

STEEL BUILDINGS IN EUROPE

Edificios de acero de varias plantas

Parte 4: Diseño de detalle

Edificios de acero de varias plantas

Parte 4: Diseño de detalle

PRÓLOGO

Esta publicación es la parte 4 de la guía de diseño *Edificios de acero de varias plantas* (en inglés, *Multi-Storey Steel Buildings*).

Las 10 partes en que se divide la guía *Edificios de acero de varias plantas* son:

Parte 1: Guía del arquitecto

Parte 2: Diseño conceptual

Parte 3: Acciones

Parte 4: Diseño de detalle

Parte 5: Diseño de uniones

Parte 6: Ingeniería de fuego

Parte 7: Guía de prescripciones técnicas del proyecto

Parte 8: Herramienta para el cálculo de la resistencia de elementos: descripción técnica

Parte 9: Herramienta para el cálculo de la resistencia de uniones: descripción técnica

Parte 10: Guía para el desarrollo de software para el diseño de vigas mixtas

Edificios de acero de varias plantas, es una de las dos guías de diseño publicadas. La segunda guía se titula *Edificios de acero de una sola planta* (en inglés, *Single-Storey Steel Buildings*).

Ambas guías han sido editadas dentro del marco del proyecto europeo *Facilitating the market development for sections in industrial halls and low rise buildings (SECHALO) RFS2-CT-2008-0030*.

Ambas guías de diseño han sido redactadas y editadas bajo la dirección de Arcelor Mittal, Peiner Träger y Corus. El contenido técnico ha sido elaborado por CTICM y SCI, colaboradores de Steel Alliance.

Índice

PRÓLOGO	I
RESUMEN	V
1. INTRODUCCIÓN	1
1.1 Aspectos generales	1
1.2 Alcance de este documento	1
2. CONCEPTOS BÁSICOS	2
2.1 Introducción	2
2.2 Construcción simple	2
2.3 Estructuras traslacionales e intraslacionales	3
2.4 Efectos de 2º orden	4
2.5 Procedimiento general de cálculo	7
2.6 Cálculo de los sistemas de arriostramiento de acero para obtener $\alpha_{cr} \geq 10$ para todas las combinaciones de acciones	8
2.7 Los efectos de las imperfecciones	10
2.8 Resumen de cálculo	15
3. ANÁLISIS GLOBAL PRÁCTICO PARA 'CONSTRUCCIÓN SIMPLE'	17
3.1 Introducción	17
3.2 Acciones y sus combinaciones	17
3.3 Análisis de las cargas de gravedad	18
3.4 Consideración de los efectos de segundo orden	21
3.5 Resumen de cálculo	21
4. ESTADO LÍMITE DE SERVICIO	23
4.1 Aspectos generales	23
4.2 Combinaciones de carga	23
4.3 Límites de flecha horizontal	23
4.4 Límites de flecha vertical	24
4.5 Contraflecha	26
4.6 Respuesta dinámica	26
4.7 Resumen de cálculo	28
5. ESTADO LÍMITE ÚLTIMO	29
5.1 Introducción	29
5.2 Sistemas de forjado	29
5.3 Pilares	41
5.4 Arriostramiento vertical	46
5.5 Arriostramiento horizontal	49
5.6 Resumen de cálculo	51
6. ROBUSTEZ	52
6.1 Situaciones accidentales de cálculo	52
6.2 Clases de consecuencias	53
6.3 Cálculo de las consecuencias del fallo localizado en edificios de varias plantas	54
6.4 Elementos clave	58
6.5 Evaluación de riesgos	59
6.6 Resumen de cálculo	60
REFERENCIAS	61
APÉNDICE A EJEMPLOS RESUELTOS	62
A.1 Ejemplo Resuelto – Viga simplemente apoyada sin arriostramiento lateral	63

Parte 4: Diseño de detalle

A.2	Ejemplo Resuelto – Viga simplemente apoyada con arriostramientos laterales intermedios	70
A.3	Ejemplo Resuelto – Viga mixta secundaria simplemente apoyada (conexión parcial)	77
A.4	Ejemplo Resuelto – Viga mixta principal simplemente apoyada	87
A.5	Ejemplo Resuelto – Pilar articulado con perfiles en H no esbeltos	100
A.6	Ejemplo Resuelto – Unión de un angular de arriostramiento a tracción a una cartela mediante tornillos	104

RESUMEN

Este documento es la cuarta parte de una publicación que cubre todos los aspectos de un diseño de edificio de varias plantas de altura mediana. En esta guía se enfoca el cálculo detallado de edificios que utilizan arriostramientos de acero o núcleos de hormigón para resistir acciones horizontales y proporcionar estabilidad horizontal.

El objetivo de este documento es presentar los conceptos básicos de la forma de construcción de edificios de varias plantas, comúnmente referidos como “construcción simple” y ofrecer una guía sobre los aspectos prácticos del cálculo de edificios.

En ella encontraremos directrices detalladas sobre cómo hacer cálculos desde el punto de vista de la estabilidad así como consejos sobre el análisis global de los edificios de varias plantas.

También cubre los requisitos de los estados límite últimos y de servicio, según lo estipulado en la norma EN 1993 y la norma EN 1994, al igual que una orientación sobre los cálculos necesarios para robustez conforme con los requisitos de la norma EN 1991-1-7.

Incluye igualmente seis ejemplos prácticos, sobre el cálculo de elementos comunes en edificios de varias plantas.

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Aspectos generales

En esta publicación, las estructuras de acero de altura media son definidas como estructuras donde, ni la resistencia a cargas horizontales ni la necesidad de suficiente estabilidad lateral, tienen un impacto importante sobre la disposición de los forjados de las plantas o la forma general de la estructura. Este límite es normalmente aplicable a edificios de hasta doce plantas.

Los edificios de baja altura (de dos o tres plantas) únicamente están sometidos a fuerzas horizontales modestas y pueden concebirse fácilmente con sistemas de arriostamiento robustos de manera que son minimizados los efectos de segundo orden, en la medida que, los efectos de estabilidad lateral no necesitan considerarse explícitamente en el cálculo. El arriostado puede proveerse ya sea a través de arriostamiento triangulado o por núcleo(s) de hormigón armado; los forjados actúan como diafragmas para unir todos los pilares a los arriostamientos o los núcleos.

1.2 Alcance de este documento

Este documento orienta al proyectista en los pasos necesarios para llevar a cabo un cálculo detallado de las estructuras arriostriadas de varias plantas, según la norma EN 1993^[1] y la norma EN 1994^[2].

Se concentra en la aplicación de la “construcción simple” como la manera de lograr una forma de construcción más económica. Estos enfoques también son, de forma concisa y conveniente, los más simples para utilizarse en la oficina de proyectos, minimizando así los costes de las oficinas de proyectos.

La guía aborda los siguientes conceptos:

- El concepto básico de la construcción simple
- Orientación sobre el análisis global de las estructuras en la construcción simple.
- Comprobaciones de cálculo en el Estado Límite de Servicio (ELS)
- Comprobaciones de cálculo en el Estado Límite Último (ELU): sistemas de forjados, pilares, arriostamientos verticales y horizontales.
- Comprobaciones para asegurar que la estructura tiene suficiente robustez para resistir cargas accidentales tanto especificadas como no especificadas.

2 CONCEPTOS BÁSICOS

2.1 Introducción

La norma EN 1993-1-1^[1] ofrece un marco exhaustivo y muy flexible para el análisis global y el cálculo de una amplia gama de estructuras de acero.

En este apartado se presentan los conceptos básicos sobre los cuales se basan los enfoques de cálculo para conseguir estructuras económicas en edificios de varias plantas, de baja y mediana altura.

2.2 Construcción simple

Tal y como se indica en la Parte 2 de *Edificios de acero de varias plantas, Parte 2: Diseño Conceptual*^[3], la “construcción simple” obtendrá los mejores resultados económicos en el caso de las estructuras arriostradas con varias plantas, de baja y mediana altura. El análisis parte de la existencia de uniones articuladas entre las vigas y los pilares; la resistencia a las fuerzas horizontales se consigue mediante arriostramiento o núcleos de hormigón. Por ello, las vigas están proyectadas como simplemente apoyadas y los pilares están diseñados para resistir momentos únicamente en aquellos casos en los que se den excentricidades nominales de las uniones viga-pilar (conjuntamente con los esfuerzos axiales). Como consecuencia de ello, no es preciso tener en cuenta alternancia de cargas para obtener los esfuerzos de cálculo en los pilares.

Este enfoque de cálculo es el que se ajusta al modelo de uniones “simples” de la norma EN 1993^[1], en el que se asume que la unión no transmite momentos flectores. Este enfoque puede utilizarse si la unión se clasifica como “articulada”, de conformidad con la norma EN 1993-1-8, § 5.2.2. Esta clasificación puede estar basada en resultados previos satisfactorios en casos similares. Los parámetros de las uniones indicadas en el apartado 3.3 parten de la asunción de una unión articulada y que las reacciones de la viga se aplican de manera excéntrica a los pilares. El uso extendido y exitoso de estos tipos de uniones en muchas partes de Europa da fe del rendimiento satisfactorio requerido por la norma EN 1993-1-8, § 5.2.2.

En el caso de estructuras arriostradas calculadas de conformidad con la norma EN 1993-1^[1], el modelo de análisis global puede, por lo tanto, presuponer uniones articuladas entre los pilares y las vigas, siempre y cuando aquéllos estén calculados para cualquier momento flector debido a las reacciones excéntricas procedentes de las vigas (véase el apartado 3.3).

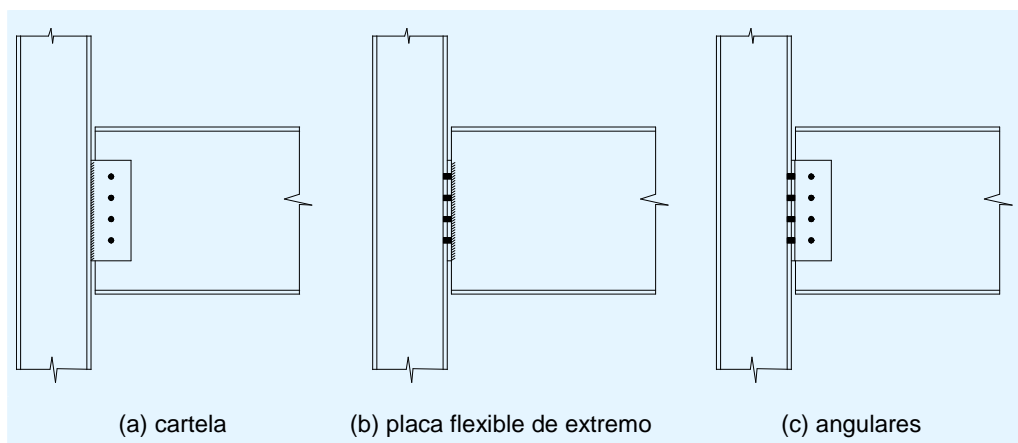


Figura 2.1 Las uniones “simples” viga-pilar más habituales

Para estructuras simples de ese tipo, casi siempre suele resultar económico utilizar:

- Perfiles HE para los pilares
- Perfiles IPE para las vigas
- Perfiles planos, angulares o tubulares para los elementos diagonales de arriostramiento

La Figura 2.1 ilustra las uniones viga-pilar más habituales.

2.3 Estructuras traslacionales e intraslacionales

2.3.1 Definiciones

Una estructura arriostrada cuenta con los elementos estructurales necesarios para transmitir las fuerzas horizontales directamente a los cimientos. Estos elementos dotan a la estructura de estabilidad. Éstos pueden estar formados por uno o varios núcleos de hormigón, donde normalmente son alojados los servicios verticales, los ascensores y las escaleras. Opcionalmente, pueden ser sistemas completos de elementos de acero triangulados en planos verticales (que actúan conjuntamente con los diafragmas del forjado o con el arriostramiento horizontal).

En una estructura arriostrada, las vigas son proyectadas como simplemente apoyadas. Los pilares soportan las cargas axiales y, por lo general, momentos mínimos. Las uniones viga-pilar son proyectadas como articuladas y, por ello, no absorben ningún momento; se precisa proporcionar la suficiente capacidad de rotación.

Una estructura no arriostrada es una estructura que no tiene un núcleo de hormigón ni un sistema completo de triangulación vertical. Es preciso que al menos algunas uniones viga-pilar sean resistentes a momento, de manera que transmitan las fuerzas horizontales a los cimientos y así hacer que la estructura tenga estabilidad.

Parte 4: Diseño de detalle

Hay que tener en cuenta que la estructura horizontal y el comportamiento de la misma tienen que considerarse por separado, en dos direcciones (normalmente ortogonales). Así, una estructura puede estar:

- Arriostrada en ambas direcciones
- Arriostrada en una dirección y sin arriostrar en la otra. Sin arriostrar en ambas direcciones

Una “estructura traslacional” es aquella en la que la flexibilidad horizontal es tal que tiene que haber alguna disposición para los efectos originados por la geometría deformada.

Una “estructura intraslacional” es aquella que presenta una rigidez horizontal suficiente, de manera que se pueden ignorar los efectos de segundo orden.

Hay que tener en cuenta que la rigidez horizontal tiene que considerarse por separado, en dos direcciones (normalmente ortogonales). Así, una estructura puede ser:

- Una estructura traslacional en ambas direcciones
- Una estructura traslacional en una dirección e intraslacional en la otra
- Una estructura intraslacional en ambas direcciones

2.3.2 Diferencias entre los conceptos traslacional/intraslacional y arriostrado/no arriostrado

Tanto el concepto de intraslacionalidad como el de arriostrado/no arriostrado están relacionados con la estructura horizontal. Sin embargo, resultan esencialmente distintos.

Las definiciones de intraslacionalidad se refieren única y exclusivamente a la rigidez y al comportamiento horizontal.

Las descripciones de arriostrado/no arriostrado son descripciones de la disposición estructural.

De ello se puede deducir que, en cada uno de los dos planos ortogonales, una estructura puede ser:

- Arriostrada e intraslacional
- Arriostrada y traslacional
- No arriostrada y traslacional
- No arriostrada pero intraslacional (poco habitual, pero posible)

2.4 Efectos de 2º orden

2.4.1 Principios básicos

La sensibilidad de cualquier estructura ante efectos de 2º orden puede ilustrarse simplemente si se considera una “crujía” de un edificio con varias plantas en una construcción simple (por ejemplo, con uniones articuladas entre las vigas y

los pilares); la crujía está coaccionada lateralmente por un resorte que representa el sistema de arriostramiento. Los desplazamientos de primer y 2º orden están representados en la Figura 2.2.

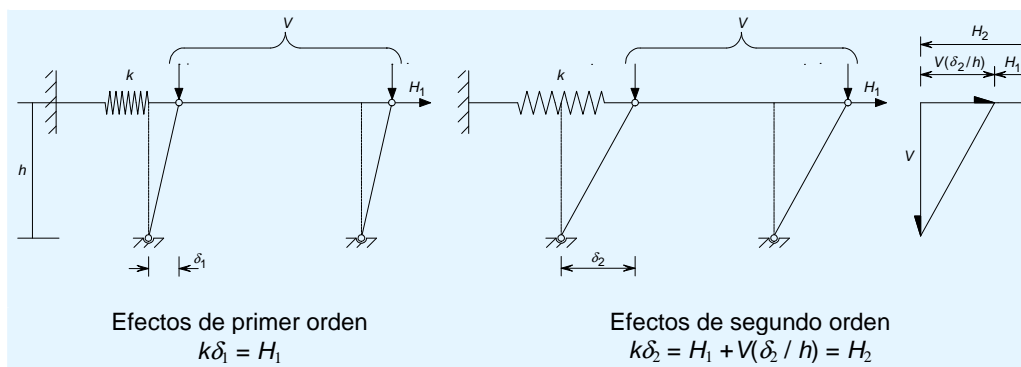


Figura 2.2 Efectos de primer y segundo orden en una estructura arriostrada y articulada

La expresión de equilibrio para condiciones de segundo orden es la siguiente:

$$H_2 = H_1 \left(\frac{1}{1 - V/kh} \right)$$

Así pues, puede comprobarse que, si la rigidez k es grande, se da muy poca amplificación de la fuerza horizontal aplicada y sólo sería oportuno considerar los efectos de primer orden. Por otro lado, si la fuerza horizontal externa, H_1 , se mantiene constante mientras el valor de la fuerza vertical total V tiende a un valor crítico $V_{cr} (= kh)$, entonces los desplazamientos y la fuerza en la coacción tienden a infinito. La relación V_{cr}/V , que puede expresarse como un parámetro α_{cr} sería entonces una indicación de la amplificación de 2º orden de los desplazamientos y las fuerzas en el sistema de arriostramiento debido a efectos de 2º orden. La amplificación se obtiene mediante la siguiente fórmula:

$$\left(\frac{1}{1 - 1/\alpha_{cr}} \right)$$

En la norma EN 1993-1-1^[1] se indican tanto las reglas generales como las específicas para edificios. Con el fin de abarcar todos los casos, el apartado § 5.2.1 de ese código tiene en cuenta el sistema de carga aplicada, F_{Ed} , que incluye tanto las fuerzas horizontales H_{Ed} como las verticales V_{Ed} . Las magnitudes de estas fuerzas se comparan con la carga crítica elástica de pandeo de la estructura, F_{cr} . La medida de la estabilidad de la estructura, α_{cr} , se define como $\frac{F_{cr}}{F_{Ed}}$.

A pesar de que F_{cr} puede determinarse mediante una aplicación informática o a partir de las funciones de estabilidad, el Eurocódigo ofrece un enfoque sencillo para calcular α_{cr} directamente en el apartado § 5.2.1(4)B:

$$\alpha_{cr} = \left(\frac{H_{Ed}}{V_{Ed}} \right) \left(\frac{h}{\delta_{H,ED}} \right)$$

donde:

- α_{cr} es el factor por el cual la carga de cálculo debería aumentarse para ocasionar inestabilidad elástica global
- H_{Ed} es el valor de cálculo de la reacción horizontal en la base de la planta considerada respecto a las cargas horizontales y las fuerzas horizontales equivalentes
- V_{Ed} es el valor de cálculo de la carga vertical total en la estructura en la base de la planta.
- $\delta_{H,Ed}$ es el desplazamiento horizontal de la planta, relativo a la base de la misma, cuando se dan cargas horizontales (tanto cuando se aplican externamente como cuando se dan fuerzas horizontales equivalentes).
- h es la altura de la planta.

2.4.2 Consideración de los efectos de 2º orden

Tal y como se describió en el apartado 2.3, la flexibilidad horizontal tiene un efecto sobre la totalidad de la estabilidad estructural y la importancia de los efectos de 2º orden en el cálculo global.

Tal y como se mencionó en el apartado 2.4, la norma EN 1993-1-1 § 5.2.1 presenta el concepto de α_{cr} como la medición básica de flexibilidad horizontal y su efecto sobre la estabilidad estructural.

En función del valor de α_{cr} , existen tres situaciones distintas de cálculo posibles.

$\alpha_{cr} > 10$

Cuando la estabilidad horizontal viene dada por un núcleo de hormigón, o por un arriostramiento robusto, los cálculos, por lo general, indican que $\alpha_{cr} > 10$ para todas las combinaciones de acciones. La norma EN 1993-1-1, § 5.2.1(3) nos permite emplear un análisis de primer orden para dichas estructuras.

Cuando el resultado es $\alpha_{cr} > 10$, se considera que los efectos de 2º orden son lo suficientemente insignificantes como para ser ignorados.

Puede resultar oportuno para algunas estructuras de poca altura asegurarse de que el resultado sea $\alpha_{cr} > 10$, lo cual se obtiene mediante la aplicación de un arriostramiento con suficiente resistencia y rigidez. Esto se explica en el apartado 8. En el caso de las estructuras de mediana altura, este enfoque simple por lo general redundará en un arriostramiento fuertemente triangulado con uniones grandes y caras.

$3,0 < \alpha_{cr} < 10$

En el caso de los edificios que tengan entre tres y diez plantas, la resistencia de los arriostramientos que se calculen dará como resultado, por lo general, $3,0 < \alpha_{cr} < 10$. (En caso de que el valor de α_{cr} sea inferior a 3,0, sería aconsejable aumentar los tamaños del arriostramiento para cumplir con este límite inferior).

Cuando el valor obtenido es $\alpha_{cr} > 3,0$, la norma EN 1993-1-1, § 5.2.2(6)B permite utilizar el análisis de primer orden, siempre y cuando todas las plantas tengan:

- Una distribución similar de las cargas verticales
- Una distribución similar de las cargas horizontales, y
- Una distribución similar de la rigidez de la estructura respecto de los esfuerzos cortantes a los que se encuentra sometida la planta

Para considerar los efectos de 2º orden, se amplifican todos los efectos de las acciones correspondientes por el coeficiente

$$\frac{1}{1 - \frac{1}{\alpha_{cr}}}$$

Los efectos de las acciones correspondientes son:

- Cargas horizontales aplicadas externamente (por ejemplo, el viento), H_{Ed}
- Fuerzas horizontales equivalentes (FHE) empleadas para dar cabida a las imperfecciones de la estructura, $V_{Ed}\phi$
- Otros efectos de pandeo posibles. (Estos son raros en estructuras de varias plantas, de baja altura, pero se podrían dar, por ejemplo, cuando el edificio estuviese en una pendiente con cimientos desnivelados. En dichas circunstancias, el acortamiento axial de las distintas longitudes de los pilares ocasionaría un pandeo global.)

$\alpha_{cr} < 3.0$

Cuando el resultado sea $\alpha_{cr} < 3.0$, la norma EN 1993-1-1, § 5.2.2 indica que dichas estructuras tienen que analizarse en función del análisis de 2º orden. Este enfoque no está recomendado para edificios de baja o mediana altura. El análisis de 2º orden puede tener como resultado un ahorro marginal en el conjunto de los sistemas de arriostramiento, pero esta ventaja se descompensa totalmente a causa del aumento de los costes de proyecto y de la dificultad a la hora de optimizar dichas estructuras. De todas formas, es probable que este tipo de estructuras flexibles no cumplan los criterios de servicio horizontales.

2.5 Procedimiento general de cálculo

A menos que se adopte el enfoque simple descrito en el apartado 2.6 para los edificios de baja altura, el proceso general de cálculo es el siguiente:

1. Determinación de las acciones verticales de ULS.
2. Cálculo de las fuerzas horizontales equivalentes (FHE) para tener en cuenta las imperfecciones (véase el apartado 0 de esta guía).
3. Determinación de las cargas horizontales de ULS.
4. Determinación de las cargas horizontales totales (conforme los puntos 2 y 3 anteriores).

5. Elegir la configuración del arriostramiento y los elementos de arriostramiento, en función de las cargas horizontales totales.

(Es preciso tener en cuenta que las fuerzas del viento y las FHE normalmente se distribuyen a las crujías individuales arriostradas mediante técnicas simples de distribución de carga, evitando así la necesidad de un análisis tridimensional).

6. Llevar a cabo el análisis de primer orden de las estructuras arriostradas para determinar tanto las fuerzas del sistema de arriostramiento como la rigidez de estabilidad lateral global de la estructura.

(Este análisis bidimensional de cada sistema de arriostramiento vertical se suele llevar a cabo por ordenador, con el fin de proporcionar un acceso rápido a los desplazamientos.)

7. Para cada planta y en cada crujía arriostrada, determinar el α_{cr} "local" según la fórmula:

$$\alpha_{cr} = \left(\frac{H_{Ed}}{V_{Ed}} \right) \frac{h}{\delta_{H,Ed}}$$

8. Determinar el valor α_{cr} que gobierna el análisis como el valor mínimo obtenido a partir del análisis anterior.

9. Si el resultado es $\alpha_{cr} > 10$, los efectos de 2º orden son lo suficientemente insignificantes como para ser ignorados.

Si el resultado es $3,0 < \alpha_{cr} < 10$, se calcula el factor de amplificación y se aumentan todos los efectos de acción pertinentes (el arriostramiento puede tener que volver a calcularse).

Si el resultado es $\alpha_{cr} < 3,0$, el enfoque recomendado es aumentar la rigidez de la estructura.

2.6 Cálculo de los sistemas de arriostramiento de acero para obtener $\alpha_{cr} \geq 10$ para todas las combinaciones de acciones

2.6.1 Introducción

El arriostramiento vertical se diseña para resistir la carga del viento, además de las fuerzas horizontales equivalentes que se indican en la norma EN 1993-1-1, § 5.3. El análisis de la estructura de primer orden puede utilizarse para las estructuras arriostradas, siempre y cuando el arriostramiento vertical proporcione la rigidez necesaria. Para que el análisis de primer orden se pueda aplicar, la norma EN 1993-1-1, § 5.2.1 indica que el resultado para la estructura total y por lo tanto para cada planta de un edificio con varias plantas sea $\alpha_{cr} \geq 10$.

A continuación se indican unos sencillos pasos para la elección de los elementos de arriostramiento, de manera que se consiga la rigidez necesaria para que dicho análisis sea válido. Esto permite al proyectista evitar las complejidades del análisis de 2º orden o permitir que se produzcan los efectos de 2º orden mediante la amplificación de los efectos de primer orden. El método también permite calcular la estructura que se va a llevar a cabo sin

necesidad de recurrir al análisis informático (dicho análisis suele ser necesario para determinar los desplazamientos horizontales y, por consiguiente, α_{cr}).

El estudio paramétrico que ha conducido a estas recomendaciones de cálculo se incluye en el documento de Access Steel SN028a-EN-EU^[4].

En la Figura 2.3 se indican las disposiciones de arriostramiento consideradas en este estudio.

2.6.2 Alcance

El procedimiento de cálculo presentado a continuación se ha elaborado para edificios con las siguientes limitaciones:

- Una altura que no fuese superior a 30 m
- Un ángulo de los elementos de arriostramiento entre 15° y 50° respecto de la horizontal.
- Disposiciones de arriostramiento según se han indicado en la Figura 2.3

Hay que recordar que el procedimiento no depende de la calidad del acero.

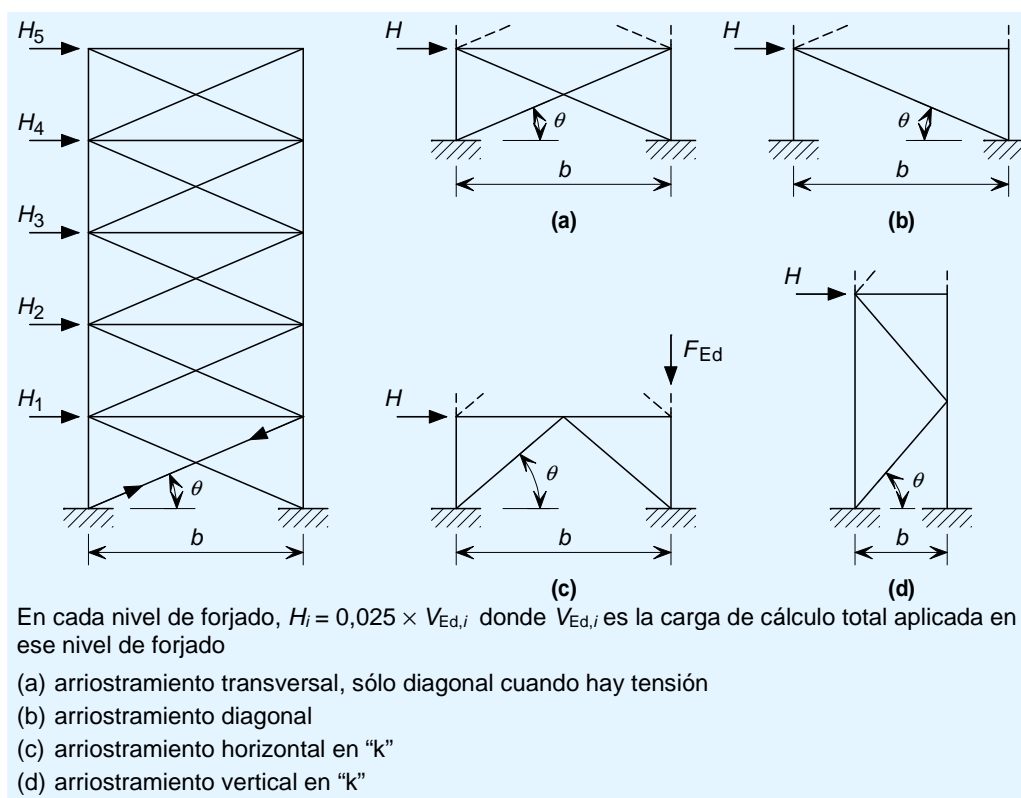


Figura 2.3 Disposiciones alternativas prácticas para el arriostramiento de edificios de varias plantas

2.6.3 Procedimiento de cálculo

Seleccionar una de las disposiciones de arriostramiento indicadas en la Figura 2.3.

Comprobar que, tanto en los pilares como en las vigas del sistema que se va a arriostrar, las tensiones axiales calculadas en la sección transversal, debido

únicamente a las cargas aplicadas horizontalmente del 2,5% de las cargas verticales, no superen los 30 N/mm². (Se pretende limitar así el alargamiento del arriostramiento y el acortamiento de los pilares.) Si las tensiones son mayores en los pilares, o bien es preciso elegir perfiles más grandes, o el espacio de los pilares "b" indicado en la Figura 2.3 tiene que ser mayor (pero que nunca exceda los 12 m). Si las tensiones en las vigas son más grandes, o bien se elige un perfil más grande o es preciso cambiar la disposición del arriostramiento.

Dimensione el arriostramiento siguiendo métodos de cálculo convencionales, de tal forma que resistan las cargas aplicadas horizontales del 2,5% de las cargas verticales aplicadas, garantizando así que las tensiones axiales en la sección transversal del arriostramiento no superen los valores indicados en la Tabla 2.1. Para plantas intermedias, bien se deberían utilizar las tensiones límites de la Tabla 2.1 para las últimas plantas, o se puede utilizar una limitación de tensión mayor mediante interpolación lineal de acuerdo a la altura de la planta considerada.

Tabla 2.1 Límites de tensión en la sección transversal de los elementos de arriostramiento

Ángulo de arriostramiento en horizontal θ (grados)	Límites de tensión en la sección transversal del elemento de arriostramiento debido a fuerzas horizontales iguales a 0.025 V		
	Última planta en un edificio de 30 m	Última planta en un edificio de 20 m	Planta baja del edificio
$15 \leq \theta < 20$	65 N/mm ²	80 N/mm ²	100 N/mm ²
$20 \leq \theta < 30$	70 N/mm ²	95 N/mm ²	135 N/mm ²
$30 \leq \theta < 40$	55* N/mm ²	110 N/mm ²	195 N/mm ²
$40 \leq \theta < 50$	75 N/mm ²	130 N/mm ²	225 N/mm ²

* Este valor es inferior que el resto debido a la forma en la que se distribuyen las fuerzas.

Nota: Las tensiones máximas indicadas en la Tabla 2.1 se pueden aplicar a un edificio de una altura máxima de 30 m, una planta de altura ≥ 3 m con $5 \text{ m} \leq b \leq 12 \text{ m}$. La tensión axial máxima permitida en la sección transversal de los pilares y las vigas (a partir de cargas horizontales del 2,5% de cargas verticales) es de 30 N/mm².

2.7 Los efectos de las imperfecciones

Son cuatro los tipos de imperfecciones que influyen en el comportamiento y el cálculo de las estructuras de edificios con varias plantas y en sus elementos. Las referencias que se enumeran a continuación se refieren a la norma EN 1993-1-1.

- Imperfecciones laterales globales (apartados § 5.3.2 (1) a (4))
- Imperfecciones laterales de una planta (§ 5.3.2 (5))
- Imperfecciones en los empalmes (§ 5.3.3 (4))
- Imperfecciones individuales de curvatura de los elementos (§ 5.3.4).

La norma EN 1993-1-1 ofrece una guía exhaustiva sobre el tratamiento de los cuatro tipos de imperfección.

2.7.1 Imperfecciones laterales globales

Las imperfecciones laterales globales que hay que tener en cuenta son las indicadas en la Figura 5.2 de la norma EN 1993-1-1, que se reproduce a continuación como Figura 2.4.

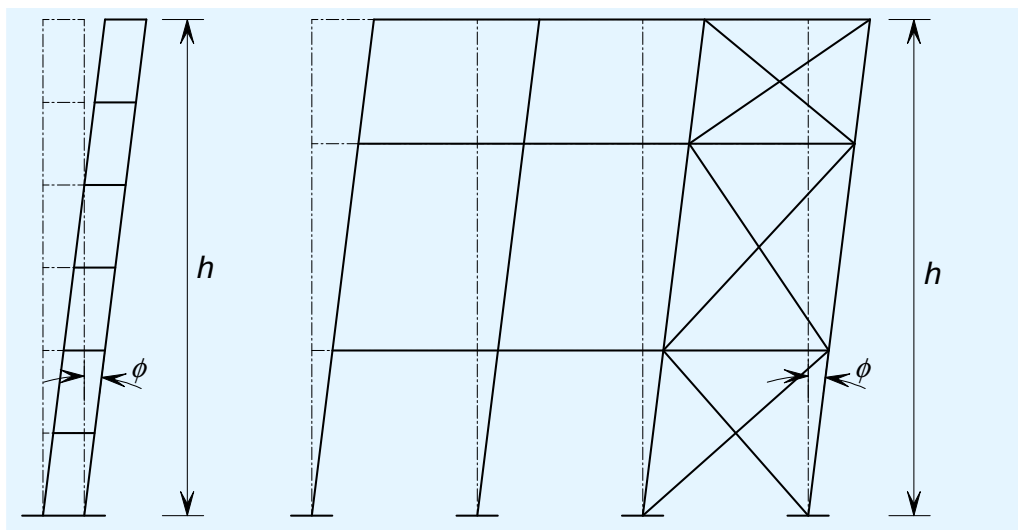


Figura 2.4 Imperfecciones laterales equivalentes (según lo indicado en la norma EN 1993-1-1 Figura 5.2)

El valor de base de la imperfección lateral es un ϕ de 1/200. Este margen es superior a las tolerancias de montaje que se suelen especificar, ya que permite conseguir valores reales que superan los límites especificados y efectos tales como la falta de ajuste y las tensiones residuales.

El valor de cálculo en la norma EN 1993-1-1, § 5.3.2 se calcula con la siguiente fórmula:

$$\phi = \phi_0 \alpha_h \alpha_m = \frac{1}{200} \alpha_h \alpha_m$$

donde:

α_h es un factor de reducción para la altura total, y

α_m es un factor de reducción del número de pilares coaccionados por el sistema de arriostramiento (Consultar la norma EN 1993-1-1, § 5.3.2(3) para una definición detallada).

Para simplificar, el valor de ϕ puede considerarse, de forma conservadora, como 1/200, independientemente de la altura y del número de pilares.

Cuando, para todas las plantas, la fuerza horizontal supere el 15% de la fuerza vertical total, se pueden ignorar las imperfecciones laterales (porque su efecto sobre la deformación lateral y el factor de amplificación es mínimo para estructuras con esta robustez).

2.7.2 Uso de las fuerzas horizontales equivalentes

La norma EN 1993-1-1, § 5.3.2(7) estipula que las imperfecciones laterales pueden sustituirse por sistemas de fuerzas horizontales equivalentes, introducidos para cada pilar. Resulta mucho más sencillo utilizar fuerzas

horizontales equivalentes que introducir la imperfección geométrica en el modelo de cálculo. Eso es así porque:

- La imperfección debe probarse en cada dirección para encontrar el efecto más grande y es más fácil aplicar cargas que modificar la geometría.
- Aplicar fuerzas elimina los problemas de los cambios de longitud que se darían si se considerasen los pilares de los edificios en los que las bases de dichos pilares estuviesen a distintos niveles.

Según la norma EN 1993-1-1, § 5.3.2(7), las fuerzas horizontales equivalentes tienen el valor de cálculo de ϕN_{Ed} en la parte superior e inferior de cada pilar, donde N_{Ed} es la fuerza de cada pilar; las fuerzas en cada extremo se dan en direcciones opuestas. Para calcular la estructura, es mucho más sencillo tener en cuenta la fuerza equivalente neta en cada forjado. Así pues, se debería aplicar en cada forjado y en la cubierta una fuerza horizontal equivalente igual a ϕ veces la fuerza de cálculo vertical total.

2.7.3 Imperfecciones laterales de una planta

La configuración de las imperfecciones que hay que tener en cuenta en una planta implica un cambio en la dirección del pilar en ese nivel, tal y como se indica en la Figura 2.5. Los pilares inclinados producen una fuerza horizontal (la componente horizontal de la fuerza inclinada). Esta fuerza horizontal debe transferirse al sistema de estabilidad (el arriostramiento o el núcleo o núcleos de hormigón) a través del diafragma de forjado o a través del arriostramiento horizontal proyectado a tal efecto. Por lo general, basta transferir estas fuerzas a través del diafragma de forjado.

La Figura 2.5 ilustra dos casos que desembocan en un esfuerzo cortante horizontal de ϕN_{Ed} . Hay que tener en cuenta que, en este caso, el valor de ϕ se calcula mediante el valor de α_h que sea adecuado para la altura de sólo una única planta y que como el valor de N_{Ed} difiere encima y debajo del forjado, el valor mayor (por ejemplo, el del piso más bajo) es el que debería utilizarse.

2.7.4 Imperfecciones en los empalmes

En la norma EN 1993-1-1, § 5.3.3 se indica que también deberían tenerse en cuenta las imperfecciones en el sistema de arriostramiento. A pesar de que la mayor parte de lo indicado en dicho apartado resulta de aplicación a los sistemas de arriostramiento que coaccionan a elementos comprimidos como los cordones de las cerchas, para los pilares de varias plantas se deberían seguir los pasos indicados en el apartado § 5.3.3(4) para las fuerzas en los empalmes.

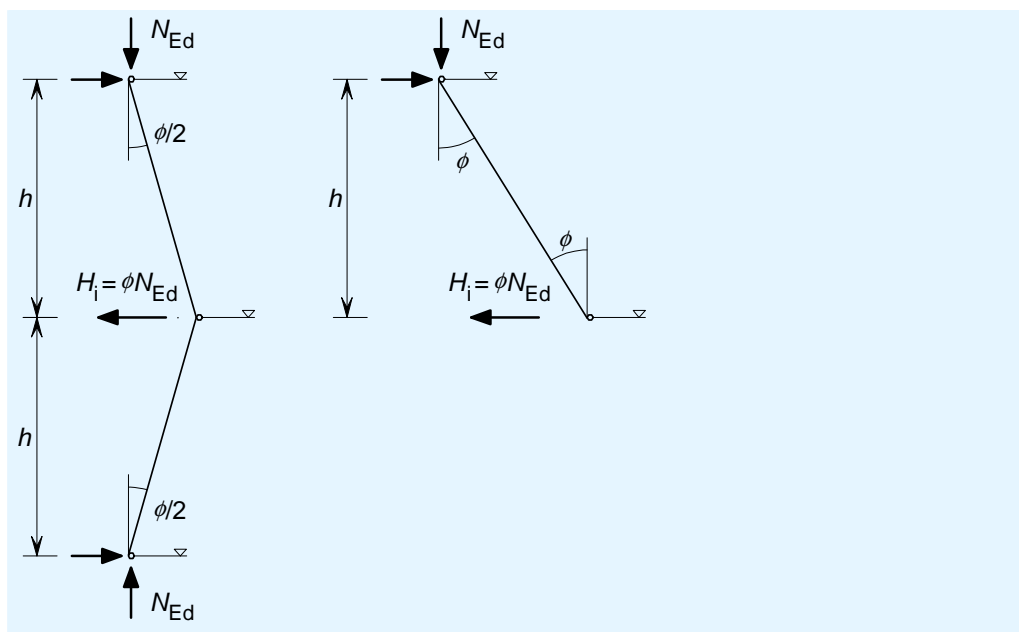


Figura 2.5 Configuración de las imperfecciones laterales ϕ para fuerzas horizontales en el diafragma de forjado (extraída de la Figura 5.3 de la norma EN 1993-1-1)

La fuerza lateral en el empalme debería calcularse como $\alpha_m N_{Ed}/100$, y esto es lo que deberían poder soportar los elementos de arriostramiento locales, además de las fuerzas de acciones aplicadas externamente, como por ejemplo la carga del viento, pero quedarían excluidas las fuerzas horizontales equivalentes. La fuerza que tiene que ser soportada localmente es la suma de todos los empalmes en ese nivel, distribuidos por los sistemas de arriostramiento. Si se empalman muchos pilares fuertemente cargados en un mismo nivel, la fuerza podría ser importante. Si asumimos que un empalme está nominalmente al nivel del forjado, sólo es preciso verificar la fuerza adicional de los elementos de arriostramiento en ese forjado y entre el forjado superior e inferior. Esto se ha representado en la Figura 2.6.

Esta fuerza adicional no debería utilizarse a la hora de calcular los sistemas de arriostramiento global y no debería aplicarse a los cimientos, a no ser que el empalme se dé en la primera planta. Cuando se calcule el sistema de arriostramiento, sólo hay que considerar una imperfección cada vez. Para verificar el arriostramiento para las fuerzas adicionales debido a las imperfecciones en los empalmes, no deberían aplicarse fuerzas horizontales equivalentes al sistema de arriostramiento.

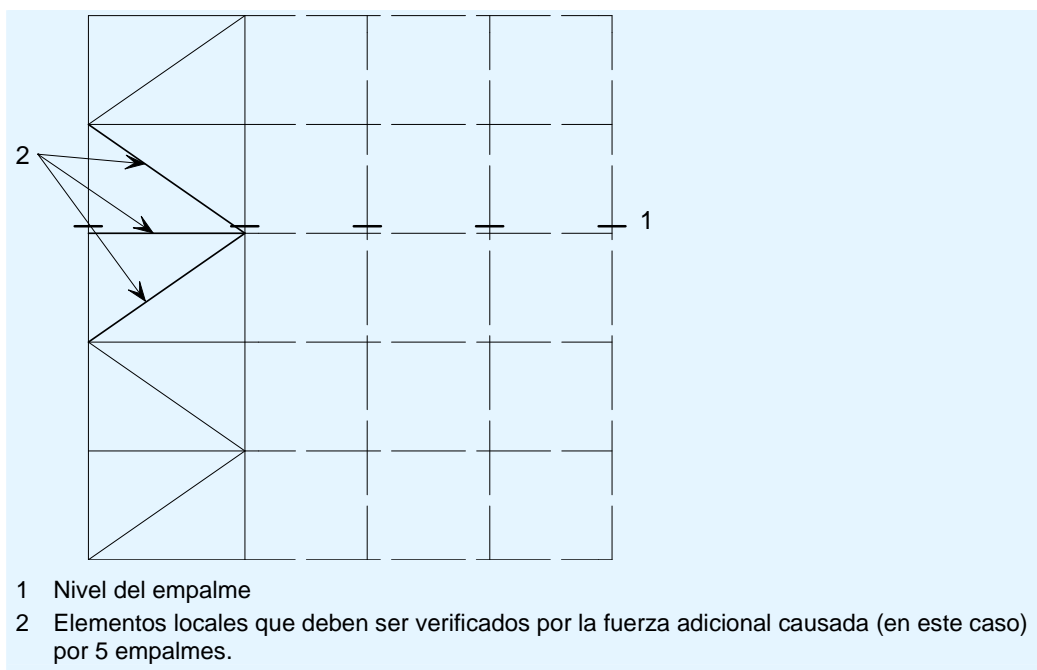


Figura 2.6 Elementos de arriostramiento que deben ser verificados en el nivel de los empalmes.

Como la fuerza puede ir en cualquier dirección, la mejor solución, y la más simple, consiste en dividir la fuerza en elementos (en el caso anterior, en dos elementos diagonales) y comprobar la fuerza adicional de cada elemento. Es preciso tener en cuenta que los valores de las fuerzas de imperfección y las fuerzas de los elementos debido a la carga del viento pueden variar, en función de la combinación de acciones que se tengan en cuenta.

2.7.5 Imperfecciones de curvatura de los elementos

En una estructura arriostrada con uniones simples, no se precisa considerar en el análisis global las imperfecciones de curvatura en los elementos, ya que éstas no afectan al comportamiento global. Los efectos de las imperfecciones de curvatura locales de los elementos se tienen en cuenta en el cálculo de los elementos de compresión y de vigas libres de coacción mediante el uso de curvas de pandeo adecuadas, tal y como se describe en el apartado 6 de la norma EN 1993-1-1

2.7.6 Recomendaciones para calcular las imperfecciones

Tomando como base los estudios presentados en el documento de Access Steel SN047a^[4], es posible hacer la siguiente recomendación simple y segura de cálculo. (Una aplicación más directa de la norma EN 1993-1-1 reduciría las fuerzas de imperfección de cálculo en un 50% en algunas circunstancias, pero las fuerzas suelen ser bajas normalmente).

1. Aplicar fuerzas horizontales equivalentes de $1/200$ de las fuerzas verticales en los niveles de forjado y de cubierta. Las fuerzas cortantes por planta a cualquier nivel del edificio serán de $1/200$ de las fuerzas totales por encima (el sumatorio de las fuerzas horizontales equivalentes, FHE, por encima de dicho nivel).

Dichas fuerzas deberían considerarse en todas las direcciones horizontales correspondientes, pero sólo es necesario considerarlas en una dirección cada vez.

(Según la norma EN 1993-1-1, § 5.3.2(10), deberían también tenerse en cuenta los posibles efectos de torsión en una estructura, ocasionados por la inestabilidad lateral asimétrica de dos caras opuestas). Este efecto sólo es significativo en un edificio de una escasa rigidez torsional en planta, una situación que es improbable que se dé en la práctica).

2. Verificar que todos los pilares van unidos a todas las vigas con una resistencia mínima de 1,0 % del esfuerzo axial del pilar, es decir, que la resistencia de la unión viga-pilar sea, como mínimo, de $0,01 \times N_{Ed,column}$.
3. Comprobar que todas las fuerzas equivalentes de cada pilar pueden ser soportadas por el sistema correspondiente de arriostramiento. La acción de diafragma en la losa de forjado puede desplazarse para satisfacer estas condiciones.

Según la norma EN 1993-1-1, § 5.3.3(1), se puede aplicar un factor de

$$\text{reducción de } \alpha_m = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{m} \right)}$$

siendo m el número de pilares que se debe arriostrar.

2.8 Resumen de cálculo

- Un cálculo y una estructura ‘simples’ supone un enfoque más económico para estructuras de baja o mediana altura.
- El/los sistema(s) de arriostramiento triangulado o de núcleo(s) de hormigón aportan resistencia a las fuerzas horizontales y a la estabilidad de la estructura global
- La experiencia ha demostrado que las uniones ‘simples’ aportan una capacidad de resistencia, cortante y rotación suficientes para cumplir todos los supuestos del presente método
- Las vigas se diseñan para trabajar a la distancia que hay entre las líneas del entramado
- Los pilares son proyectados sólo para recibir una carga axial, sin tener en cuenta alternancia de cargas sino que sólo los momentos nominales. El valor de los momentos nominales se basará en el modelo de equilibrio adoptado para las uniones, tal y como se describe en el apartado 3.3.
- Por regla general se puede suponer que los núcleos de hormigón aportan una rigidez suficiente como para poder ignorar todos los efectos potenciales de 2º orden.
- En el caso de estructuras arriostradas de pocas plantas (de 2 ó 3 plantas), si se proyecta el arriostramiento para una acciones horizontales del 2,5% de las acciones verticales de conformidad con el apartado 8, se conseguirá una rigidez horizontal suficiente para poder ignorar los efectos potenciales de 2º orden.

Parte 4: Diseño de detalle

- Las estructuras de rigidez intermedia, en las que $3 < \alpha_{cr} < 10$, pueden analizarse en un análisis de primer orden, considerando que todas las acciones correspondientes se ven amplificadas por el factor

$$\frac{1}{1 - \frac{1}{\alpha_{cr}}}$$

- Deben evitarse estructuras con $\alpha_{cr} < 3,0$.
- Los efectos de las imperfecciones laterales y las imperfecciones en los empalmes pueden tratarse simplemente aplicando fuerzas horizontales equivalentes de 1/200 de las fuerzas verticales, según lo estipulado en el apartado 0 de la presente publicación.

3 ANÁLISIS GLOBAL PRÁCTICO PARA ‘CONSTRUCCIÓN SIMPLE’

3.1 Introducción

Esta sección sirve de guía para el análisis global de un edificio de poca o mediana altura, teniendo en cuenta los aspectos específicos del comportamiento de la estructura abordados en el apartado 2. En esta sección se trata el diseño tanto para las situaciones persistentes como para las transitorias. En el apartado 6 se trata el cálculo de las situaciones accidentales.

3.2 Acciones y sus combinaciones

Los edificios deberán diseñarse para las combinaciones de acciones estipuladas en la norma EN 1990^[5], § 6.4.3.2; este aspecto se trata con mayor detalle en *Edificios de acero de varias plantas. Parte 3: Acciones*^[6]

En lo que se refiere al estado límite último, la combinación básica de acciones viene dada por la expresión (6.10) como:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad 6.10$$

Dicha combinación incluye las acciones permanentes $G_{k,j}$, la acción de pretensado P (que no se aplica normalmente en estructuras de acero de edificios de varias plantas), la acción variable principal $Q_{k,1}$ y las diferentes acciones variables $Q_{k,i}$ que la acompañan. Los factores parciales, γ se aplican al valor característico de cada acción y, adicionalmente, se aplica un factor ψ_0 a cada acción variable que acompaña a la principal.

Opcionalmente, para los estados límite STR y GEO (consúltese EN 1990-1-1 § 6.4.1), la norma EN 1990^[5] permite utilizar la menos favorable de las combinaciones de acciones indicadas en las expresiones (6.10a) y (6.10b) para el estado límite último.

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad 6.10a$$

$$\sum_{j \geq 1} \xi \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad 6.10b$$

La primera de estas dos expresiones trata todas las acciones variables acompañando a la acción permanente (aplicando así ψ_0 a todas las acciones variables) mientras que la segunda considera la acción variable principal como la acción primaria, permitiendo una reducción modesta en el valor de diseño de la acción permanente.

Aunque la norma EN 1990 permite utilizar las ecuaciones (6.10a) y (6.10b) como alternativa a la (6.10), el Anexo nacional puede orientar con respecto a la combinación que se debe utilizar.

Los valores recomendados de los factores parciales y los factores relativos a las acciones acompañantes se indican en la norma EN 1990, pero serán confirmados o modificados según los Parámetros nacionales Determinados (NDP) del Anexo nacional.

Si se adoptan los valores recomendados de los NDP, se podrá ver que la opción de utilizar las expresiones (6.10a)/(6.10b), por regla general, penaliza menos que la de utilizar la (6.10).

También se puede ver que, excepto para las zonas de almacenamiento, la (6.10b) es la que más penaliza de las dos, entre la (6.10a) y la (6.10b), a no ser que la acción permanente sea mucho mayor (4,5 veces) que la acción variable. Es poco probable en un edificio con estructura de varias plantas

Para el estado límite de servicio se consideran tres tipos de combinaciones de acciones: característica, frecuente y cuasi-permanente. Las expresiones correspondientes a las mismas se dan en 6.14b, 6.15b y 6.16b:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad 6.14b$$

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad 6.15b$$

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad 6.16b$$

En estas expresiones está implícita la idea de que los factores parciales son igual a la unidad. En la norma EN 1990^[5], se indican los valores de las acciones de acompañamiento (ψ_0 , ψ_1 y ψ_2), pero el Anexo nacional podrá aportar información adicional relativa a los valores que se deben utilizar. Dichos valores son específicos del tipo de carga que se está considerando, es decir, ψ_1 para nieve es diferente de ψ_1 para viento.

En estructuras arriostradas de edificios de varias plantas, los estados límite de servicio que se han de considerar serán normalmente los de las flechas vertical y horizontal de la estructura, y el comportamiento dinámico de los forjados. Quizá también deba controlarse el ancho de las grietas por motivos de durabilidad en algunas situaciones (como en aparcamientos de vehículos) y, ocasionalmente, por motivos estéticos. En la norma EN 1992-1-1^[7] y en *Edificios de acero de varias plantas Parte 3: Acciones* se da una orientación al respecto.

3.3 Análisis de las cargas de gravedad

Con la suposición de que las uniones viga-pilar tienen un comportamiento articulado, todos los sistemas de forjado adoptados para edificios de varias plantas son isostáticos. Se pueden adoptar casos simples de carga para determinar los momentos, esfuerzos cortantes y axiles en todos los elementos: losas de forjado, vigas secundarias, vigas principales, pilares y uniones.

Parte 4: Diseño de detalle

En la norma EN 1991-1-1, § 6.2.1 (4) se define el factor de reducción, α_A , que se puede aplicar a cargas de gravedad sobre forjados, vigas y cubiertas según la zona que soporte el elemento correspondiente.

En el § 6.2.2 (2) se define un factor equivalente α_n , de cargas de gravedad sobre muros y pilares, dependiendo del número de plantas que cargan sobre el elemento en cuestión.

No todas las cargas de gravedad impuestas son susceptibles para de reducción. Por ejemplo, no sería adecuado en los casos en que:

- Se hayan determinado las cargas por el conocimiento del uso propuesto.
- Las cargas se deban a instalaciones o a maquinaria.
- Las cargas se deban a almacenaje.

Se debe tener en cuenta cuando corresponda la excentricidad de la línea de cortante en las uniones simples viga-pilar. En la Figura 3.1 y en la Tabla 3.1 se muestran los momentos nominales que se han tenido en cuenta tradicionalmente en diferentes países de Europa. Se recomienda adoptar excentricidades que sigan la línea de la práctica tradicional del país en cuestión, con la intención de facilitar el proceso de aprobación del proyecto. Los momentos son bajos y sólo tienen una implicación modesta en el cálculo final del pilar.

A modo de simplificación adicional, en construcción simple a los proyectistas no se les exige que consideren los efectos de la alternancia de cargas para las sobrecargas de uso.

No se introducen momentos en el pilar cuando éste está sujeto a reacciones simétricas y por tanto el perfil se diseña únicamente para un esfuerzo axial. Habitualmente, sólo están expuestos a reacciones no equilibradas los pilares de borde de la estructura. La mayor parte de los pilares, dentro de una distribución regular, se calculan únicamente considerando el esfuerzo axial.

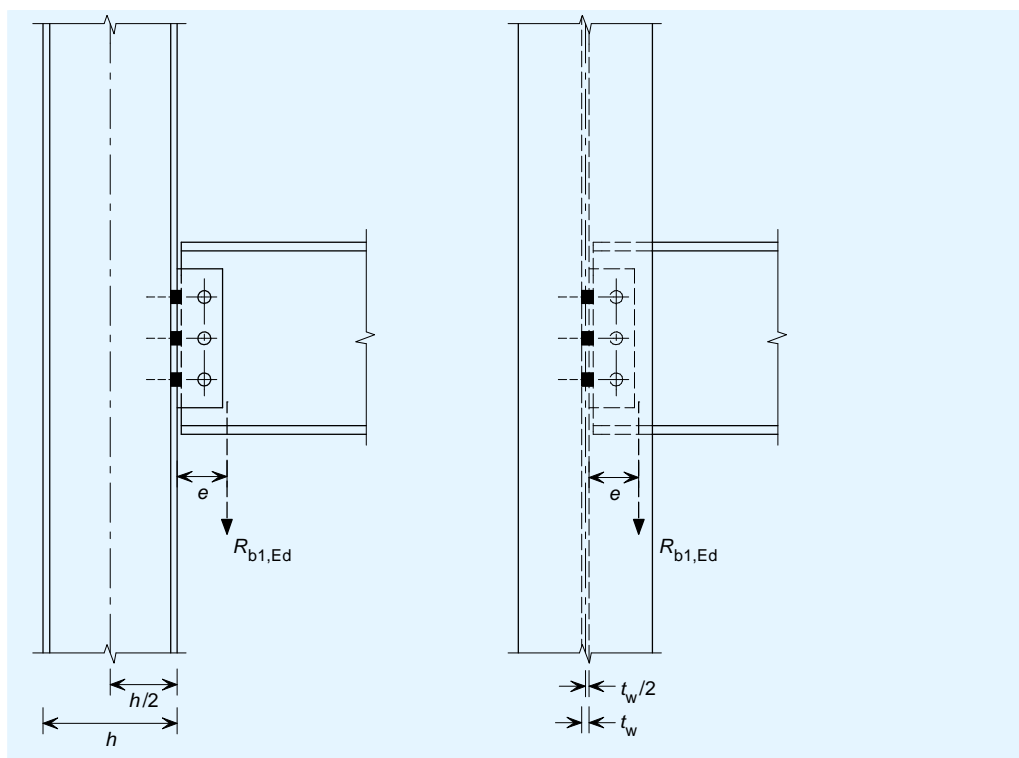


Figura 3.1 Momentos nominales por vigas de forjado

Tabla 3.1 Valores nominales de excentricidad 'e' habitualmente empleados en la 'construcción simple' en diferentes países europeos

País	Excentricidad del eje fuerte	Excentricidad del eje débil
Bélgica	$h/2$	0
Holanda	$h/2$	0
Alemania	$h/2$	0
Francia	$h/2$	0
España	$h/2$	0
Italia	$h/2$	0

Los momentos nominales se pueden repartir de forma igual entre los pilares superior e inferior, suponiendo que el ratio de rigidez (I/L) no supera el valor de 1,5^[4]. Fuera de este límite, habrá que distribuir los momentos en proporción a la rigidez de los pilares.

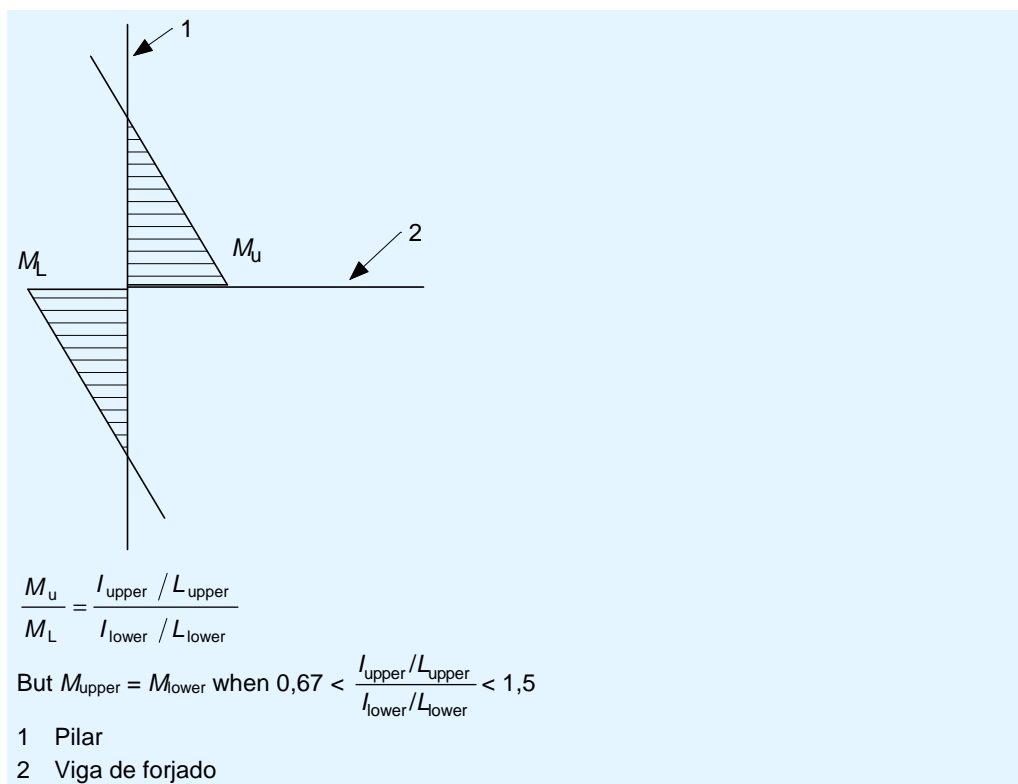


Figura 3.1 Distribución de los momentos nominales por vigas de forjado

3.4 Consideración de los efectos de segundo orden

Hay dos opciones para las estructuras de baja o de mediana altura y la consideración de los efectos de segundo orden.

3.4.1 Asegurar $\alpha_{cr} > 10$

En una construcción a pequeña escala de hasta tres plantas, puede que lo más adecuado sea asegurar que α_{cr} sea mayor que 10, aplicando los enfoques simplificados indicados en el apartado 2.6 del presente documento.

3.4.2 Cálculo para $3 < \alpha_{cr} < 10$

De forma más general, lo más adecuado es diseñar a resistencia la estructura de arriostramiento horizontal. Por lo tanto es necesario tener en cuenta adecuadamente los efectos de 2º orden según la cláusula § 2.4.2(2) de la norma EN 1993-1-1. Habrá que seguir los pasos descritos en el apartado 2.5.

3.5 Resumen de cálculo

Se hace referencia a la norma EN 1990-1-1^[5].

- Utilizar la menos favorable de las ecuaciones 6.10a y 6.10b (en los casos en los que lo permita el Anexo nacional) para la combinación de acciones para el estado límite último.
- Utilizar las ecuaciones 6.14b, 6.15b, 6.16b para combinaciones de acciones para el estado límite de servicio, tomando nota de todas las recomendaciones del Anexo nacional.

Parte 4: Diseño de detalle

- Utilizar el § 6.2.1 (2) y (4) para determinar las reducciones admisibles en acciones variables aplicadas a grandes áreas.
- Llevar a cabo el análisis según lo estipulado en el apartado 3.3 de esta publicación, para las cargas de gravedad y 3.4 para evaluar la relevancia de los efectos de 2° orden y considerarlos en caso que fuera necesario.

4 ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

4.1 Aspectos generales

La norma EN 1990^[5], § 3.4 y 6.5, y EN 1993-1-1^[1], § 7 exigen estructuras que satisfagan el Estado Límite de Servicio. Los criterios correspondientes a edificios de varias plantas son:

- Las flechas horizontales
- Las flechas verticales de sistemas de forjado
- La respuesta dinámica

La filosofía general de los Eurocódigos no consiste en ofrecer límites generales reglamentarios para las flechas horizontal y vertical, sino recomendar la especificación de límites para cada proyecto, y según lo acordado con el cliente. Reconocen que en los Anexos nacionales se pueden especificar los límites correspondientes a aplicaciones generales de países concretos.

En los apartados 4.3 y 4.4 se da la definición de las flechas horizontal y vertical, y se sugieren unos límites en base al documento SN034a^[4] de Access Steel

4.2 Combinaciones de carga

Tal y como se indica en *Edificios de acero de varias plantas Parte 3: Acciones*^[6] se utilizan combinaciones diferentes de acciones para los estados límite último y de servicio. Cabe resaltar que algunos países sólo aplican límites en respuesta a acciones variables (es decir, no se limitan las flechas ocasionadas a acciones permanentes).

4.3 Límites de flecha horizontal

En la Figura 4.1 pueden verse las definiciones de las flechas horizontales del Anexo A1 de la norma EN 1990^[5]. En la Tabla 4.1 se resumen los límites de flecha horizontal típicos empleados en Europa.

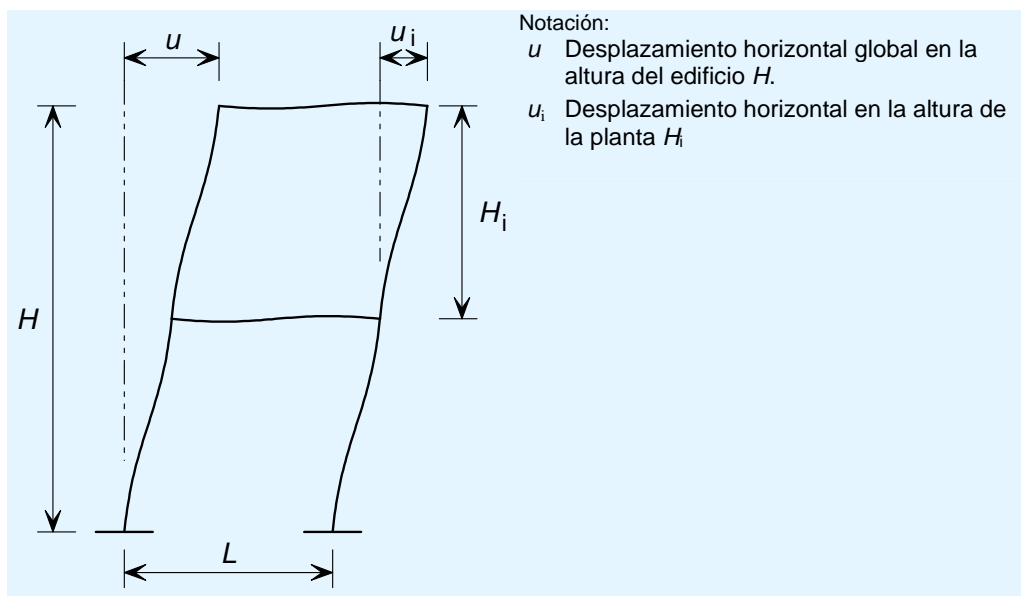


Figura 4.1 Definiciones de flechas horizontales

Tabla 4.1 Límites de flecha horizontal

País	Límites de flecha		Observaciones
	u	u_i	
Francia			
Edificios de varias plantas	$H/300$	$H_i/250$	Se deberán verificar estos valores contrastándolos con las flechas calculadas a partir de la combinación característica, a menos que se acuerde lo contrario con el cliente. El límite indicado para u se aplica para $H \leq 30$ m.
Alemania			
No existen límites nacionales de flecha. Se deberán tomar los límites de las instrucciones de los fabricantes (homologaciones técnicas) o bien, conforme lo acordado con el cliente.			
España			
Edificios de varias plantas:			Se dan estos valores en el documento técnico nacional para estructuras de acero ^[8] y en el Código Técnico de Edificación ^[9] y se deberán utilizar a menos que se acuerde lo contrario con el cliente
En general	$H/500$	$H_i/300$	
Con particiones, fachadas, envolventes frágiles o elementos de acabado rígido de forjados		$H_i/500$	
Edificios esbeltos de gran altura (de hasta 100 m)	$H/600$		

4.4 Límites de flecha vertical

Las definiciones de las flechas verticales del Anexo A1 de la norma EN 1990^[5] se pueden ver en la Figura 4.2.

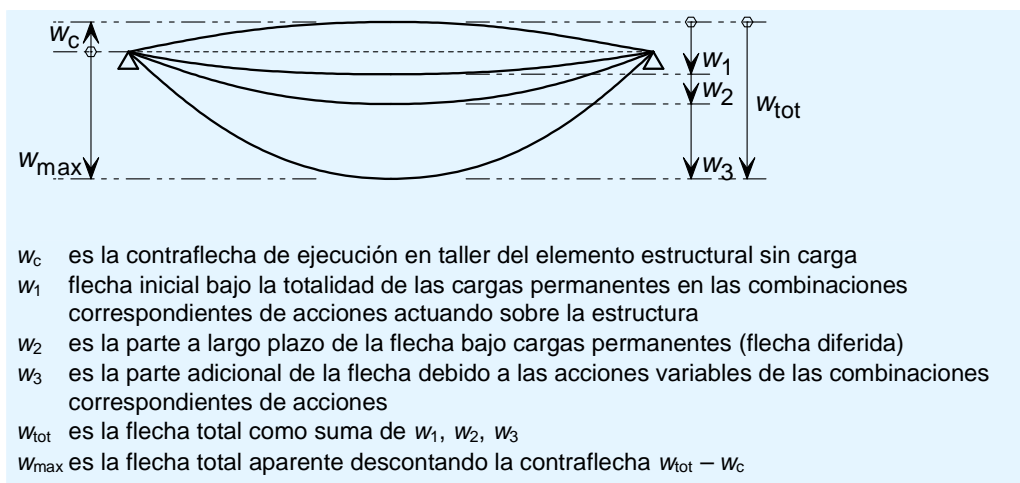


Figura 4.2 Definiciones de flechas verticales

En la Tabla 4.2 se recogen los límites de flecha vertical típicamente empleados en Europa.

Tabla 4.2 Límites de flecha vertical

País	Límites de flecha		Observaciones
	w_{max}	w_2+w_3	
Francia			
Cubiertas, en general	L/200	L/250	Estos valores se recogen en el Anexo nacional de Francia a la norma EN 1993-1-1 y se deberán utilizar a menos que se acuerde lo contrario con el cliente. Los valores de las flechas calculados a partir de las combinaciones características se deberán comparar con estos límites.
Cubiertas que con frecuencia soportan a más personas además del personal de mantenimiento	L/200	L/300	
Forjados, en general	L/200	L/300	
Forjados y tejados con escayola u otros acabados frágiles o piezas no flexibles	L/250	L/350	
Forjados que sustenten pilares (a menos que se haya incluido la flecha en el análisis global del estado límite último)	L/400	L/500	
Cuando w_{max} puede afectar al aspecto del edificio	L/250	-	
Alemania			
No existen límites nacionales de flecha. Se deberán tomar los límites de las instrucciones de los fabricantes (homologaciones técnicas) o bien, conforme lo acordado con el cliente.			
España			
Cubiertas, con acceso para mantenimiento únicamente	-	L/250	
Cubiertas, en general		L/300	
Vigas y forjados, sin elementos frágiles		L/300	
Vigas y forjados que soportan tabiques ordinarios y elementos rígidos de acabado de forjados con juntas de dilatación		L/400	
Vigas y forjados que sustentan elementos frágiles, como tabiques, fachadas o elementos rígidos de acabado de forjados		L/500	
Vigas de apoyo para pilares		L/500	
Vigas que soportan muros de fábrica		L/1000	

4.5 Contraflecha

Las flechas con cargas permanentes pueden ser una parte significativa de la flecha total de las vigas de forjado. Esto es así particularmente en sistemas de forjados mixtos que se construyen sin apuntalamiento (según lo recomendado para construcción rápida, simple).

En éstos casos, los proyectistas deberán especificar una contraflecha al objeto de garantizar que los sistemas primario y secundario del forjado queden planos y nivelados una vez finalizada la estructura. En el Anexo A1 de la norma EN 1990^[5] se dan las disposiciones específicas para reconocer las ventajas de la contraflecha.

4.6 Respuesta dinámica

En el Anexo A.1.4.4 de la norma EN 1990 se indican los siguientes requisitos de respuesta dinámica de todas las estructuras.

Vibraciones

(1) Al objeto de conseguir un comportamiento vibratorio satisfactorio de edificios y de sus elementos estructurales en condiciones de servicio, habrá que tener en cuenta, entre otros, los siguientes aspectos:

a) la confort del usuario;

b) el funcionamiento de la estructura o de sus elementos estructurales (por ej. grietas en tabiquería, daños en el cerramiento, sensibilidad de lo contenido en el edificio a las vibraciones).

Habrá que considerar otros aspectos en cada uno de los proyectos, debiéndose consensuar con el cliente.

(2) Para no exceder el estado límite de servicio de una estructura o de un elemento estructural cuando se someta a vibraciones, habrá que mantener la frecuencia natural de las vibraciones de la estructura o elemento estructural por encima de los valores adecuados que dependen de la función del edificio y del origen de la vibración, siempre en conformidad con lo acordado con el cliente y/o con la autoridad correspondiente.

(3) Si la frecuencia natural de las vibraciones de la estructura es menor que el valor adecuado, se deberá realizar un análisis más exhaustivo de la respuesta dinámica de la estructura, considerando también la amortiguación.

Nota: para más datos consultar las EN 1990-1-1, EN 1990-1-4 e ISO 10137

(4) Dentro de las posibles fuentes de la vibración que se deberán considerar se encuentran los pasos humanos, los movimientos sincronizados de personas, maquinaria, vibraciones por el tráfico absorbidas por el firme, y acciones del viento. Éstas y otras fuentes, deberán ser especificadas para cada uno de los proyectos, debiéndose consensuar con el cliente.

Parte 4: Diseño de detalle

En la práctica, en edificios bajos o de mediana altura, destinados a uso comercial o residencial, el problema principal radica en la respuesta dinámica del sistema de forjado a la excitación humana, principalmente ocasionada por los pasos humanos o por un salto intenso.

La respuesta dinámica de los sistemas de forjado a la excitación humana es compleja por tres motivos:

- La naturaleza de la excitación es incierta en cuanto a magnitud, duración y frecuencia de ocurrencia.
- La respuesta estructural se ve influenciada sustancialmente por la magnitud de la amortiguación en la estructura y el efecto de amortiguación de componentes no estructurales del edificio y sus accesorios, equipamiento y mobiliario.
- La percepción humana de la vibración y la definición de los criterios adecuados de aceptación son, en ambos casos, muy imprecisas, variando entre individuos y para un único individuo con el paso del tiempo.

Se debe resaltar que un forjado que tiene una respuesta 'viva' a la excitación humana es más improbable que vea alterada su resistencia. Los forjados de madera tradicionales siempre han hecho gala de este comportamiento y, aun así, han tenido unos resultados satisfactorios. Sin embargo, el cada vez mayor empleo de sistemas de forjado de acero de vano mayor y el cambio hacia una construcción más ligera, aumentan la probabilidad de que estas prestaciones puedan ocasionar malestar a ciertos usuarios. Por lo tanto, los proyectistas tienen que prestar atención a este aspecto de la funcionalidad en servicio.

Históricamente, los proyectistas han utilizado la frecuencia natural del forjado como única medida de un comportamiento aceptable. Una frecuencia natural suficientemente elevada significa que un forjado ha sido 'ajustado' precisamente fuera del rango de frecuencias del primer armónico de los pasos al caminar. Sin embargo, podría seguir produciéndose una resonancia con los armónicos superiores. A modo de directriz se puede decir que una frecuencia fundamental por encima de los 4 Hz suele ser adecuada, pero en la norma EN 1994^[2] no se indica requerimiento alguno con lo que el proyectista deberá buscar alguna orientación en la reglamentación nacional.

Recientemente han surgido métodos mucho más efectivos, aunque más complejos, de valorar el aspecto dinámico de la funcionalidad en servicio:

- *Cálculo de la vibración de forjados RF32-CT-2007-00033*: Se puede solicitar de forma gratuita a RWTH Aachen. En él se puede encontrar un análisis con un único modo de vibración del forjado.
- *Proyecto de forjados para vibración: Un nuevo enfoque*^[10] presenta un enfoque más completo, multimodal, para los mismos métodos de evaluación.

Están empezando a estar disponibles los software de diseño que tienen en cuenta al completo el método presentado en la referencia bibliográfica 10.

4.7 Resumen de cálculo

- Verificar las flechas horizontales definidas en el apartado 4.3 contrastándolas con los criterios definidos en el Anexo nacional correspondiente
- Verificar la flecha vertical correspondiente definida en el apartado 4.4, contrastándola con los criterios definidos en el Anexo nacional correspondiente
- Considerar la contraflecha en el caso de vigas superiores a 10 m de longitud
- Verificar la respuesta dinámica del forjado a través de alguna de las referencias dadas en el apartado 4.6.

5 ESTADO LÍMITE ÚLTIMO

5.1 Introducción

El cálculo del estado límite último, es decir, la verificación de la resistencia de todos los componentes estructurales del edificio para soportar las acciones identificadas en el análisis global, sigue siendo la principal tarea del proceso de diseño de detalle.

Afortunadamente, los proyectistas cuentan hoy en día con muchas herramientas para el cálculo, que les han liberado de los grandes esfuerzos para los detalles que previamente se requerían. En los siguientes apartados se ofrece una descripción exhaustiva sobre cómo aprovechar al máximo estas herramientas, a la vez que se hace mención a sus fundamentos en los Eurocódigos.

5.2 Sistemas de forjado

5.2.1 Losas de forjado

Durante el diseño conceptual se tendrán que haber elegido o bien una losa mixta o un forjado prefabricado. Ambos pueden proyectarse a partir de los principios básicos aunque esto es algo que, de hacerse, en la práctica se da con poca frecuencia.

Una losa mixta puede diseñarse de conformidad con la norma EN 1993-1-3^[1] para la fase de construcción, EN 1994-1-1^[2] para la estructura acabada y EN 1994-1-2^[7] para la situación de incendio.

Un forjado de hormigón armado prefabricado se puede diseñar según la norma EN 1992-1-1^[7].

Todas estas normas permiten los cálculos que están soportados por ensayos, de conformidad con el Anexo D de la norma EN 1990^[5].

Para estos productos específicos de construcción con un amplio uso en la práctica, los fabricantes han adoptado la vía del cálculo basado en ensayos, ya que ofrece mayor resistencia de cálculo que la que se determina mediante cálculo. Los fabricantes presentes en los mercados nacionales normalmente ofrecerán tablas de cálculo adecuadas que tendrán en cuenta los Parámetros Determinados a nivel Nacional definidos en los Anexos nacionales correspondientes.

Los proyectistas deberían emplear estas tablas de cálculo siempre que sea posible.

5.2.2 Vigas descolgadas no mixtas

Las vigas descolgadas no mixtas del forjado se utilizan para soporte de los sistemas prefabricados de forjado y, con toda probabilidad, de las losas mixtas de forjado que no están unidas a sus vigas portantes mediante conectores. Las vigas descolgadas de cubierta normalmente soportan las correas que sirven de apoyo para los sistemas de cubierta.

Parte 4: Diseño de detalle

En función de los detalles constructivos, estas vigas pueden estar:

- Completamente arriostradas para las fases de construcción y de servicio.
- Arriostradas en puntos de aplicación de la carga tanto en la fase de construcción como de servicio.
- Sin arriostrar en la fase de construcción y:
 - Totalmente arriostradas en la fase de servicio (vigas de forjado que soportan prelosas)
 - Arriostradas en puntos de aplicación de la carga en la fase de servicio.
 - Sin arriostrar tanto en la fase de construcción como de servicio.

En función de la esbeltez de las vigas, puede haber una diferencia notable en lo que a la resistencia se refiere entre las condiciones arriostradas y sin arriostrar. De aquí se concluye que, cuando la condición de arriostramiento mejora una vez que la estructura está acabada, se deberían verificar de forma separada la fase de construcción y la de servicio.

En la Figura 5.1 a la Figura 5.4 se presenta el proceso de cálculo detallado. Se pueden abarcar todos los casos enumerados anteriormente teniendo en cuenta de forma adecuada las condiciones de arriostramiento y, por ende, la resistencia de cálculo a pandeo descrita en la Figura 5.4.

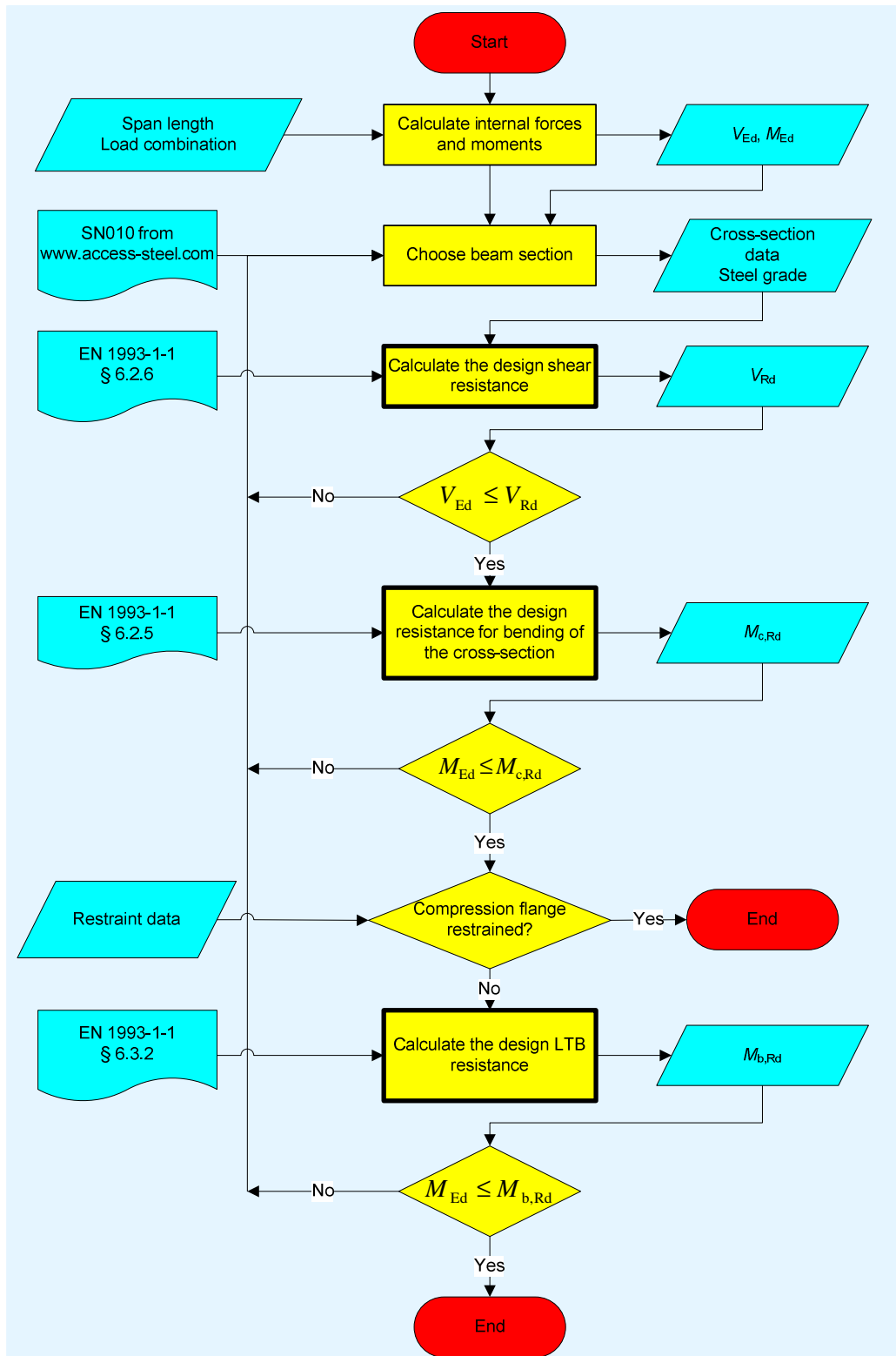


Figura 5.1 Procedimiento general para el cálculo de vigas no mixtas bajo una carga distribuida uniforme

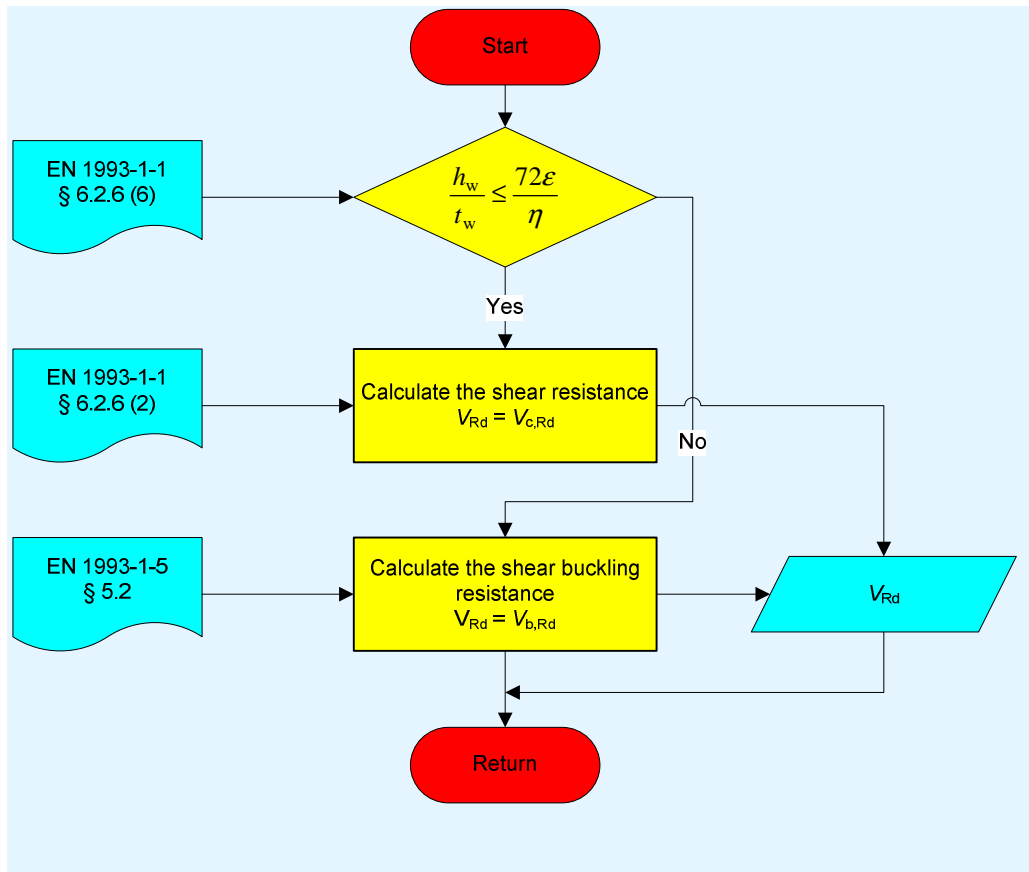


Figura 5.2 Procedimiento detallado para calcular la resistencia a cortante de una viga

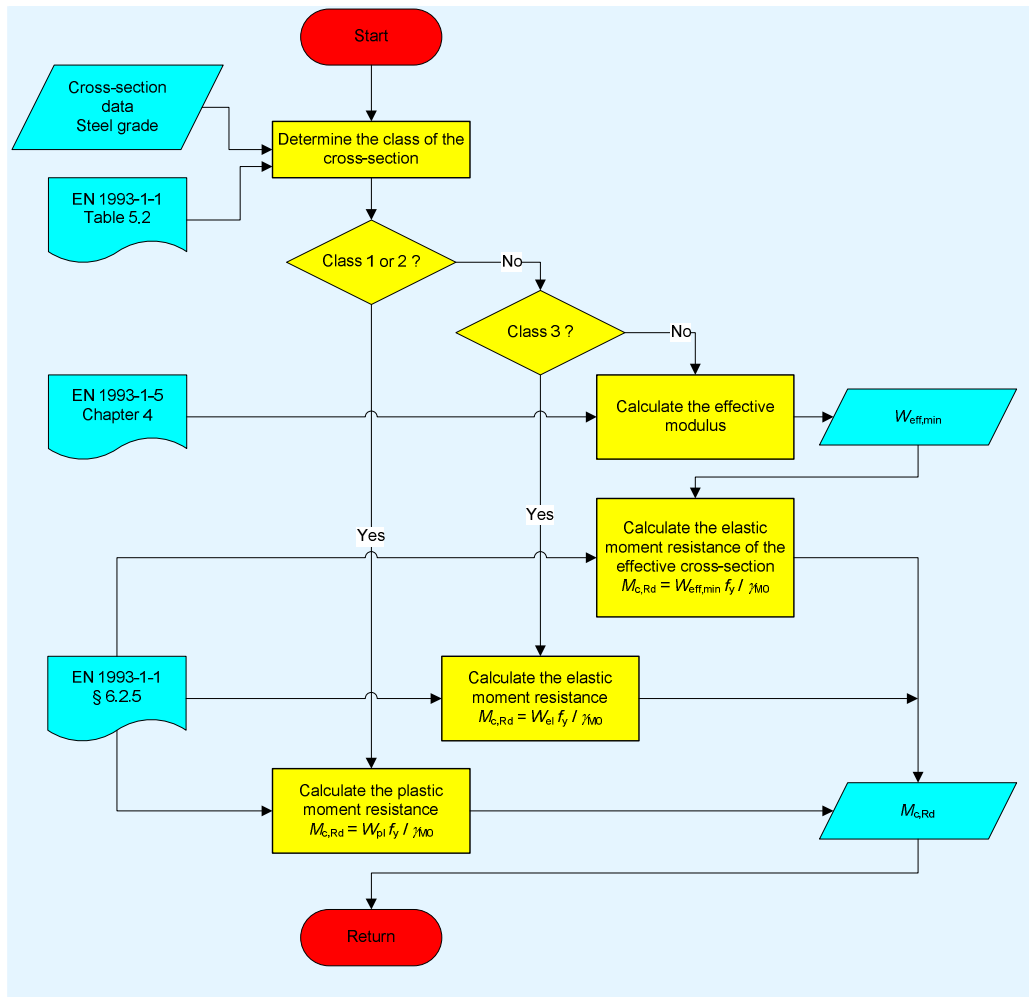


Figura 5.3 Procedimiento detallado para calcular la resistencia a flexión de una viga

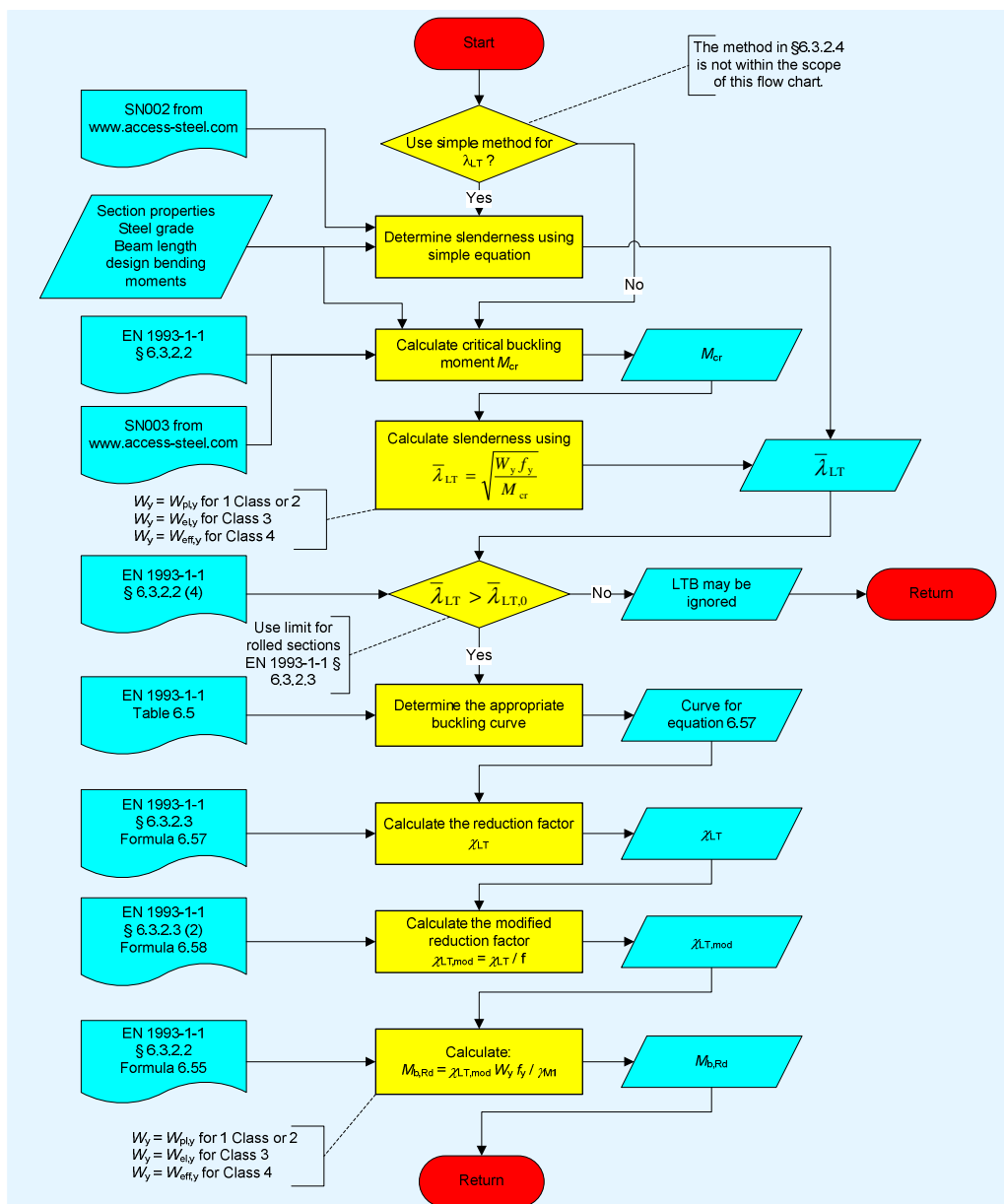


Figura 5.4 Procedimiento detallado para calcular la resistencia al pandeo lateral de una viga

Existen numerosos ejemplos prácticos que muestran estos procesos de cálculo a partir de los principios básicos.

En el Apéndice A de esta publicación se incluyen:

- ER1 Viga simplemente apoyada sin arriostramiento lateral.
- ER2 Viga simplemente apoyada con arriostramientos laterales intermedios.

Para consultar más ejemplos, visite el sitio web de Access Steel^[4]. Entre ellos se incluyen dos ejemplos prácticos interactivos en los que el usuario puede introducir sus propias variables para llevar a cabo un ejemplo práctico que se ajuste a sus necesidades.

Uso de herramientas y software de cálculo

La calculadora para las resistencia de los elementos que se incluye en la hoja de cálculo que acompaña al documento *Edificios de acero de varias plantas, Parte 8: Descripción de la calculadora de la resistencia de los elementos* ^[11] puede emplearse para calcular la resistencia de los elementos a compresión, flexión, tracción y interacción de compresión y flexión, así como la resistencia del alma y la resistencia a cortante de las secciones transversales.

Es cada vez más habitual contar con la ayuda de software de cálculo para el proyecto de vigas arriostradas y sin arriostrar. Para el cálculo comercial de estructuras es recomendable contar con este tipo de software.

5.2.3 Vigas descolgadas mixtas

Las vigas descolgadas mixtas suelen utilizarse como:

- Vigas secundarias, con el fin de proporcionar un apoyo directo a las losas de forjado mixtas, con conectores para asegurar la acción mixta.
- Vigas principales, con el fin de servir de soporte a las vigas secundarias y transmitir sus cargas a los pilares. Se utilizan conectores para garantizar la la acción mixta.

Para hacer más simple su construcción, es muy recomendable que las vigas mixtas estén proyectadas sin apuntalamiento en la fase de construcción. La comprobación de esta condición tiene que llevarse a cabo de conformidad con el apartado 5.2.2 de esta guía antes de pasar a la fase mixta de la estructura una vez finalizada.

Antes de proceder con las comprobaciones mixtas, es preciso determinar el enfoque de la conexión a cortante (esto puede haberse tenido ya en cuenta durante la fase de diseño conceptual). Existen dos enfoques posibles.

Interacción completa

Se proporciona una conexión a cortante suficiente para desarrollar una resistencia plástica completa de la sección mixta. Este enfoque simplifica el enfoque de cálculo y maximiza la rigidez de la viga mixta. Sin embargo, si la viga es más grande que lo que es preciso para el estado límite ultimo de la estructura finalizada, es probable que se necesiten bastantes más conectores que los que normalmente serían necesarios para una resistencia básica. Obviamente, existe un coste adicional para estos conectores adicionales, sobre todo para las vigas principales de gran luz. También puede resultar difícil, o imposible, ajustar el número suficiente de conectores en el ala superior. En la Figura 5.5 se muestra el proceso de cálculo detallado para conexión completa a cortante de vigas secundarias (las vigas principales probablemente se diseñen para conexión parcial). Este enfoque simplificado está restringido a las secciones de Clase 1 ó 2. En la práctica, es poco probable que esto sea restrictivo.

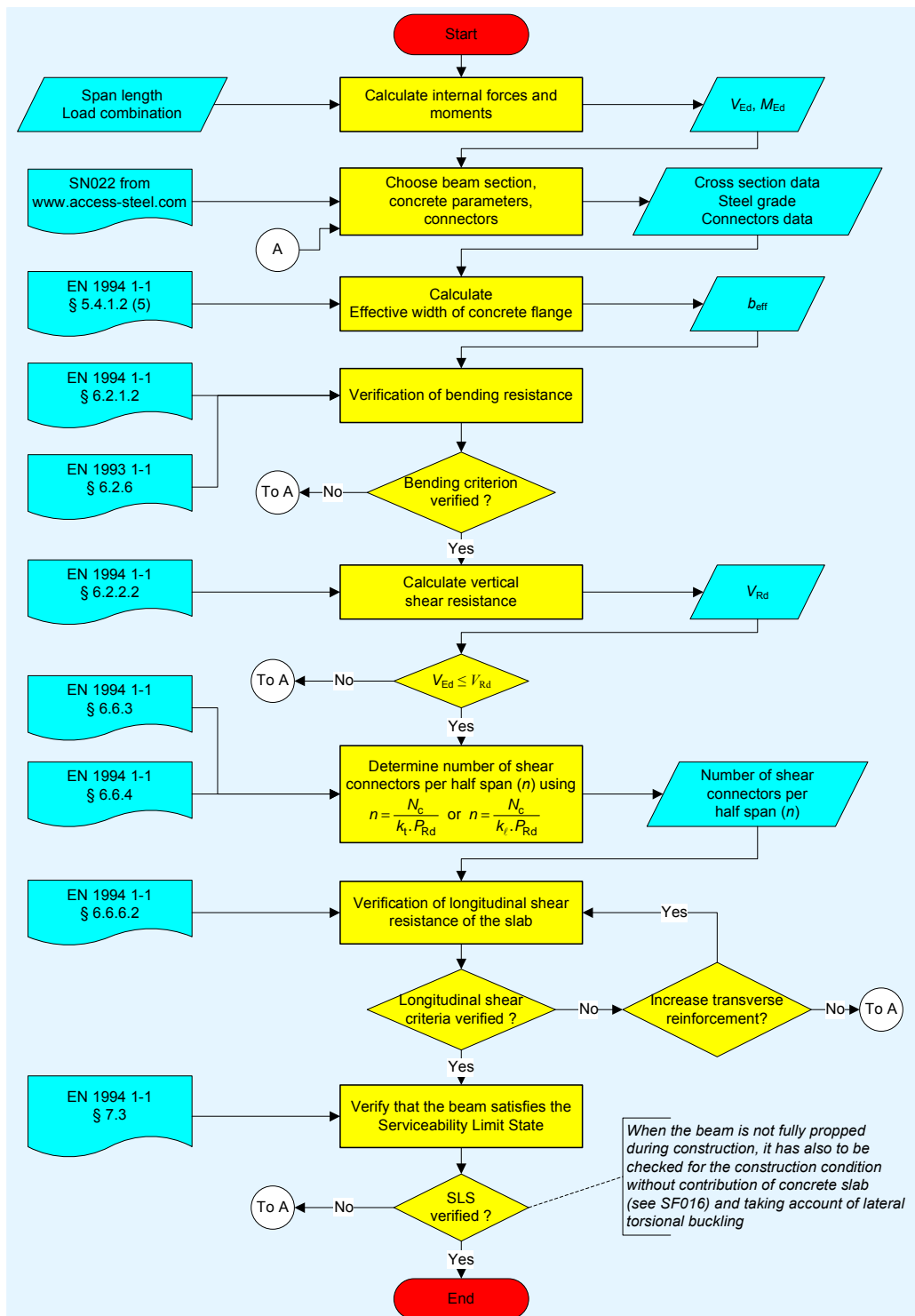


Figura 5.5 Cálculo de vigas mixtas simplemente apoyadas con conexión completa y secciones de clase 1 ó 2

Interacción parcial

Cuando el dimensionado de las vigas de acero viene definido por la condición de construcción sin apuntalamiento o por el estado límite de servicio de la estructura terminada, se obtendrá una resistencia más que suficiente para el estado límite ultimo de la sección mixta. En dichos casos, es probable que resulte más económico utilizar una conexión parcial.

En este caso, en la Figura 5.6 a la Figura 5.9 se presenta el procedimiento general y los sub-procesos de detalle del cálculo.

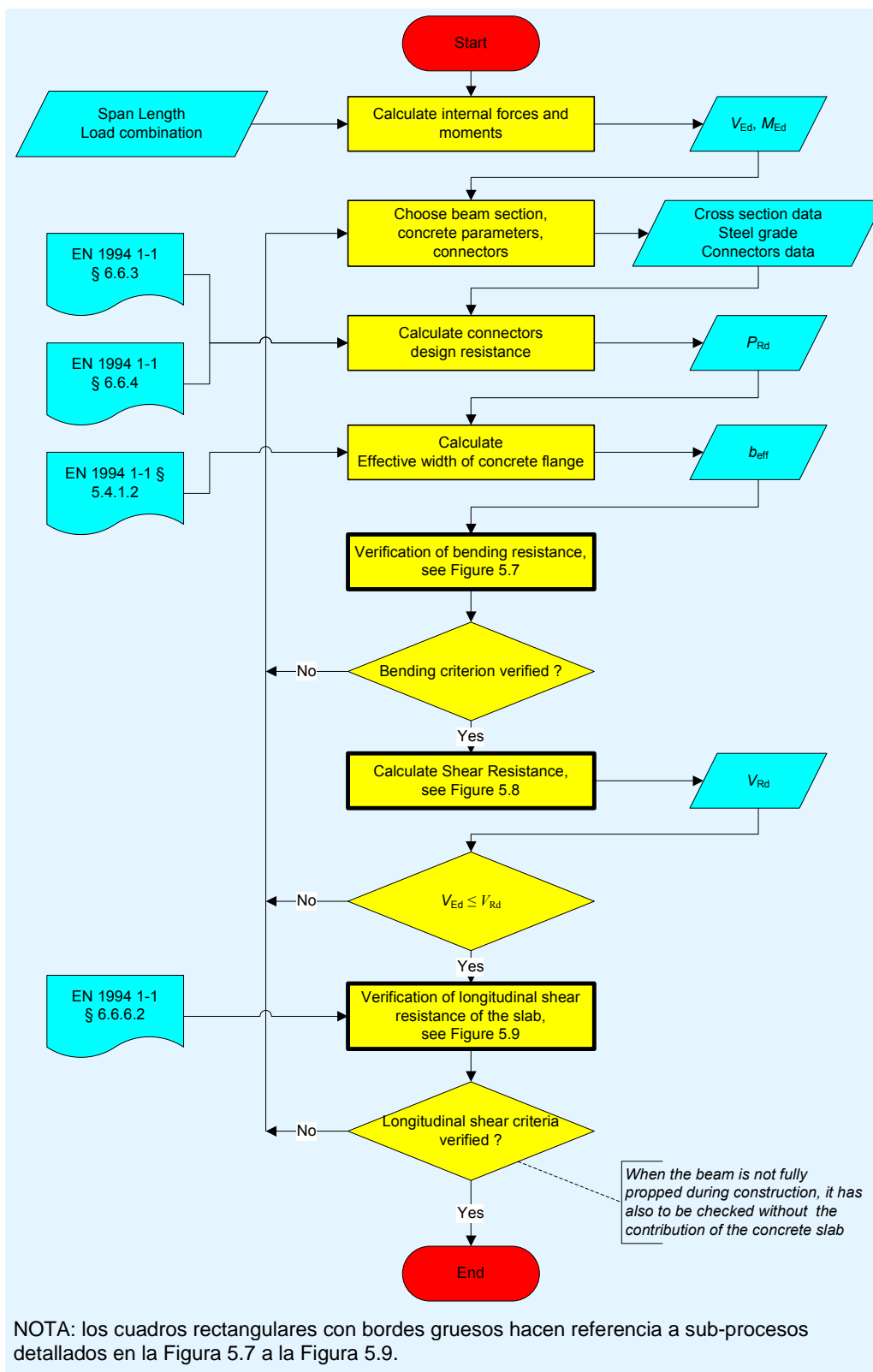


Figura 5.6 El procedimiento general en el cálculo de una viga mixta simplemente apoyada

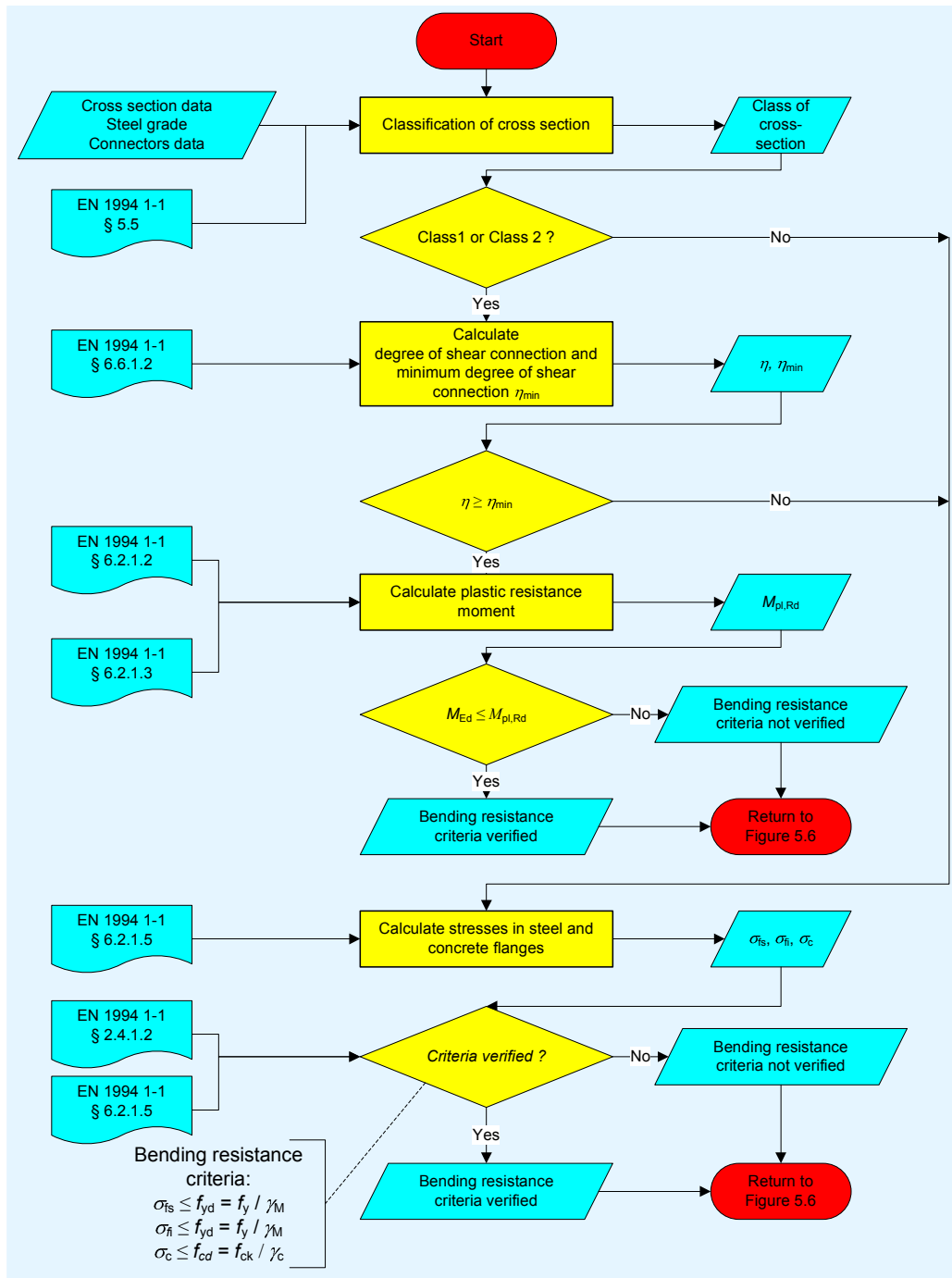


Figura 5.7 Verificación de la resistencia a flexión de una viga mixta

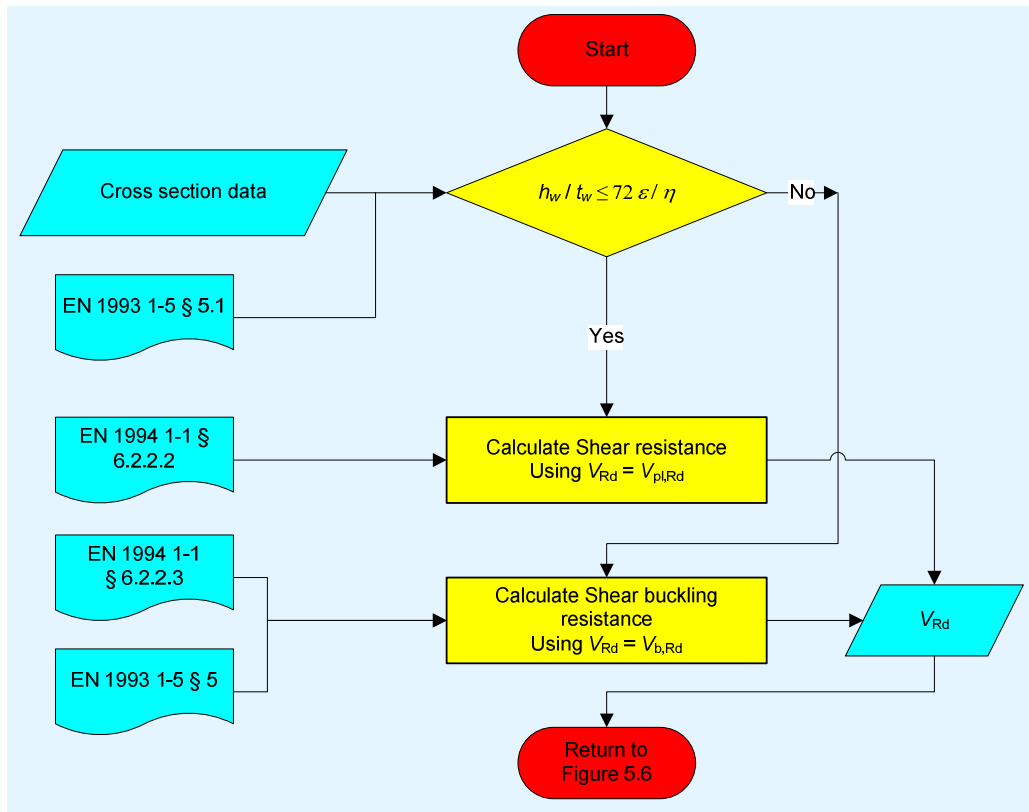


Figura 5.8 Verificación de la resistencia a cortante vertical

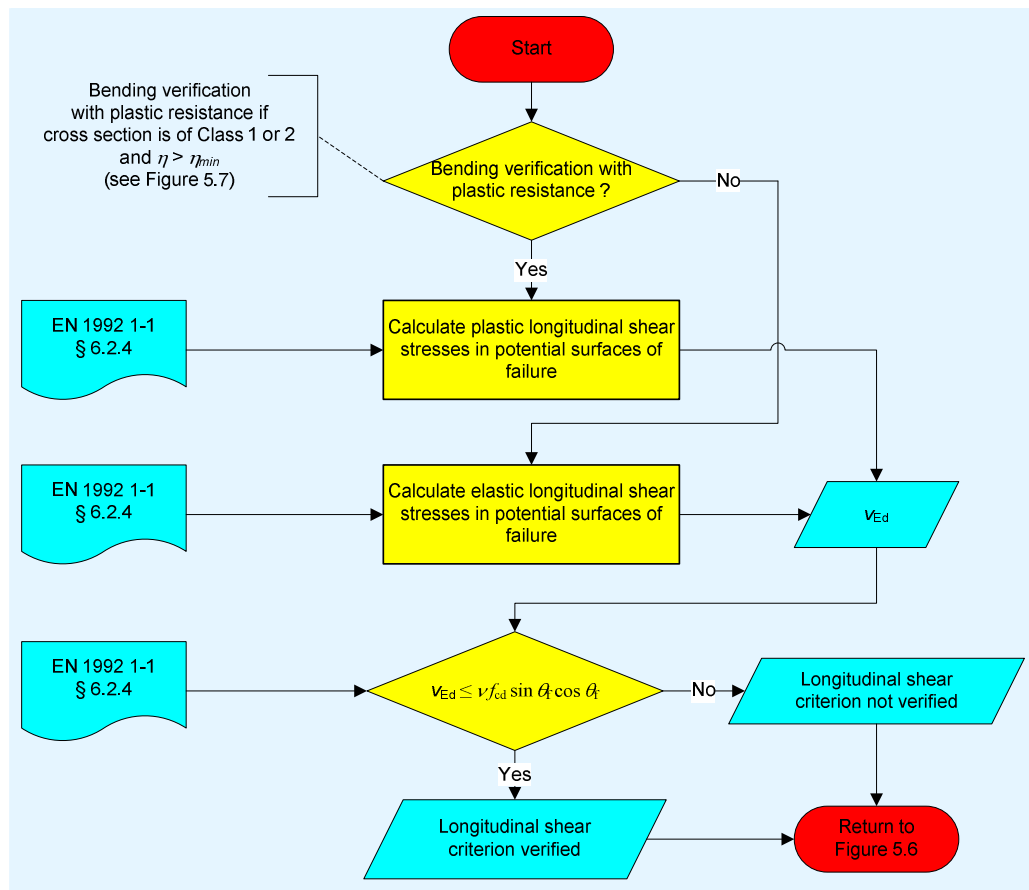


Figura 5.9 Verificación de la resistencia a esfuerzo cortante longitudinal de la losa

En el Apéndice A se proporcionan ejemplos prácticos donde se muestra el cálculo detallado de una viga mixta secundaria y principal.

Resistencia de la conexión a cortante

En las comprobaciones anteriores de la resistencia de las vigas mixtas, hay que tener en cuenta que la resistencia de la conexión a cortante es función de:

- Las proporciones de la chapa a través de la cual se suelda el conector.
- El posicionamiento del conector/es respecto de las grecas de la chapa.
- El número de conectores dentro de una greca.

Debería consultarse la documentación del fabricante de la chapa para determinar los valores de cálculo adecuados

En el Apéndice A de esta publicación se incluyen:

- WE3 Viga mixta secundaria simplemente apoyada (conexión parcial)
- WE4 Viga mixta principal simplemente apoyada

Uso de herramientas y software de cálculo

Dado el número de variables que hay que considerar en las vigas mixtas, no resulta práctico ofrecer una ayuda de diseño mediante tablas. No obstante, dentro de una de las partes de esta publicación, se ha preparado una

especificación de software para realizar un programa de diseño para una viga mixta.

En los principales mercados europeos ya se encuentran disponibles los software para vigas mixtas.

Asimismo, existen dos ejemplos prácticos interactivos en la página web de Access Steel^[4] para vigas principales y secundarias simplemente apoyadas. Los usuarios pueden introducir sus propias variables para realizar un ejemplo práctico a su medida.

5.2.4 Vigas integradas de forjado o vigas Slim Floor

Son varios los fabricantes que fabrican vigas integradas de forjado (o Slim Floor), que suelen estar integradas dentro de la losa del forjado. Todas ellas están avaladas por los datos de cálculo de los fabricantes y en algunos casos por programas de software especializados.

En la práctica, deberían utilizarse los datos o el software de cálculo de los fabricantes.

5.2.5 Vigas alveolares

Las vigas alveolares son una forma especializada de vigas descolgadas en las que las amplias aberturas en el alma de la viga permite que las instalaciones compartan la misma profundidad que la estructura en una planta.

Hay varios fabricantes que las fabrican y que han desarrollado criterios especializados de cálculo "en frío", incluso algunos de ellos, han ampliado su aplicación abarcando el estado límite de incendio. Todo este software es conforme a los Eurocódigos.

Dichas vigas, por lo tanto, siempre se diseñan según una especificación de prestaciones específica para un proyecto concreto, mediante el uso de software especializado. No resulta viable el cálculo a partir de los principios básicos de los Eurocódigos.

5.3 Pilares

Tal y como se indicó en el apartado 3, una de las ventajas de la construcción simple consiste en que los pilares interiores en los entramados regulares pueden estar diseñados, por lo general, sólo para la carga axil.

Los pilares externos estarán sujetos a las cargas axiales y a los momentos de la excentricidad de la unión.

En el apartado 5.3.2 se describe un método de cálculo simple para los pilares en construcción simple con momentos nominales por excentricidad de la unión.

5.3.1 Pilares sometidos a carga axial únicamente

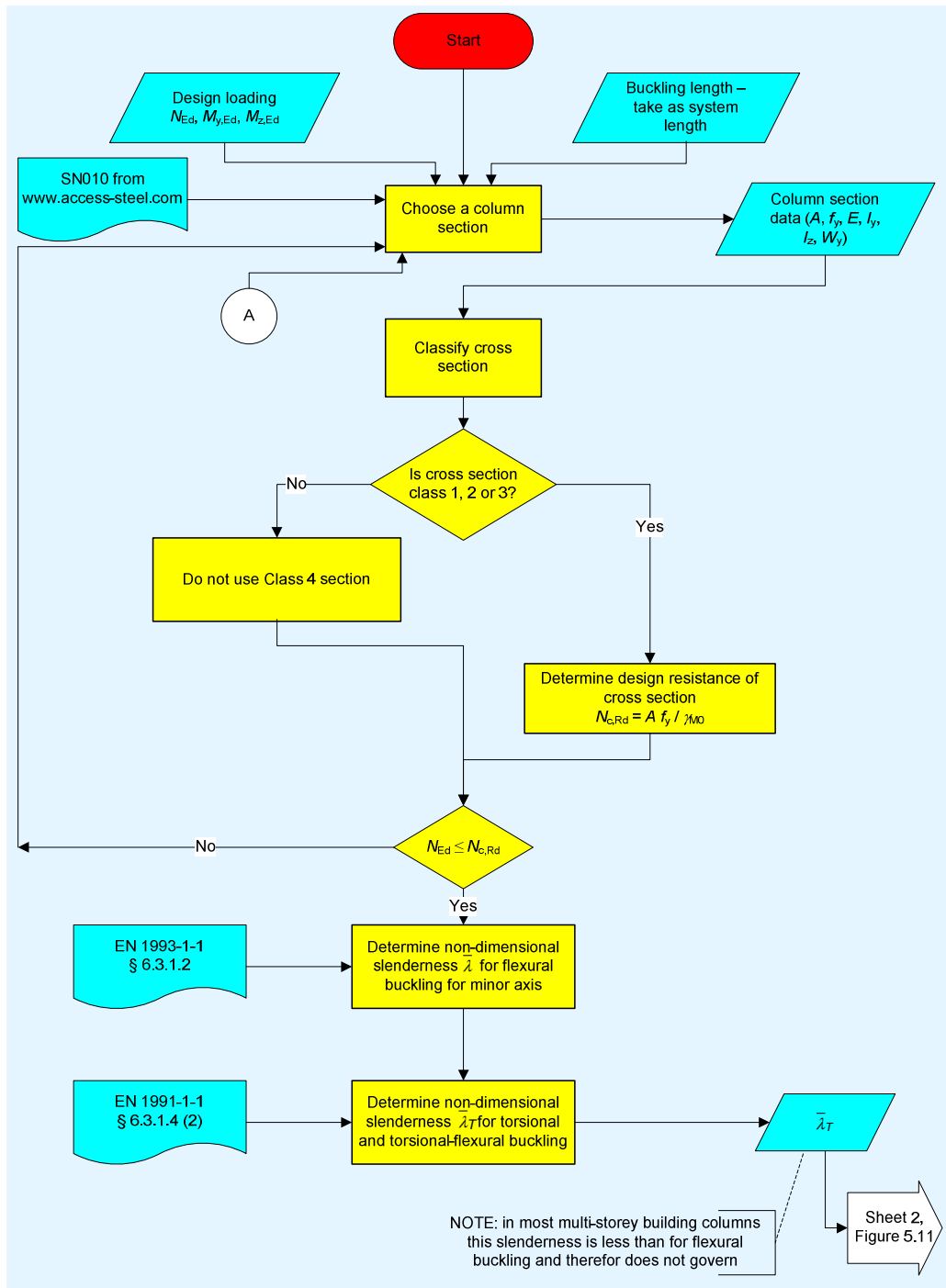


Figura 5.10 Comprobación de resistencia de pilares – página 1

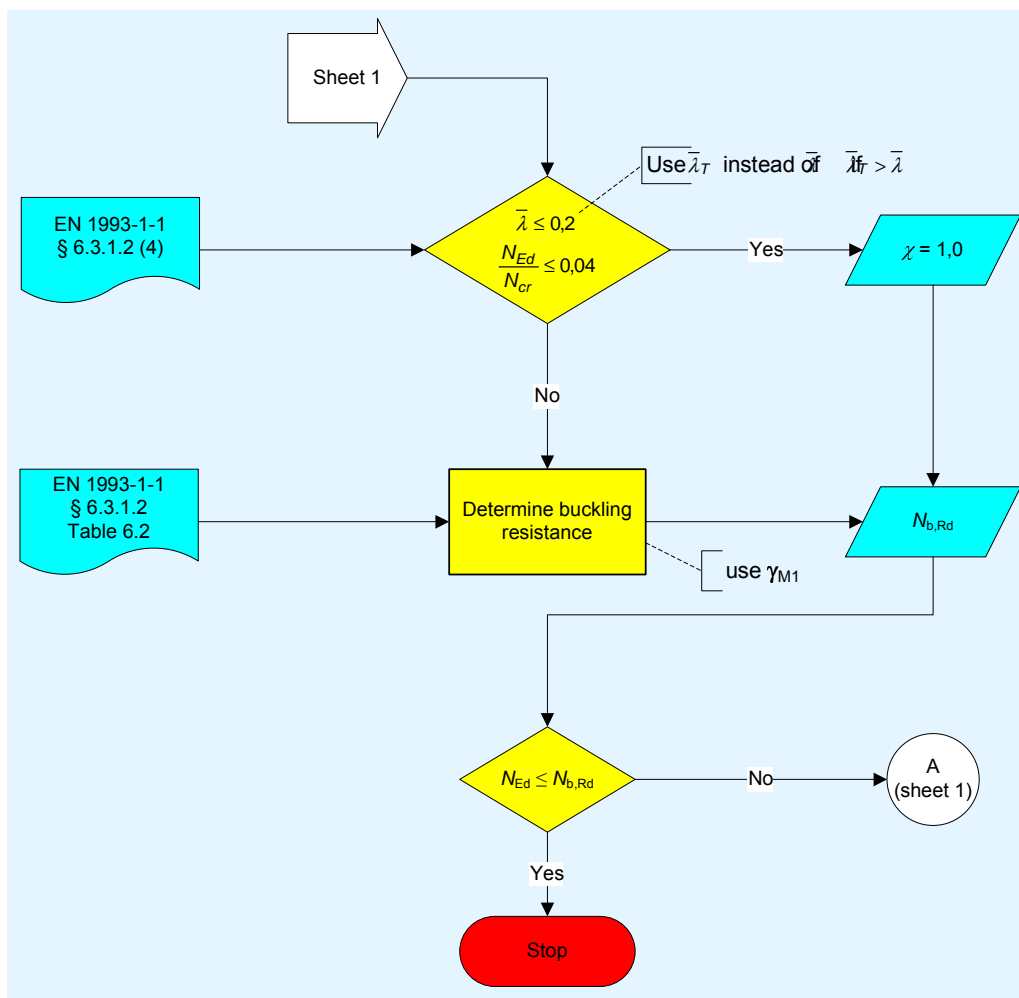


Figura 5.11 Comprobación de resistencia de pilares – página 2

Las Figura 5.10 y Figura 5.11 describen las comprobaciones del cálculo de detalle que hay que hacer para verificar un pilar sometido únicamente a carga axial.

La aplicación de este proceso viene ilustrada en ER5, en el Apéndice A.

Uso de herramientas de cálculo

La calculadora para la resistencia de elementos que se incluye en la guía *Edificios de Acero de varias plantas. Parte 8: Software para el cálculo de la resistencia de los elementos: Descripción técnica*^[11] puede emplearse para calcular la resistencia de elementos a compresión, flexión, tracción y a flexión y compresión combinadas.

Asimismo, el documento SI004^[4] de Access Steel ofrece un ejemplo práctico interactivo en el que los usuarios pueden introducir sus propios parámetros logrando los mismos resultados.

5.3.2 Pilares sometidos a cargas axiales y a momentos

Los métodos generales expuestos en la norma EN 1993-1-1^[1] para el cálculo de los elementos sujetos a esfuerzo axial y a momentos son complejos para los pilares en H en edificios de baja y mediana altura. El documento SN048 de Access Steel (sólo disponible en inglés) proporciona un ICNC (Información

Complementaria No Contradictoria) para esos casos, incluida una justificación de las simplificaciones. A continuación se describe el proceso que hay que adoptar:

Alcance

Sólo podrá adoptarse cuando:

- El pilar sea un perfil en I o en H laminado en caliente.
- La sección transversal sea de Clase 1, 2 ó 3 a compresión.
- Los diagramas de los momentos flectores sobre cada eje sean lineales.
- El pilar está arriostrado lateralmente tanto en la dirección y como la z al nivel de cada forjado, pero esté sin arriostrar entre los forjados.
- La longitud de pandeo sea la misma en ambas direcciones.

Criterio de cálculo: Pandeo individual

El pilar debe cumplir una única ecuación de interacción:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,mín,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} + 1,5 \frac{M_{z,Ed}}{M_{cb,z,Rd}} \leq 1,0 \quad 5.1$$

donde:

$N_{b,mín,Rd}$ es el valor más bajo de $N_{b,y,Rd}$ y $N_{b,z,Rd}$

$N_{b,y,Rd}$ y $N_{b,z,Rd}$ son las resistencias a pandeo por flexión en los ejes z e y

$M_{b,Rd}$ es la resistencia a pandeo lateral

$$M_{cb,z,Rd} = \frac{f_y W_{pl,z}}{\gamma_{mín}} \text{ para las secciones de Clases 1 y 2}$$

$$y = \frac{f_y W_{el,z}}{\gamma_{mín}} \text{ para las secciones de Clase 3}$$

$$\gamma_{mín} = \gamma_{M1}$$

Hay que tener en cuenta que esta ecuación lleva a un resultado conservador cuando se utiliza el Anexo B de la norma EN 1993-1-1, pero no se ha efectuado ningún estudio sobre su uso con el Anexo A de la misma norma.

Si esta ecuación no se cumple, se siguen pudiendo utilizar las expresiones más adecuadas que se dan en las ecuaciones 6.61 y 6.62 de la norma EN 1993-1-1.

Criterio de diseño: Comprobación local

Para el pilar de la planta más baja, si la base está articulada (como suele ser habitual), la relación del esfuerzo axial también deberá cumplir:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,y,Rd}} < 0,83 \quad 5.2$$

where:

$N_{b,y,Rd}$ es la resistencia a pandeo en el eje fuerte

La Figura 5.13 presenta un diagrama de flujo para describir este sencillo procedimiento.

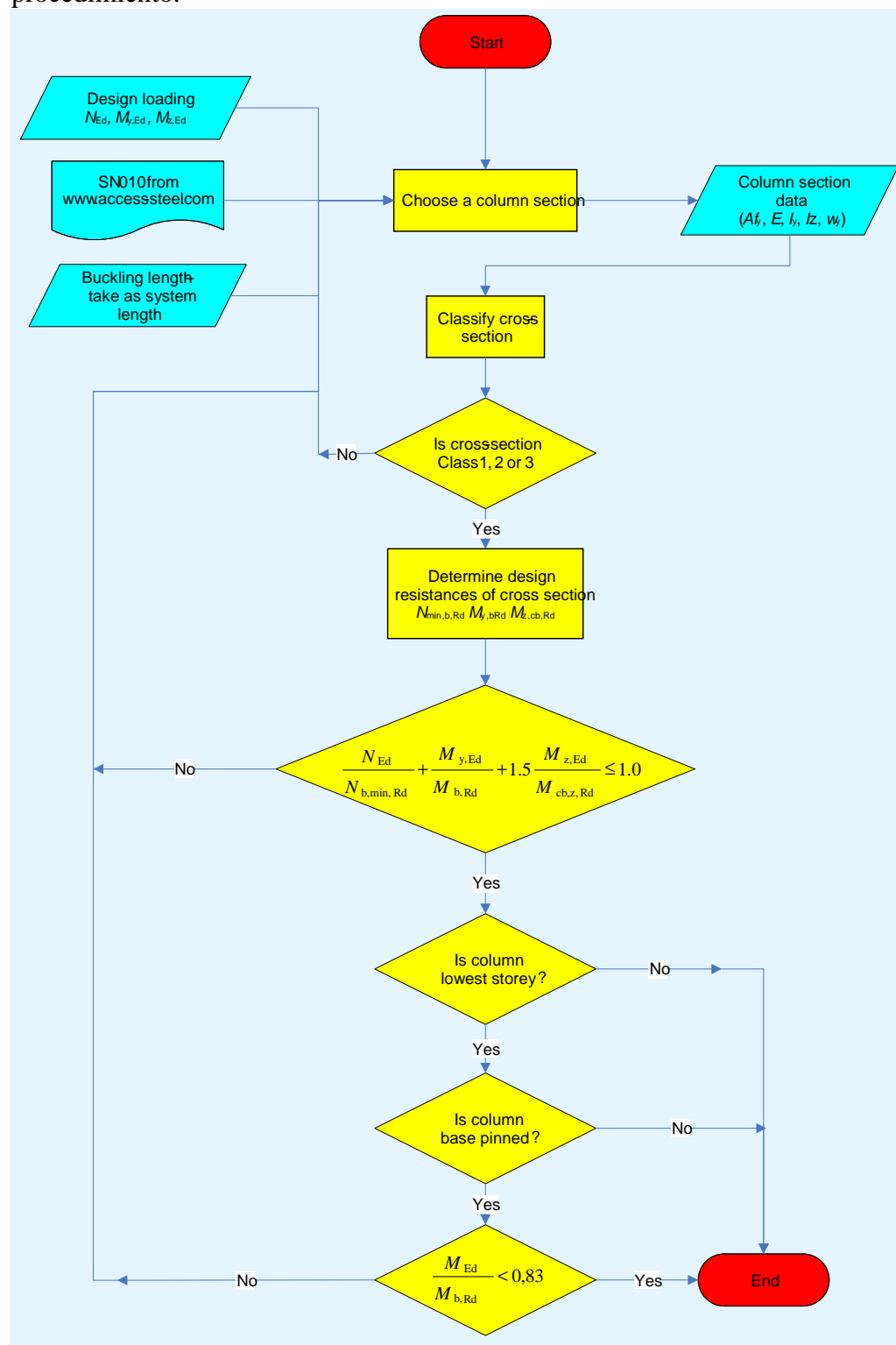


Figura 5.12 Procedimiento simplificado para la comprobación de pilares sometidos a cargas axiales y momentos nominales

Uso de herramientas de cálculo

Los programas de cálculo son cada vez más numerosos.

Debido a la amplia gama de parámetros que se dan, no resulta factible utilizar datos tabulados para el cálculo final. Sin embargo, sí pueden utilizarse datos de cálculo tabulados para determinar los denominadores de las ecuaciones 5.1 y 5.2.

5.4 Arriostramiento vertical

En un edificio de varias plantas de acero arriostrado, los planos del arriostramiento vertical normalmente se suelen dar mediante un arriostramiento diagonal entre dos líneas de pilares, tal y como se indica en la Figura 5.13.

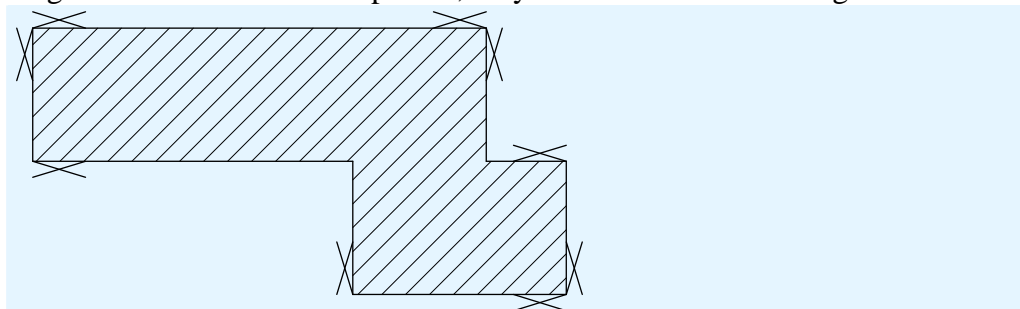


Figura 5.13 Posicionamiento típico de un arriostramiento vertical

El arriostramiento vertical debe estar diseñado para resistir las fuerzas debido a las siguientes causas:

- Cargas de viento.
- Fuerzas horizontales equivalentes, que representen los efectos de las imperfecciones iniciales, apartado 2.4.

Estas cargas se amplifican, de ser necesario, hasta ($\alpha_{cr} < 10$), para que se den los efectos de 2º orden tal y como se describe en el apartado 2.4.

Hay que determinar los esfuerzos de los elementos individuales del sistema de arriostramiento para las combinaciones adecuadas de acciones (véase el apartado 3.2). En el caso de elementos de arriostramiento, normalmente los esfuerzos de cálculo más importantes en los ELU son los debidos a la combinación de cargas en la que la carga de viento es la acción determinante.

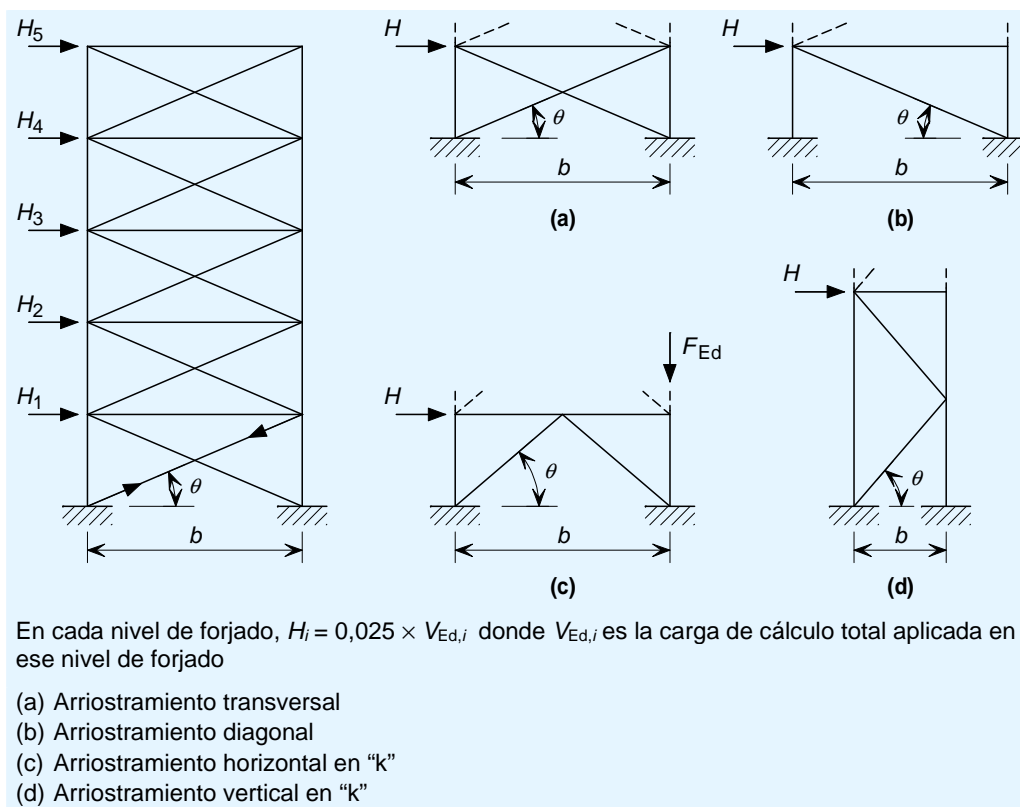


Figura 5.14 Disposiciones típicas de arriostamientos verticales (según la Figura 2.3)

El cálculo de los elementos de cualquier sistema de arriostamiento suele ser, por lo general, fácil y sencillo. Sin embargo, es preciso prestar atención a los siguientes puntos.

5.4.1 Sistemas con sólo tracción

En la Figura 5.14(a) se muestran sistemas estáticamente indeterminados con arriostamiento transversal. En la práctica, los elementos diagonales pueden tener una esbeltez importante (pletinas y llantas o angulares pequeños para minimizar el espacio ocupado en el edificio). Por tanto, se ignora la contribución de la diagonal comprimida.

5.4.2 Inversión de la carga en sistemas de arriostamiento estáticamente determinados

La Figura 5.14(b), (c) y (d) incluye ejemplos de sistemas de arriostamiento estáticamente determinados. La carga en la mayor parte de los sistemas de arriostamiento es completamente inversa. Por lo tanto, sólo hay que calcular las diagonales para la condición más crítica, cuando el elemento está en el momento de compresión.

5.4.3 Elementos de arriostamiento típicos

Los elementos de arriostamiento están conectados mediante uniones articuladas y, por lo tanto, sólo soportan cargas axiales.

Los elementos de arriostamiento pueden estar soldados o atornillados a la estructura principal. Para uniones atornilladas, es generalmente adecuado

Parte 4: Diseño de detalle

utilizar tornillos normales (no pretensados) para los arriostramientos dentro del alcance de la presente guía (hasta 12 plantas).

Los perfiles más utilizados como arriostramiento son las pletinas, angulares y los perfiles en U.

Pletinas

Para determinar la resistencia a tracción de las pletinas deben llevarse a cabo dos cálculos:

- La resistencia de la sección bruta, mediante la ecuación 6.6 de la norma EN 1993-1-1, con el coeficiente parcial γ_{M0} .
- La resistencia de la sección neta, mediante la ecuación 6.7 de la norma EN 1993-1-1, con el coeficiente parcial γ_{M2} .

Para la resistencia a compresión de las pletinas se debería seguir el método indicado en la norma EN 1993-1-1, § 6.3.1.

Angulares

Cuando los tornillos están posicionados en el centroide de la sección, la resistencia de los angulares a tracción puede calcularse de la misma forma que se ha indicado para las pletinas. Cuando los tornillos están posicionados fuera del centroide de la sección, se deberán adoptar los procedimientos siguientes.

Fila única de tornillos a lo largo del elemento

Cuando haya una fila de tornillos a lo largo del perfil angular y no estén alineados con el centroide de la sección, se producirá un momento flector adicional debido a la excentricidad. En EN-1993-1-8, § 3.10.3 se indican normas para el cálculo de la resistencia a tracción en este caso.

Múltiples tornillos transversalmente al elemento

Cuando hay más de un tornillo en la sección del elemento, la norma EN 1993 no ofrece ninguna indicación para tener en cuenta la excentricidad. Con el fin de tener en cuenta el momento flector, el proyectista cuenta con dos opciones:

- Las ecuaciones de interacción 6.61 y 6.62 de la norma EN 1993-1-1
- Otras fuentes de información reconocidas, como Steel building design: Design data^[12], que ofrece un método alternativo para considerar este efecto.

La resistencia a compresión de los angulares debería calcularse mediante el método indicado en el apartado § 6.3.1 de la norma EN 1993-1-1.

Cuando los tornillos estén situados fuera del centroide de la sección, la excentricidad generará un momento flector adicional en el elemento. Tal y como se describió anteriormente para la resistencia a tracción de los angulares, este momento flector puede tenerse en cuenta de dos modos:

- Utilizando las ecuaciones de interacción 6.61 y 6.62 de la norma EN 1993-1-1

- Calculando una esbeltez modificada tal y como se indica en la norma EN 1993-1-1, Anexo BB 1.2 y aplicándolo al método indicado en el apartado § 6.3.1.

Si el angular está soldado en lugar de atornillado, las fuerzas se distribuyen por todo el elemento y no es preciso considerar ningún efecto flector.

Cuando el arriostramiento está compuesto por angulares de lados desiguales, es importante especificar qué lado está conectado.

Perfiles en U

Las resistencias a tracción y compresión de perfiles en U se trata de manera similar a las descritas para los angulares.

Los perfiles en U están conectados a través del alma, bien sea soldados o atornillados. Esto introduce una excentricidad respecto al centroide de la sección. A pesar que la norma EN 1993-1-1 no permite, de manera expresa, el uso del Anexo BB 1.2 para la resistencia a compresión de los perfiles en U, los autores sugieren el uso de este enfoque también para este fin.

Cuando se utilizan perfiles en U con almas de poco espesor, la resistencia de los tornillos de la “U” puede ser crítica. Para evitar este problema, el proyectista puede especificar tornillos más grandes o que se pueda hacer que el alma del perfil en “U” tenga más espesor soldando una chapa al alma.

5.5 Arriostramiento horizontal

El arriostramiento horizontal, o al menos la acción de diafragma del forjado, es necesario para transmitir las fuerzas horizontales y los requisitos de coacción horizontal a los planos del arriostramiento vertical.

Cuando se adopta un arriostramiento de acero triangulado, los enfoques de cálculo son básicamente los mismos que los del arriostramiento vertical. Sin embargo, por lo general, es más económico utilizar el forjado como diafragma.

Todas las soluciones de forjado que impliquen un encofrado permanente, como chapas metálicas fijadas con conectores soldados a las vigas, con relleno de hormigón in situ, ofrecen un excelente diafragma rígido para transmitir las fuerzas horizontales hasta el sistema de arriostramiento.

Los sistemas de forjado que impliquen placas de hormigón prefabricado requieren un tratamiento adecuado para garantizar la transferencia apropiada de fuerzas, si van a actuar como diafragmas. El coeficiente de rozamiento entre las placas y la estructura de acero puede ser tan bajo como 0,1 e incluso inferior, si el acero está pintado. Esto permitirá a las losas moverse entre sí y moverse por la estructura de acero. El uso de morteros entre las losas sólo resolverá el problema en parte, y para grandes esfuerzos cortantes, será necesario un sistema de fijación mejor entre las losas y entre la estructura de acero y las losas.

La conexión entre placas puede conseguirse mediante el armado en la capa de compresión. Puede realizarse mediante mallazo o mediante atado a lo largo de

Parte 4: Diseño de detalle

ambos bordes de un conjunto de placas en ambos extremos de un conjunto de placas para asegurarse que todo el panel funcione como una única unidad. Normalmente, será suficiente el uso de una barra de 10 mm a media profundidad desde la parte superior de la capa de compresión.

La unión con la estructura de acero puede conseguirse mediante uno de los dos métodos siguientes:

- Cerrar las losas con una estructura de acero (sobre angulares o elementos de tope especialmente pensados para ello) y rellenar con hormigón.
- Utilizar un sistema de atado entre la capa de compresión de la placa y la de la zona de la estructura de acero (denominada también "zuncho perimetral"). La viga de acero tiene una especie de conectores para transferir los esfuerzos entre el zuncho perimetral in situ y la estructura de acero.

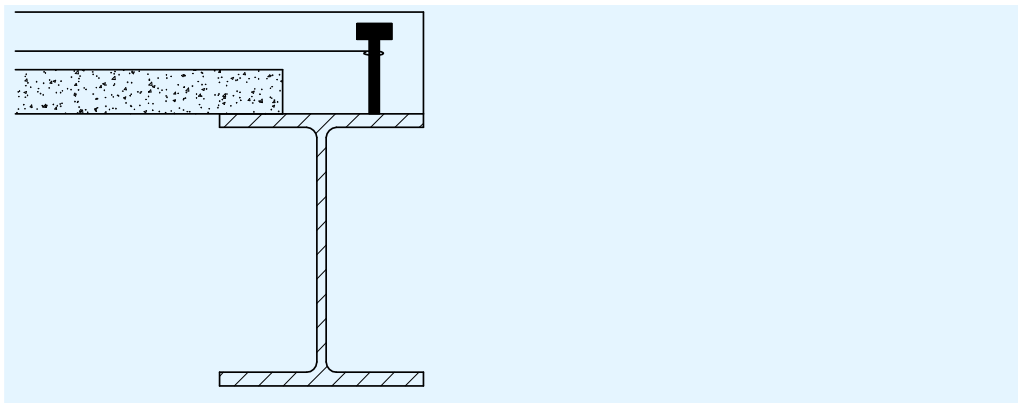


Figura 5.15 Conexiones posibles entre la placa de hormigón prefabricado y la estructura de acero para asegurar la acción de diafragma del forjado.

Hay que prestar atención a las “trayectorias de carga” que transfieren el esfuerzo cortante del final del diafragma horizontal al arriostramiento vertical o núcleo de hormigón. Normalmente, es posible asegurarse de que los "montantes finales" de los diafragmas horizontales (o cerchas) son también los "montantes finales" del arriostramiento vertical. Cuando los núcleos de hormigón resisten las acciones horizontales, normalmente es posible atar los diafragmas de hormigón directamente con los núcleos.

5.6 Resumen de cálculo

La Tabla 5.1 resume los enfoques de cálculo más adecuados para el estado límite último de los distintos elementos:

Tabla 5.1 Cálculo de elementos para estado de límite último

Elemento	Método	Referencia al apartado	Observaciones
Losas de forjado	Datos del fabricante	5.2.1	Garantía de que se adoptan los parámetros determinados a escala nacional (NDP)
Vigas en descolgadas no mixtas	Tablas de capacidad del programa de cálculo ^[iError! Marcador no definido.]	5.2.2	Garantía de que se adoptan los NDPs pertinentes
Vigas descolgadas mixtas	Programas de cálculo	5.2.3	
Pilares sometidos a carga axil	Datos tabulados	5.3.1	Garantía de que se adoptan los NDPs pertinentes
Pilares sometidos a carga axil y momentos	Programas de cálculo	5.3.2	
Arriostramiento vertical	Cálculo mediante datos tabulados, teniendo en cuenta los aspectos de las conexiones locales / excentricidad	5.4	
Arriostramiento horizontal	Cálculo mediante datos tabulados teniendo en cuenta los aspectos de las conexiones locales / excentricidad y la conectividad con el hormigón	5.5	

6 ROBUSTEZ

6.1 Situaciones accidentales de cálculo

Con el fin de evitar el desplome desproporcionado de edificios en caso de situaciones accidentales, como por ejemplo, explosiones, el apartado 2.1 de la norma EN 1990 enumera dos Principios y proporciona una Norma de Aplicación para la robustez de las estructuras. Son las siguientes:

(4)P Una estructura puede proyectarse y ejecutarse de forma que no se vea dañada por acontecimientos o sucesos como:

- Explosiones,
- Impactos, y
- las consecuencias de errores humanos

de forma desproporcionada con la causa inicial.

NOTA 1: Los sucesos a considerar son “aquéllos acordados para un proyecto concreto con el cliente y la autoridad correspondiente”.

NOTA 2: Se da más información en la norma EN 1991-1-7.

(5)P Se deberán evitar o limitar los daños portenciales mediante la elección apropiada de una o más de las siguientes medidas:

- Evitar, eliminar o reducir los riesgos a los que la estructura pueda estar expuesta.
- Seleccionar una forma estructural que tenga una baja sensibilidad a los riesgos considerados.
- Seleccionar una forma estructural y un diseño que puedan sobrevivir sobradamente la eliminación accidental de un elemento o de una parte limitada de la estructura, o un daño localizado de extensión aceptable.
- Evitar en todo lo posible sistemas estructurales que puedan derrumbarse sin previo aviso.
- Haciendo solidarios los elementos estructurales entre sí.

(6) Se deberían satisfacer los requisitos fundamentales mediante:

- La elección de materiales adecuados.
- El cálculo y detalles constructivos adecuados, y
- La especificación de procedimientos de control para el cálculo, la producción, la ejecución y el uso correspondiente al proyecto concreto.

La estrategia que habrá de adoptarse en caso de acciones accidentales identificadas o no identificadas se ilustra en la Figura 6.1 y depende de tres tipos de consecuencias que se detallan en el Anexo B.3 de la norma EN 1991-1-7^[13] y que se tratan en el apartado 6.2.

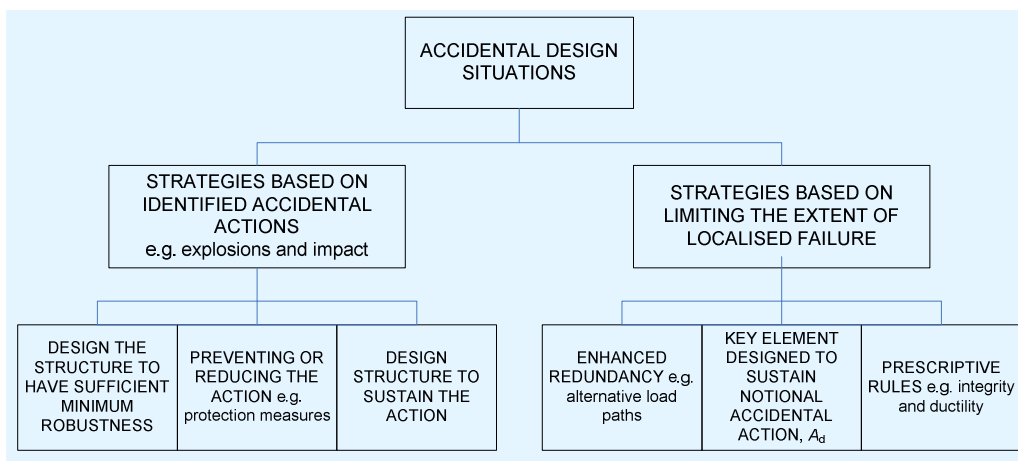


Figura 6.1 Estrategias para las situaciones accidentales de cálculo

6.2 Clases de consecuencias

Tal y como se ha mencionado anteriormente, en el Anexo B.3 de la norma EN 1990 se definen tres tipos de consecuencias:

- CC1 Consecuencia leve
- CC2 Consecuencia moderada
- CC3 Consecuencia grave

La clase CC2 es subdividida por la norma EN 1991-1-7^[13] en CC2a (grupo de riesgo menor) y CC2b (grupo de riesgo mayor). Los edificios de mediana altura suelen tener cabida en el grupo CC2b, cuyos criterios se indican en la Tabla 6.1.

Tabla 6.1 Ejemplos de clasificación de edificios por categorías (según la Tabla A.1 de la norma EN 1991-1-7)

Clase de consecuencia	Ejemplo de clasificación por categorías del tipo de edificio y la ocupación
CC2b Grupo de riesgo elevado	Hoteles, pisos, apartamentos y otros edificios residenciales de más de 4 plantas, pero que no superen las 15 plantas. Edificios educativos de más de una sola planta, pero que no superen las 15 plantas. Edificios de venta minorista de más de 3 plantas, pero que no superen las 15 plantas. Edificios de oficinas de más de 4 plantas, pero que no superen las 15 plantas. Todos aquellos edificios en los que se admita público, y que dispongan de superficies de forjado entre los 2000 m ² y los 5000 m ²

Los apartados § 3.2 y § 3.3 de la norma EN 1991-1-7 ofrecen una amplia gama de posibilidades en cuanto a estrategias generales se refiere para las acciones accidentales identificadas y para limitar el alcance del fallo localizado, respectivamente. Aparte de las estructuras con riesgo específico de impacto (apartado 4 de la norma EN 1991-1-7) o de explosión interna (sección § 5 de la norma EN 1991-1-7), en la presente guía recomendamos que el cálculo de las estructuras de edificios de baja y mediana altura con Clase de Consecuencia CC2b debería incluir, por lo general, el cálculo del fallo localizado (véase la

sección 6.3 de este documento). El diseño de los pilares como elementos clave (véase el apartado 6.4) sólo resulta adecuado cuando no todos los pilares son continuos hasta la base (por ejemplo, cuando están soportados por una estructura de transferencia de cargas).

6.3 Cálculo de las consecuencias del fallo localizado en edificios de varias plantas

6.3.1 Estrategia de cálculo

En edificios de varias plantas, el requisito de robustez normalmente suele conducir a una estrategia de cálculo en la que los pilares están atados al resto de la estructura. Esto quiere decir, en principio, que no se puede eliminar fácilmente cualquier tramo de un pilar. No obstante, si se eliminara un tramo por una acción accidental, los sistemas de forjado deberían ser capaces de poder desarrollar una acción de catenaria para limitar el alcance del fallo. Se muestra un ejemplo en el gráfico de la Figura 6.2. A este tipo de colapso parcial se refiere el Anexo A de la norma EN 1991-1-7^[13] en relación con las acciones de atado horizontales y verticales.

El Anexo A no prescribe un modelo exhaustivo de cálculo para esta forma de colapso parcial (por ejemplo, no contempla la reacción a las fuerzas horizontales de la Figura 6.2). Las normas del Anexo a lo sumo pueden considerarse como normas prescriptivas cuya principal finalidad es construir estructuras que presenten un comportamiento adecuado en circunstancias extremas, pero sin pretender ser sistemas exhaustivos de mecánica estructural. La práctica ilógica a la hora de calcular algunas uniones para esfuerzos considerables, pero sin tener en cuenta una transferencia adicional de esfuerzos, es un buen ejemplo de esta cuestión.

Es importante señalar que no se pretende que estos requisitos garanticen que la estructura siga estando en servicio como consecuencia de algún evento extremo, pero sí que el daño sea limitado y que se evite un colapso progresivo.

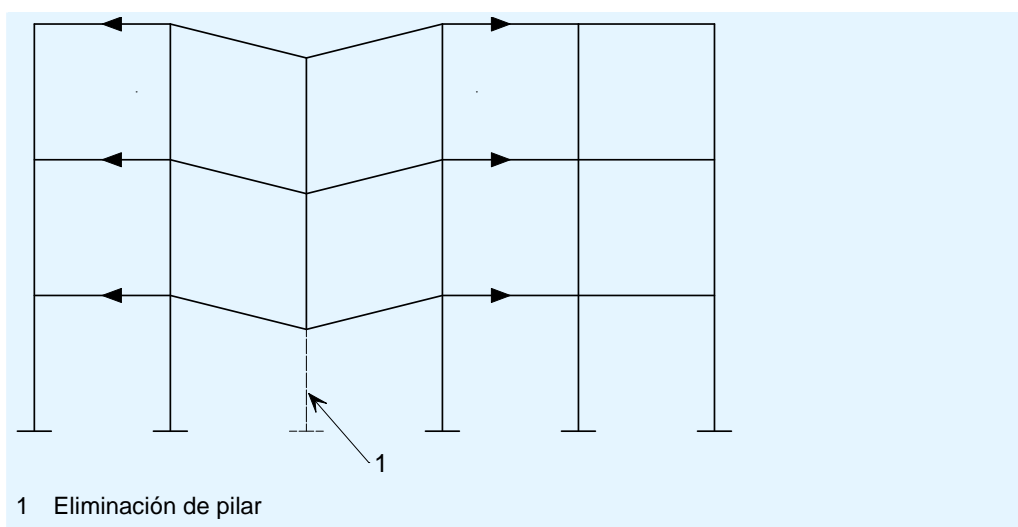


Figura 6.2 Concepto de los principios de robustez

6.3.2 Límite de daño admisible

En la Figura 6.3 se indica el límite de daño admisible recomendado por la norma EN 1991-1-7 en su Anexo A.

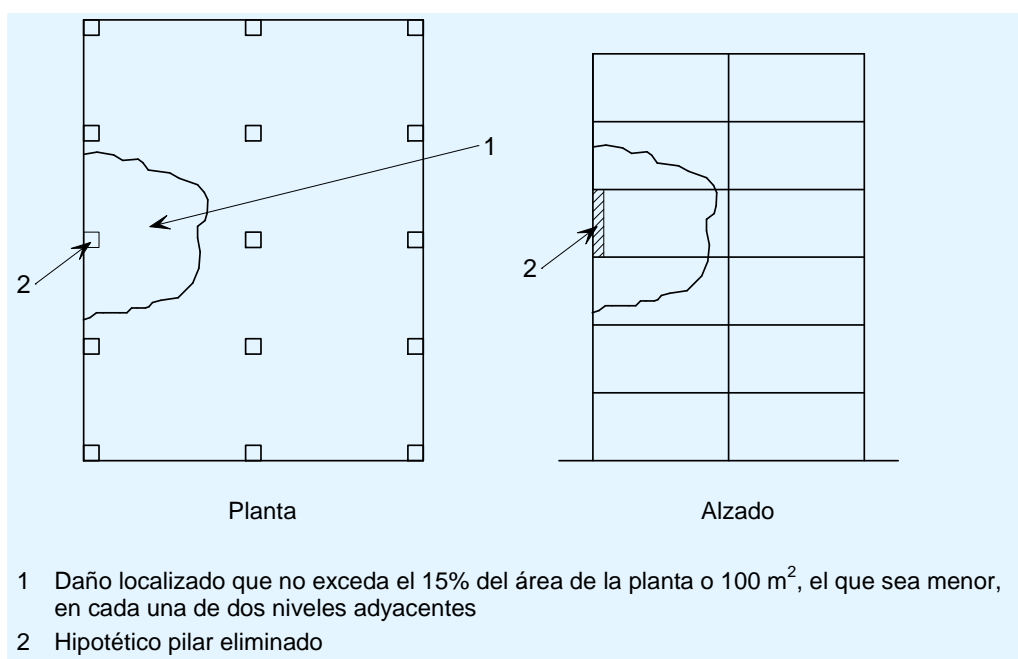


Figura 6.3 Límite recomendado para el daño admisible (según la Figura A.1 de la norma EN 1991-1-7)

6.3.3 Atado horizontal

La norma EN 1991-1-7, § A.5 da una orientación sobre el atado horizontal de las estructuras aporticadas. Nos ofrece una serie de expresiones para la resistencia de cálculo a tracción para atados internos y perimetrales.

Para los atados internos:

$$T_i = 0.8 (g_k + \psi q_k) s L \text{ o } 75 \text{ kN, el valor que sea mayor} \quad (\text{A.1})$$

Para los atados perimetrales:

$$T_p = 0.4 (g_k + \psi q_k) s L \text{ o } 75 \text{ kN, el valor que sea mayor} \quad (\text{A.2})$$

donde:

s es el espacio entre atados

L es el vano del atado

ψ es el coeficiente correspondiente en la expresión de combinación del efecto de las acciones para la situación accidental (es decir, ψ_1 o ψ_2 según la expresión (6.11b) en el EN 1990^[5]). El Anexo nacional correspondiente debería ofrecer más indicaciones sobre los valores de ψ a adoptar.

Hay que tener en cuenta que los esfuerzos de atado no tienen que ser necesariamente soportados por la estructura de acero. Un forjado mixto de hormigón, por ejemplo, se puede utilizar para el atado entre pilares aunque debe proyectarse para realizar esta función. Puede ser necesario un armado

adicional, y el pilar (especialmente un pilar perimetral) podría precisar un detalle meticuloso para garantizar que el esfuerzo de atado se transfiera entre los pilares y la losa. Se han utilizado exitosamente, armaduras de refuerzo rodeando a un pilar o varillas roscadas atornilladas en el propio pilar de acero.

Si los esfuerzos de atado deben ser soportados únicamente por la estructura de acero, la comprobación de la resistencia de atado es totalmente independiente de la resistencia a las fuerzas verticales. Los esfuerzos cortantes y los de atado no se aplican nunca de forma simultánea. Es más, cuando se calcula la resistencia de atado, se ignora el requisito habitual de los elementos y las uniones de mantener su condición de servicio bajo las cargas de cálculo, ya que “se puede aceptar la deformación substancial permanente de los elementos y sus uniones”. Para más información sobre la resistencia de atado de uniones articuladas estándar, puede consultarse *Edificios de Acero de varias plantas. Parte 5: Diseño de uniones*^[14].

Es habitual que los atados sean discontinuos, o que no tengan un punto de "anclaje" final hasta un pilar. La unión está calculada simplemente para el esfuerzo aplicado. Esta situación es también habitual en los pilares exteriores, en los que sólo se considera el cálculo local de la unión. El pilar en sí no está diseñado para resistir el esfuerzo de atado.

6.3.4 Atado de elementos de forjado de hormigón prefabricado

La norma EN 1991-1-7, §A.5.1 (2) exige que cuando se utilizan elementos de forjado de hormigón u otros elementos pesados (a modo de forjados), deberán atarse en la dirección de su vano. La idea consiste en evitar el derrumbe de los elementos de forjado o losas de forjado desde la estructura de acero en caso que se mueva o se elimine la estructura de acero por algún golpe importante. Las losas deben estar atadas entre sí sobre los apoyos y atadas a las vigas de borde. Los esfuerzos de atado se pueden determinar por medio de la norma EN 1992-1-1^[7], § 9.10.2 y el Anexo nacional correspondiente.

Atado en los apoyos intermedios

Si las unidades prefabricadas incorporan una capa de compresión, se puede utilizar el armado para soportar los esfuerzos de atado, tal y como se indica en la Figura 6.4 o para incorporar barras de refuerzo adicionales.

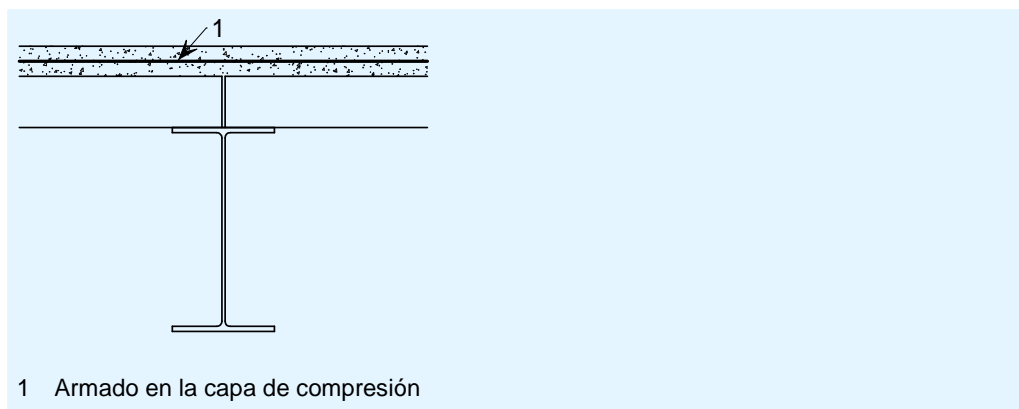


Figura 6.4 Capa de compresión con armado

Como alternativa, también se pueden dejar visibles los alveolos de las placas prefabricadas y colocar barras de refuerzo entre las dos placas antes de hormigonar, tal y como se indica en la Figura A.5.

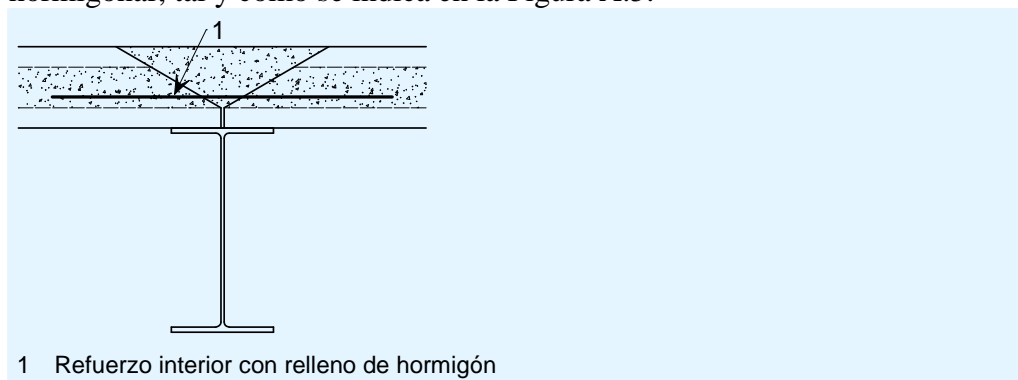


Figura 6.5 Atado entre elementos prefabricados aligerados

Puede ser necesario tomar medidas especiales cuando se colocan placas prefabricadas en angulares de soporte, tal y como se indica en la Figura 6.6. Cuando no se puede utilizar ningún refuerzo de capa de compresión, normalmente se emplean barras rectas de refuerzo que atan a los elementos prefabricados atravesando los agujeros taladrados en la viga de acero

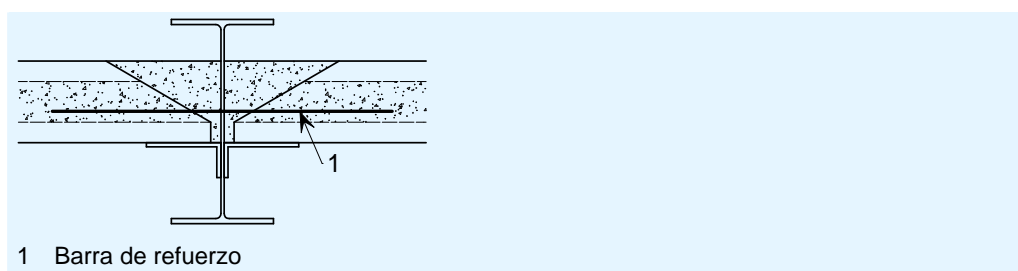


Figura 6.6 Elementos prefabricados apoyados en angulares

Atado en vigas de borde

La mejor forma de conseguir el anclaje es dejando los alveolos de la placa visibles y colocando barras dobladas en U alrededor de los conectores soldados a la estructura de acero, tal y como se indica en la Figura 6.7. En esta figura, los conectores se utilizan para conseguir el anclaje adecuado y no para el cálculo mixto de la viga de borde. La Figura 6.7(b) es una solución más complicada que implica el almenado del extremo de la placa (normalmente en obra) de manera que la placa se ajuste alrededor del conector y unas barras similares dobladas en U ubicadas en los huecos antes de hormigonar. No obstante, esto permite utilizar una viga de acero de alas más estrechas.

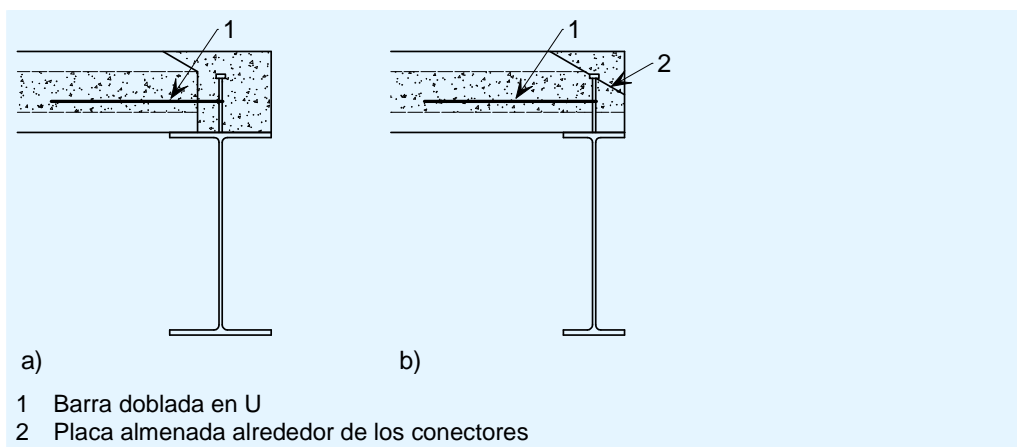


Figura 6.7 Atado de placas prefabricadas en vigas de borde
Ancho mínimo del ala de: (a) 180 mm, (b) 120 mm

En algunas circunstancias, los elementos de forjado pasan en voladizo por encima de la viga de borde. El atado en estos casos no es tan sencillo, por lo que se deberá trabajar conjuntamente con el proveedor de la estructura y el fabricante del forjado para proponer una solución.

6.3.5 Atado vertical

La norma EN 1991-1-7, A.6 ofrece una orientación sobre el atado vertical de las estructuras aperticadas. Recomienda que los empalmes de pilares sean capaces de soportar una tracción axial igual a la mayor reacción de cálculo de la carga vertical permanente y variable aplicada al pilar desde cualquier nivel. No especifica qué nivel, pero sería aconsejable emplear el valor mayor a lo largo del tramo inferior hasta el siguiente empalme (o hasta la base, lo que sea más corto).

En la práctica no se trata de una condición costosa y es probable que, la mayoría de los empalmes proyectados para una rigidez y resistencia adecuadas durante el montaje, sean suficientes para soportar el esfuerzo axial de atado. Los empalmes estándar se indican en *Edificios de acero de varias plantas. Parte 5: Diseño de uniones*^[14].

6.4 Elementos clave

La norma EN 1991-1-7^[13], § A.8 ofrece una orientación sobre el cálculo de “elementos clave”. Recomienda que un elemento clave sea capaz de soportar una acción accidental de cálculo de A_d aplicada en las direcciones horizontal y vertical (en una dirección cada vez) al elemento y a cualquier componente unido a él. El valor recomendado de A_d para las estructuras de los edificios es de 34 kN/m^2 aplicado a la superficie del elemento en la dirección más perjudicial. Cualquier otro componente estructural que ofrezca “una coacción lateral imprescindible para la estabilidad” de un elemento clave deberá ser también calculado como elemento clave. La ecuación 6.11b de la norma EN 1990^[5] define la combinación de acciones que hay que tener en cuenta.

Cuando se vaya a considerar la carga accidental en una superficie amplia (por ejemplo, en una losa de forjado que esté soportada por una viga de transferencia de cargas), es razonable limitar el área que está sujeta a la carga de 34 kN/m^2 porque es poco probable que una presión causada por una

explosión sea tan elevada en todas las superficies de un espacio amplio cerrado.

El área máxima que hay que considerar no está definida, pero se podría calcular a partir de la longitud del muro portante que hay que considerar (véase la norma EN 1991-1-7, § A.7), que es 2,25 veces la altura del piso, es decir, $2,25 \times 2,9 = 6,5$ m. Así, un área máxima que estaría sujeta a la carga de 34 kN/m^2 podría ser un cuadrado de $6,5 \times 6,5$.

Para calcular un elemento clave, hay que considerar qué componentes o proporción de ellos permanecerán unidos al elemento en caso de ocurrir un incidente. La aplicación del criterio ingenieril jugará un papel crucial en este aspecto. En el caso de construcción de estructuras, las paredes y el cerramiento de fachada serán no estructurales, por lo general. Por este motivo, es probable que la mayoría de ellos se desprendan del elemento clave durante el suceso, tal y como se indica en la Figura 6.8.

En el caso de elemento clave de pilar, tal y como se indica en la Figura 6.8, debería aplicarse una carga accidental de 34 kN/m^2 con una anchura de b_{eff} para la carga accidental aplicada según el eje fuerte. La sección del pilar se debería comprobar para la combinación de momentos y esfuerzo axial mediante el caso de cálculo indicado anteriormente. La carga accidental en el eje menor con una anchura de h (en este caso) también tiene que ser considerada. La carga accidental sólo debería considerarse en una dirección cada vez y no existe ningún requisito para considerar un caso de carga diagonal, es decir, con un ángulo respecto del eje fuerte y el débil.

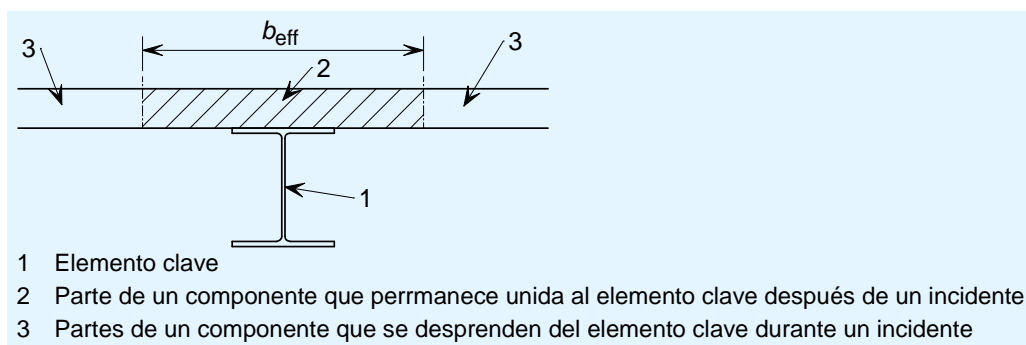


Figura 6.8 Componente unido al elemento clave (pilar en planta)

La determinación de la anchura b_{eff} es algo muy subjetivo. La estimación sobre qué permanecerá unido al elemento clave (durante una carga de 34 kN/m^2) dependerá naturalmente de qué es lo que se une y cómo se fije al elemento.

6.5 Evaluación de riesgos

Los edificios contemplados dentro de la clase de consecuencia 3 tienen que evaluarse utilizando las técnicas de evaluación de riesgos. En el Anexo B de la norma EN 1991-1-7^[13] se puede encontrar información sobre la evaluación de riesgos y B.9 nos ofrece información específica para edificios.

6.6 Resumen de cálculo

- Determinación de la clase de consecuencia correspondiente a través del Anexo B.3 de EN 1990^[5] (Apartado 6.2 anterior).
- Diseñar elementos y conexiones para limitar el fallo localizado siempre que sea posible. Los pilares tendrán que proyectarse como elementos clave cuando no continúen hasta la base; por ejemplo, cuando acaban en una estructura de transferencia de cargas.
- A la hora de diseñar para un fallo localizado, adoptar una estrategia de cálculo, limitación del daño admisible y las normas de atado horizontal y vertical descritas en el apartado 6.3.
- Donde se tengan que proteger elementos clave, se tendrán que adoptar los enfoques descritos en el apartado 6.4.

REFERENCIAS

- 1 EN 1993: Eurocode 3 Design of steel structures
EN 1993-1-1:2005: General rules and rules for buildings
EN 1993-1-8:2005: Design of joints
- 2 EN 1994: Eurocode 4 Design of composite steel and concrete structures
EN 1994-1-1:2005: General rules and rules for buildings
EN 1994-1-2:2008: General rules. Structural fire design
- 3 Steel Buildings in Europe
Multi-storey steel buildings. Part 2: Concept design
- 4 www.access-steel.com
- 5 EN 1990: Eurocode Basis of design
- 6 Steel Buildings in Europe
Multi-storey steel buildings. Part 3: Actions
- 7 EN 1992: Eurocode 2 Design of concrete structures
EN 1992-1-1:2004: General rules and rules for buildings
- 8 Instrucción de Acero Estructural.
Ministerio de Fomento, España, 2006.
- 9 Código Técnico de la Edificación
Ministerio de Vivienda, España, 2006
- 10 SMITH, A. L., HICKS, S. J. and DEVINE, P. J. (P354)
Design of floors for vibration: A new approach
The Steel Construction Institute, 2008
- 11 Steel Buildings in Europe
Multi-storey steel buildings. Part 8: Description of member resistance calculator
- 12 Steel Building Design: Design Data (P363)
The Steel Construction Institute, 2009
- 13 EN 1991: Eurocode 1 Actions on structures. General actions
EN 1991-1-7:2006 : Accidental actions
- 14 Steel Buildings in Europe
Multi-storey steel buildings. Part 5: Joint design

APÉNDICE A EJEMPLOS RESUELTOS

- ER A.1: Viga simplemente apoyada sin arriostramiento lateral
- ER A.2: Viga simplemente apoyada con arriostramientos laterales intermedios
- ER A.3: Viga mixta secundaria simplemente apoyada (conexión parcial)
- ER A.4: Viga mixta principal simplemente apoyada
- ER A.5: Pilar articulado con perfiles en H no esbeltos
- ER A.6 Unión de un angular de arriostramiento a tracción a una cartela mediante tornillos

1. Viga simplemente apoyada sin arriostramiento lateral

1.1. Alcance

Este ejemplo contempla una viga de perfil laminado de sección en I, sometida a flexión en el eje mayor y arriostrada lateralmente sólo en los apoyos. El ejemplo incluye:

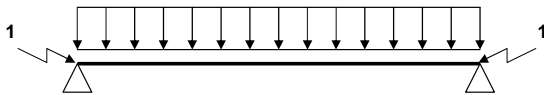
- La clasificación de la sección transversal
- El cálculo de la resistencia a flexión, incluido el cálculo exacto del momento crítico elástico para el pandeo lateral.
- El cálculo de la resistencia a cortante
- El cálculo de la flecha en el estado límite de servicio.

Este ejemplo no incluye ninguna verificación de pandeo por cortante del alma.

1.2. Cargas

La distribución uniforme de la carga incluye:

- El peso propio de la viga
- La losa de hormigón
- Sobrecarga de uso



1 Arriostramiento lateral

Figura A.1 La viga utilizada en este ejemplo, donde se pueden observar los arriostramientos laterales

1.3. Coeficientes parciales de seguridad

$$\gamma_G = 1,35 \quad (\text{acciones permanentes})$$

$$\gamma_Q = 1,50 \quad (\text{acciones variables})$$

$$\gamma_{M0} = 1,0$$

$$\gamma_{M1} = 1,0$$

EN 1990

EN 1993-1-1
§ 6.1 (1)

1.4. Información básica

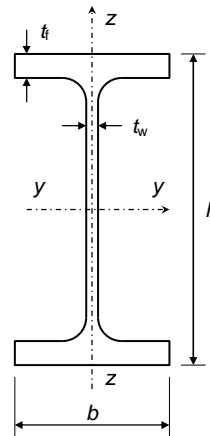
Luz:	5,70 m
Anchura del vano:	2,50 m
Espesor de la losa:	120 mm
Particiones:	0,75 kN/m ²
Sobrecarga de uso:	2,50 kN/m ²
Densidad del hormigón:	24 kN/m ³
Calidad del acero:	S235
Peso de la losa:	$0,12 \times 24 \text{ kN/m}^3 = 2,88 \text{ kN/m}^2$

1.5. Selección del perfil

Se prueba con un IPE 330 – Acero S235

1.5.1. Propiedades geométricas

Canto	h	= 330 mm
Ancho	b	= 160 mm
Espesor del alma	t_w	= 7,5 mm
Espesor del ala	t_f	= 11,5 mm
Radio de acuerdo	r	= 18 mm
Masa		49,1 kg/m
Área de la sección	A	= 62,6 cm ²



Momento de inercia respecto del eje fuerte: $I_y = 11770 \text{ cm}^4$

Momento de inercia respecto del eje débil: $I_z = 788,1 \text{ cm}^4$

Módulo de torsión $I_t = 28,15 \text{ cm}^4$

Módulo de alabeo $I_w = 199100 \text{ cm}^6$

Módulo elástico respecto del eje fuerte: $W_{el,y} = 713,1 \text{ cm}^3$

Módulo plástico respecto del eje fuerte: $W_{pl,y} = 804,3 \text{ cm}^3$

Límite elástico:

Calidad del acero: S235

El espesor máximo es $11,5 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$, por lo que: $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$

Nota: El Anexo nacional puede indicar o bien los valores de f_y de la tabla 3.1 o los valores de la norma de producto.

1.5.2. Acciones en la viga

Peso propio de la viga: $(49,1 \times 9,81) \times 10^{-3} = 0,482 \text{ kN/m}$


EN 1993-1-1
Tabla 3.1

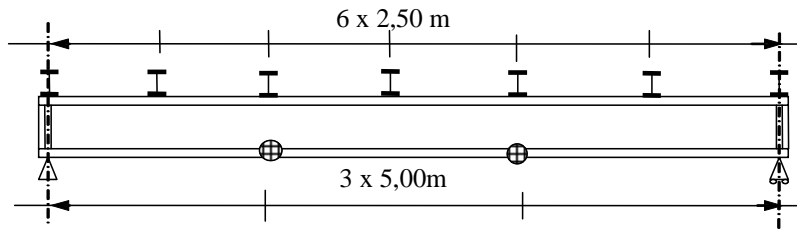
Título	A.1 Ejemplo Resuelto – Viga simplemente apoyada sin arriostramiento lateral	4 de 7
<p>Para las secciones de Clase 1, las comprobaciones ELU deben basarse en la resistencia plástica de la sección transversal.</p> <p>1.5.5. Resistencia de la sección</p> <p><i>Resistencia de la sección transversal a flexión</i></p> <p>La resistencia de cálculo de la sección es:</p> $M_{c,Rd} = W_{pl,y} f_y / \gamma_{M0} = (804,3 \times 235 / 1,0) \times 10^{-3} = 189,01 \text{ kNm}$ <p>La sección debe cumplir que $M_{y,Ed} / M_{c,Rd} < 1,0$</p> $M_{y,Ed} / M_{c,Rd} = 90,48 / 189,01 = 0,479 < 1,0 \text{ OK}$ <p><i>Resistencia a pandeo lateral</i></p> <p>Para determinar la resistencia de cálculo a pandeo lateral, hay que determinar el coeficiente de reducción para pandeo lateral. El siguiente cálculo determina este factor mediante el momento crítico elástico.</p> <p>Momento crítico elástico</p> <p>El momento crítico puede calcularse según la siguiente fórmula:</p> $M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{(k L)^2} \left\{ \sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k L)^2 G I_t}{\pi^2 E I_z} + (C_2 z_g)^2} - C_2 z_g \right\}$ <p>donde:</p> <p>E es el módulo de Young: $E = 210000 \text{ N/mm}^2$</p> <p>$G$ es el módulo de cortadura: $G = 80770 \text{ N/mm}^2$</p> <p>L es la luz (vano): $L = 5,70 \text{ m}$</p> <p>En la expresión M_{cr}, se pueden hacer las siguientes simplificaciones:</p> <p>$k = 1$ considerando que el ala comprimida puede girar libremente alrededor del eje débil de la sección ,</p> <p>$k_w = 1$ considerando que no se evita el alabeo en los extremos de la viga.</p> <p>z_g es la distancia desde el punto de carga hasta el centro de cortante:</p> $z_g = h / 2 = +165 \text{ mm}$ <p>(z_g es positivo cuando las cargas actúan orientadas hacia el centro de cortante)</p> <p>Los coeficientes C_1 y C_2 dependen del diagrama de momentos flectores. Para una carga uniformemente distribuida y $k = 1$:</p> $C_1 = 1,127$ $C_2 = 0,454$		<p>EN 1993-1-1 § 6.2.5</p> <p>SN003^[4]</p> <p>SN003^[4]</p>

Título	A.1 Ejemplo Resuelto – Viga simplemente apoyada sin arriostramiento lateral	5 de 7
<p>Por lo tanto:</p> $\frac{\pi^2 E I_z}{(k L)^2} = \frac{\pi^2 \times 210000 \times 788,1 \times 10^4}{(5700)^2} \times 10^{-3} = 502,75 \text{ kN}$ $C_2 z_g = 0,454 \times 165 = + 74,91 \text{ mm}$ $M_{cr} =$ $1,127 \times 502,75 \times \left\{ \sqrt{\frac{199100}{788,1} \times 100 + \frac{80770 \times 281500}{502750} + (74,91)^2} - 74,91 \right\} \times 10^{-3}$ $M_{cr} = 113,9 \text{ kNm}$ <p>Esbeltez adimensional</p> <p>La esbeltez adimensional se obtiene a través de:</p> $\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{804300 \times 235 \times 10^{-6}}{113,9}} = 1,288$ <p>Para perfiles laminados: $\bar{\lambda}_{LT,0} = 0,4$</p> <p>Nota: el valor de $\bar{\lambda}_{LT,0}$ puede darse en el Anexo nacional. El valor recomendado es: 0,4.</p> <p>Por lo tanto $\bar{\lambda}_{LT} = 1,288 > \bar{\lambda}_{LT,0}$</p> <p>El coeficiente de reducción, χ_{LT}</p> <p>Para perfiles laminados, el coeficiente de reducción para el pandeo lateral se calcula de la forma siguiente:</p> $\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \beta \bar{\lambda}_{LT}^2}} \quad \text{but} \quad \begin{cases} \chi_{LT} \leq 1,0 \\ \chi_{LT} \leq \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2} \end{cases}$ <p>donde:</p> $\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$ <p>α_{LT} es el coeficiente de imperfección para el pandeo lateral. Al aplicar el método para perfiles laminados, la curva de pandeo lateral ha de seleccionarse de la Tabla 6.5:</p> <p>Para $h/b = 330 / 160 = 2,06 > 2$</p> <p>Por lo que hay que utilizar la curva 'c' ($\alpha_{LT} = 0,49$)</p> $\bar{\lambda}_{LT,0} = 0,4 \text{ y } \beta = 0,75$ <p>Nota: los valores $\bar{\lambda}_{LT,0}$ y β pueden darse en el Anexo nacional. Los valores recomendados son 0,4 y 0,75, respectivamente.</p>		<p>EN 1993-1-1 § 6.3.2.2 (1)</p> <p>EN 1993-1-1 § 6.3.2.3(1)</p> <p>EN 1993-1-1 § 6.3.2.3 (1)</p> <p>EN 1993-1-1 Tabla 6.5 Tabla 6.3</p>

Título	A.1 Ejemplo Resuelto – Viga simplemente apoyada sin arriostramiento lateral	6 de 7
<p> $\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + 0,49 (1,288 - 0,4) + 0,75 \times (1,288)^2 \right] = 1,340$ y: $\chi_{LT} = \frac{1}{1,340 + \sqrt{(1,340)^2 - 0,75 \times (1,288)^2}} = 0,480$ $\chi_{LT} = 0,480 < 1,0$ OK y, $\chi_{LT} = 0,480 < 1 / \bar{\lambda}_{LT}^2 = 0,603$ OK La influencia de la distribución de momentos en el momento resistente a pandeo lateral de la viga se tiene en cuenta con el factor f: $f = 1 - 0,5 (1 - k_c) \left[1 - 2 (\bar{\lambda}_{LT} - 0,8)^2 \right] \text{ but } \leq 1,0$ donde: $k_c = 0,94$ $\therefore f = 1 - 0,5 (1 - 0,94) [1 - 2 (1,288 - 0,8)^2] = 0,984$ $\therefore \chi_{LT,mod} = \chi_{LT} / f = 0,480 / 0,984 = 0,488$ Momento resistente de cálculo a pandeo $M_{b,Rd} = \chi_{LT,mod} W_{pl,y} f_y / \gamma_{M1}$ $M_{b,Rd} = (0,488 \times 804300 \times 235 / 1,0) \times 10^{-6} = 92,24 \text{ kNm}$ $M_{y,Ed} / M_{b,Rd} = 90,48 / 92,24 = 0,981 < 1,0$ OK Resistencia a cortante: Cuando no hay torsión, la resistencia plástica a cortante está directamente relacionada con el área a cortante, que viene dada por: $A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f$ $A_v = 6260 - 2 \times 160 \times 11,5 + (7,5 + 2 \times 18) \times 11,5 = 3080 \text{ mm}^2$ $V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{3080 \times (235 / \sqrt{3})}{1,0} = 417,9 \text{ kN}$ $V_{Ed} / V_{pl,Rd} = 63,50 / 417,9 = 0,152 < 1,0$ OK No hay que tener en cuenta el pandeo del alma (abolladura) a cortante cuando: $h_w / t_w \leq 72 \varepsilon / \eta$ donde: η puede considerarse, de manera conservadora, como 1,0 $h_w / t_w = (330 - 2 \times 11,5) / 7,5 = 40,9 < 72 \times 1 / 1,0 = 72$ </p>		<p>EN 1993-1-1 § 6.3.2.3 (2)</p> <p>EN 1993-1-1 Tabla 6.6</p> <p>EN 1993-1-1 § 6.3.2.1</p> <p>EN 1993-1-1 § 6.2.6 (3)</p> <p>EN 1993-1-1 § 6.2.6 (2)</p> <p>EN 1993-1-1 § 6.2.6 (6)</p>

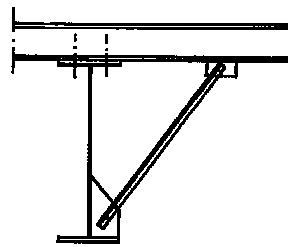
Título	A.1 Ejemplo Resuelto – Viga simplemente apoyada sin arriostramiento lateral	7 de 7
<p>Nota: No es preciso considerar la interacción del momento y esfuerzo cortante, ya que el momento máximo se obtiene en la mitad de la luz y el esfuerzo cortante máximo se obtiene en los apoyos. Por lo general, para la interacción de flexión y cortante consultar en EN 1993-1-1, § 6.2.8.</p> <p>1.5.6. Comprobación del estado límite de servicio</p> <p>Combinación de ELS</p> <p>$G_k + Q_k = 9,56 + 6,25 = 15,81 \text{ kN/m}$</p> <p>Flecha debido a $G_k + Q_k$:</p> $w = \frac{5(G + Q)L^4}{384EI_y} = \frac{5 \times 15,81 \times (5700)^4}{384 \times 210000 \times 11770 \times 10^4} = 8,8 \text{ mm}$ <p>La flecha con $(G_k + Q_k)$ es L/648 OK</p> <p>Nota: 1 el cliente debería especificar los límites de flecha. El Anexo nacional puede especificar algunos límites.</p> <p>Nota 2: en lo que respecta a las vibraciones, el Anexo nacional puede especificar límites de frecuencia.</p>		<p>EN 1990 § 6.5.3</p> <p>EN 1993-1-1 § 7.2.1</p> <p>EN 1993-1-1 § 7.2.3</p>

 Hoja de cálculo	Ejemplo Resuelto – Viga simplemente apoyada con arriostramientos laterales intermedios		1 de 7
		Elaborado por CZT	Fecha 06/2009
		Verificado por ENM	Fecha 07/2009
<h2>2. Viga simplemente apoyada con arriostramientos laterales intermedios</h2> <h3>2.1. Alcance</h3> <p>En este ejemplo se trata una viga de cubierta simplemente apoyada, con arriostramientos laterales intermedios, sometida a una carga uniformemente distribuida:</p> <ul style="list-style-type: none"> • peso propio de la viga • cubierta con correas • cargas climáticas <p>La viga es un perfil laminado en I con flexión en el eje fuerte.</p> <p>Éste ejemplo incluye:</p> <ul style="list-style-type: none"> La clasificación de la sección transversal El cálculo de la resistencia a flexión El cálculo de la resistencia a cortante El cálculo de la flecha en el estado límite de servicio. <h3>2.2. Coeficientes parciales de seguridad</h3> <p> $\gamma_{G,sup} = 1,35$ (cargas permanentes) $\gamma_{G,inf} = 1,0$ (cargas permanentes) $\gamma_Q = 1,50$ (cargas variables) $\gamma_{M0} = 1,0$ $\gamma_{M1} = 1,0$ </p> <h3>2.3. Información básica</h3> <p> Luz: 15,00 m Anchura del vano: 6,00 m Cubierta: 0,30 kN/m² Carga climática: Nieve 0,60 kN/m² Carga climática: Viento - 0,50 kN/m² (succión) Calidad del acero: S235 </p> <p>Las cargas climáticas son valores característicos que se consideran calculados de conformidad con EN 1991.</p>			EN 1990 Tabla A1.2(B) EN 1993-1-1 § 6.1 (1)



1 : Arriostramientos laterales (correas)

2 : Arriostramientos laterales (sistema de arriostramiento)



Sistema de arriostramiento

La viga está lateralmente arriostrada en los apoyos. El ala superior está arriostrada por las correas (con un espaciado de 2,50 m) y el ala inferior está arriostrada por las tornapuntas (con un espaciado de 5,00 m).

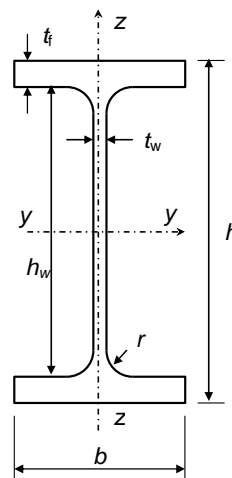
La viga está fabricada con una contraflecha igual a $l/500$, $w_c = 30$ mm.

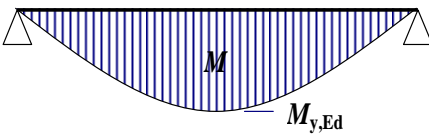
2.4. Selección del perfil

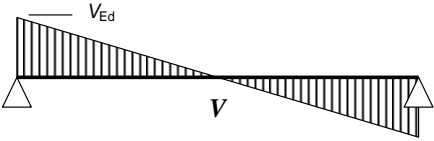
Se prueba con un IPE 400 – Acero S235

2.4.1. Propiedades geométricas

Canto	h	= 400 mm
Canto del alma	h_w	= 373 mm
Ancho	b	= 180 mm
Espesor del alma	t_w	= 8,6 mm
Espesor del ala	t_f	= 13,5 mm
Radio de acuerdo	r	= 21 mm
Masa		66,3 kg/m
Área de la sección	A	= 84,46 cm ²



Título	A.2 Ejemplo Resuelto: Viga simplemente apoyada con arriostramientos laterales intermedios	3 de 7
	<p>Momento de inercia respecto del eje fuerte $I_y = 23130 \text{ cm}^4$</p> <p>Momento de inercia respecto del eje débil $I_z = 1318 \text{ cm}^4$</p> <p>Módulo de torsión $I_t = 51,08 \text{ cm}^4$</p> <p>Módulo de alabeo $I_w = 490\,000 \text{ cm}^6$</p> <p>Módulo elástico respecto del eje fuerte: $W_{el,y} = 1156 \text{ cm}^3$</p> <p>Módulo plástico respecto del eje fuerte: $W_{pl,y} = 1307 \text{ cm}^3$</p> <p>Límite elástico: Calidad del acero: S235 El espesor máximo es $13,5 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$, por lo que: $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$</p>	
	<p>2.5. Comprobación de ELU</p> <p>2.5.1. Acciones en la viga</p> <p>Peso propio de la viga: $(66,3 \times 9,81) \times 10^{-3} = 0,65 \text{ kN/m}$</p> <p>Carga permanente: $G_k = 0,65 + 0,30 \times 6,00 = 2,45 \text{ kN/m}$</p> <p>Carga climática: $Q_s = 0,60 \times 6,0 = 3,60 \text{ kN/m}$ $Q_w = -0,50 \times 6,0 = -3,00 \text{ kN/m}$</p>	<p>EN 1993-1-1 Tabla 3.1</p>
	<p>2.5.2. Efectos en la viga debido a las combinaciones de ULS:</p> <p>Combinación 1 $\gamma_{G,sup} G_k + \gamma_Q Q_s = 1,35 \times 2,45 + 1,50 \times 3,60 = 8,71 \text{ kN/m}$</p> <p>Combinación 2 $\gamma_{G,inf} G_k + \gamma_Q Q_w = 1,00 \times 2,45 - 1,50 \times 3,00 = -2,05 \text{ kN/m}$</p> <p>Diagrama de momentos flectores</p>  <p>Momento máximo en el centro del vano:</p> <p>Combinación 1 $M_{y,Ed} = \frac{wL^2}{8} = \frac{8,71 \times 15^2}{8} = 244,97 \text{ kNm}$</p> <p>Combinación 2 $M_{y,Ed} = \frac{wL^2}{8} = \frac{-2,05 \times 15^2}{8} = -57,66 \text{ kNm}$</p>	<p>EN 1990 § 6.4.3.2 Expression 6.10</p>

Título	A.2 Ejemplo Resuelto: Viga simplemente apoyada con arriostramientos laterales intermedios	4 de 7
<p>Diagrama de esfuerzos cortantes</p>  <p>Esfuerzo cortante máximo en los apoyos:</p> <p>Combinación 1 $V_{Ed} = 0,5 \times 8,71 \times 15 = 65,33 \text{ kN}$</p> <p>Combinación 2 $V_{Ed} = 0,5 \times -2,05 \times 15 = -15,38 \text{ kN}$</p> <p>2.5.3. Clasificación de la sección</p> <p>El parámetro ε se obtiene con el límite elástico:</p> $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1,0$ <p><i>Ala en vuelo: ala bajo compresion uniforme</i></p> $c = (b - t_w - 2 r) / 2 = (180 - 8,6 - 2 \times 21) / 2 = 64,7 \text{ mm}$ $c / t_f = 64,7 / 13,5 = 4,79 \leq 9 \varepsilon = 9$ Ala (elemento en voladizo) de clase 1 <p><i>Elemento interno de chapa comprimido: alma flectada</i></p> $c = h - 2 t_f - 2 r = 400 - 2 \times 13,5 - 2 \times 21 = 331 \text{ mm}$ $c / t_w = 331 / 8,6 = 38,49 < 72 \varepsilon = 72$ Alma clase 1 <p>La clase de la sección transversal es la clase más alta (es decir, la menos favorable) del ala y del alma. Por ello, la sección completa es de Clase 1.</p> <p>Para las secciones de Clase 1, las comprobaciones ELU deben basarse en la resistencia plástica de la sección transversal.</p> <p>2.5.4. Resistencia de la sección</p> <p><i>Resistencia de la sección transversal a flexión</i></p> <p>La resistencia de cálculo de la sección es:</p> $M_{c,Rd} = W_{pl,y} f_y / \gamma_{M0} = (1307 \times 235 / 1,0) \times 10^{-3} = M_{c,Rd} = 307,15 \text{ kNm}$ <p>Combinación 1 $M_{y,Ed} / M_{c,Rd} = 244,97 / 307,15 = 0,798 < 1,0$ OK</p> <p>Combinación 2 $M_{y,Ed} / M_{c,Rd} = 57,66 / 307,15 = 0,188 < 1,0$ OK</p> <p><i>Comprobación del pandeo lateral mediante el método simplificado para vigas con arriostramientos laterales en edificios:</i></p> <p>En los edificios, los elementos con arriostramientos laterales discretos del ala comprimida no son susceptibles de sufrir pandeo lateral si la longitud L_c entre los arriostramientos o la esbeltez adimensional $\bar{\lambda}_f$ que resulta para el ala comprimida equivalente satisfacen que:</p> $\bar{\lambda}_f = \frac{k_c L_c}{i_{f,z} \lambda_1} \leq \bar{\lambda}_{c0} \frac{M_{c,Rd}}{M_{y,Ed}}$		
		EN 1993-1-1 Tabla 5.2
		EN 1993-1-1 Tabla 5.2
		EN 1993-1-1 § 6.2.5
		EN 1993-1-1 § 6.3.2.4 (1)B

Título	A.2 Ejemplo Resuelto: Viga simplemente apoyada con arriostramientos laterales intermedios	5 de 7
<p>donde:</p> <p>$M_{y,Ed}$ es el valor de cálculo máximo del momento flector dentro del espacio entre coacciones</p> <p>k_c es un factor de corrección de la esbeltez para la distribución del momento entre coacciones; véase la Tabla 6.6 del EN 1993-1-1.</p> <p>$i_{f,z}$ es el radio de giro del ala comprimida equivalente incluyendo 1/3 de la parte comprimida del alma, en el eje menor</p> <p>$\bar{\lambda}_{c0}$ es el parámetro de esbeltez del elemento de compresión anterior</p> $\bar{\lambda}_{c0} = \bar{\lambda}_{LT,0} + 0,10$ <p>Para perfiles laminados, $\bar{\lambda}_{LT,0} = 0,40$</p> <p>Nota: El límite de esbeltez $\bar{\lambda}_{c0}$ podría hallarse en el Anexo nacional.</p> $\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9\varepsilon \quad y \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$ $I_{f,z} = [1318 - (2 \times 37,3 / 3) \times 0,86^3 / 12] / 2 = 658,34 \text{ cm}^4$ $A_{f,z} = [84,46 - (2 \times 37,3 / 3) \times 0,86] / 2 = 31,54 \text{ cm}^2$ $i_{f,z} = \sqrt{\frac{658,34}{31,54}} = 4,57 \text{ cm}$ $W_y = W_{pl,y} = 1307 \text{ cm}^3$ $\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9$ $\bar{\lambda}_{c0} = 0,40 + 0,10 = 0,50$ $M_{c,Rd} = W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = \left(1307 \times \frac{235}{1,0} \right) \times 10^{-3} = 307,15 \text{ kNm}$ <p>Combinación 1</p> <p>Nota: Entre las coacciones de la parte central de la viga, donde el momento es el máximo, la distribución de momentos puede considerarse constante</p> $k_c = 1$ $L_c = 2,50 \text{ m}$ $\bar{\lambda}_f = \frac{1 \times 250}{4,57 \times 93,9} = 0,583$ $\bar{\lambda}_{c0} M_{c,Rd} / M_{y,Ed} = 0,50 \times \frac{307,15}{244,97} = 0,627$		
		EN 1993-1-1 6.3.2.3 (1)
		EN 1993-1-1 6.3.2.3
		EN 1993-1-1 Tabla 6.6

Título	A.2 Ejemplo Resuelto: Viga simplemente apoyada con arriostramientos laterales intermedios	6 de 7
<p>$\bar{\lambda}_f = 0,583 \leq \bar{\lambda}_{c0} M_{c,Rd} / M_{y,Ed} = 0,627 \quad \text{OK}$</p> <p>Combinación 2</p> <p>$k_c = 1$</p> <p>$L_c = 5,00 \text{ m}$</p> <p>$\bar{\lambda}_f = \frac{1 \times 500}{4,57 \times 93,9} = 1,165$</p> <p>$\bar{\lambda}_{c0} M_{c,Rd} / M_{y,Ed} = 0,50 \times \frac{307,15}{57,66} = 2,663$</p> <p>$\bar{\lambda}_f = 1,165 \leq \bar{\lambda}_{c0} M_{c,Rd} / M_{y,Ed} = 2,663 \quad \text{OK}$</p> <p>Resistencia a cortante:</p> <p>Cuando no hay torsión, la resistencia plástica a cortante está directamente relacionada con el área a cortante, que se obtiene así:</p> <p>$A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f$</p> <p>$A_v = 8446 - 2 \times 180 \times 13,5 + (8,6 + 2 \times 21) \times 13,5 = 4269 \text{ mm}^2$</p> <p>$V_{pl,Rd} = \frac{A_{v,z} (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{4269 \times (235 / \sqrt{3})}{1,0} / 1000 = 579,21 \text{ kN}$</p> <p>$V_{Ed} / V_{pl,Rd} = 65,33 / 579,21 = 0,113 < 1 \quad \text{OK}$</p> <p>Hay que tener en cuenta que no es preciso comprobar el pandeo por cortante del alma cuando:</p> <p>$h_w / t_w \leq 72 \varepsilon / \eta$</p> <p>El valor η puede considerarse, de manera conservadora, como 1,0</p> <p>$h_w / t_w = (400 - 2 \times 13,5) / 8,6 = 43,37 < 72 \times 1 / 1,0 = 72$</p> <p>Nota: No es preciso considerar la interacción del momento y esfuerzo cortante, ya que el momento máximo se obtiene en la mitad de la luz y el esfuerzo cortante máximo se obtiene en los soportes. En términos generales, véase el apartado 6.2.8. de la norma EN 1993-1-1 para combinación de flexión y cortante</p> <p>2.6. Comprobación del estado límite de servicio</p> <p>2.6.1. Acciones en la viga</p> <p>Combinación característica:</p> <p>$G_k + Q_s = 2,45 + 3,60 = 6,05 \text{ kN/m}$</p>		<p>EN 1993-1-1 § 6.2.6 (3)</p> <p>EN 1993-1-1 § 6.2.6 (2)</p> <p>EN 1993-1-1 § 6.2.6 (6)</p> <p>EN 1990 § 6.5.3 § A1.4.2</p>

3. Viga mixta secundaria simplemente apoyada

3.1. Alcance

Este ejemplo incluye el cálculo de una viga de forjado mixta en un edificio con varias plantas basándolo en los datos que se dan a continuación. Se parte de la asunción que la viga ha sido totalmente apuntalada durante la construcción.

3.2. Carga

Se aplican las siguientes cargas distribuidas a la viga:

- El peso propio de la viga
- La losa de hormigón
- La sobrecarga de uso

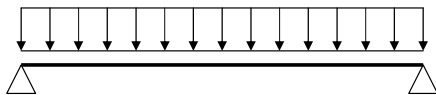
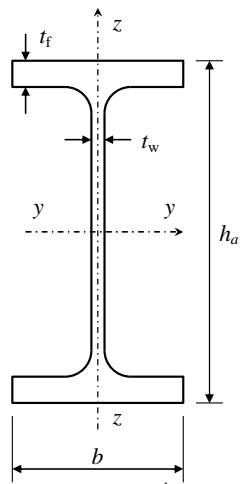


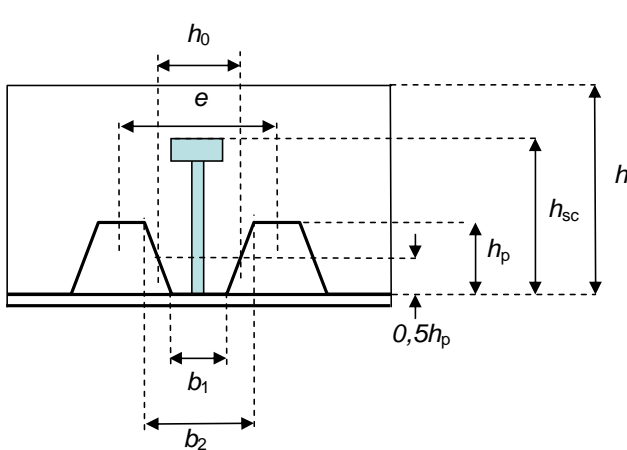
Figura A.2 Viga secundaria mixta que se calcula en este ejemplo

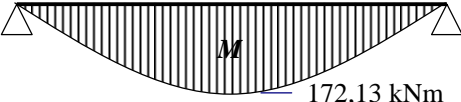
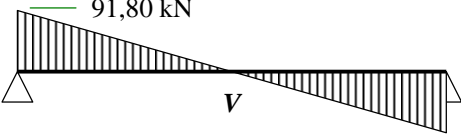
La viga es un perfil laminado en I con flexión en el eje fuerte. Este ejemplo incluye:

- La clasificación de la sección transversal
- El cálculo de la anchura efectiva del ala de hormigón
- El cálculo de la resistencia a cortante de un conector
- El cálculo del grado de conexión a cortante
- El cálculo de la resistencia a flexión
- El cálculo de la resistencia a cortante
- El cálculo de la resistencia a cortante longitudinal de la losa
- El cálculo de la flecha en el estado límite de servicio.

Este ejemplo no incluye ninguna verificación de pandeo por cortante del alma.

Title	A.3 Ejemplo Resuelto – Viga mixta secundaria simplemente apoyada (conexión parcial)	2 of 10
<p>3.3. Coeficientes parciales</p>		
γ_G	= 1,35 (cargas permanentes)	
γ_Q	= 1,50 (cargas variables)	EN 1990
γ_{M0}	= 1,0	
γ_{M1}	= 1,0	EN 1993-1-1 § 6.1 (1)
γ_V	= 1,25	EN 1994-1-1 § 6.6.3.1
γ_C	= 1,5	EN 1992-1-1
<p>3.4. Información básica</p>		
<p>La chapa perfilada de acero se coloca transversalmente a la viga.</p>		
Luz:	7,50 m	
Anchura del vano:	3,00 m	
Canto de la losa:	12 cm	
Particiones:	0,75 kN/m ²	
Sobrecarga de uso:	2,50 kN/m ²	
Densidad del hormigón:	25 kN/m ³	
Calidad del acero:	S355	
<p>3.5. Selección del perfil</p>		
<p>Se prueba con una IPE 270</p>		
<p>3.5.1. Datos geométricos</p>		
Canto	$h_a = 270$ mm	
Ancho	$b = 135$ mm	
Espesor del alma	$t_w = 6,6$ mm	
Espesor del ala	$t_f = 10,2$ mm	
Radio de acuerdo	$r = 15$ mm	
Masa	36,1 kg/m	
Área de la sección	$A_a = 45,95$ cm ²	
Momento de inercia respecto del eje fuerte:	$I_y = 5790$ cm ⁴	
Módulo elástico respecto del eje fuerte:	$W_{el,y} = 428,9$ cm ³	
Módulo plástico respecto del eje fuerte:	$W_{pl,y} = 484,0$ cm ³	
Módulo de elasticidad del acero:	$E_a = 210000$ N/mm ²	
		

Title	A.3 Ejemplo Resuelto – Viga mixta secundaria simplemente apoyada (conexión parcial)	3 of 10
<p>Límite elástico:</p> <p>Calidad del acero: S355</p> <p>El espesor máximo es 10,2 mm < 40 mm, por lo que: $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$</p> <p>Nota: El Anexo nacional puede indicar o bien los valores de f_y de la Tabla 3.1 o los valores de la norma del producto.</p> <p>Chapa perfilada de acero:</p> <p>Espesor de la chapa $t = 0,75 \text{ mm}$</p> <p>Canto de la losa $h = 120 \text{ mm}$</p> <p>Altura de la greca de la chapa $h_p = 58 \text{ mm}$</p> <p>Nervios trapezoidales $b_1 = 62 \text{ mm}$</p> <p>$b_2 = 101 \text{ mm}$</p> <p>$e = 207 \text{ mm}$</p> <p>Conectores:</p> <p>Diámetro $d = 19 \text{ mm}$</p> <p>Altura total nominal $h_{sc} = 100 \text{ mm}$</p> <p>Resistencia última a tracción $f_u = 450 \text{ N/mm}^2$</p> <p>Número de conectores de cortante $n = L / e = 7500 / 207 = 36$</p> <p>Número de conectores por nervio $n_r = 1$</p>		<p>EN 1993-1-1 Tabla 3.1</p>
		
<p>Figura A.3 Chapas trapezoidales</p>		
<p>Parámetros del hormigón: C 25/30</p> <p>Valor de la resistencia a compresión a 28 días $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$</p> <p>Módulo de elasticidad del hormigón $E_{cm} = 33000 \text{ N/mm}^2$</p>		<p>EN 1992-1-1 § 3.1.3 Tabla 3.1</p>

Title	A.3 Ejemplo Resuelto – Viga mixta secundaria simplemente apoyada (conexión parcial)	4 of 10
<p>Para tener en cuenta las grecas de la chapa perfilada de acero, el peso de la losa se obtiene de la siguiente forma:</p> $25 \times 3,0 \times \left(0,12 - 5 \times \frac{0,101 + 0,062}{2} \times 0,058 \right) = 7,2 \text{ kN/m}$ <p>Peso propio de la viga: $(36,1 \times 9,81) \times 10^{-3} = 0,354 \text{ kN/m}$</p> <p>Carga permanente:</p> $G_k = 0,354 + 7,2 + 0,75 \times 3,0 = 9,80 \text{ kN/m}$ <p>Carga variable (sobrecarga de uso):</p> $Q_k = 2,5 \times 3,0 = 7,50 \text{ kN/m}$		
<p>3.6. Combinación de ULS:</p>		EN 1990
$\gamma_G G_k + \gamma_Q Q_k = 1,35 \times 9,80 + 1,50 \times 7,50 = 24,48 \text{ kN/m}$		§ 6.4.3.2
<p>Diagrama de momentos flectores</p>		
 <p>Momento máximo en medio del vano:</p>		
$M_{y,Ed} = 0,125 \times 24,48 \times 7,50^2 = 172,13 \text{ kNm}$		
<p>Diagrama de esfuerzos cortantes</p>		
 <p>Esfuerzo cortante máximo en los apoyos:</p>		
$V_{Ed} = 0,5 \times 24,48 \times 7,50 = 91,80 \text{ kN}$		
<p>Clasificación de la sección:</p>		EN 1993-1-1
<p>El parámetro ε se deduce del límite elástico: $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,81$</p>		Tabla 5.2
<p>Nota: La clasificación se lleva a cabo a partir de la viga no mixta. Para la viga mixta, la clasificación es más favorable.</p>		
<p>3.6.1. Clasificación de la sección</p>		
<p><i>Ala en vuelo: ala bajo compresion uniforme</i></p>		EN 1993-1-1
$c = (b - t_w - 2 r) / 2 = (135 - 6,6 - 2 \times 15) / 2 = 49,2 \text{ mm}$		Tabla 5.2
$c/t_f = 49,2 / 10,2 = 4,82 \leq 9 \varepsilon = 7,29 \quad \text{Ala de Clase 1}$		

Title	A.3 Ejemplo Resuelto – Viga mixta secundaria simplemente apoyada (conexión parcial)	5 of 10
<p><i>Elemento interno de chapa comprimido</i></p> <p>$c = h - 2 t_f - 2 r = 270 - 2 \times 10,2 - 2 \times 15 = 219,6 \text{ mm}$</p> <p>$c / t_w = 219,6 / 6,6 = 33,3 < 72 \varepsilon = 58,3$ Alma de Clase 1</p> <p>La clase de la sección transversal es la más alta (es decir, la menos favorable) del ala y el alma.</p> <p>Considerando que la sección es de Clase 1, las comprobaciones de ELU deben, por lo tanto, basarse en la resistencia plástica de la sección transversal.</p> <p>3.6.2. Anchura efectiva del ala de hormigón</p> <p>En el centro del vano, la anchura total efectiva puede determinarse usando la siguiente ecuación:</p> $b_{\text{eff},1} = b_0 + \sum b_{\text{ei}}$ <p>b_0 es la distancia entre los centros de los conectores en el caso que sean exteriores (2 conectores a la altura de las alas). En este caso $b_0 = 0$</p> <p>b_{ei} es el valor de la anchura efectiva del ala de hormigón a cada lado del alma, $b_{\text{ei}} = L_e / 8$ pero $\leq b_i = 3,0 \text{ m}$</p> <p>$b_{\text{eff},1} = 0 + 7,5 / 8 = 0,9375 \text{ m}$</p> <p>$\therefore b_{\text{eff}} = 2 \times 0,9375 = 1,875 \text{ m} < 3,0 \text{ m}$</p> <p>En los extremos de la viga, la anchura total efectiva viene determinada por:</p> $b_{\text{eff},0} = b_0 + \sum \beta_1 b_{\text{ei}}$ <p>donde:</p> $\beta_1 = (0,55 + 0,025 L_e / b_{\text{ei}}) \text{ pero } \leq 1,0$ $= (0,55 + 0,025 \times 7,5 / 0,9375) = 0,75$ <p>$b_{\text{eff},0} = 0 + 0,75 \times 7,5 / 8 = 0,703 \text{ m}$</p> <p>$\therefore b_{\text{eff}} = 2 \times 0,703 = 1,406 \text{ m} < 3,0 \text{ m}$</p> <p>3.6.3. Cálculo de la resistencia a cortante de un conector</p> <p>La resistencia a cortante de cada conector puede calcularse utilizando la siguiente ecuación:</p> $P_{\text{Rd}} = k_t \times \text{Mín} \left(\frac{0,8 f_u \pi d^2 / 4}{\gamma_v}; \frac{0,29 \alpha d^2 \sqrt{f_{\text{ck}} E_{\text{cm}}}}{\gamma_v} \right)$ <p>$h_{\text{sc}} / d = 100 / 19 = 5,26 > 4$, luego $\alpha = 1$</p>		<p>EN 1994-1-1 Figura 5.1</p> <p>EN 1994-1-1 Figura 5.1</p> <p>EN 1994-1-1 § 6.6.3.1</p>

Title	A.3 Ejemplo Resuelto – Viga mixta secundaria simplemente apoyada (conexión parcial)	6 of 10
<p><i>Coefficiente de reducción (k_t)</i></p> <p>Para chapas perfiladas de acero con los nervios transversales a la viga de apoyo, el coeficiente de reducción de la resistencia a cortante se calcula así:</p> $k_t = \frac{0,7}{\sqrt{n_r}} \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \text{ pero } \leq k_{t\text{máx}} \text{ para chapas perfiladas con agujeros.}$ <p>donde:</p> <p>$n_r = 1$</p> <p>$h_p = 58 \text{ mm}$</p> <p>$b_0 = 82 \text{ mm}$</p> <p>$h_{sc} = 100 \text{ mm}$</p> $\therefore k_t = \frac{0,7}{\sqrt{1}} \frac{82}{58} \left(\frac{100}{58} - 1 \right) = 0,717 \leq k_{t\text{máx}} = 0,75$ $P_{Rd} = 0,717 \times \text{Min} \left(\frac{0,8 \times 450 \times \pi \times 19^2 / 4}{1,25}; \frac{0,29 \times 1 \times 19^2 \sqrt{25 \times 31000}}{1,25} \right) \times 10^{-3}$ $= 0,717 \times \text{Min}(81,66 \text{ kN} ; 73,73 \text{ kN})$ <p>$P_{Rd} = 52,86 \text{ kN}$</p> <p>3.6.4. Grado de conexión a cortante</p> <p>El grado de conexión a cortante viene definido por la siguiente ecuación:</p> $\eta = \frac{N_c}{N_{c,f}}$ <p>donde:</p> <p>N_c Es el valor de cálculo del esfuerzo normal de compresión en el ala de hormigón</p> <p>$N_{c,f}$ Es el valor de cálculo del esfuerzo normal de compresión en el ala de hormigón en el caso de conexión completa</p> <p>En el centro del vano, el esfuerzo normal de compresión en el ala de hormigón es precisamente el esfuerzo de conexión completa que hay.</p> <p>A_c Es el área de la sección transversal de hormigón, de modo que en el medio del vano $A_c = b_{\text{eff}} h_c$</p> <p>$h_c = h - h_p = 120 - 58 = 62 \text{ mm}$</p> $\therefore A_c = 1875 \times 62 = 116250 \text{ mm}^2$ $N_{c,f} = 0,85 A_c f_{cd} = 0,85 A_c \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \times 116250 \times \frac{25}{1,5} \times 10^{-3} = 1647 \text{ kN}$		<p>EN 1994-1-1 § 6.6.4.2 Tabla 6.2</p> <p>EN 1994-1-1 § 6.2.1.3 (3)</p>

Title	A.3 Ejemplo Resuelto – Viga mixta secundaria simplemente apoyada (conexión parcial)	7 of 10
<p>La resistencia de los conectores de cortante limita el esfuerzo normal a:</p> $N_c = 0,5 n P_{Rd} = 0,5 \times 36 \times 52,86 = 952 \text{ kN}$ $\therefore \eta = \frac{N_c}{N_{c,f}} = \frac{952}{1647} = 0,578$ <p>La relación η es inferior a 1,0, luego la conexión es parcial.</p> <p>3.6.5. Comprobación de la resistencia a flexión</p> <p><i>Grado mínimo de conexión a cortante</i></p> <p>El grado mínimo de conexión a cortante de un perfil de acero con alas iguales se calcula utilizando la siguiente ecuación:</p> $\eta_{\min} = 1 - \left(\frac{355}{f_y} \right) (0,75 - 0,03L_e) \text{ con } L_e \leq 25$ <p>L_e es la distancia entre los puntos de momento flector nulo en metros en el caso de flexión de momentos positivos, en este ejemplo: $L_e = 7,5 \text{ m}$</p> $\therefore \eta_{\min} = 1 - (355 / 355) (0,75 - 0,03 \times 7,50) = 0,475$ $\eta = 0,578 > \eta_{\min} = 0,475 \quad \text{OK}$ <p><i>Resistencia plástica a flexión en el centro del vano</i></p> <p>El valor de cálculo del esfuerzo normal en el perfil de acero estructural es:</p> $N_{pl,a} = A_a f_y / \gamma_{M0} = 4595 \times 355 \times 10^{-3} / 1,0 = 1631 \text{ kN}$ $\therefore N_{pl,a} = 1631 \text{ kN} > N_c = 952 \text{ kN}$ <p>Para conectores dúctiles y una sección transversal de acero de Clase 1, la resistencia a flexión, M_{Rd}, de la sección transversal crítica (centro del vano) de la viga, se calcula mediante la teoría rígido-plástica exceptuando que se debe considerar un valor reducido N_c del esfuerzo de compresión en el ala de hormigón en lugar del valor $N_{c,f}$.</p> <p>En la Figura A.4 se puede ver el diagrama de la distribución plástica de tensiones.</p>		<p>EN 1994-1-1 § 6.6.1.2</p> <p>EN 1994-1-1 § 6.6.1.2 and § 6.2.1.3</p>

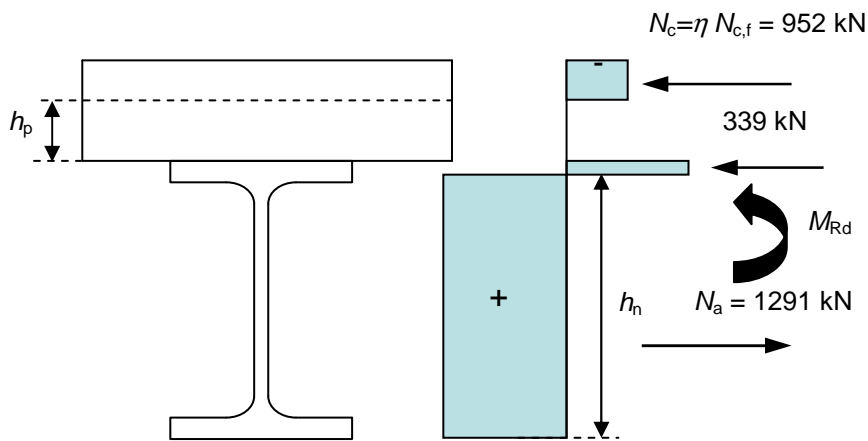


Figura A.4 Distribución plástica de tensiones

La posición de la fibra neutra es: $h_n = 263 \text{ mm}$

Por lo tanto, la resistencia de cálculo a flexión de la sección transversal mixta es:

$$M_{Rd} = 301,7 \text{ kNm}$$

Luego, $M_{y,Ed} / M_{Rd} = 172,2 / 301,7 = 0,57 < 1 \text{ OK}$

3.6.6. Resistencia a cortante

La resistencia plástica a cortante depende del área de cortante de la viga de acero, que se calcula utilizando la siguiente ecuación:

$$A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f$$

$$A_v = 4595 - 2 \times 135 \times 10,2 + (6,6 + 2 \times 15) \times 10,2 = 2214 \text{ mm}^2$$

Resistencia plástica a cortante

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{2214 \times (355 / \sqrt{3})}{1,0} 10^{-3} = 453,8 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} / V_{pl,Rd} = 91,80 / 453,8 = 0,202 < 1,0 \text{ OK}$$

No será necesario comprobar el pandeo del alma por cortante cuando:

$$h_w / t_w \leq 72 \varepsilon / \eta$$

η puede considerarse, de manera conservadora, como 1,0

$$h_w / t_w = (270 - 2 \times 10,2) / 6,6 = 37,8 < 72 \times 0,81 / 1,0 = 58,3 \text{ OK}$$

3.6.7. Resistencia a cortante longitudinal de la losa

La tensión plástica de cortante longitudinal, se calculan utilizando la siguiente ecuación:

$$v_{Ed} = \frac{\Delta F_d}{h_f \Delta x}$$

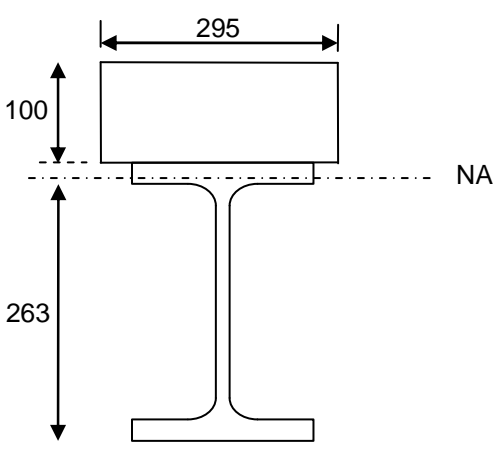
EN 1993-1-1
§ 6.2.6 (3)

EN 1994-1-1
§ 6.2.2.2

EN 1993-1-1
§ 6.2.6 (6)

EN 1992-1-1
§ 6.2.4
Figura 6.7

Title	A.3 Ejemplo Resuelto – Viga mixta secundaria simplemente apoyada (conexión parcial)	9 of 10
<p>donde:</p> $\Delta x = 7,5 / 2 = 3,75 \text{ m}$ <p>El valor de Δx es la mitad de la distancia entre la sección con momento nulo y la sección con momento máximo, por lo que hay dos áreas para la resistencia a cortante longitudinal de la losa.</p> $\Delta F_d = N_c / 2 = 951,56 / 2 = 475,8 \text{ kN}$ $h_f = h - h_p = 120 - 58 = 62 \text{ mm}$ $v_{Ed} = \frac{\Delta F_d}{h_f \Delta x} = \frac{475,8 \times 10^3}{62 \times 3750} = 2,05 \text{ N/mm}^2$ <p>Para evitar el aplastamiento de las bielas de compresión del ala de hormigón, se deberá cumplir lo siguiente:</p> $v_{Ed} < v_{cd} \sin \theta_f \cos \theta_f \text{ with } v = 0,6[1 - f_{ck} / 250] \text{ and } \theta_f = 45^\circ$ $v_{Ed} < 0,6 \times \left[1 - \frac{25}{250} \right] \times \frac{25}{1,5} \times 0,5 = 4,5 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK}$ <p>Para el armado transversal, se debería cumplir la desigualdad siguiente:</p> $A_{sf} f_{yd} / s_f \geq v_{Ed} h_f / \cot \theta_f \text{ where } f_{yd} = 500 / 1,15 = 435 \text{ N/mm}^2$ <p>Asumamos que el espacio de las barras es $s_f = 250$ y que no hay contribución de las chapas perfiladas de acero:</p> $A_{sf} \geq \frac{2,05 \times 62 \times 250}{435 \times 1,0} = 73,05 \text{ mm}^2$ <p>Seleccionamos barras de 10 mm de diámetro ($78,5 \text{ mm}^2$) en los centros transversales extendidas en la anchura efectiva del hormigón .</p> <p>3.7. Comprobación del estado límite de servicio</p> <p>3.7.1. Combinaciones de ELS</p> $G_k + Q_k = 9,80 + 7,50 = 17,30 \text{ kN/m}$ <p>Flecha debida a $G_k + Q_k$: $w = \frac{5(G + Q)L^4}{384 E I_y}$</p>		<p>EN 1990 § 6.5.3</p>

Title	A.3 Ejemplo Resuelto – Viga mixta secundaria simplemente apoyada (conexión parcial)	10 of 10
	<p>I_y se calcula para la sección equivalente, calculando un área de acero efectiva equivalente para el área efectiva del hormigón:</p>  <p>Figura A.5 Sección de acero equivalente utilizada para el cálculo de A y I_y</p> <p>$b_{equ} = b_{eff} / n_0$</p> <p>n_0 Es el coeficiente de equivalencia para cargas instantáneas (Q_k) $= E_a / E_{cm} = 210000 / 33000 = 6,36$</p> <p>$\therefore b_{equ} = 1,875 / 6,36 = 0,295 \text{ m}$</p> <p>Si utilizamos el teorema de los ejes paralelos, el momento de inercia es:</p> <p>$I_y = 24\ 540 \text{ cm}^4$</p> <p>Para la acción permanente:</p> <p>$n = 2E_a / E_{cm} = 19,08$ para cargas permanentes (G_k)</p> <p>$\therefore b_{equ} = 1,875 / 19,06 = 0,0984 \text{ m}$</p> <p>El momento de inercia será:</p> <p>$I_y = 18\ 900 \text{ cm}^4$</p> <p>La flecha puede obtenerse combinando el momento de inercia para las acciones variables y permanentes de la siguiente manera:</p> $w = \frac{5 \times 7,5^4}{384 \times 210000} \left(\frac{9,80}{18900 \times 10^{-8}} + \frac{7,50}{24540 \times 10^{-8}} \right) = 16 \text{ mm}$ <p>La flecha de ($G_k + Q_k$) es $L/469$</p> <p>Nota 1: El cliente debería especificar los límites de flecha y en el Anexo nacional pueden hallarse igualmente algunos límites.</p> <p>Nota 2: En el Anexo nacional podrán hallarse los límites relativos a la frecuencia de la vibración</p>	<p>EN 1994-1-1 § 5.4.2.2</p> <p>EN 1994-1-1 § 5.4.2.2(11)</p> <p>EN 1994-1-1 § 7.3.1</p> <p>EN 1994-1-1 § 7.3.2</p>

4. Viga mixta principal simplemente apoyada

Este ejemplo muestra el cálculo de una viga mixta en un edificio de varias plantas, tal y como se indica en Figura A.6 Disposición del forjado donde se encuentra la viga principal de este ejemplo Las vigas no están apuntaladas y la chapa perfilada de acero está posicionadas en paralelo a la viga principal.

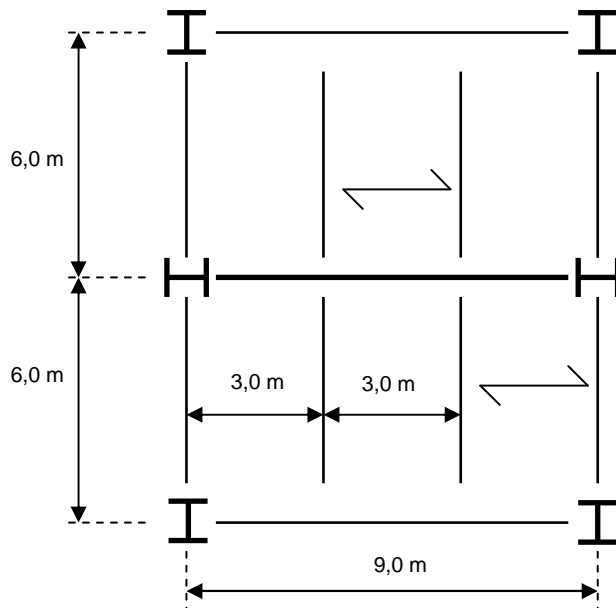
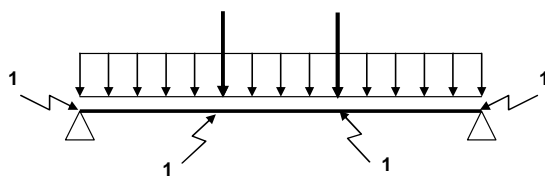


Figura A.6 Disposición del forjado donde se encuentra la viga principal de este ejemplo

Como se puede observar en la figura A.7 las vigas secundarias se representan por dos cargas concentradas:



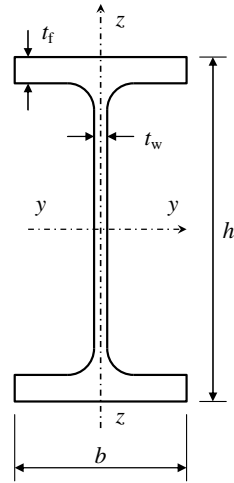
1 Arriostramientos laterales durante la fase de construcción

Figura A.7 Cargas aplicadas sobre la viga principal

Title	A.4 Ejemplo Resuelto – Viga mixta principal simplemente apoyada	2 of 13
<p>La viga es un perfil laminado en I con flexión en el eje fuerte. Este ejemplo incluye:</p> <ul style="list-style-type: none"> • La clasificación de la sección transversal • El cálculo de la anchura efectiva del ala de hormigón • El cálculo de la resistencia a cortante de un conector • El cálculo del grado de conexión a cortante • El cálculo de la resistencia a flexión • El cálculo de la resistencia a cortante • El cálculo de la resistencia a cortante longitudinal de la losa <p>El cálculo de la flecha en el estado límite de servicio.</p> <p>Este ejemplo no incluye ninguna verificación de pandeo por cortante del alma.</p> <p>4.1. Coeficientes parciales</p> <ul style="list-style-type: none"> • $\gamma_G = 1,35$ (cargas permanentes) • $\gamma_Q = 1,50$ (cargas variables) • $\gamma_{M0} = 1,0$ • $\gamma_{M1} = 1,0$ • $\gamma_V = 1,25$ • $\gamma_C = 1,5$ <p>4.2. Información básica</p> <ul style="list-style-type: none"> • Luz: 9,00 m • Anchura del vano: 6,00 m • Canto de la losa: 14 cm • Particiones: $0,75 \text{ kN/m}^2$ • Vigas secundarias (IPE 270): $0,354 \text{ kN/m}$ • Sobrecarga de uso: $2,50 \text{ kN/m}^2$ • Densidad del hormigón: $0,75 \text{ kN/m}^2$ • Densidad del hormigón armado: 25 kN/m^3 <p>4.3. Selección del perfil</p> <p>Se prueba con una IPE 400 – Acero S355</p>		<p>EN 1990</p> <p>EN 1993-1-1, § 6.1 (1)</p> <p>EN 1994-1-1, § 6.6.3.1</p> <p>EN 1992-1-1</p>

4.3.1. Datos geométricos

Canto	$h_a = 400 \text{ mm}$
Ancho	$b = 180 \text{ mm}$
Espesor del alma	$t_w = 8,6 \text{ mm}$
Espesor del ala	$t_f = 13,5 \text{ mm}$
Radio de acuerdo	$r = 21 \text{ mm}$
Masa	66,3 kg/m
Área de la sección	$A_a = 84,46 \text{ cm}^2$



Momento de inercia respecto del eje fuerte:	$I_y = 23130 \text{ cm}^4$
Módulo elástico respecto del eje fuerte:	$W_{el,y} = 1156 \text{ cm}^3$
Módulo plástico respecto del eje fuerte:	$W_{pl,y} = 1307 \text{ cm}^3$
Radio de giro en el eje menor:	$i_z = 3,95 \text{ cm}$
Módulo de elasticidad del acero:	$E_a = 210\,000 \text{ N/mm}^2$

Límite elástico:

Calidad del acero S355

El espesor máximo es $13,5 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$, entonces: $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$

Nota: El Anexo nacional puede indicar o bien los valores de f_y de la tabla 3.1 o los valores de la norma del producto.

Chapas de acero perfilado:

Espesor de la chapa	$t = 0,75 \text{ mm}$
Profundidad de la losa	$h = 140 \text{ mm}$
Profundidad total de las chapas perfiladas excluyendo embuticiones (relieves)	$h_p = 58 \text{ mm}$
Nervios trapezoidales	$b_1 = 62 \text{ mm}$
	$b_2 = 101 \text{ mm}$
	$e = 207 \text{ mm}$

Conectores

Diámetro	$d = 19 \text{ mm}$
Altura total nominal	$h_{sc} = 100 \text{ mm}$
Resistencia última a tracción	$f_u = 450 \text{ N/mm}^2$
Número de conectores	$n = 74 \text{ por fila}$

(Se ignora el conector del medio de la luz de la viga)

EN 1993-1-1,
Tabla 3.1

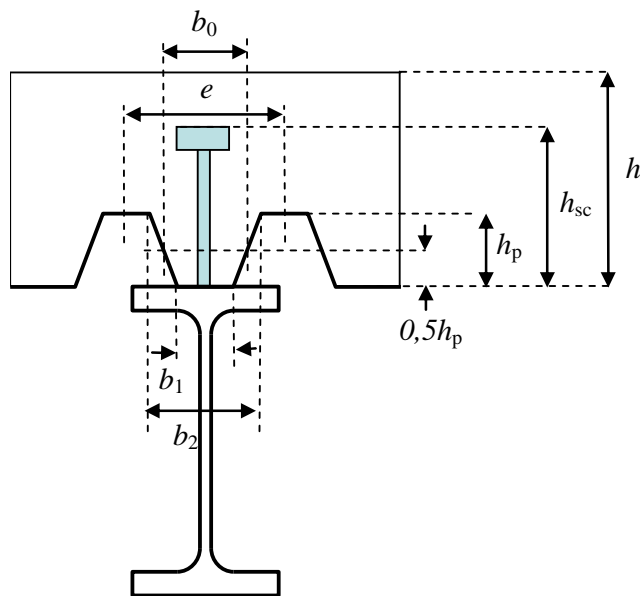


Figura A.8 Geometría de la viga mixta

Clase de hormigón: C 25/30

Valor de la resistencia a compresión a 28 días

$$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$$

Módulo secante de elasticidad del hormigón

$$E_{cm} = 31\,000 \text{ N/mm}^2$$

EN 1992-1-1,
§ 3.1.3
Tabla 3.1

4.3.2. Acciones en la viga en los ELU

Carga permanente:

Para tener en cuenta las grecas de la chapa perfilada de acero, el peso de la losa se obtiene de la siguiente forma para las vigas secundarias:

$$25 \times 3,0 \times \left(0,14 - \frac{0,106 + 0,145}{2} \times \frac{0,058}{0,207} \right) = 7,86 \text{ kN/m}$$

Cargas concentradas durante la fase de construcción:

$$F_G = (0,354 + 7,86) \times 6,0 = 49,28 \text{ kN}$$

Cargas permanentes durante la fase final:

$$F_G = (0,354 + 7,86 + 0,75 \times 3,0) \times 6,0 = 62,78 \text{ kN}$$

El peso propio de la viga:

$$q_G = 9,81 \times 66,3 \times 10^{-3} = 0,65 \text{ kN/m}$$

Carga variable (sobrecarga de uso):

Cargas concentradas durante la fase de construcción:

$$F_Q = 0,75 \times 3,0 \times 6,0 = 13,5 \text{ kN}$$

Cargas concentradas durante la fase final:

$$F_Q = 2,5 \times 3,0 \times 6,0 = 45,0 \text{ kN}$$

Combinación de ELU:

$$\gamma_G F_G + \gamma_Q F_Q = 1,35 \times 62,78 + 1,50 \times 45,0 = 152,25 \text{ kN}$$

$$\gamma_G q_G + \gamma_Q q_Q = 1,35 \times 0,65 = 0,877 \text{ kN/m}$$

Se utiliza la ecuación (6.10) En algunos países, el Anexo nacional puede especificar el uso de las ecuaciones (6.10a) y (6.10b).

Combinación de ELU durante la fase de construcción:

$$\gamma_G F_G + \gamma_Q F_Q = 1,35 \times 49,28 + 1,50 \times 13,5 = 86,78 \text{ kN}$$

$$\gamma_G q_G + \gamma_Q q_Q = 1,35 \times 0,65 = 0,877 \text{ kN/m}$$

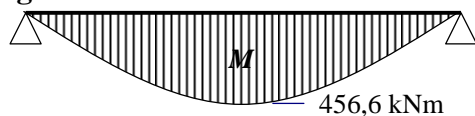
Diagrama de momentos flectores

Figura A.9 Diagrama de momentos flectores para ELU en la fase final

Momento máximo en medio de la luz:

$$M_{y,Ed} = 3,0 \times 152,25 + 0,125 \times 0,877 \times 9,0^2 = 465,6 \text{ kNm}$$

Momento máximo en medio de la luz (fase de construcción):

$$M_{y,Ed} = 3,0 \times 86,78 + 0,125 \times 0,877 \times 9,0^2 = 269,2 \text{ kNm}$$

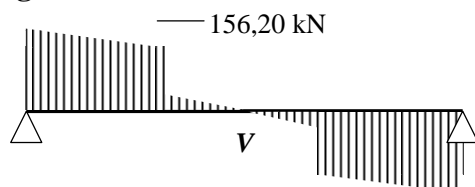
Diagrama de esfuerzos cortantes

Figura A.10 Diagrama de esfuerzos cortantes para ULS en la fase final

Esfuerzo cortante máximo en los apoyos:

$$V_{Ed} = 152,25 + 0,5 \times 0,877 \times 9,0 = 156,20 \text{ kN}$$

Esfuerzo cortante máximo en los apoyos (fase de construcción):

$$V_{Ed} = 86,78 + 0,5 \times 0,877 \times 9,0 = 90,73 \text{ kN}$$

4.3.3. Clasificación de la sección

El parámetro ε se obtiene con el límite elástico: $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,81$

Nota: La clasificación se realiza para la viga no mixta. Para la viga mixta, la clasificación del alma de la sección es más favorable.

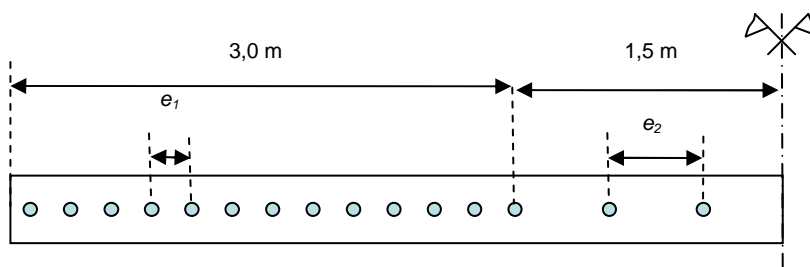
EN 1990
§ 6.4.3.2

Title	A.4 Ejemplo Resuelto – Viga mixta principal simplemente apoyada	6 of 13
<p><i>Ala en vuelo: ala bajo compresion uniforme</i></p> $c = (b - t_w - 2 r) / 2 = (180 - 8,6 - 2 \times 21) / 2 = 64,7 \text{ mm}$ $c / t_f = 64,7 / 13,5 = 4,79 \leq 9 \quad \varepsilon = 7,29 \quad \text{Ala de Clase 1}$ <p><i>Elemento interno de chapa comprimido</i></p> $c = h_a - 2 t_f - 2 r = 400 - 2 \times 13,5 - 2 \times 21 = 331 \text{ mm}$ $c / t_w = 331 / 8,6 = 38,5 < 72 \quad \varepsilon = 58,3 \quad \text{Alma de Clase 1}$ <p>La clase de la sección transversal es la más alta (es decir, la menos favorable) del ala y el alma.</p> <p>En este caso, toda la sección es de Clase 1.</p> <p>Para secciones de Clase 1, las comprobaciones de ELU deben basarse en la resistencia plástica de la sección transversal.</p> <p>4.3.4. Fase de construcción</p> <p><i>Resistencia a flexión de la sección transversal</i></p> <p>El cálculo de la resistencia a flexión de una sección transversal se hace de la siguiente manera:</p> $M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = W_{pl,y} f_y / \gamma_{M0} = (1307 \times 355 / 1,0) / 1000$ $M_{c,Rd} = 463,98 \text{ kNm}$ $M_{y,Ed} / M_{c,Rd} = 269,2 / 463,98 = 0,58 < 1 \quad \text{OK}$ <p><i>Coefficiente de reducción para el pandeo lateral</i></p> <p>Para determinar el cálculo de la resistencia al pandeo de una viga sin arriostramiento lateral, hay que determinar el coeficiente de reducción de pandeo lateral. El arriostramiento proporcionado por la chapa de acero es, en este caso, bastante pequeño y se ignora. El siguiente cálculo determina este factor mediante un método simple para el pandeo lateral. Este método evita tener que calcular el momento elástico crítico.</p> <p>Esbeltez adimensional</p> <p>La esbeltez adimensional puede obtenerse a partir del método simple para el acero S355.</p> $\bar{\lambda}_{LT} = \frac{L / i_z}{89} = \frac{300 / 3,95}{89} = 0,853$ <p>Para perfiles laminados, $\bar{\lambda}_{LT,0} = 0,4$</p> <p>Nota: el valor de $\bar{\lambda}_{LT,0}$ puede hallarse en el Anexo nacional. El valor recomendado es: 0,4.</p> <p>Luego $\bar{\lambda}_{LT} = 0,853 > \bar{\lambda}_{LT,0} = 0,4$</p>		<p>EN 1993-1-1 Tabla 5.2 (página 2 de 3)</p> <p>EN 1993-1-1 Tabla 5.2 (página 1 de 3)</p> <p>EN 1993-1-1 § 6.2.5</p> <p>SN002^[4]</p> <p>EN 1993-1-1, § 6.3.2.3(1)</p>

Title	A.4 Ejemplo Resuelto – Viga mixta principal simplemente apoyada	7 of 13
<p>Coefficiente de reducción</p> <p>Para los perfiles laminados, el coeficiente de reducción para el pandeo lateral se calcula así:</p> $\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \beta \bar{\lambda}_{LT}^2}} \text{ pero } \begin{cases} \chi_{LT} \leq 1.0 \\ \chi_{LT} \leq \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2} \end{cases}$ <p>donde: $\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$</p> <p>$\alpha_{LT}$ es el coeficiente de imperfección del pandeo lateral. Al aplicar el método para perfiles laminados, la curva para el pandeo lateral ha de seleccionarse de la Tabla 6.5:</p> <p>Para $h_a/b = 400 / 180 = 2,22 > 2$ Curva 'c' ($\alpha_{LT} = 0,49$)</p> <p>$\bar{\lambda}_{LT,0} = 0,4$ y $\beta = 0,75$</p> <p>Nota: los valores $\bar{\lambda}_{LT,0}$ y β pueden hallarse en el Anexo nacional. Los valores recomendados son 0,4 y 0,75, respectivamente.</p> <p>Obtenemos lo siguiente:</p> $\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + 0,49 (0,853 - 0,4) + 0,75 \times (0,853)^2 \right] = 0,884$ <p>y:</p> $\chi_{LT} = \frac{1}{0,884 + \sqrt{(0,884)^2 - 0,75 \times (0,853)^2}} = 0,730$ <p>Seguidamente, verificamos: $\chi_{LT} = 0,730 < 1,0$</p> <p>pero: $\chi_{LT} = 0,730 < 1 / \bar{\lambda}_{LT}^2 = 1,374$</p> <p>Por lo tanto: $\chi_{LT} = 0,730$</p> <p>Momento de cálculo resistente a pandeo</p> $M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_{pl,y} f_y / \gamma_{M1}$ $M_{b,Rd} = (0,730 \times 1307000 \times 355 / 1,0) \times 10^{-6} = 338,7 \text{ kNm}$ $M_{y,Ed} / M_{b,Rd} = 269,2 / 338,7 = 0,795 < 1,0 \text{ OK}$ <p>Resistencia a cortante</p> <p>La resistencia plástica a cortante depende del área de cortante, que se calcula utilizando la siguiente ecuación:</p> $A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f$ $A_v = 8446 - 2 \times 180 \times 13,5 + (8,6 + 2 \times 21) \times 13,5 = 4269 \text{ mm}^2$ <p>Resistencia plástica a cortante</p> $V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{4269 \times (355 / \sqrt{3}) \times 10^{-3}}{1,0} = 874,97 \text{ kN}$		<p>EN 1993-1-1 § 6.3.2.3 (1)</p> <p>EN 1993-1-1 Tabla 6.5 Tabla 6.3</p> <p>EN 1993-1-1 § 6.3.2.1</p> <p>EN 1993-1-1 § 6.2.6 (3)</p> <p>EN 1993-1-1 § 6.2.6 (2)</p>

Title	A.4 Ejemplo Resuelto – Viga mixta principal simplemente apoyada	8 of 13
<p>$V_{Ed}/V_{pl,Rd} = 90,73 / 874,97 = 0,104 < 1,0$ OK</p> <p>Hay que tener en cuenta que no será necesario comprobar el pandeo del alma por cortante cuando:</p> $h_w / t_w \leq 72 \varepsilon / \eta$ <p>El valor correspondiente de η es : $\eta = 1,2$</p> $h_w / t_w = (400 - 2 \times 13,5) / 8,6 = 43 < 72 \times 0,81 / 1,2 = 48,6$ <p>Interacción entre el momento flector y el esfuerzo cortante</p> <p>Si $V_{Ed} < V_{pl,Rd} / 2$ entonces el esfuerzo cortante puede ignorarse.</p> <p>Por lo que, $V_{Ed} = 90,73 \text{ kN} < V_{pl,Rd} / 2 = 874,97 / 2 = 437,50 \text{ kN}$ OK</p>		<p>EN 1993-1-1 § 6.2.6 (6)</p> <p>EN 1993-1-5 § 5.1 (2)</p> <p>EN 1993-1-1 § 6.2.8 (2)</p>
<p>4.3.5. Fase final</p> <p>Anchura efectiva del ala del hormigón</p> <p>La anchura efectiva es constante entre $0,25 L$ y $0,75 L$, donde L es la luz de la viga. Desde $L/4$ hasta el apoyo más cercano, la anchura efectiva disminuye linealmente. Las cargas concentradas están situadas entre $0,25 L$ y $0,75 L$.</p> <p>La anchura efectiva total se determina utilizando la siguiente ecuación:</p> $b_{\text{eff},1} = b_0 + \sum b_{ei}$ <p>b_0 es la distancia entre los centros de los conectores en el caso que sean exteriores (2 conectores a la altura de las alas). En este caso $b_0 = 0$</p> <p>b_{ei} es el valor de la anchura efectiva del ala de hormigón a cada lado del alma, $b_{ei} = L_e / 8$ pero $\leq b_i = 3,0 \text{ m}$</p> <p>$b_{\text{eff},1} = 0 + 9,0 / 8 = 1,125 \text{ m}$, entonces $b_{\text{eff}} = 2 \times 1,125 = 2,25 \text{ m} < 3,0 \text{ m}$</p>		<p>EN 1994-1-1 § 5.4.1.2</p> <p>(Figura 5.1)</p>
<p>Cálculo de la resistencia a cortante de un conector</p> <p>La resistencia a cortante se debería determinar con la siguiente ecuación:</p> $P_{Rd} = k_1 \times \text{Min} \left(\frac{0,8 f_u \pi d^2 / 4}{\gamma_V}; \frac{0,29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_V} \right)$ <p>$h_{sc} / d = 100 / 19 = 5,26 > 4$, so $\alpha = 1$</p>		<p>EN 1994-1-1 § 6.6.3.1</p>
<p>Coefficiente de reducción (k_1)</p> <p>Para chapas de acero con nervios paralelos a las vigas de apoyo, el coeficiente de reducción de la resistencia a cortante se calcula así:</p> $k_1 = 0,6 \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \text{ pero } \leq 1$		<p>EN 1994-1-1 § 6.6.4.1</p>

Title	A.4 Ejemplo Resuelto – Viga mixta principal simplemente apoyada	9 of 13
<p>donde:</p> $n_r = 1$ $h_p = 58 \text{ mm}$ $h_{sc} = 100 \text{ mm}$ $b_0 = 82 \text{ mm}$ $\therefore k_1 = 0,6 \frac{82}{58} \left(\frac{100}{58} - 1 \right) = 0,614 \leq 1,0 \text{ OK}$ $P_{Rd} = 0,614 \times \text{Min} \left(\frac{0,8 \times 450 \times \pi \times 19^2 / 4}{1,25} \times 10^{-3}; \frac{0,29 \times 1 \times 19^2 \sqrt{25 \times 31000}}{1,25} \times 10^{-3} \right)$ $= 0,614 \times \text{Min} (81,66; 73,73) = 45,27 \text{ kN}$ <p>Grado de conexión a cortante</p> <p>El grado de conexión a cortante viene definido por la siguiente ecuación:</p> $\eta = \frac{N_c}{N_{c,f}}$ <p>donde:</p> <p>N_c Es el valor de cálculo del esfuerzo normal de compresión en el ala de hormigón</p> <p>$N_{c,f}$ Es el valor de cálculo del esfuerzo normal de compresión en el ala de hormigón en el caso de conexión completa</p> <p>En la zona de la carga:</p> <p>El esfuerzo normal de compresión en el ala de hormigón es precisamente el esfuerzo de conexión completa.</p> <p>A_c Es el área de la sección transversal de hormigón, de modo que en la zona de la carga:</p> $A_c = b_{\text{eff}} h_c$ $h_c = h - h_p = 140 - 58 = 82 \text{ mm}$ $\therefore A_c = 2250 \times 82 = 184500 \text{ mm}^2$ $\therefore N_{c,f} = 0,85 A_c f_{cd} = 0,85 A_c \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \times 184500 \times \frac{25}{1,5} 10^{-3} = 2614 \text{ kN}$ <p>Considerando que el momento máximo se alcanza casi en el lugar de la carga, los puntales deberían colocarse entre el soporte y la carga concentrada. Sin embargo, también deberían colocarse puntales entre las cargas concentradas.</p>		<p>EN 1994-1-1 § 6.2.1.3 (3)</p>



31 puntales posicionados en intervalos de $e_1 = 95$ mm y 6 puntales posicionados en intervalos de $e_2 = 220$ mm

Figura A.11 Posicionamiento de puntales

De este modo, la resistencia de los conectores limita el esfuerzo normal a no más de:

$$N_c = n \times P_{Rd} = 31 \times 45,27 = 1403 \text{ KN}$$

$$\therefore \eta = \frac{N_c}{N_{c,f}} = \frac{1403}{2614} = 0,537$$

La relación η es inferior a 1,0, luego la conexión es parcial.

Comprobación de la resistencia a flexión

Grado mínimo de conexión a cortante

El grado mínimo de conexión a cortante de un perfil de acero con alas iguales se calcula utilizando la siguiente ecuación:

EN 1994-1-1
§ 6.6.1.2

$$\eta_{\min} = 1 - \left(\frac{355}{f_y} \right) (0,75 - 0,03L_e) \text{ con } L_e \leq 25 \text{ m}$$

L_e es la distancia entre los puntos de momento flector nulo en metros en el caso de flexión de momentos positivos, en este ejemplo: $L_e = 9,0$ m

$$\therefore \eta_{\min} = 1 - (355 / 355) (0,75 - 0,03 \times 9,0) = 0,520$$

$$\therefore \eta_{\min} = 0,520 < \eta = 0,537 \quad \text{OK}$$

Resistencia plástica en la zona de carga

El valor de cálculo del esfuerzo normal en el perfil de acero estructural es:

$$N_{pl,a} = A_a f_y / \gamma_{M0} = 8446 \times 355 \times 10^3 / 1,0 = 2998 \text{ kN}$$

$$\therefore N_{pl,a} > N_c = \eta \times N_{c,f} = 0,537 \times 2614 = 1403 \text{ kN}$$

EN 1994-1-1
§ 6.2.1.2 y
§ 6.2.1.3

Para conectores dúctiles y una sección transversal de acero de Clase 1, la resistencia a flexión, M_{Rd} , de la sección transversal crítica (zona de la carga) de la viga, se calcula mediante la teoría rígido-plástica exceptuando que se debe considerar un valor reducido N_c del esfuerzo de compresión en el ala de hormigón en lugar del valor $N_{c,f}$.

En la Figura A.12 se muestra la distribución plástica de tensiones.

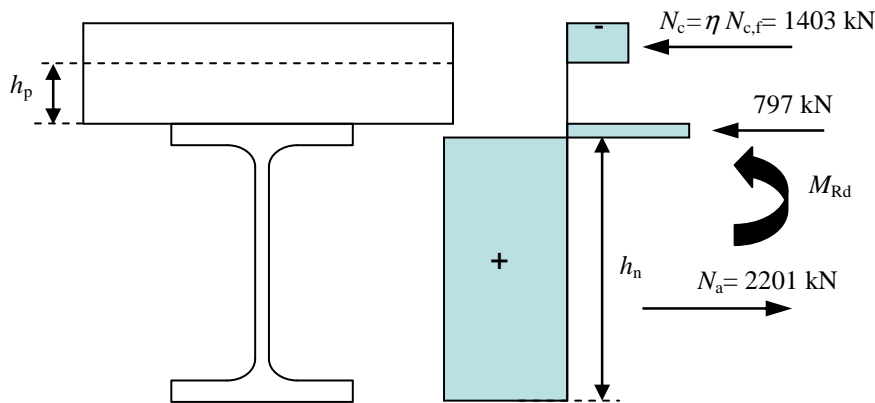


Figura A.12 Distribución plástica de tensiones en la viga

La posición del eje neutro plástico es: $h_n = 388 \text{ mm}$

Por lo tanto, la resistencia de cálculo para flexión de la sección transversal mixta es:

$$M_{Rd} = 738 \text{ kNm}$$

$$M_{y,Ed} / M_{Rd} = 465,6 / 738 = 0,63 < 1,0 \quad \text{OK}$$

Resistencia a cortante

La resistencia plástica a cortante es la misma que para la viga de acero.

$$V_{pl,Rd} = 874,97 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} / V_{pl,Rd} = 156,20 / 874,97 = 0,18 < 1,0 \quad \text{OK}$$

Interacción entre el momento flector y el esfuerzo cortante

Si $V_{Ed} < V_{pl,Rd} / 2$ entonces el esfuerzo cortante puede ignorarse.

Por lo tanto, $V_{Ed} = 156,20 \text{ kN} < V_{pl,Rd} / 2 = 874,97 / 2 = 437,50 \text{ kN} \quad \text{OK}$

Resistencia a cortante longitudinal de la losa

La tensión plástica de cortante longitudinal, se calculan utilizando la siguiente ecuación:

$$v_{Ed} = \frac{\Delta F_d}{h_f \Delta x}$$

donde $\Delta x = 9,0 / 3 = 3,0 \text{ m}$

El valor de Δx es la distancia entre el apoyo y el punto de carga. Por lo tanto, hay tres zonas para la resistencia a cortante longitudinal.

$$\Delta F_d = N_c / 2 = 1403 / 2 = 701,5 \text{ kN}$$

$$h_f = h - h_p = 140 - 58 = 82 \text{ mm}$$

$$v_{Ed} = \frac{\Delta F_d}{h_f \Delta x} = \frac{701,5 \times 10^3}{82 \times 3000} = 2,85 \text{ N/mm}^2$$

EN 1994-1-1
§ 6.2.2.2

EN 1993-1-1
§ 6.2.8 (2)

EN 1992-1-1
§ 6.2.4
(Figura 6.7)

Title	A.4 Ejemplo Resuelto – Viga mixta principal simplemente apoyada	12 of 13
<p>Para evitar el aplastamiento de las bielas de compresión del ala de hormigón, se deberá cumplir lo siguiente:</p> $v_{Ed} < \nu f_{cd} \sin \theta_f \cos \theta_f \text{ con } \nu = 0,6[1 - f_{ck} / 250] \text{ y } \theta_f = 45^\circ$ $v_{Ed} < 0,6 \times \left[1 - \frac{25}{250}\right] \times \frac{25}{1,5} \times 0,5 = 4,5 \text{ N/mm}^2 \text{ OK}$ <p>Para el armado transversal, se debería cumplir la desigualdad siguiente:</p> $A_{sf} f_{yd} / s_f \geq v_{Ed} h_f / \cot \theta_f \text{ donde } f_{yd} = 500 / 1,15 = 435 \text{ N/mm}^2$ <p>Asumamos que el espacio de las barras es $s_f = 200$ y que no hay contribución de las chapas perfiladas de acero:</p> $A_{sf} \geq \frac{2,85 \times 82 \times 200}{435 \times 1,0} = 107,4 \text{ mm}^2$ <p>Seleccionamos barras de 12 mm de diámetro (113 mm^2) con separación de 200 mm.</p> <p>4.4. Comprobaciones del estado límite de servicio</p> <p>La flecha debida a $G + Q$ se calcula utilizando la siguiente ecuación:</p> $w_G = \frac{5 q_G L^4}{384 E I_y} + \frac{a \times (3L^2 - 4a^2)}{24 E I_y} F_G$ $w_Q = \frac{a \times (3L^2 - 4a^2)}{24 E I_y} F_Q$ <p>Y la flecha total es: $w = w_G + w_Q$</p> <p>4.4.1. Fase de construcción</p> <p><i>Combinación de ELS durante la fase de construcción</i></p> $F_G + F_Q = 49,28 + 13,5 = 62,78 \text{ kN}$ $q_G = 0,65 \text{ kN/m}$ <p><i>Flecha durante la fase de construcción</i></p> <p>I_y Es el momento de inercia de la viga de acero.</p> $w_G = \frac{5 \times 0,65 \times 9000^4}{384 \times 210000 \times 23130 \times 10^4} + \frac{3000 \times (3 \times 9000^2 - 4 \times 3000^2)}{24 \times 210000 \times 23130 \times 10^4} \times 49280$ $w_G = 1,1 + 26,2 = 27,3 \text{ mm}$ $w_Q = \frac{3000 \times (3 \times 9000^2 - 4 \times 3000^2)}{24 \times 210000 \times 23130 \times 10^4} \times 13500 = 7,2 \text{ mm}$ $\therefore w = w_G + w_Q = 27,3 + 7,2 = 34,5 \text{ mm}$		
		EN 1990 § 6.5.3

Title	A.4 Ejemplo Resuelto – Viga mixta principal simplemente apoyada	13 of 13
<p>La flecha para ($G + Q$) es $L/261$</p> <p>Flecha en la fase final</p> $F_G + F_Q = 62,78 + 45,0 = 107,78 \text{ kN}$ $q_G = 0,65 \text{ kN/m}$ <p>Flecha en la fase final:</p> <p>I_y se calcula para la sección equivalente, calculando un área de acero efectiva equivalente para el área efectiva del hormigón:</p> $b_{\text{equ}} = b_{\text{eff}} / n_0$ <p>n_0 Es el coeficiente de equivalencia para cargas instantáneas (Q_k)</p> $= E_a / E_{\text{cm}} = 210000 / 31000 = 6,77$ $\therefore b_{\text{eq}} = 2,25 / 6,77 = 0,332 \text{ m}$ <p>Si utilizamos el teorema de los ejes paralelos, el momento de inercia es:</p> $I_y = 82458 \text{ cm}^4$ <p>Para la acción permanente:</p> $n = 2E_a / E_{\text{cm}} = 20,31 \text{ para cargas permanentes } (G_k)$ $\therefore b_{\text{equ}} = 2,25 / 20,31 = 0,111 \text{ m}$ <p>El segundo momento del área se calcula con la siguiente ecuación:</p> $I_y = 62919 \text{ cm}^4$ <p>La flecha puede obtenerse combinando el momento de inercia para las acciones variables y permanentes de la siguiente manera:</p> $w_G = 27,3 \text{ mm}$ $w_{\text{partitions}} = \frac{3000 \times (3 \times 9000^2 - 4 \times 3000^2)}{24 \times 210000 \times 62919 \times 10^4} \times 13500 = 2,6 \text{ mm}$ $w_Q = \frac{3000 \times (3 \times 9000^2 - 4 \times 3000^2)}{24 \times 210000 \times 82458 \times 10^4} \times 45000 = 6,7 \text{ mm}$ <p>So, $w = w_G + w_{\text{partitions}} + w_Q = 27,3 + 2,6 + 6,7 = 36,6 \text{ mm}$</p> <p>La flecha para ($G + Q$) es $L/246$</p> <p>Nota 1: El cliente debería especificar los límites de flecha y en el Anexo nacional pueden hallarse igualmente algunos límites.</p> <p>Nota 2: En el Anexo nacional podrán hallarse los límites relativos a la frecuencia de la vibración</p>		<p>EN 1990 § 6.5.3</p> <p>EN 1994-1-1 § 5.4.2.2</p> <p>EN 1994-1-1 § 5.4.2.2(11)</p> <p>EN 1994-1-1 § 7.3.1</p> <p>EN 1993-1-1 § 7.2.3</p>

5. Pilar articulado con perfiles en H no esbeltos

Este ejemplo muestra cómo llevar a cabo el cálculo de un pilar en un edificio de varias plantas. El pilar es un perfil HE 300B en S235, y las coacciones están posicionadas tal y como se indica en la Figura A.13.

SN008^[4]

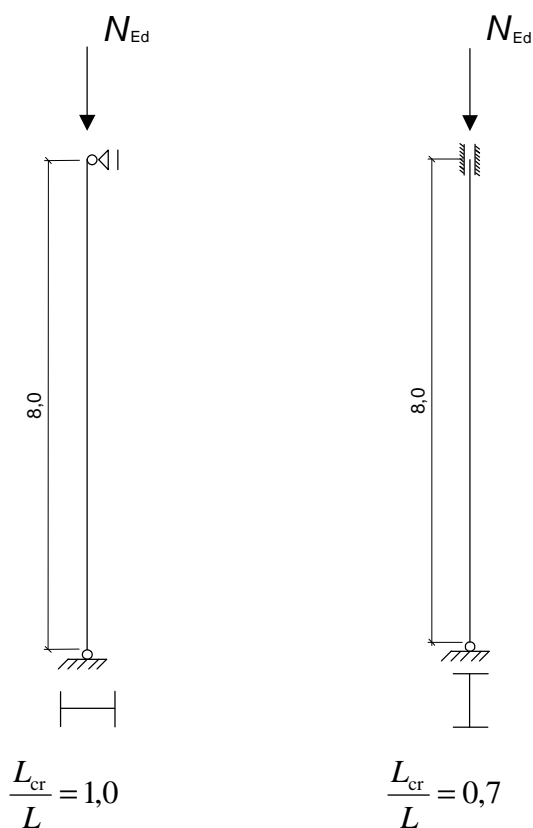


Figura A.13 Condiciones en los extremos del pilar que se está analizando respecto del eje mayor y eje menor y sus factores de longitud de pandeo

5.1. Coeficientes parciales

- $\chi_{M0} = 1,0$
- $\chi_{M1} = 1,0$

EN 1993-1-1
§ 6.1 (1)

5.2. Información básica

- Carga axil: $N_{Ed} = 2000 \text{ kN}$
- Longitud del pilar: 8,00 m
- Longitud de pandeo en el eje y-y: $1,0 \times 8,00 = 8,00 \text{ m}$
- Longitud de pandeo en el eje z-z: $0,7 \times 8,00 = 5,60 \text{ m}$
- Calidda del acero: S235
- Clasificación de la sección: Clase 1

5.3. Datos geométricos

HE 300 B – Acero S235

Canto $h = 300 \text{ mm}$

Ancho $b = 300 \text{ mm}$

Espesor del alma $t_w = 11 \text{ mm}$

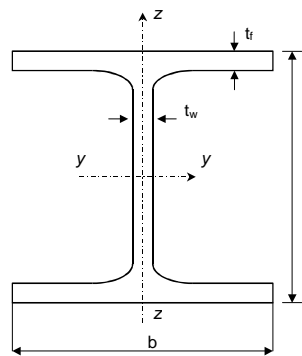
Espesor del ala $t_f = 19 \text{ mm}$

Radio de acuerdo $r = 27 \text{ mm}$

Área de la sección $A = 149 \text{ cm}^2$

Momento de inercia respecto del eje fuerte: $I_y = 25170 \text{ cm}^4$

Momento de inercia respecto del eje menor: $I_z = 8560 \text{ cm}^4$



5.4. Límite elástico

Acero S235

El espesor máximo es $19,0 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$, por lo que: $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$

EN 1993-1-1
Tabla 3.1

5.5. Resistencia de cálculo a pandeo de un elemento comprimido

Para determinar la resistencia de cálculo a pandeo de un pilar, $N_{b,Rd}$, hay que obtener el coeficiente de reducción χ de la curva de pandeo correspondiente. Este coeficiente viene determinado por el cálculo de la esbeltez adimensional $\bar{\lambda}$, basada en el esfuerzo axil crítico elástico para el modo de pandeo considerado y la resistencia de la sección transversal a los esfuerzos normales

5.6. Esfuerzo crítico elástico N_{cr}

El esfuerzo crítico de pandeo se calcula utilizando la siguiente ecuación:

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 \times EI_y}{L_{cr,y}^2} = \frac{\pi^2 \times 210000 \times 25170 \times 10^4}{8000^2} \times 10^{-3} = 8151,2 \text{ kN}$$

Título	A.5 Ejemplo Resuelto – Pilar articulado con perfiles en H no esbeltos	3 de 4
<p> $N_{cr,z} = \frac{\pi^2 \times EI_z}{L_{cr,z}^2} = \frac{\pi^2 \times 210000 \times 8560 \times 10^4}{5600^2} \times 10^{-3} = 5657,4 \text{ kN}$ </p> <p> E Es el módulo de elasticidad = 210000 N/mm² L_{cr} Es la longitud de pandeo en el plano de pandeo considerado: $L_{cr,y} = 8,00 \text{ m}$ $L_{cr,z} = 5,60 \text{ m}$ </p> <p>5.7. Esbeltez adimensional</p> <p>La esbeltez adimensional se calcula utilizando la siguiente ecuación:</p> $\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr,y}}} = \sqrt{\frac{149 \times 10^2 \times 235}{8151,2 \times 10^3}} = 0,655$ $\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr,z}}} = \sqrt{\frac{149 \times 10^2 \times 235}{5657,4 \times 10^3}} = 0,787$ <p>Para una esbeltez de $\bar{\lambda} \leq 0,2$ o para $\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq 0,04$ se pueden ignorar los efectos de pandeo y únicamente serán de aplicación las comprobaciones de la sección transversal.</p> <p>5.8. Coeficiente de reducción</p> <p>Para la compresión axil de elementos, el valor de χ que depende de la esbeltez adimensional $\bar{\lambda}$, se deberá determinar a partir de la curva de pandeo correspondiente utilizando la siguiente ecuación:</p> $\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \text{ pero } \chi \leq 1,0$ <p>donde :</p> $\phi = 0,5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right]$ <p>α es el coeficiente de imperfección.</p> <p>Para $h/b = 300/300 = 1,00 < 1,2$ y $t_f = 19,0 < 100 \text{ mm}$</p>		<p>EN 1993-1-1 § 6.3.1.2 (1)</p> <p>EN 1993-1-1 § 6.3.1.2 (4)</p> <p>EN 1993-1-1 § 6.3.1.2 (1)</p>

Título	A.5 Ejemplo Resuelto – Pilar articulado con perfiles en H no esbeltos	4 de 4
<p>Pandeo alrededor del eje y-y: Curva de pandeo b, coeficiente de imperfección $\alpha = 0,34$ $\phi_y = 0,5 [1 + 0,34(0,655 - 0,2) + 0,655^2] = 0,792$ $\chi_y = \frac{1}{0,792 + \sqrt{0,792^2 - 0,655^2}} = 0,808$ Pandeo alrededor del eje z-z: Curva de pandeo c, coeficiente de imperfección $\alpha = 0,49$ $\phi_z = 0,5 [1 + 0,49(0,787 - 0,2) + 0,787^2] = 0,953$ $\chi_z = \frac{1}{0,953 + \sqrt{0,953^2 - 0,787^2}} = 0,671$ $\chi = \min(\chi_y; \chi_z) = \min(0,808; 0,671) = 0,671 < 1,0$ (cuando $\chi > 1$ entonces $\chi = 1$)</p>		
<p>5.9. Resistencia de cálculo a pandeo de un elemento comprimido</p>		EN 1993-1-1 § 6.3.1.1 (3)
$N_{b,Rd} = \chi \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = 0,671 \frac{149 \times 10^2 \times 235}{1,0} \times 10^{-3} = 2349,5 \text{ kN}$		EN 1993-1-1 § 6.3.1.1 (1)
<p>Hay que comprobar la siguiente expresión:</p>		
$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{2000}{2349,5} = 0,85 < 1,0 \quad \text{OK}$		

6. Unión de un angular de arriostramiento a tracción mediante tornillos a una cartela

Estos tipos de conexiones son típicas de los arriostramientos transversales que se utilizan en fachadas y cubiertas para soportar las acciones de carga horizontal del viento y en el eje longitudinal de edificios con pórticos de una sola planta. Esto se trata en SS048^[4].

SS048^[4]

Con el fin de evitar excentricidades de las cargas transferidas a los cimientos, el angular se alinea de tal forma que se encuentre con el eje vertical del pilar en la placa base. La cartela de unión se coloca lo más cerca posible del plano del eje principal del pilar.

La Tabla A.1 resume los posibles modos de fallo de esta conexión. Dichas comprobaciones se muestran en las siguientes secciones.

Tabla A.1 Modos de fallo de la conexión de arriostramiento

Modo de fallo	Resistencia del elemento
Tornillos a cortante	$N_{Rd,1}$
Resistencia al aplastamiento para tornillos (en el lado del angular)	$N_{Rd,2}$
Angular a tracción	$N_{Rd,3}$
Cálculo de la soldadura	a

6.1. Detalles de la conexión de arriostramiento

La Figura A.14 muestra el lado mayor del angular de 120 x 80 unido a la cartela.

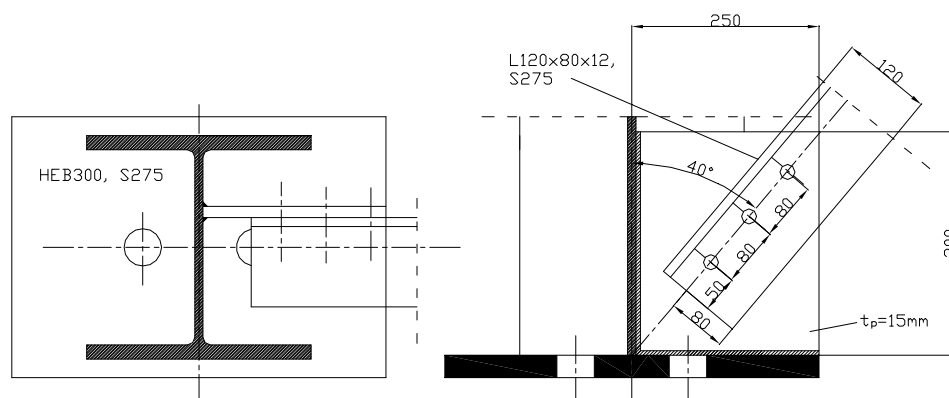


Figura A.14 Detalle de la conexión por tornillos: planta y alzado

Título	A.6 Ejemplo práctico: unión atornillada de un angular de soporte en tensión con una cartela	2 de 7
<p>Normalmente, se suele minimizar la excentricidad entre el elemento de arriostramiento y el eje del pilar. La cartela se suelda al alma del pilar y a la placa base mediante dos soldaduras en ángulo (véase la Figura A.14 Detalle de la conexión por tornillos: planta). A pesar que se da cierta excentricidad para evitar el perno de anclaje que se encuentra en el eje del pilar, esta situación es mejor que posicionar el arriostramiento en el plano del ala del pilar.</p>		
<p>6.1.1. Datos principales de la unión</p>		
Configuración	Angular con cartela soldada a alma de pilar	
Pilar	HEB 300, S275	
Arriostramiento	120 × 80 × 12 angular, S275	
Tipo de conexión	<p>Conexión de arriostramiento mediante perfil angular a cartela y tornillos no pretensados.</p> <p>Categoría A: Tornillos a cortadura y aplastamiento</p>	
Cartela	250 × 300 × 15, S275	
Tornillos	M20, clase 8.8	
Soldadura	<p>Cartela a alma de pilar: Soldadura en ángulo $a = 4 \text{ mm}$ (véase 6.2.4).</p> <p>Cartela a placa base: Soldadura en ángulo, $a = 4 \text{ mm}$ (véase 6.2.4).</p>	
<p>6.1.2. Pilar HEB 300, S275</p>		
Canto	h_c	= 300 mm
Ancho	b_c	= 300 mm
Espesor del alma	$t_{w,c}$	= 11 mm
Espesor del ala	$t_{f,c}$	= 19 mm
Radio de acuerdo	r	= 27 mm
Área	A_c	= 149,1 cm ²
Momento de inercia	I_y	= 25170 cm ⁴
Distancia entre los radios de acuerdo	d_c	= 208 mm
Límite elástico	$f_{y,c}$	= 275 N/mm ²
Resistencia última a tracción	$f_{u,c}$	= 430 N/mm ²

Título	A.6 Ejemplo práctico: unión atornillada de un angular de soporte en tensión con una cartela	3 de 7
<p>6.1.3. Angular 120 × 80 × 12, S 275</p>		
Canto	$h_{ac} = 120 \text{ mm}$	
Ancho	$b_{ac} = 80 \text{ mm}$	
Espesor del angular	$t_{ac} = 12 \text{ mm}$	
Radio	$r_1 = 11 \text{ mm}$	
Radio	$r_2 = 5,5 \text{ mm}$	
Área	$A_{ac} = 22,7 \text{ cm}^2$	
Momento de inercia	$I_y = 322,8 \text{ cm}^4$	
Límite elástico	$f_{y,ac} = 275 \text{ N/mm}^2$	
Resistencia última a tracción	$f_{u,ac} = 430 \text{ N/mm}^2$	
<p>6.1.4. Cartela de 250 × 300 × 15, S275</p>		
Alto	$h_p = 300 \text{ mm}$	
Ancho	$b_p = 250 \text{ mm}$	
Espesor	$t_p = 15 \text{ mm}$	
Límite elástico	$f_{y,p} = 275 \text{ N/mm}^2$	
Resistencia última a tracción	$f_{u,p} = 430 \text{ N/mm}^2$	
<p>Dirección de transferencia de carga (1)</p>		
Número de filas de tornillos	$n_1 = 3$	
Borde del angular hasta el tornillo de la primera fila	$e_1 = 50 \text{ mm}$	
Paso entre filas de tornillos	$p_1 = 80 \text{ mm}$	
<p>Dirección perpendicular a la transferencia de carga (2)</p>		
Número de líneas de tornillos	$n_2 = 1$	
Borde del angular hasta la línea de tornillos	$e_2 = 80 \text{ mm}$	
<p>6.1.5. Tornillos M20, 8.8</p>		
Número total de tornillos	$(n = n_1 \times n_2) \quad n = 3$	
Área resistente	$A_s = 245 \text{ mm}^2$	
Diámetro del vástago	$d = 20 \text{ mm}$	
Diámetro de los agujeros	$d_0 = 22 \text{ mm}$	
Diámetro de la arandela	$d_w = 37 \text{ mm}$	
Límite elástico	$f_{yb} = 640 \text{ N/mm}^2$	
Resistencia última a tracción	$f_{ub} = 800 \text{ N/mm}^2$	

Título	A.6 Ejemplo práctico: unión atornillada de un angular de soporte en tensión con una cartela	4 de 7		
<p>6.1.6. Coeficientes parciales de seguridad</p> <p>$\gamma_{M0} = 1,0$ $\gamma_{M2} = 1,25$ (para la resistencia a cortante de los tornillos)</p> <p>6.1.7. Esfuerzo axial de tracción de cálculo del angular de arriostramiento sobre la cartela</p> <p>$N_{Ed} = 250$ kN</p> <p>6.2. Resistencia de la unión de arriostramiento</p> <p>6.2.1. Tornillos a cortante</p> <p>$N_{Rd,1} = nF_{v,Rd}$</p> $F_{v,Rd} = \alpha_v \frac{f_{ub}A}{\gamma_{M,2}} = 0,6 \times \frac{800 \times 245}{1,25} \times 10^{-3} = 94,08 \text{ kN}$ <p>$N_{Rd,1} = 3 \times 94,08 = 282$ kN</p> <p>6.2.2. Resistencia al aplastamiento para tornillos (en el lado del angular)</p> <p>$N_{Rd,2} = nF_{b,Rd}$</p> $F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_{u,ac} d t_{ac}}{\gamma_{M2}}$ <p>Para todos los tornillos:</p> $k_1 = \min \left(2,8 \times \frac{e_2}{d_0} - 1,7; \quad 2,5 \right)$ $2,8 \times \frac{e_2}{d_0} - 1,7 = 2,8 \times \frac{80}{22} - 1,7 = 8,48$ <p>$\therefore k_1 = \min(8,48; \quad 2,5) = 2,5$</p> <p>Para el tornillo del extremo:</p> $\alpha_b = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}; \quad \frac{f_{ub}}{f_{u,ac}}; \quad 1,0 \right)$ $\frac{e_1}{3d_0} = \frac{50}{3 \times 22} = 0,76$ $\frac{f_{ub}}{f_{u,ac}} = \frac{800}{430} = 1,86$ <p>$\therefore \alpha_b = \min(0,76; \quad 1,86; \quad 1,0) = 0,76$</p> $F_{b,Rd, \text{tornillo extremo}} = \frac{2,5 \times 0,76 \times 430 \times 20 \times 12}{1,25} \times 10^{-3} = 156,9 \text{ kN}$			EN 1993-1-8 Tabla 3.4.	EN 1993-1-8 Tabla 3.4.

Título	A.6 Ejemplo práctico: unión atornillada de un angular de soporte en tensión con una cartela	5 de 7
<p>Para los tornillos interiores:</p> $\alpha_b = \min\left(\frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_{u,ac}}; 1,0\right)$ $\frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} = \frac{80}{3 \times 22} - \frac{1}{4} = 0,96$ $\frac{f_{ub}}{f_{u,ac}} = \frac{800}{430} = 1,86$ $\therefore \alpha_b = \min(0,96; 1,86; 1,0) = 0,96$ $\therefore F_{b,Rd,tornillo \text{ interior}} = \frac{2,5 \times 0,96 \times 430 \times 20 \times 12}{1,25} \times 10^{-3} = 198,1 \text{ kN}$ <p>La resistencia al aplastamiento del lado del angular contra el vástago del tornillo del extremo y del interior es superior a la resistencia a cortante del tornillo. Se adopta el valor mínimo de la resistencia al aplastamiento mencionada de todos los tornillos de la conexión.</p> $\therefore N_{Rd,2} = 3 \times 156,9 = 471 \text{ kN}$ <p>Nota: Al ser el espesor del lado del angular, 12 mm, menor que el de la cartela, 15 mm, y al asumir una distancia al borde de 50 mm o superior para la cartela, sólo habrá que comprobar el cálculo a aplastamiento del lado del angular de la unión</p> <p>6.2.3. Angular en tensión</p> $N_{Rd,3} = \frac{\beta_3 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}}$ $2,5d_0 = 2,5 \times 22 = 55 \text{ mm}$ $5d_0 = 5 \times 22 = 110 \text{ mm}$ $2,5d_0 < p_1 < 5d_0$ <p>β_3 puede determinarse por interpolación lineal:</p> $\therefore \beta_3 = 0,59$ $A_{net} = A - t_{ac} d_0 = 2270 - 12 \times 22 = 2006 \text{ mm}^2$ $\therefore N_{Rd,3} = \frac{0,59 \times 2006 \times 430}{1,25} \times 10^{-3} = 407 \text{ kN}$		<p>EN 1993-1-8 § 3.7(1)</p> <p>EN 1993-1-8 § 3.10.3</p>

Título	A.6 Ejemplo práctico: unión atornillada de un angular de soporte en tensión con una cartela	6 de 7
<p>6.2.4. Cálculo de soldadura</p> <p>La soldadura se calcula de la siguiente forma:</p> <p>La cartela se suelda al alma del pilar y a la placa base mediante dos soldaduras de ángulo.</p> <p>El procedimiento para determinar el espesor de garganta de las soldaduras dobles en ángulo, es el mismo para la conexión cartela/alma de pilar que para la conexión cartela/placa base.</p> <p>Los cálculos siguientes se refieren al cálculo de la soldadura entre la cartela y la placa base.</p> <p>Se pueden conseguir soldaduras dobles en ángulo de resistencia total siguiendo unas recomendaciones simples, véase SN017^[4]. Sin embargo, este enfoque es demasiado conservador para este ejemplo.</p> <p>El procedimiento recomendado es elegir una garganta de soldadura y comprobar si ofrece suficiente resistencia:</p> <p>En este caso, se prueba con $a = 4 \text{ mm}$</p> <p>La resistencia de cálculo de la soldadura doble, según el método simplificado es:</p> $N_{\text{Rd,w,hor}} = 2F_{\text{w,Rd}}l$ $F_{\text{w,Rd}} = f_{\text{vw,d}}a$ $f_{\text{vw,d}} = \frac{f_u/\sqrt{3}}{\beta_w\gamma_{M2}} = \frac{430/\sqrt{3}}{0,85 \times 1,25} = 233,66 \text{ N/mm}^2$ $\therefore F_{\text{w,Rd}} = 233,66 \times 4 = 934,6 \text{ N/mm}$ $\therefore N_{\text{Rd,w,hor}} = 2 \times 934,6 \times 250 \times 10^{-3} = 467 \text{ kN}$ <p>Soporta la componente horizontal de la fuerza que actúa en el arriostramiento:</p> $N_{\text{Ed,hor}} = N_{\text{Ed}} \sin 40 = 250 \times \sin 40 = 161 \text{ kN}$ <p>Por lo tanto, la soldadura horizontal es correcta.</p> <p>El mismo procedimiento puede emplearse para calcular la soldadura vertical (la cartela se suelda al alma del pilar).</p> <p>6.3. Resumen</p> <p>En la siguiente tabla se resumen los valores de resistencia de los modos críticos de fallo. El valor que gobierna la unión (es decir, el valor mínimo) aparece en negrita.</p>		<p>SN017^[4]</p> <p>EN 1993-1-8 § 4.5.3.3</p>

Título	A.6 Ejemplo práctico: unión atornillada de un angular de soporte en tensión con una cartela	7 de 7												
Tabla A.2 Resumen de los valores de resistencia en la conexión atornillada de arriostramiento														
<table border="1"> <thead> <tr> <th data-bbox="164 324 718 369">Modo de fallo</th> <th colspan="2" data-bbox="718 324 1204 369">Resistencia del componente</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td data-bbox="164 369 718 414">Tornillos a cortante</td> <td data-bbox="718 369 877 414">$N_{Rd,1}$</td> <td data-bbox="877 369 1204 414">282 kN</td> </tr> <tr> <td data-bbox="164 414 718 459">Resistencia al aplastamiento para tornillos en el lado del angular</td> <td data-bbox="718 414 877 459">$N_{Rd,2}$</td> <td data-bbox="877 414 1204 459">471 kN</td> </tr> <tr> <td data-bbox="164 459 718 510">Angular a tracción</td> <td data-bbox="718 459 877 510">$N_{Rd,3}$</td> <td data-bbox="877 459 1204 510">407 kN</td> </tr> </tbody> </table>		Modo de fallo	Resistencia del componente		Tornillos a cortante	$N_{Rd,1}$	282 kN	Resistencia al aplastamiento para tornillos en el lado del angular	$N_{Rd,2}$	471 kN	Angular a tracción	$N_{Rd,3}$	407 kN	
Modo de fallo	Resistencia del componente													
Tornillos a cortante	$N_{Rd,1}$	282 kN												
Resistencia al aplastamiento para tornillos en el lado del angular	$N_{Rd,2}$	471 kN												
Angular a tracción	$N_{Rd,3}$	407 kN												
<p>Algunos modos de fallo no se han verificado en este ejemplo, como por ejemplo, la cartela a aplastamiento y a tracción. Estas comprobaciones no son necesarias porque el espesor de la cartela es superior al del angular y por lo tanto el angular fallaría antes que la cartela.</p>														