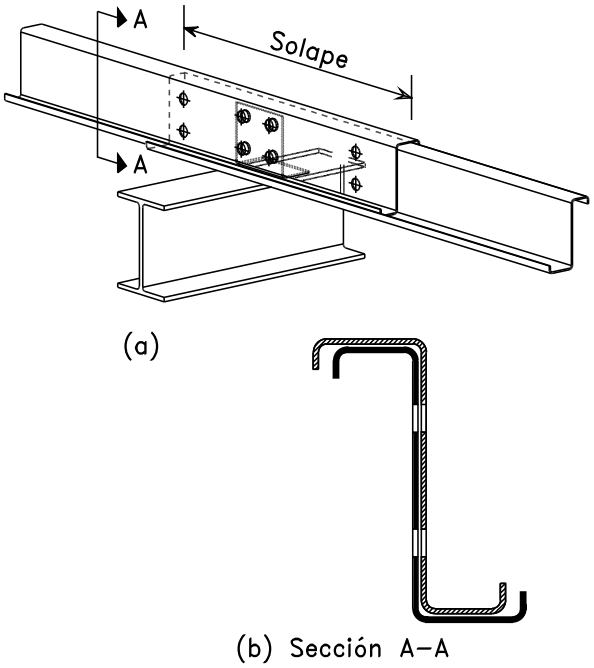


Figura 14 Solapado de correas laminadas en frío

Los taladros de los perfiles para fijaciones pueden realizarse automáticamente durante el proceso de laminado.

Uno de los mayores usos de perfiles en frío es en las correas (figura 13), con luces de entre 4 y 15 metros. Se utilizan perfiles con alturas de entre 100 y 300 mm y hay varios sistemas de marca disponibles. Estos sistemas incluyen conceptos como cubrejuntas y solape de correas (figura 14), a fin de optimizar el rendimiento estructural. Puesto que los fabricantes a menudo han realizado pruebas exhaustivas y otros trabajos de desarrollo, normalmente hay disponible información de apoyo de los sistemas particulares. Esta información reduce substancialmente el trabajo y la complejidad del proceso de cálculo.

Los tirantes de celosía se utilizan también en la construcción de invernaderos.

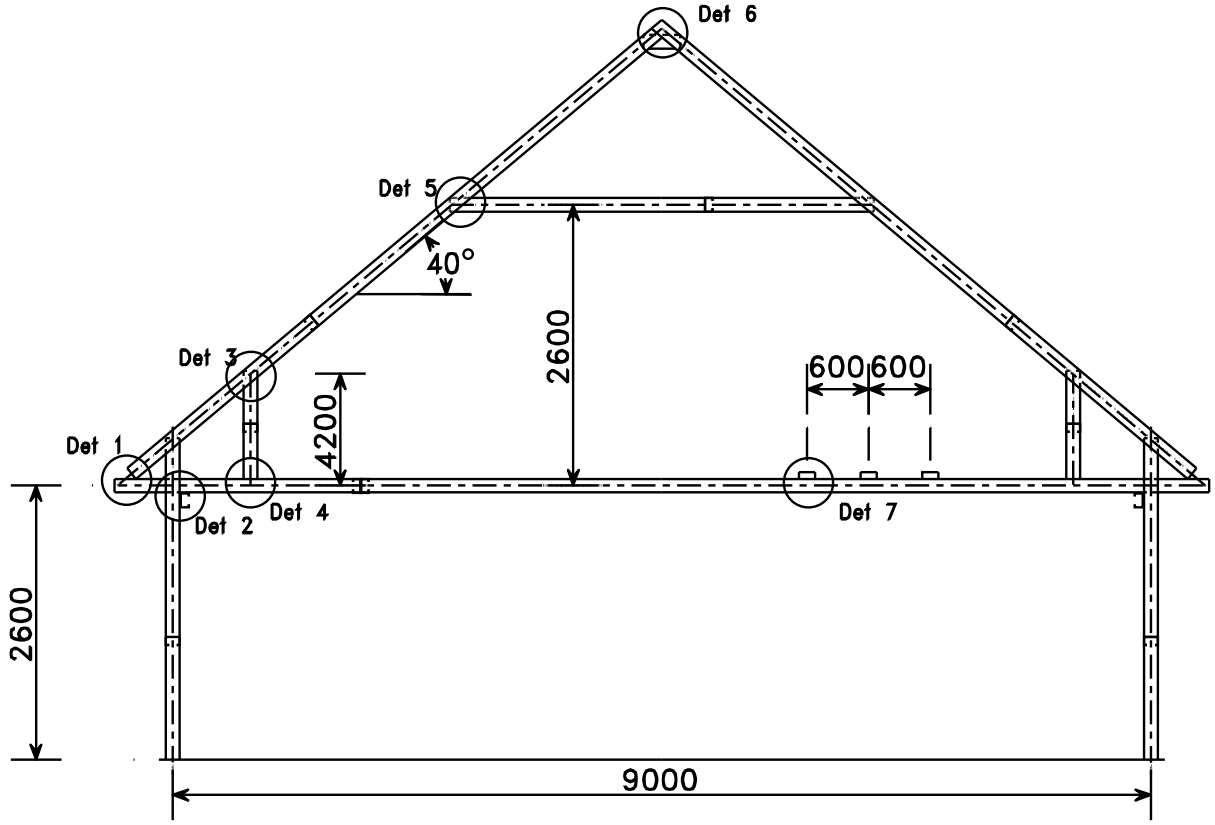


Figura 16 Pórtico de acero de perfiles ligeros ensamblados mediante tornillos en obra

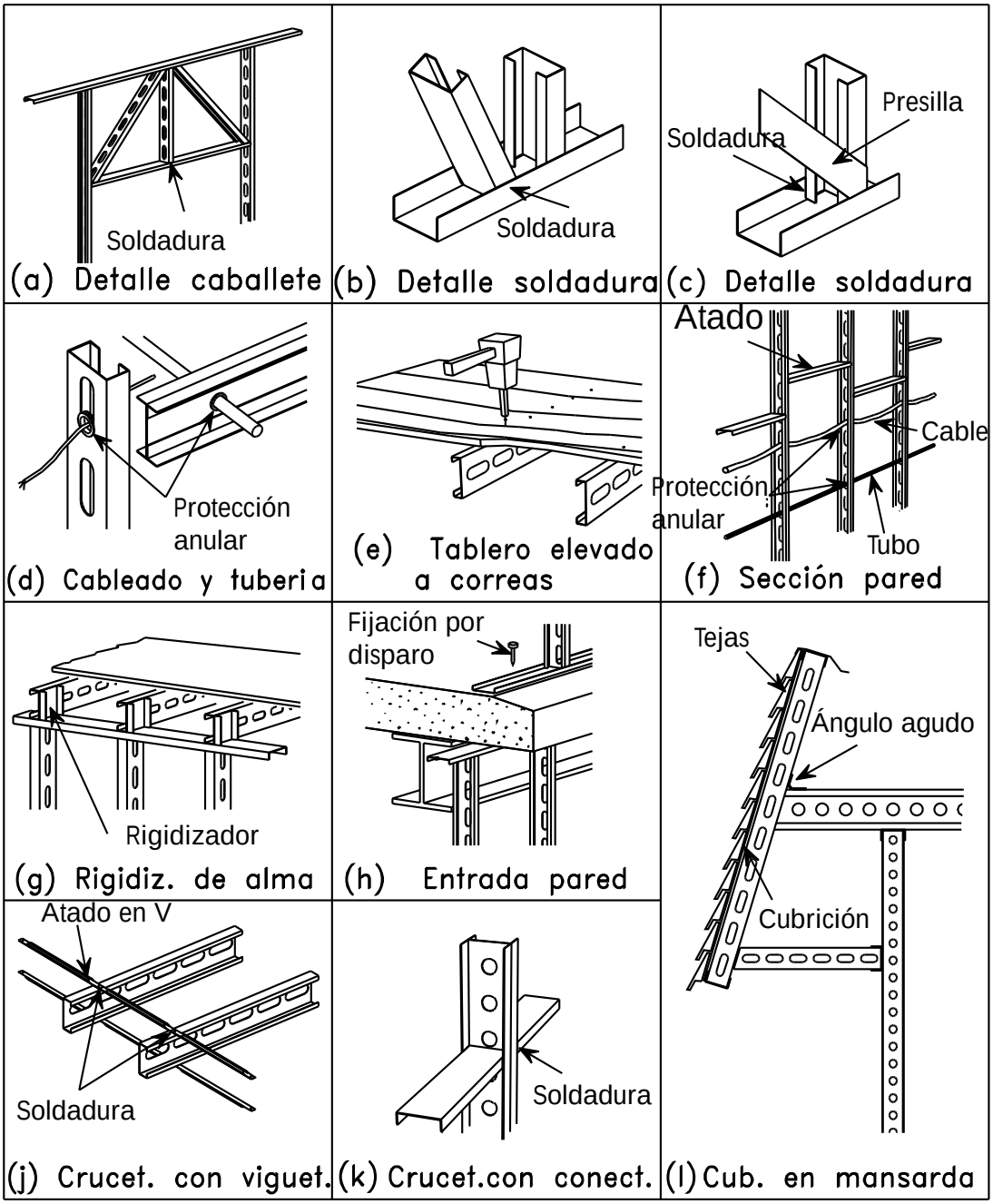


Figura 15 Perfiles laminados en frío para vivienda

5.2 Viviendas

El uso de perfiles ligeros es apropiado como estructura metálica en viviendas (figura 15). Hay disponibles dos tipos:

- Una estructura completamente ensamblada mediante pernos en la obra (figura 16).
- Una estructura basada en el uso de paneles de acero preensamblados en taller.

Con el segundo principio es posible introducir, con paneles muy grandes, por ejemplo de 3 m x 12 m, un alto grado de prefabricación en la estructura. Todos los perfiles están pregalvanizados y contienen todos los taladros necesarios para cableado, tuberías, etc.

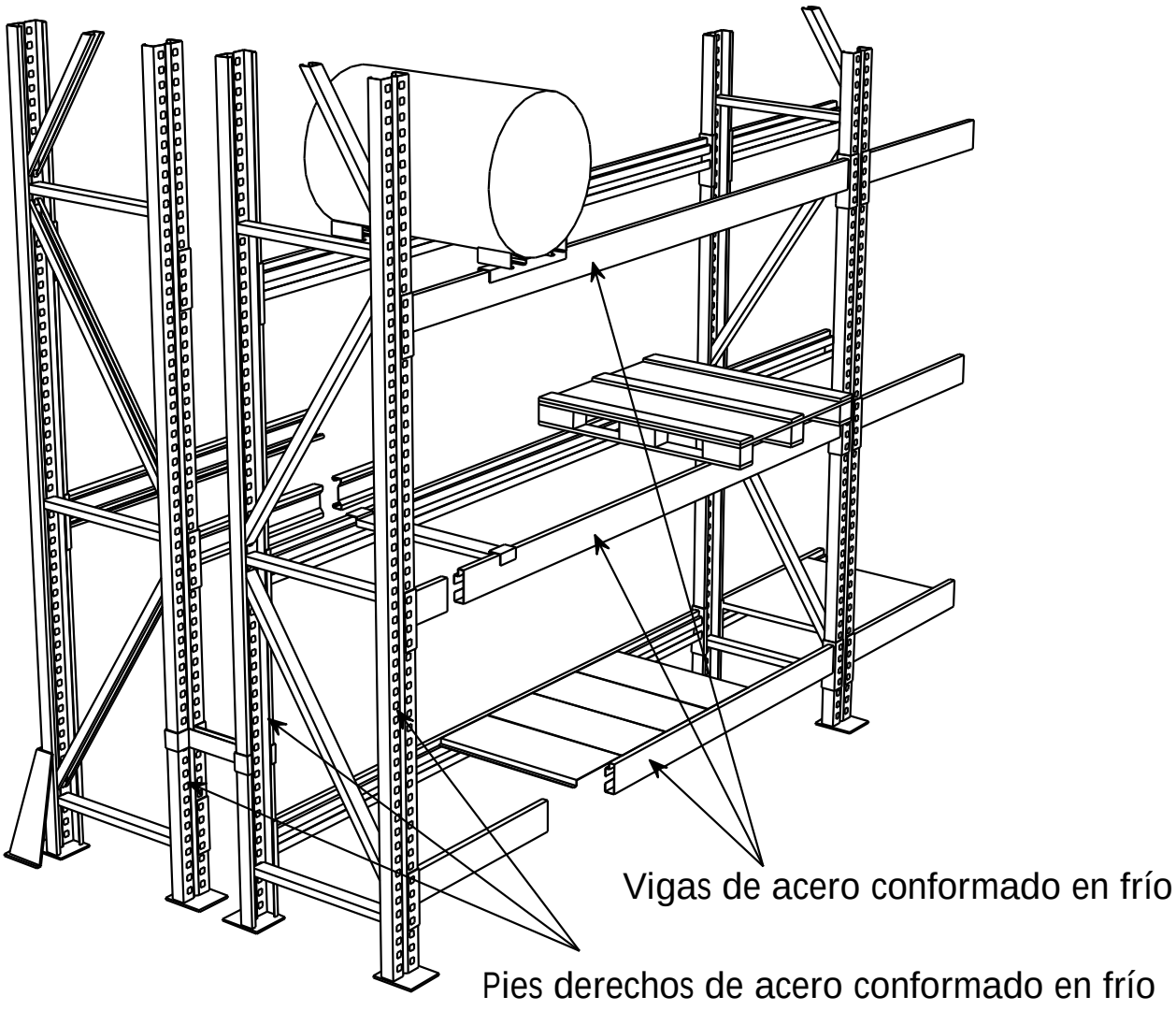


Figura 17 Sistema de estanterías de almacenaje

5.3 Acomodación Temporal

Las unidades modulares para casas, oficinas, acomodación de la obra de construcción, etc., pueden producirse cómodamente utilizando perfiles en frío y productos planos.

5.4 Almacenamiento

Los sistemas de almacenamiento en estantes pueden realizarse cómodamente con componentes en frío, utilizando el proceso de conformado para producir no sólo las formas más apropiadas, sino también para incorporar ranuras y orificios que facilitan el rápido montaje y desmontaje.

6. RESUMEN FINAL

1. Los productos conformados en frío proporcionan al proyectista una amplia gama de elementos que se pueden utilizar de muy diferentes formas.
2. Pueden producirse elementos estructurales muy eficaces combinando diferentes tipos de perfiles en frío o utilizando tales elementos en combinación con otros materiales.
3. El uso de chapa prepintada, junto con la incorporación de tantas características como sea posible en el proceso de producción en fábrica, reduce drásticamente la necesidad de costosas operaciones en la obra.
4. La protección contra la corrosión, el aislamiento térmico y acústico y el aspecto visual se obtienen de forma inmediata.
5. El uso de este material permite utilizar algunas técnicas sencillas de ensamblaje en la obra.

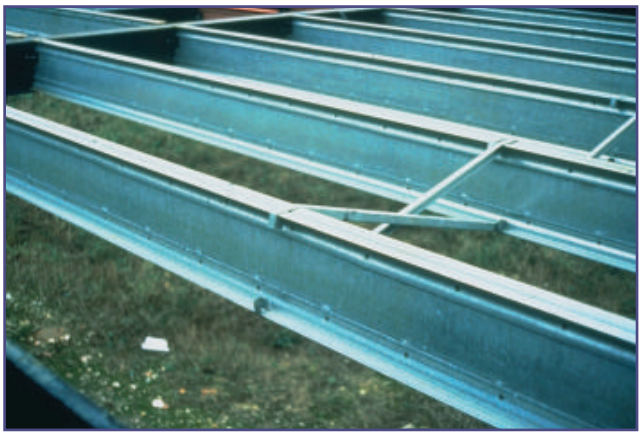
7. BIBLIOGRAFÍA ADICIONAL

1. European Convention for Constructional Steelwork:European Convention for Constructional Steelwork: “European Recommendations for the Design of Light Gauge Steel Members”, Publication 49, ECCS, 1987.

2. European Convention for Constructional Steelwork:European Convention for Constructional Steelwork: “European Recommendations for the Design of Profiled Sheeting”, Publication 40, ECCS, 1983.

3. Eurocódigo 3, Parte 1.3: “Cold-formed Thin-gauge Members and Sheeting” (en preparación).

DIAPOSITIVAS COMPLEMENTARIAS DEL TOMO 11: CONSTRUCCIÓN CON CHAPA DE PEQUEÑO ESPESOR



T11c1 Perfiles en frío en forjado de vivienda



T11c2 Utilización industrial de perfiles en frío en correas de fachada y cubierta



T11c3 Los perfiles en frío son muy utilizados en construcción industrial de edificios de tamaño medio y en vivienda



T11c4 Los entramados de estructuras ligeras se prefabrican en taller



T11c5 Los entramados de estructuras ligeras pueden armarse in situ sin necesidad de grandes grúas



T11c6 Las estructuras ligeras pueden combinarse con gran cantidad de materiales, incluso con materiales tradicionales



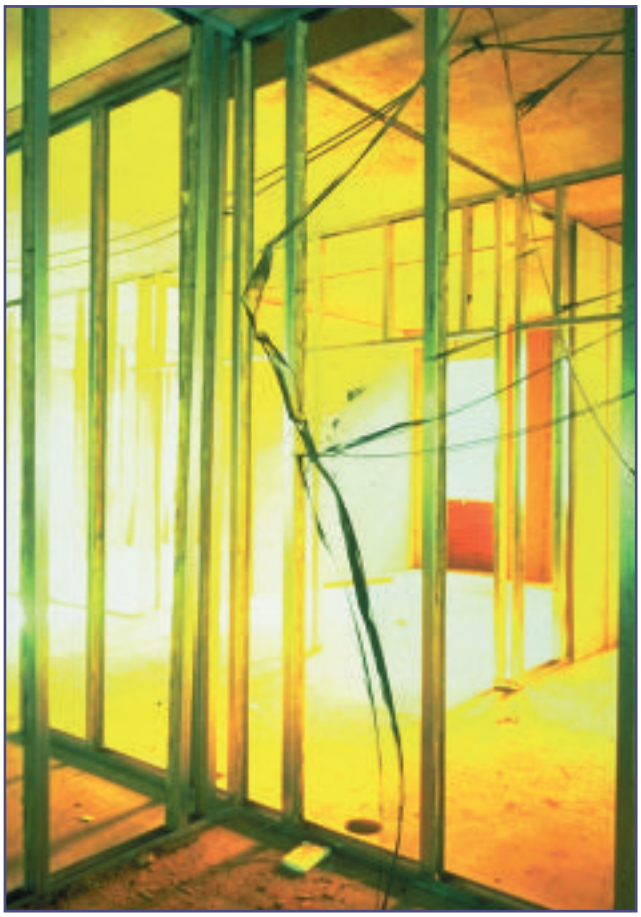
T11c7 Entramados de perfiles ligeros pueden utilizarse como elementos de estructuras convencionales



T11c8 Cubriciones con chapa simple se utilizan cuando no se exigen condiciones aislantes ni acústicas



T11c9 Se utilizan cerramientos metálicos normalmente galvanizados



T11c10 Entramados de perfiles ligeros pueden utilizarse como elementos de estructuras convencionales en particiones interiores



T11c11 Cuando se requiere aislamiento térmico o acústico se utilizan la doble chapa con aislamiento intermedio de fibra de vidrio



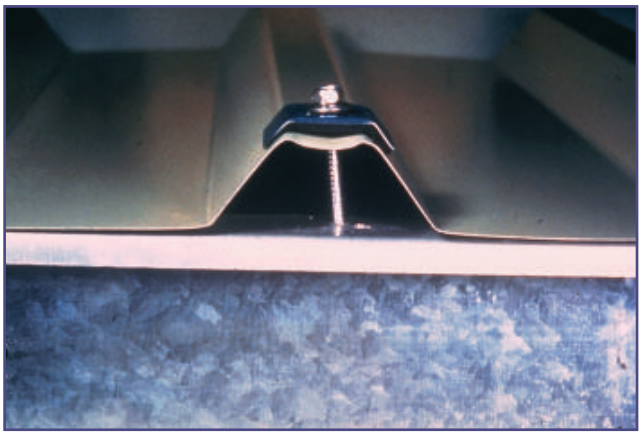
T11c12 Fabricación de panel compuesto



T11c13 Los paneles prefabricados posibilitan un montaje rápido in situ



T11c14 Habitualmente los panales se fijan con tornillos autorroscantes



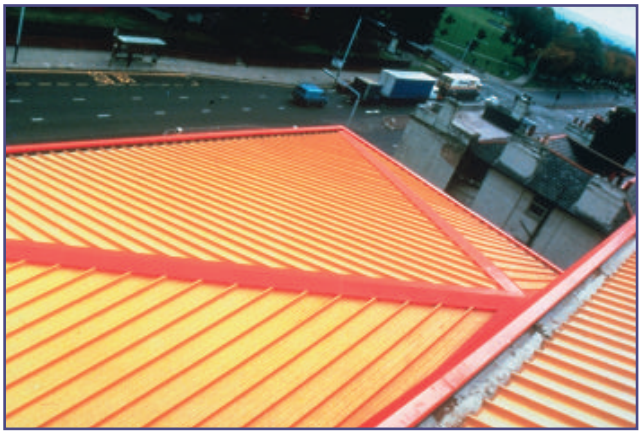
T11c15 El montaje debe cuidar la disposición de los paneles



T11c16 Cerramiento de bandejas perfiladas autoportantes sin necesidades de correas



T11c17 Los paneles con chapas trapeciales facilitan el desagüe de pluviales



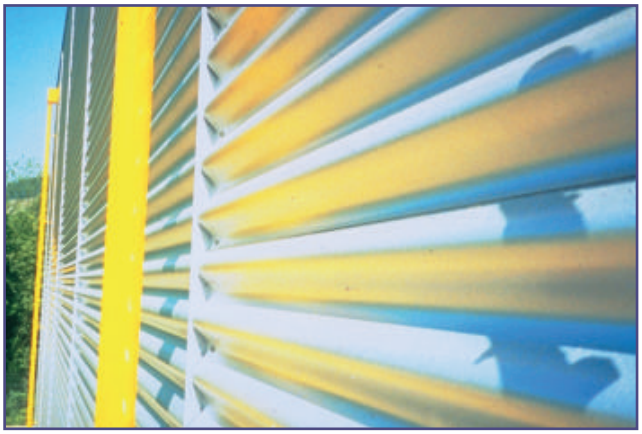
T11c18 Hay gran variedad de piezas de remates en cumbreras, esquinas, etc,...



T11c19 En cubiertas de poca pendiente el agua puede entrar por la acción del viento. En estos casos puede ayudar el doblar las esquinas facilitando el desagüe a los canalones



T11c20 Fachada de Industria periodística en Ile et Vilaine, Francia



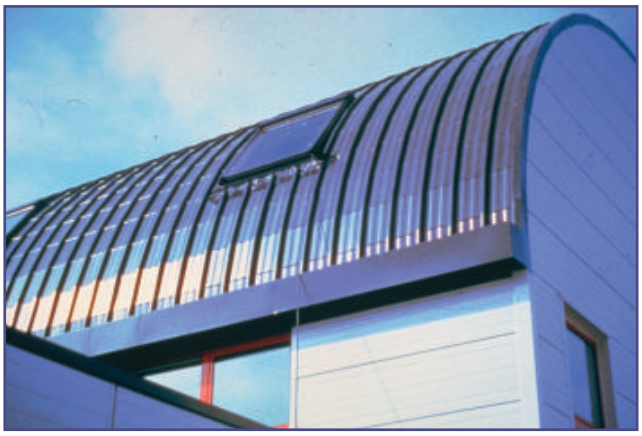
T11c21 Los paneles pueden colocarse horizontales por motivos estéticos



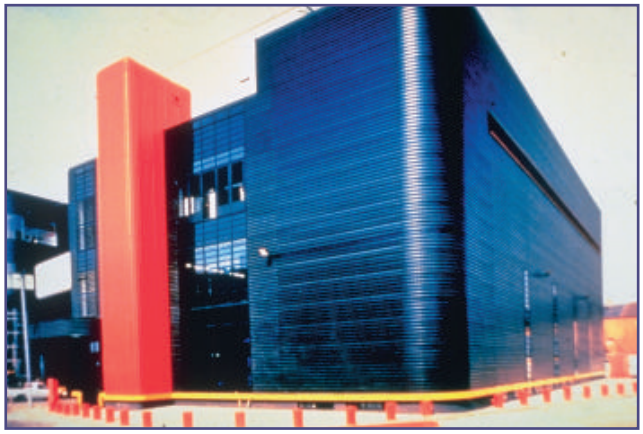
T11c22 Los paneles pueden colocarse horizontales y utilizar colores por motivos estéticos



T11c23 Paneles en diagonal y con variados colores



T11c24 Paneles curvos



T11c25 Paneles curvos en esquinas verticales de edificio



T11c26 Utilización variada de paneles curvos



T11c27 Utilización de paneles en superficies complejas



T11c28 Paneles curvos que evitan la colocación de canalones de recogida de agua



T11c29 Utilización de paneles en superficies complejas



T11c30 Solución imaginativa combinando colores, formas curvas e intersecciones



T11c31 En fachadas se pueden utilizar paneles planos, mientras en cubierta son trapaciales para facilitar la evacuación de agua



T11c32 Utilización de distintos paneles en la pasarela



T11c33 En fachadas se pueden utilizar paneles planos combinando distintos colores



T11c34 La Ferronniere, Reims, Francia (1991)



T11c35 Paneles en el metro de Marsella en Estación Rond Point Prado, Francia