



Máster en Ingeniería Industrial

Diseño de Estructuras

Tipos de estructuras industriales

Introducción

Celosías

Pórticos planos

Naves industriales

Edificios de plantas

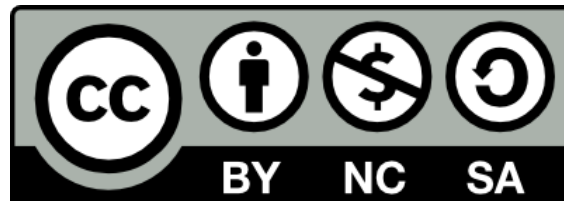


DISEÑO DE ESTRUCTURAS – TIPOS DE ESTRUCTURAS INDUSTRIALES

Copyright © 2022 por Juan Tomás Celigüeta y tecnun (Universidad de Navarra).

Este documento está licenciado bajo la licencia Creative Commons Reconocimiento – NoComercial - CompartirIgual 3.0 España (CC BY-NC-SA 3.0 ES).

Puede consultar las condiciones de dicha licencia en <https://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/3.0/es/>.





Introducción al Diseño de Estructuras

Tipos de estructuras reticulares

Uniones ideales, apoyos

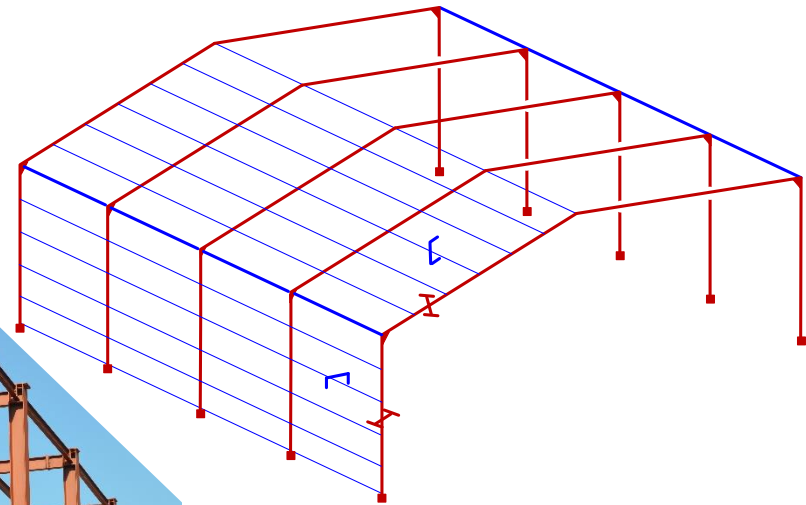
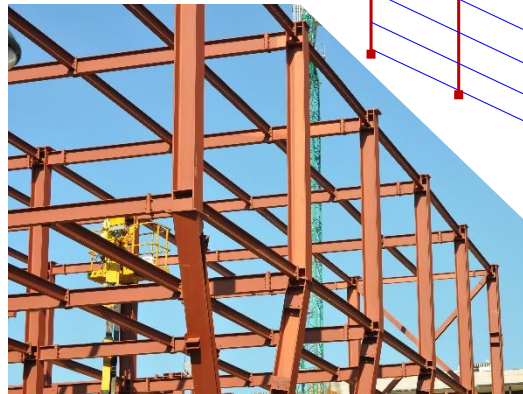
Estabilidad exterior

Proceso de diseño de una estructura

Métodos de cálculo de estructuras

Introducción (1)

- Estructura **reticular**: conjunto de elementos sólidos, enlazados entre sí en forma de retícula en el espacio, destinados a soportar la acción de una serie de acciones exteriores.
 - Elementos reticulares: **barras** de material agrupado alrededor de una línea.
 - Dimensión transversal pequeña frente a su longitud ($h < \frac{L}{10}$)
 - Directriz recta (salvo arcos curvos)
 - Uniones entre elementos:
 - Rígidas (empotramiento)
 - Articuladas
 - Semi-rígidas
 - Apoyos:
 - Articulados y/o rígidos

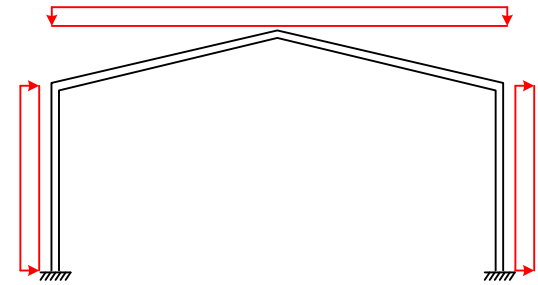


Introducción (2)

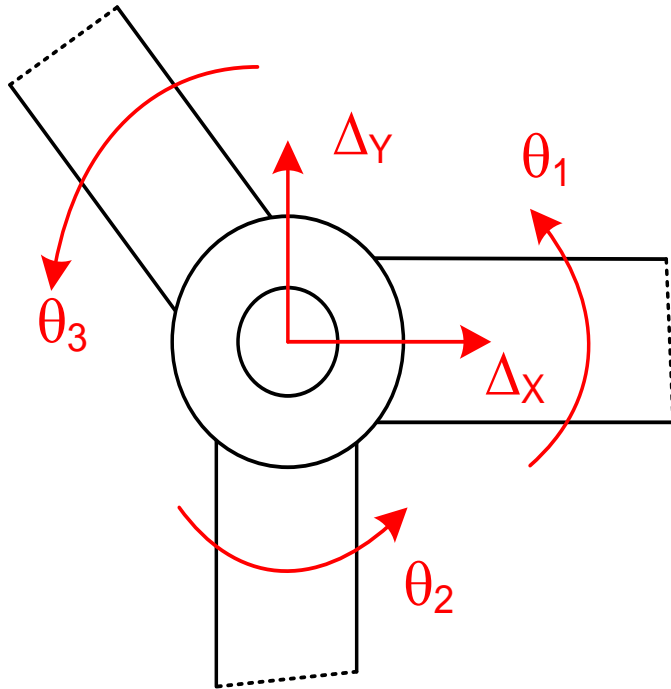
- Acciones:
 - Pesos, acciones atmosféricas, cargas de uso
 - Fuerzas de pretensión, errores de montaje
 - Fuerzas de inercia (seísmos)
- Suposiciones habituales:
 - Pequeñas deformaciones: estados inicial y deformado coinciden
 - Comportamiento del material simplificado (elástico lineal). Diseño: plástico ideal
- Objetivo:

Determinar la disposición, dimensiones y materiales de las barras de la estructura para que ésta sea capaz de resistir las acciones exteriores, **sin que se alcance ningún estado límite (EL)** que le impida cumplir con su funcionalidad:

 - Equilibrio
 - Agotamiento de la resistencia del material
 - Estabilidad (pandeo)
 - Deformaciones, vibraciones...

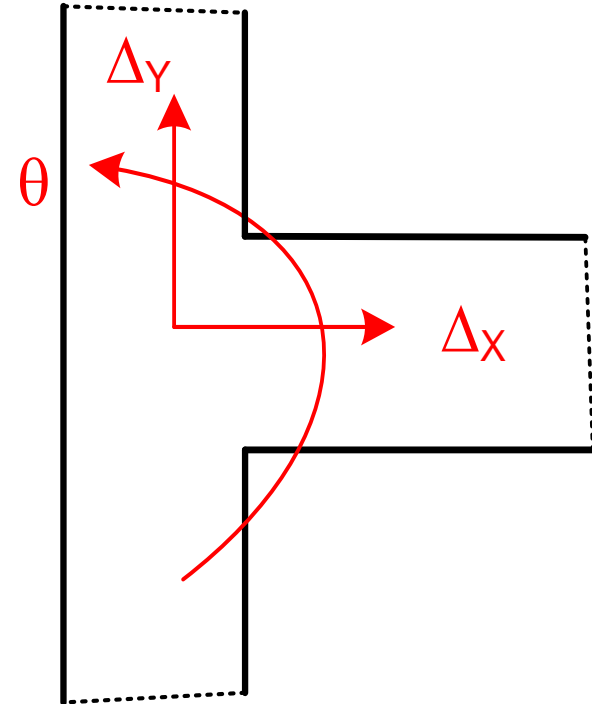


Uniones planas básicas



Articulación plana

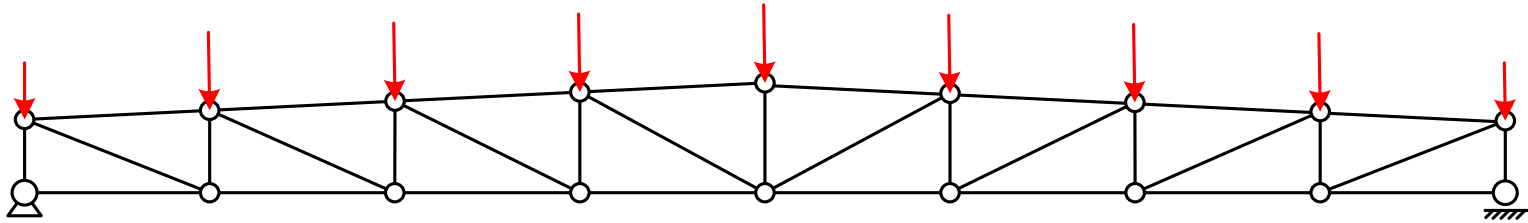
No se transmiten momentos
Barras con giros independientes



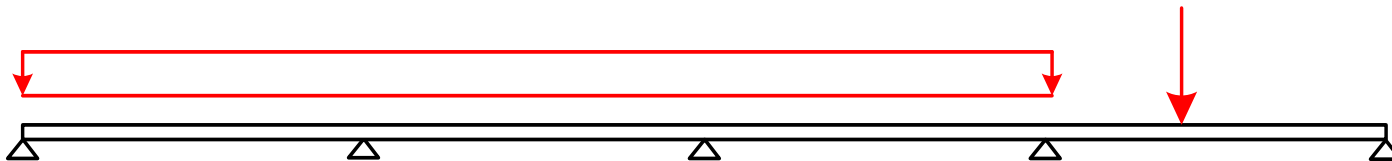
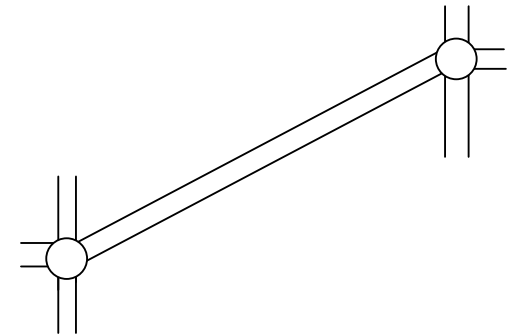
Unión rígida plana

Se transmiten momentos
Barras con el mismo giro

Tipos de estructuras

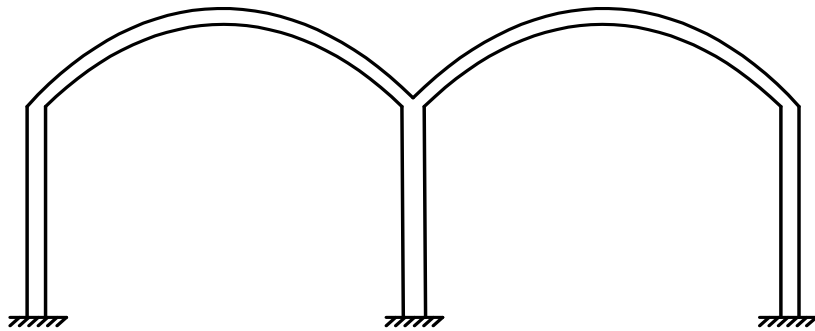
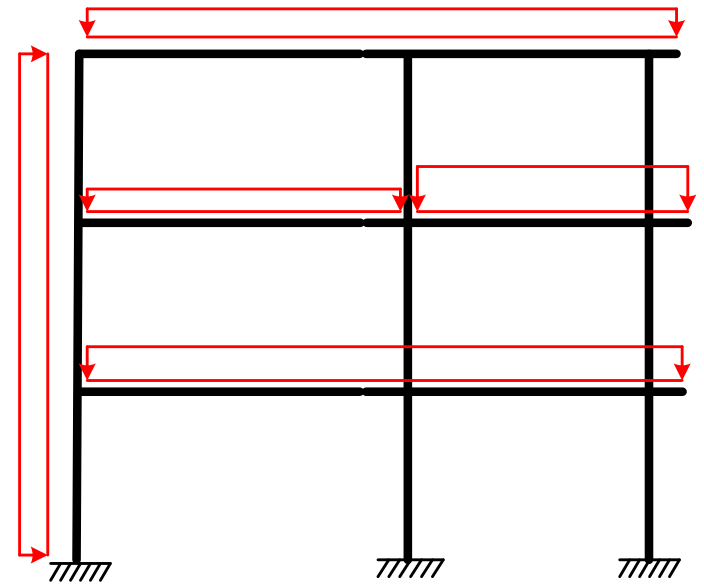
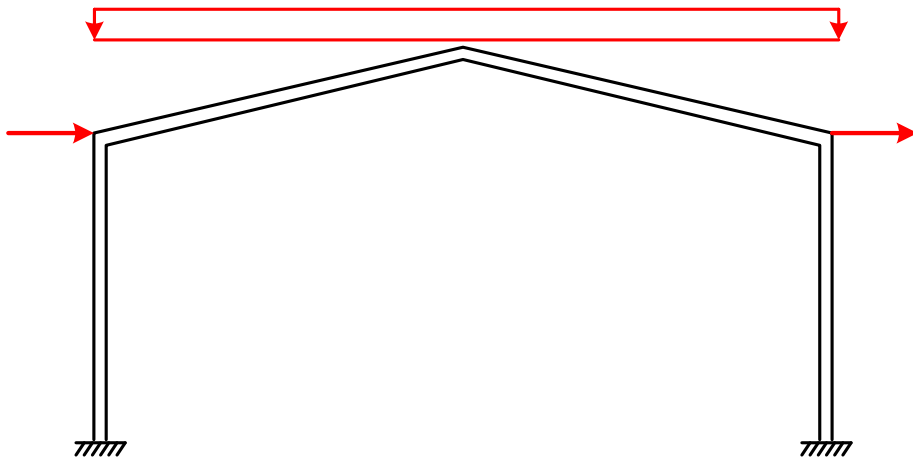


Celosía plana

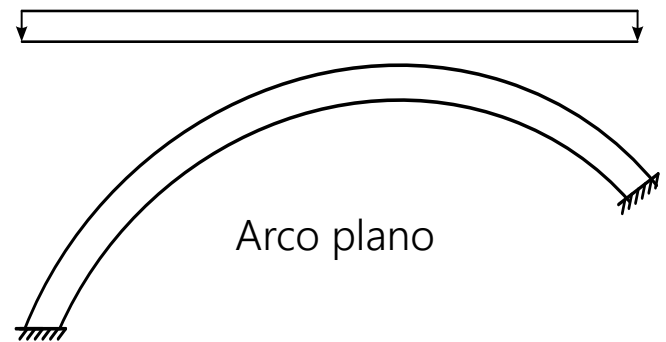


Viga

Pórticos planos

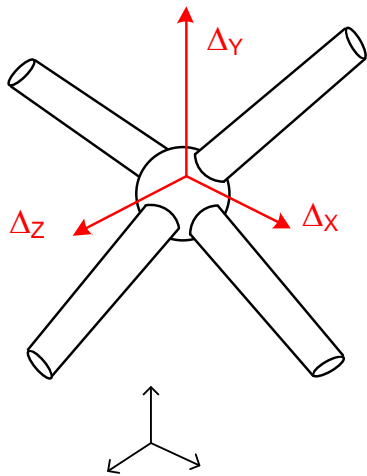
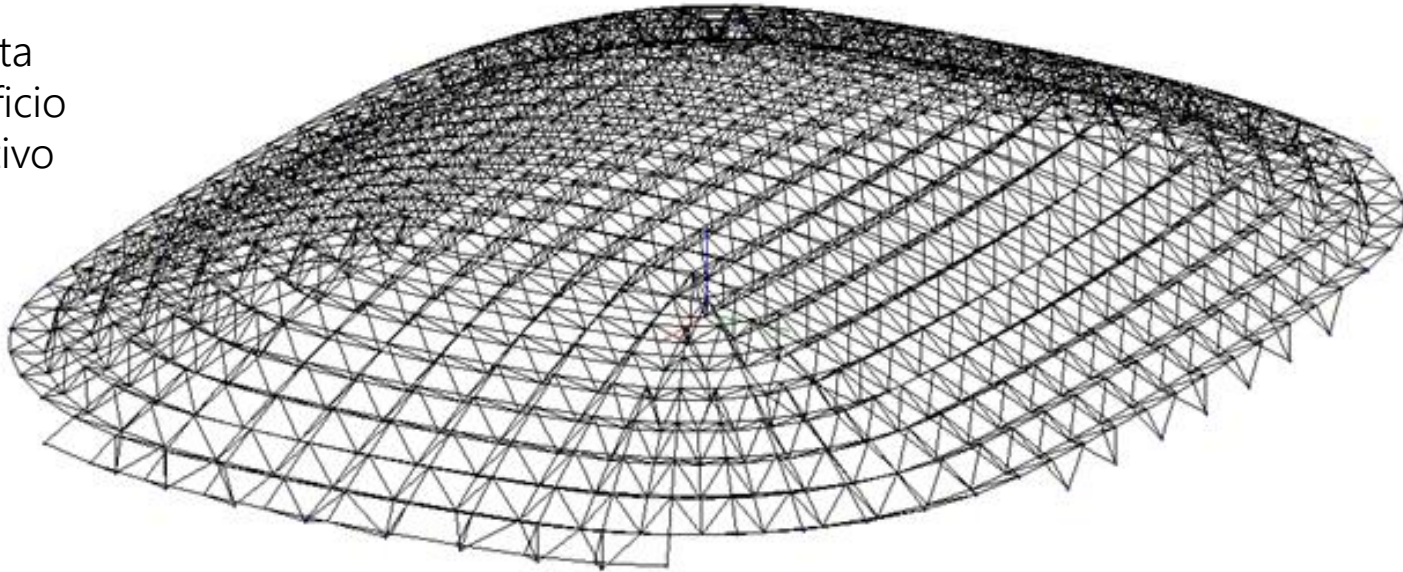


Pórtico con cubierta de arco

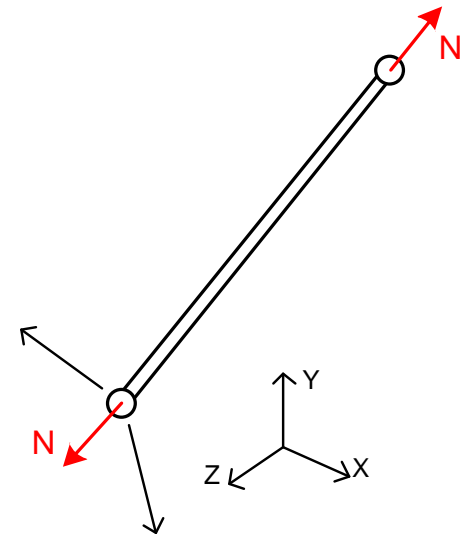


Celosía espacial

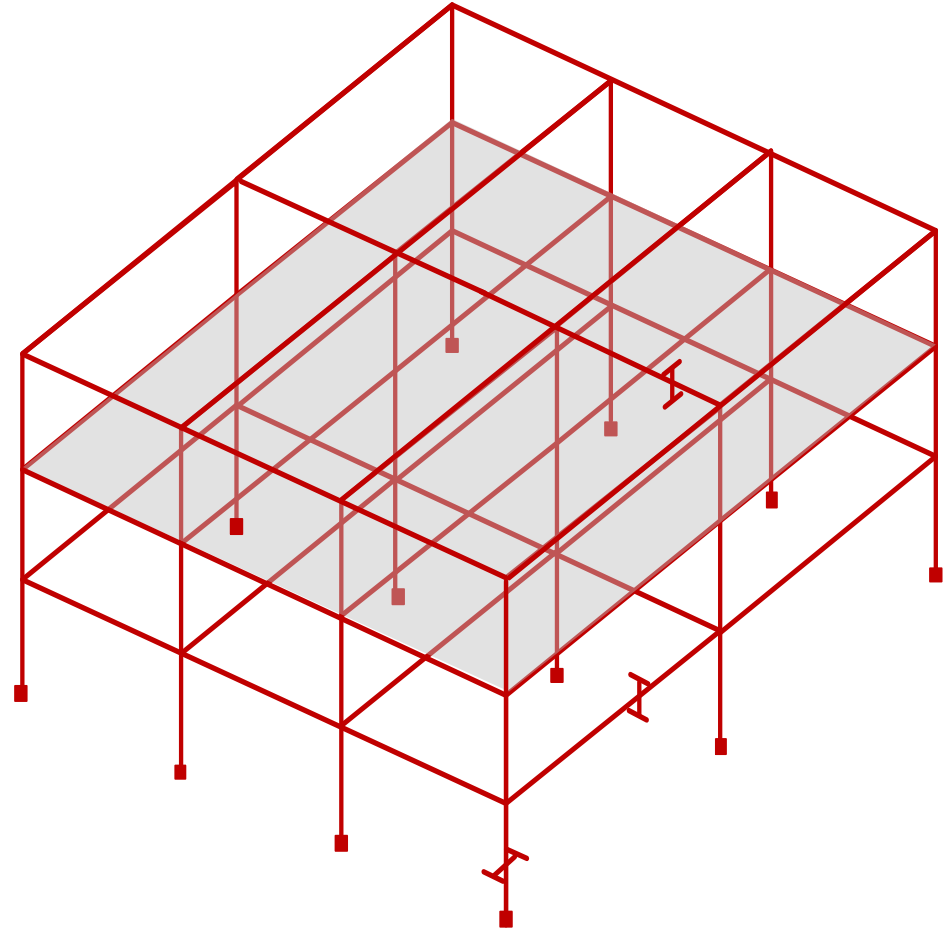
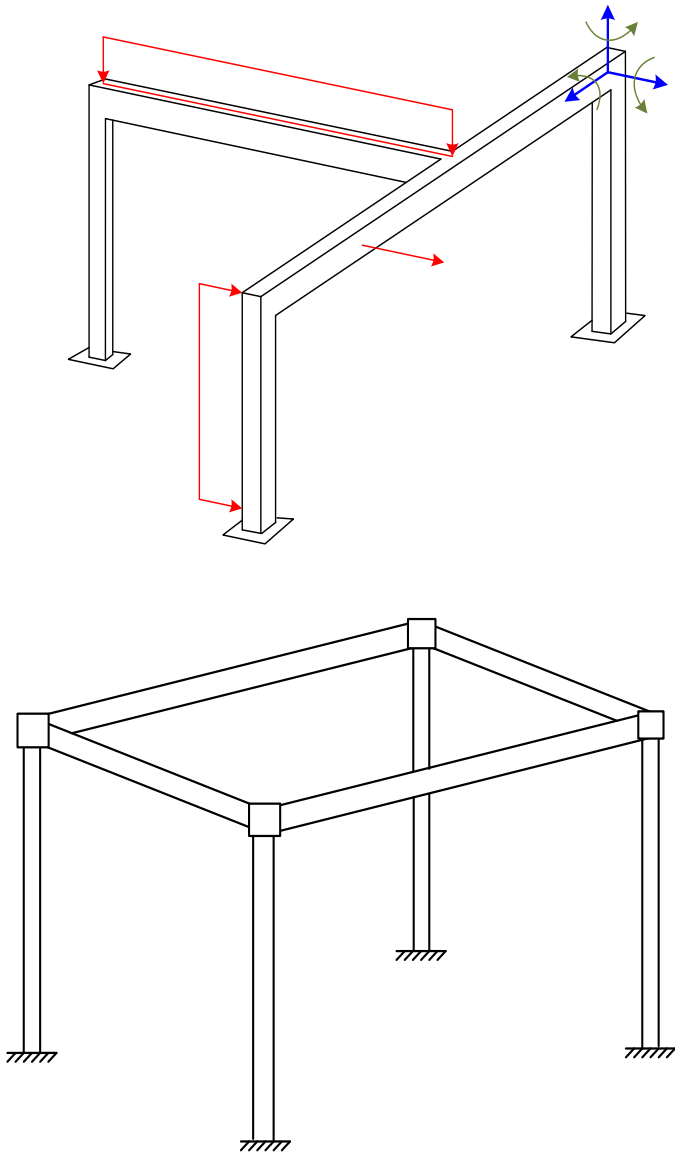
Cubierta
de edificio
deportivo



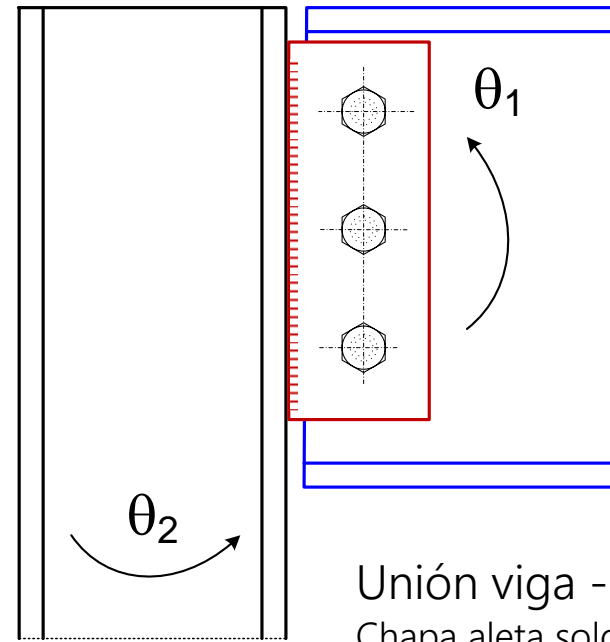
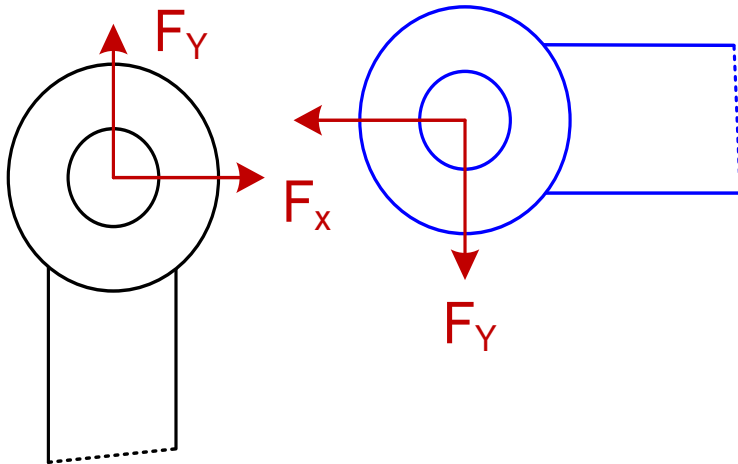
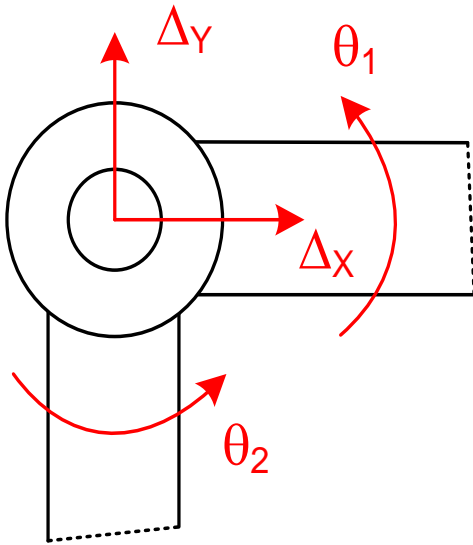
Articulación 3D
No se transmiten momentos
Barras con 3 giros independientes



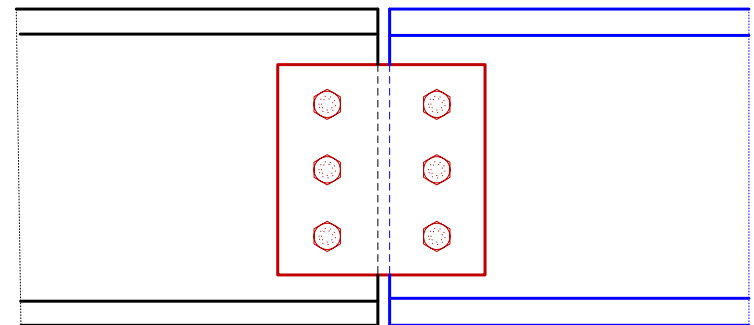
Pórticos espaciales



Tipos de uniones ideales: articulación

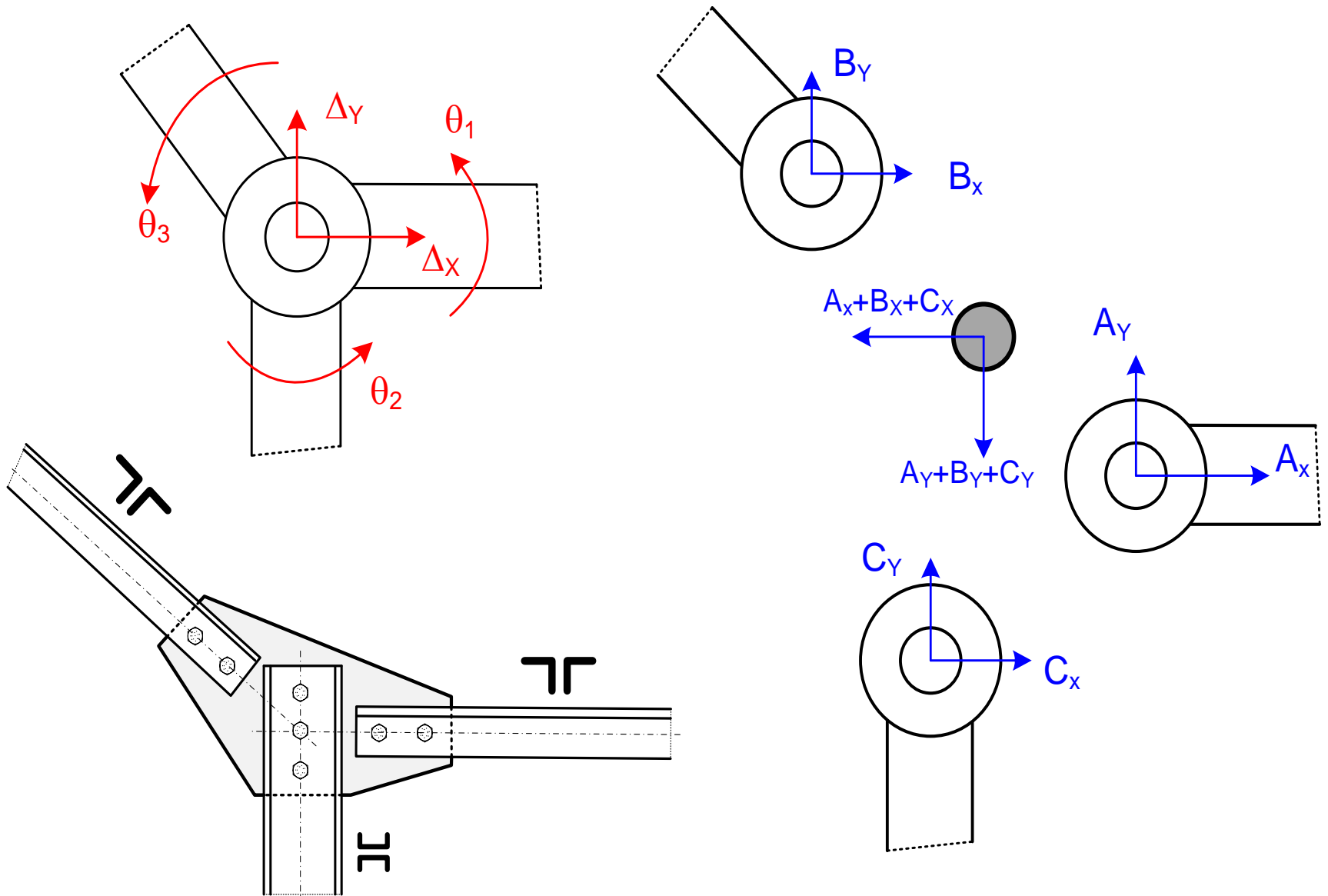


Unión viga - poste
Chapa aleta soldada al poste

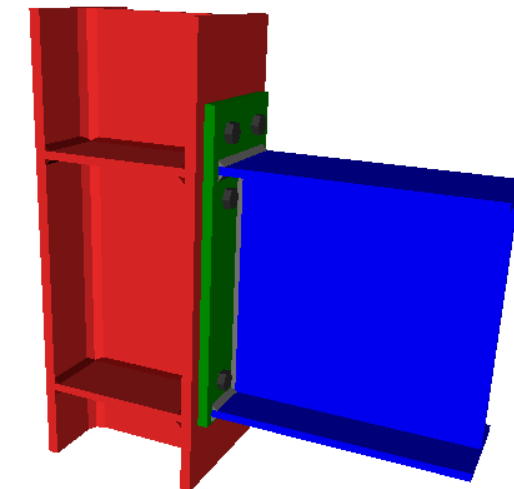
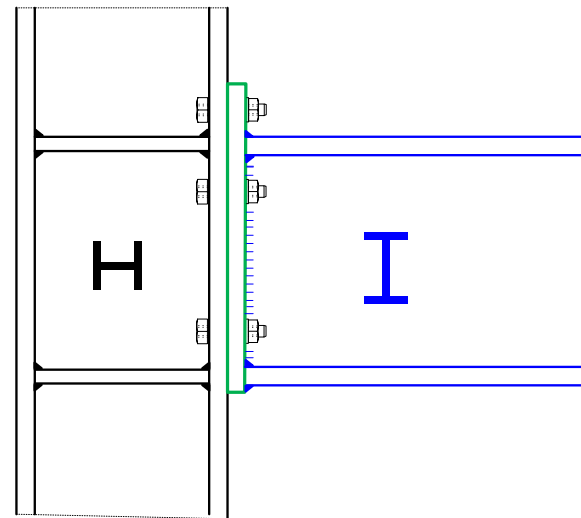
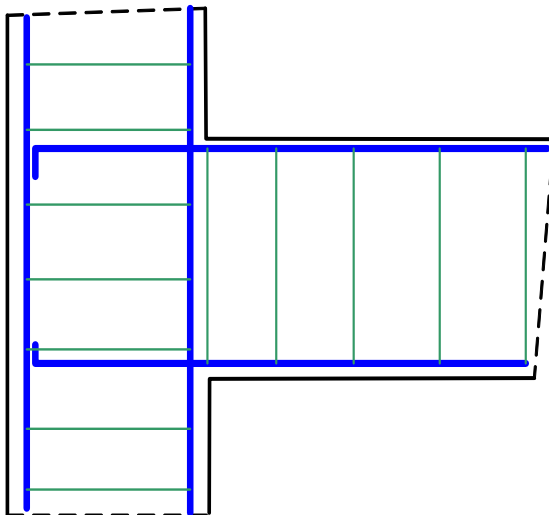
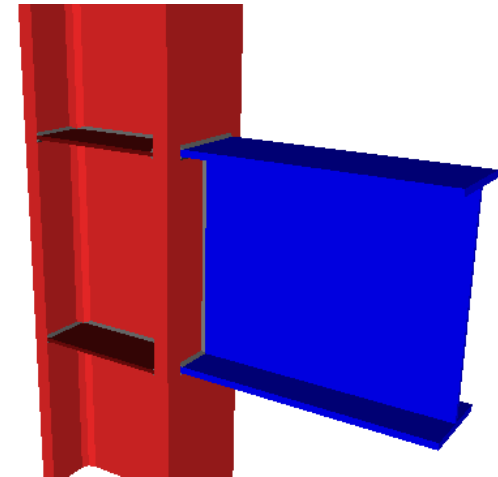
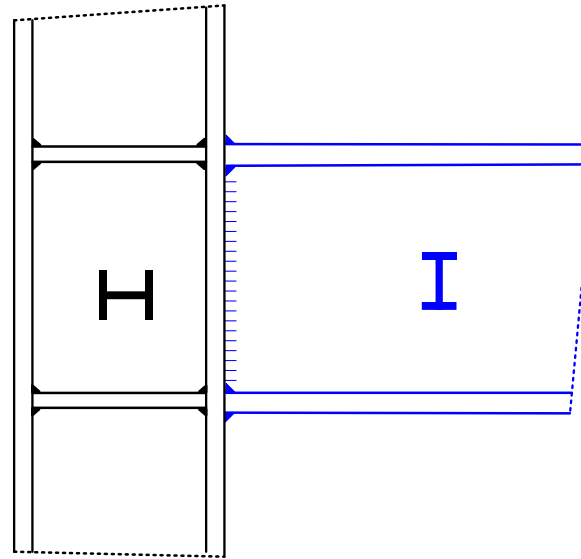
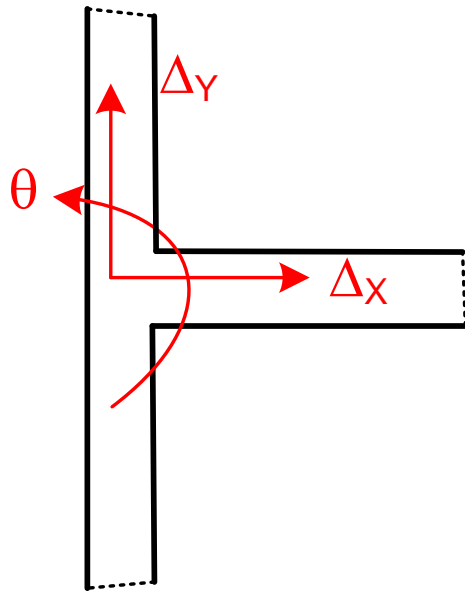


Unión de dos vigas

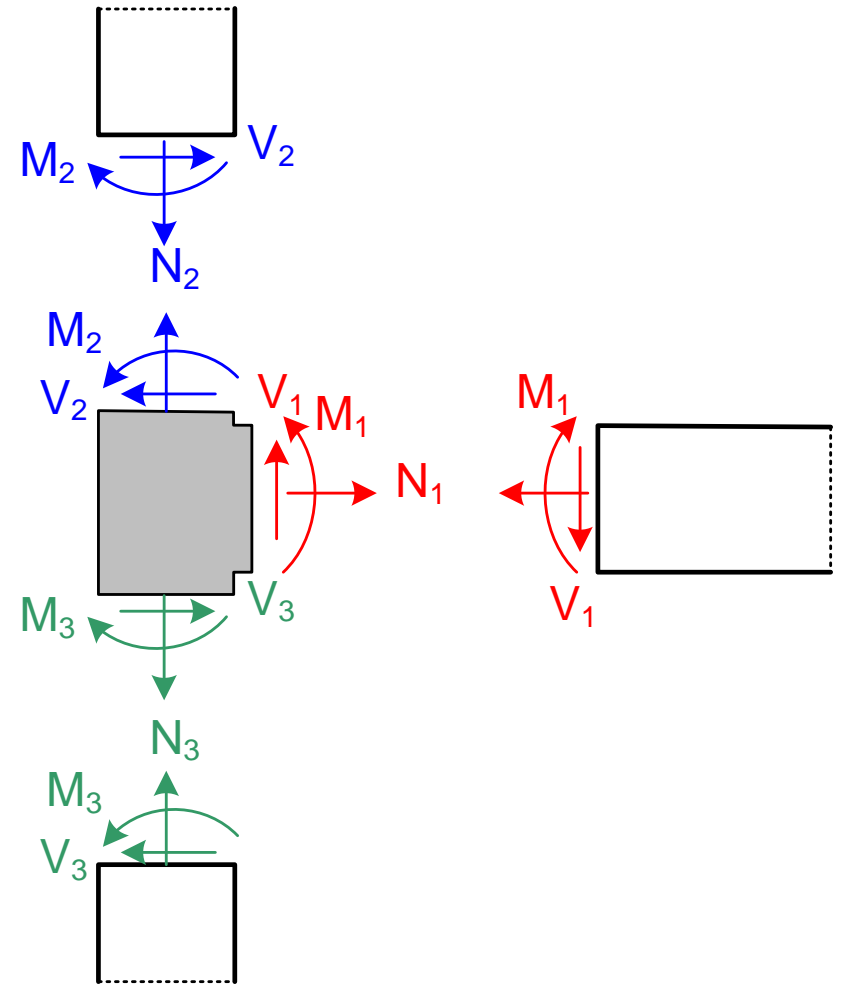
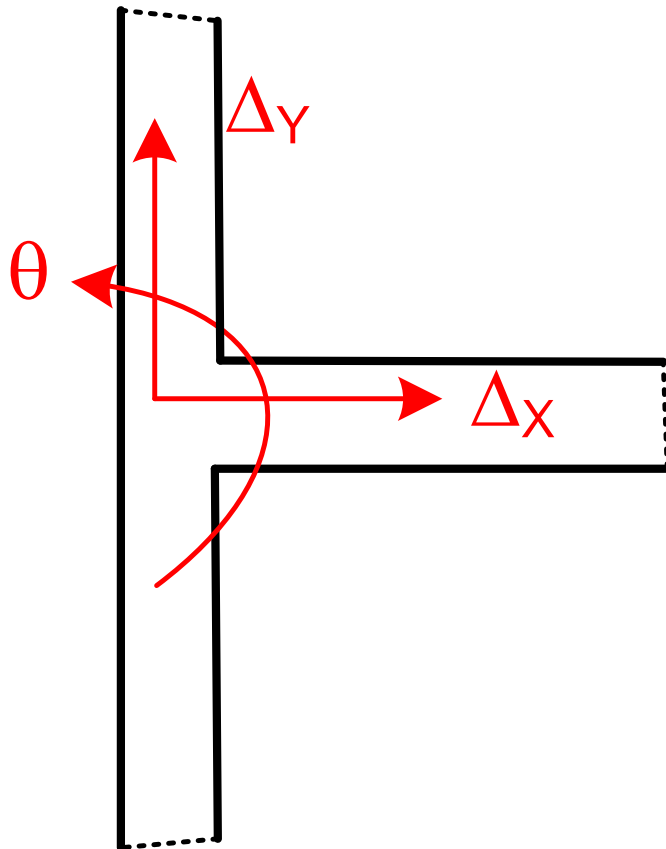
Tipos de uniones ideales: articulación



Tipos de uniones ideales: unión rígida barra - nudo

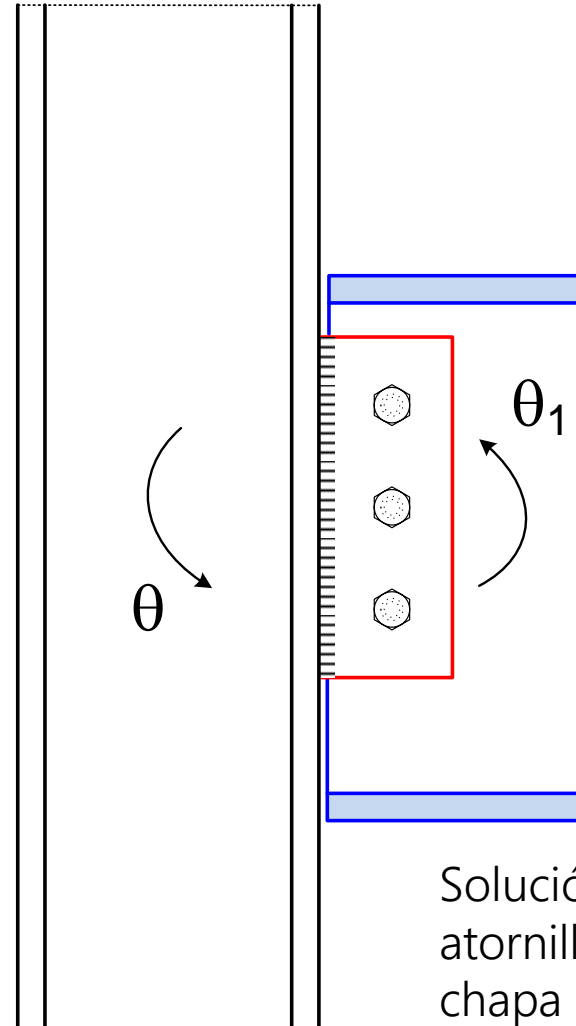
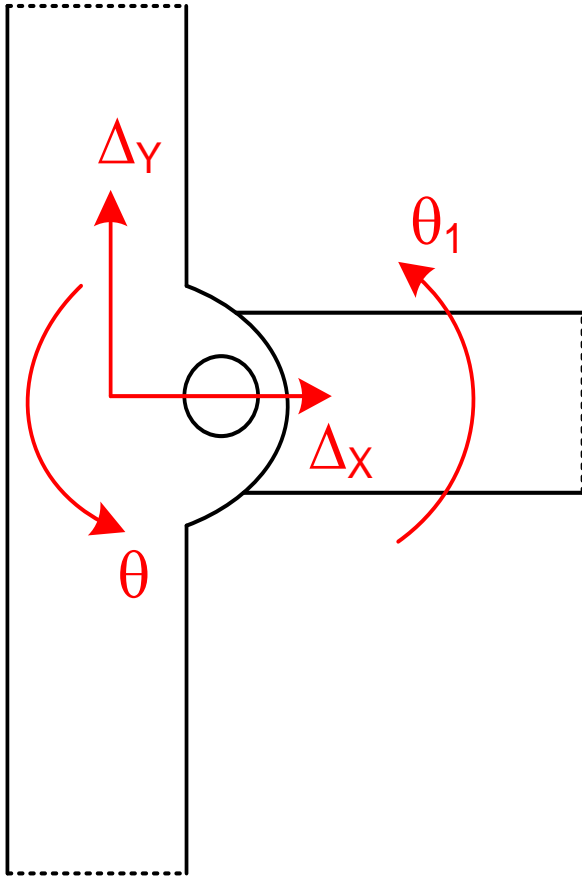


Tipos de uniones ideales: unión rígida barra - nudo



Tipos de uniones ideales: unión mixta

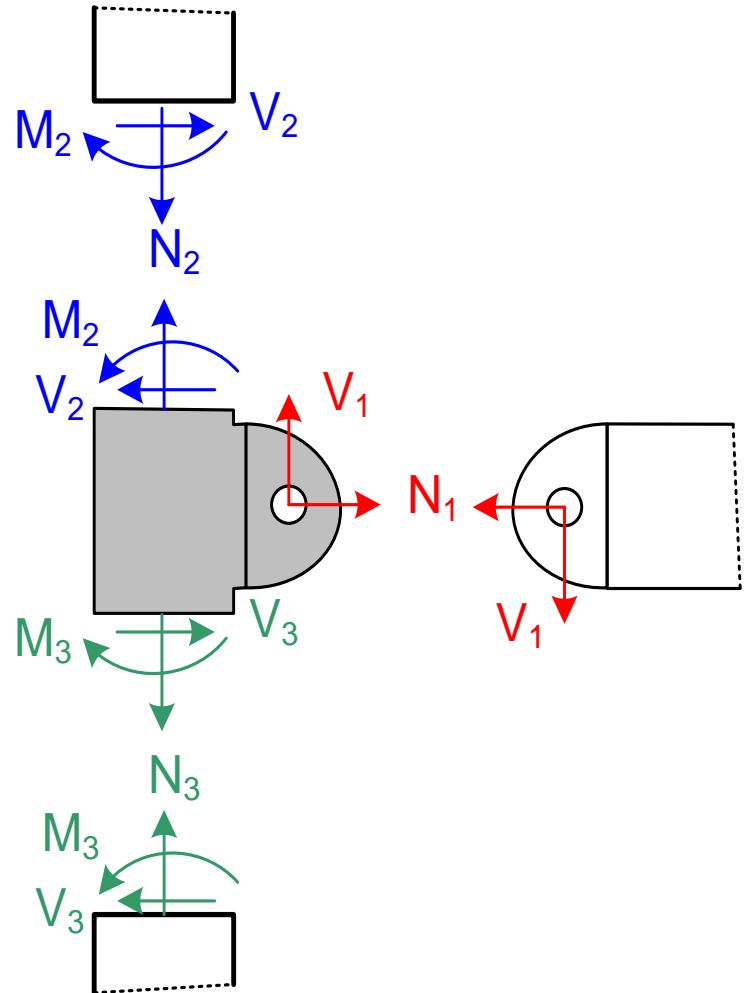
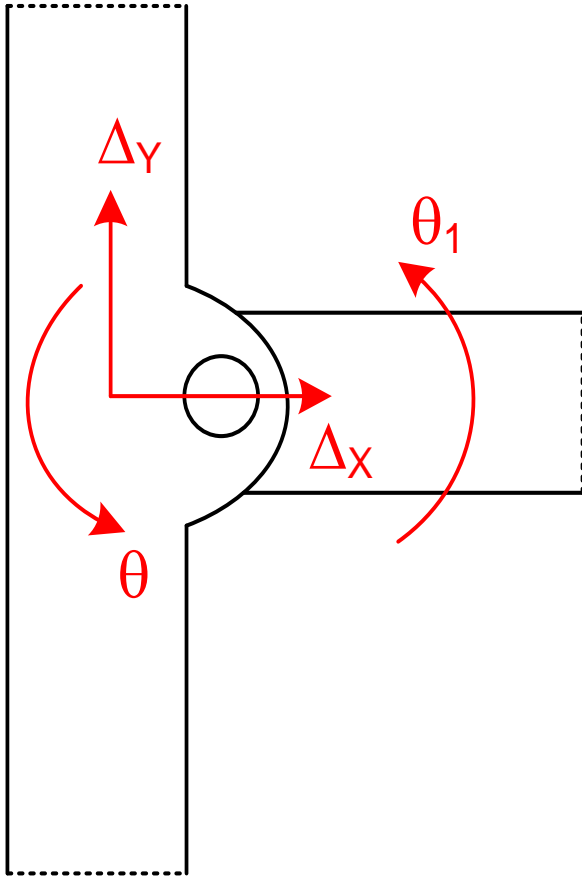
Unión de viga articulada a poste continuo



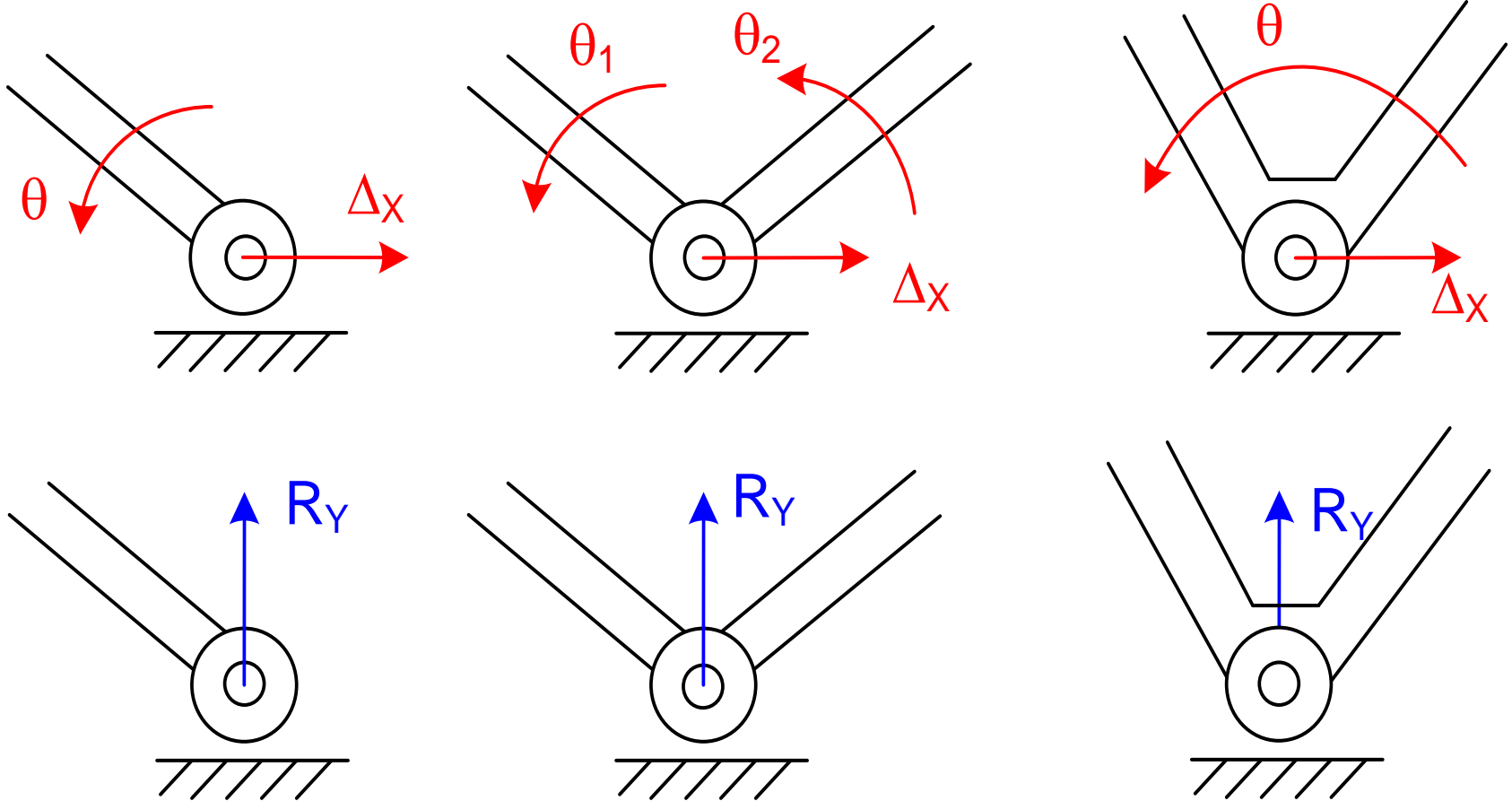
Solución
atornillada con
chapa de aleta

Tipos de uniones ideales: unión mixta

Unión articulada viga - poste

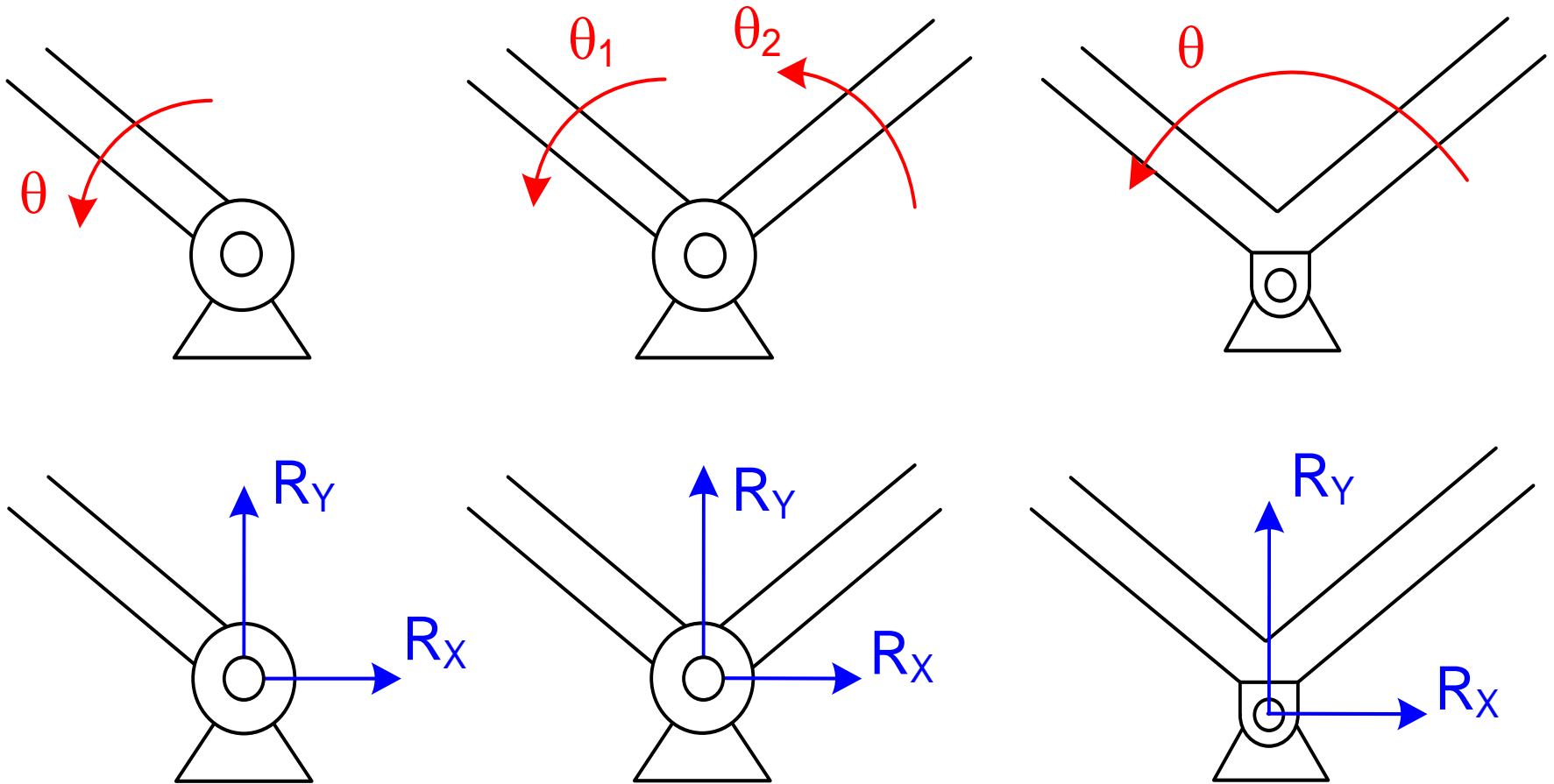


Apoyos deslizantes

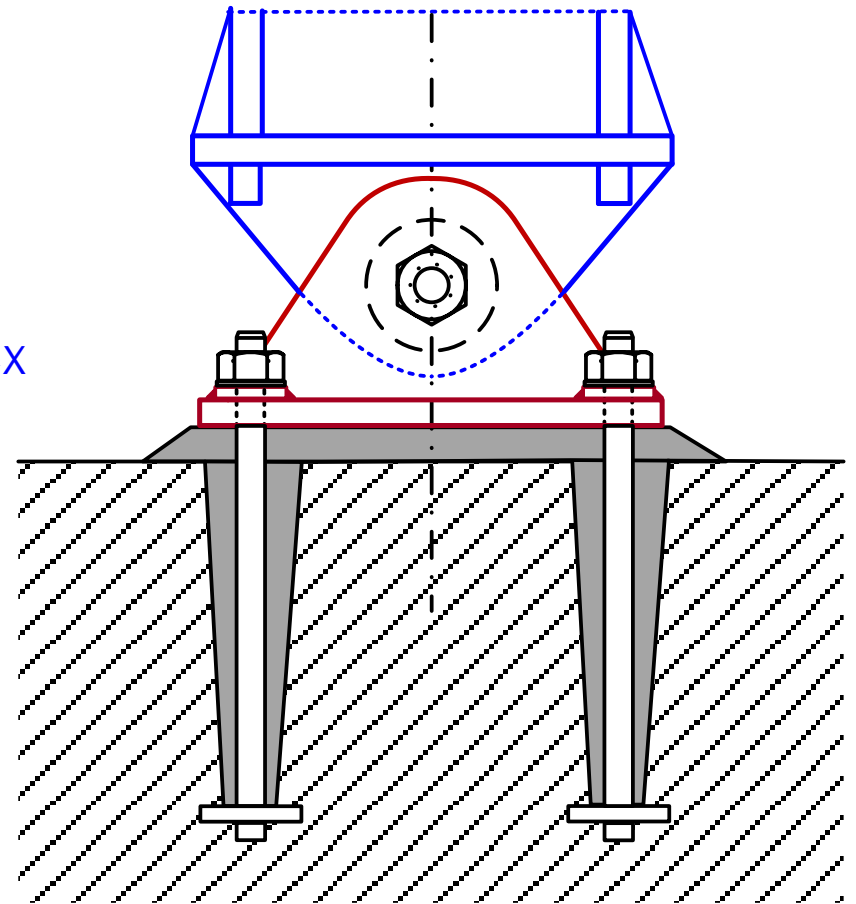
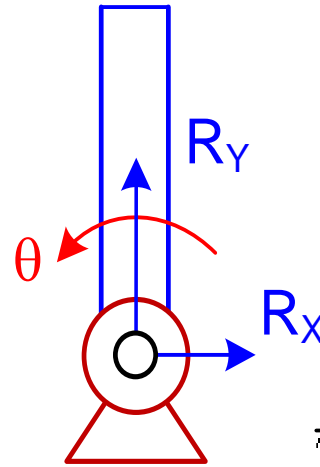
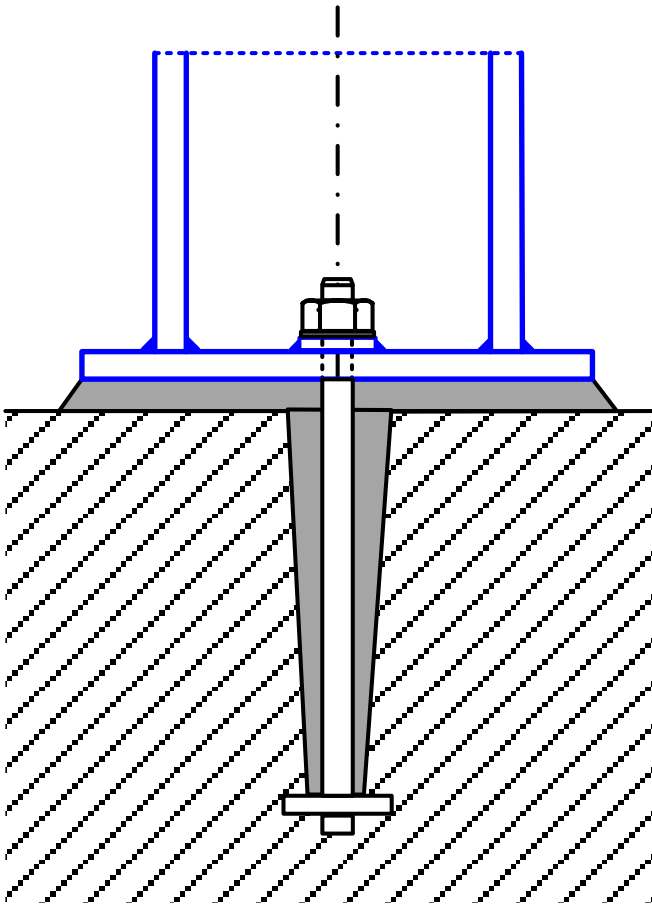


Salvo que se diga lo contrario, se suponen **bidireccionales**:
la reacción puede ser en ambos sentidos

Apoyos articulados



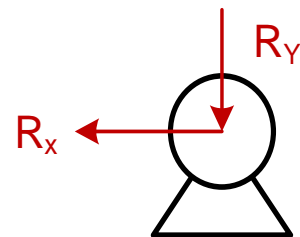
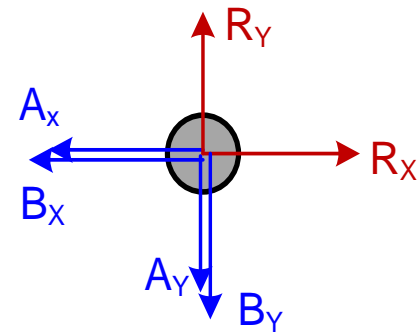
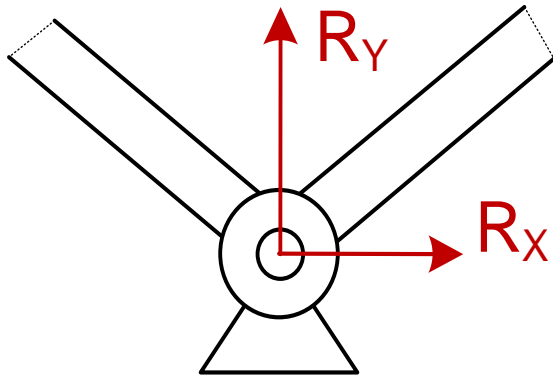
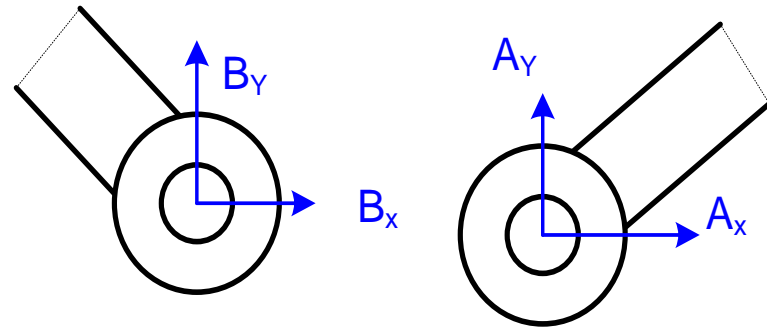
Apoyo articulado



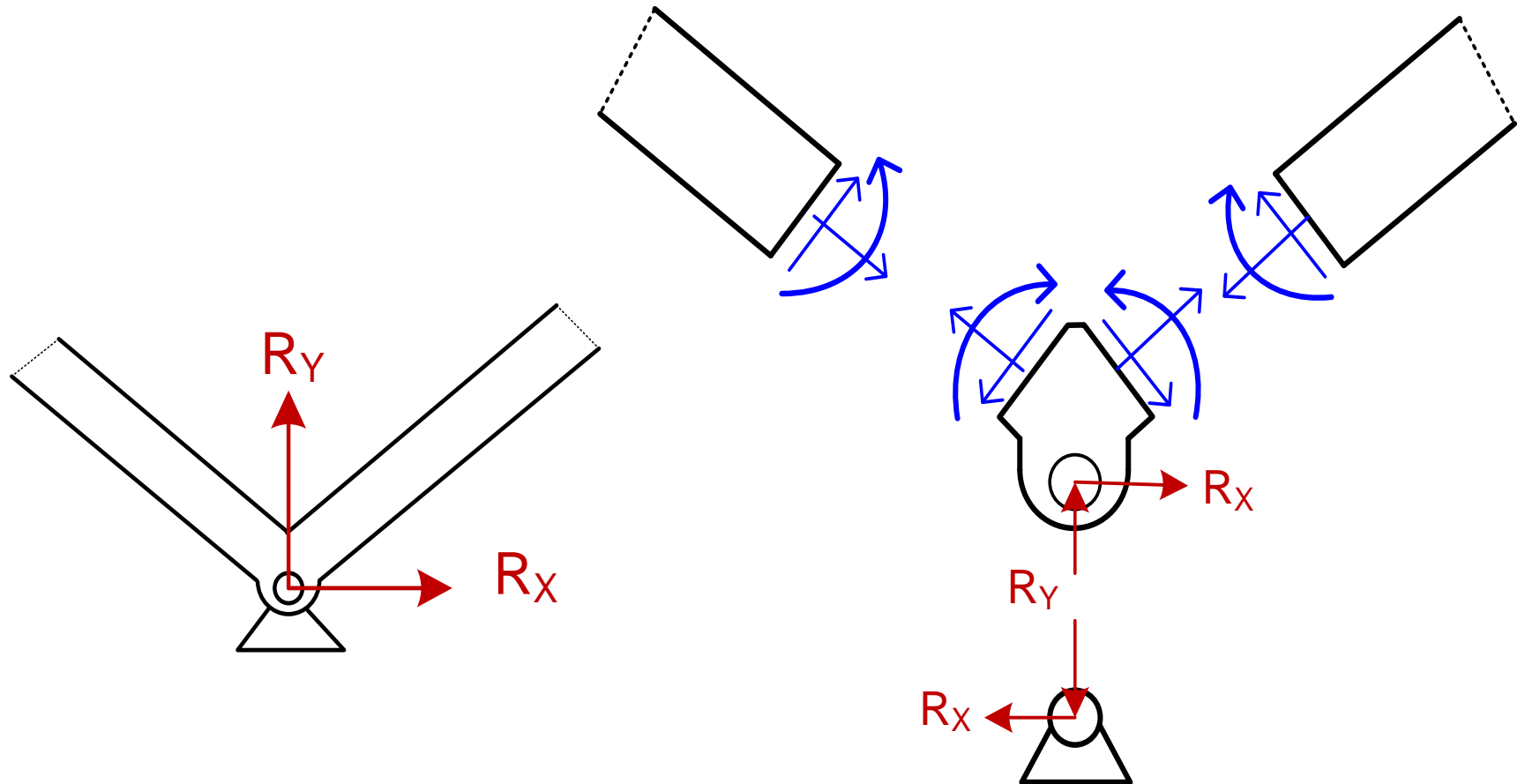
Solución habitual económica
Reacción vertical grande
Reacción horizontal pequeña

Grandes esfuerzos
Condicionantes arquitectónicos

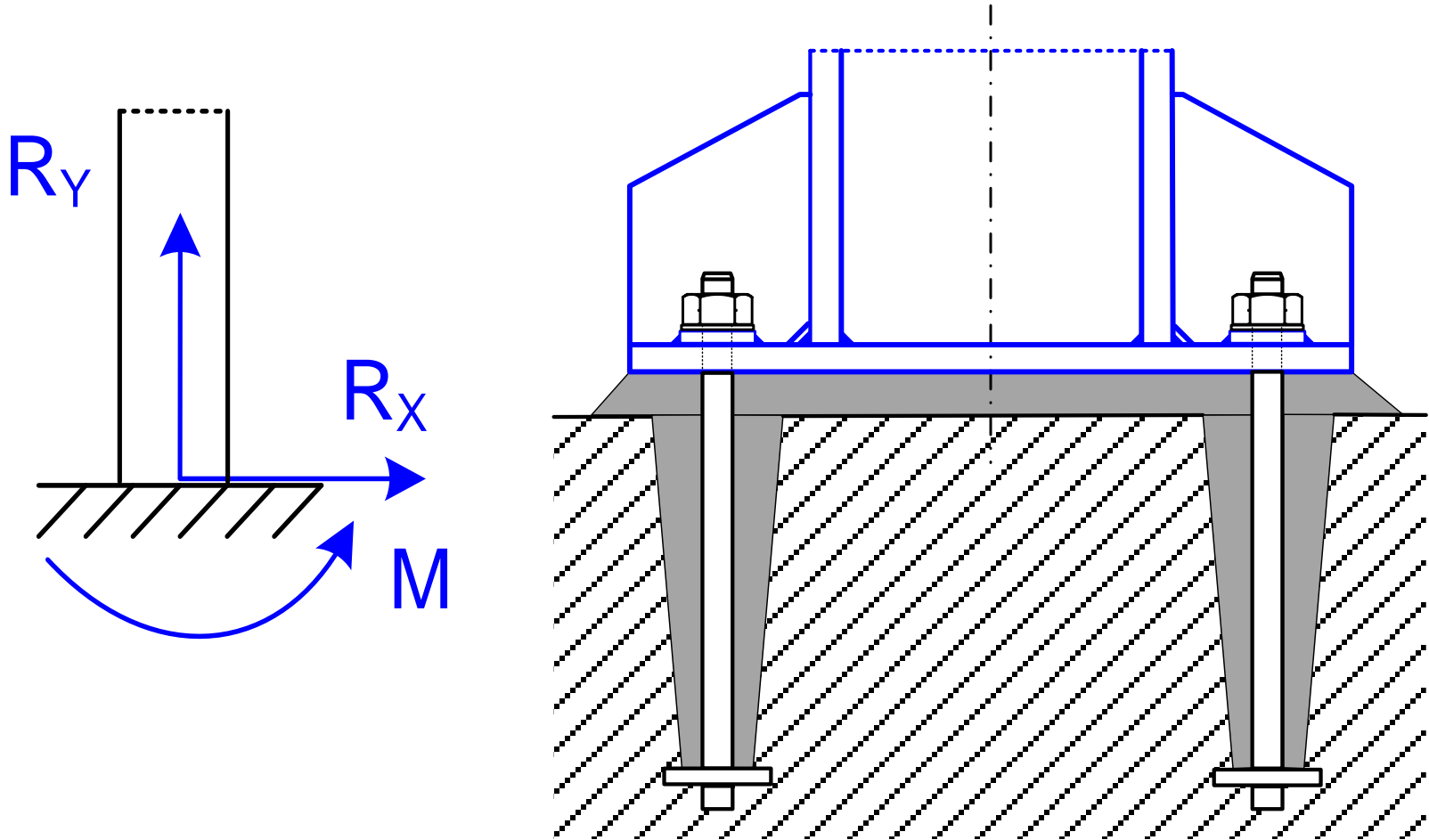
Detalle de apoyo articulado. Barras articuladas



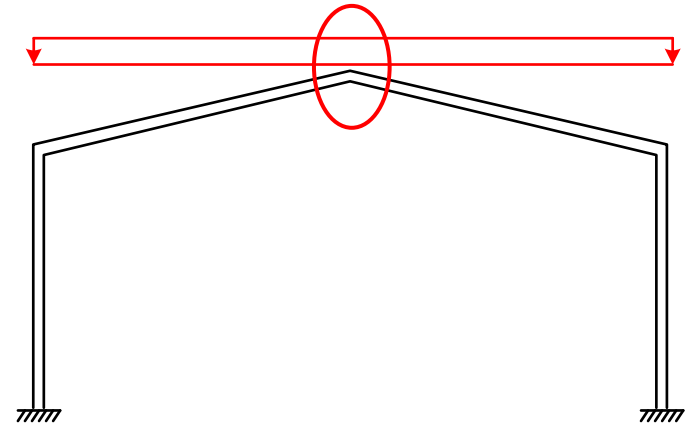
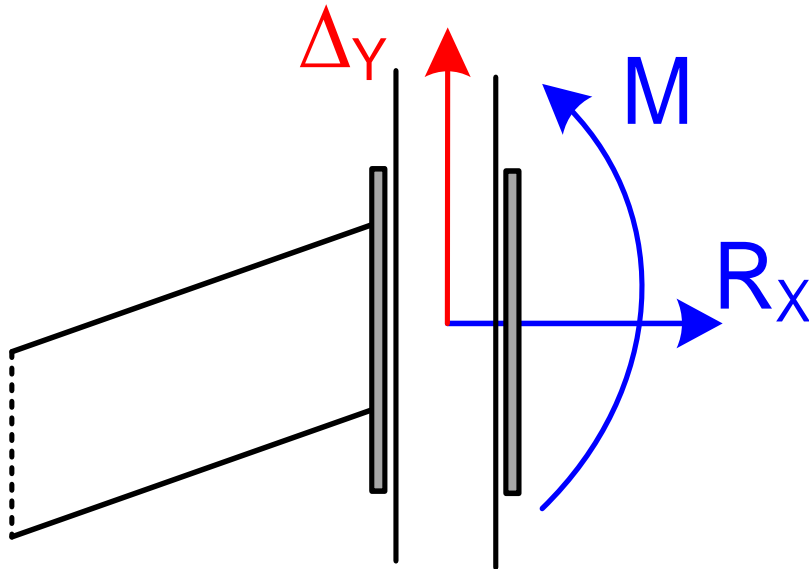
Detalle de apoyo articulado. Barras unidas rígidamente



Apoyo empotrado

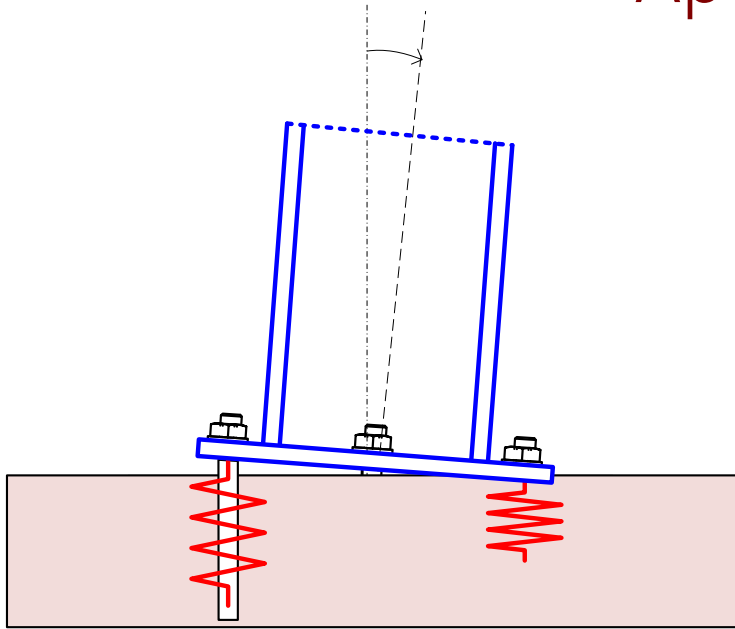


Apoyo empotrado-deslizante

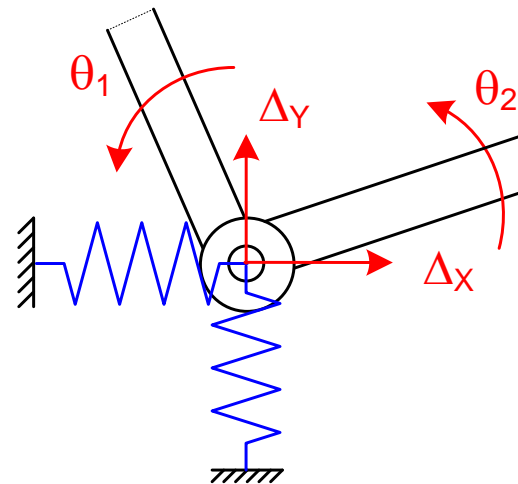
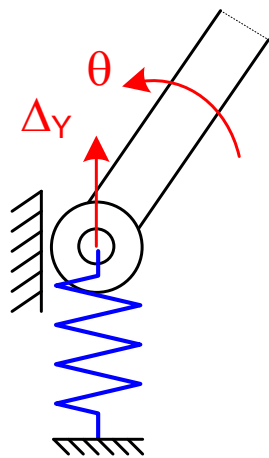
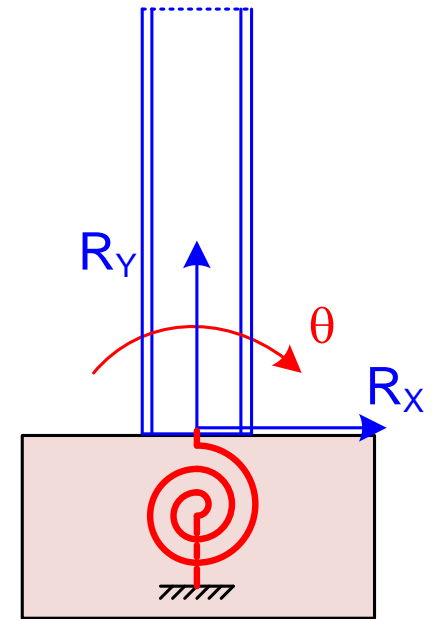
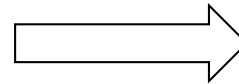


No se emplea en la realidad, pero aparece en determinadas situaciones de análisis (simetría de cargas)

Apoyos elásticos



Representación de la flexibilidad de las uniones



Estabilidad exterior de las estructuras planas

Balance entre reacciones en los apoyos (r) y ecuaciones de la estática del conjunto (3)

A	$r < 3$	→	Inestable
B	$r = 3$	→	Inestable, isostática, hiperestática
C	$r > 3$		

A es condición suficiente para la inestabilidad. B, C no son suficientes

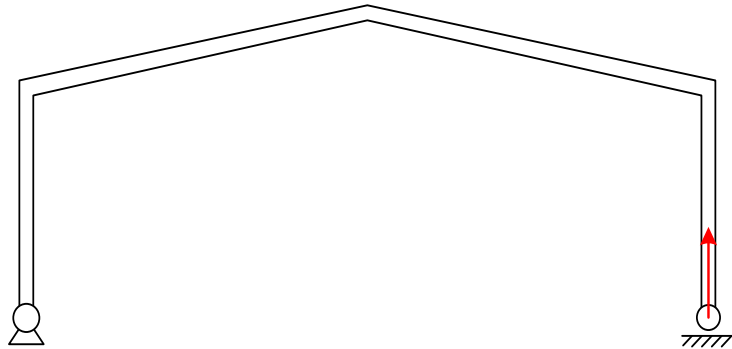
Además de cumplirse B o C, la disposición de las reacciones debe evitar toda inestabilidad, para asegurar que es condición suficiente

Es posible cumplir B ($r = 3$), y ser a la vez inestable e hiperestática: p. e. si las 3 reacciones se cortan en un punto.

El análisis debe hacerse **conjuntamente con la estabilidad interior**

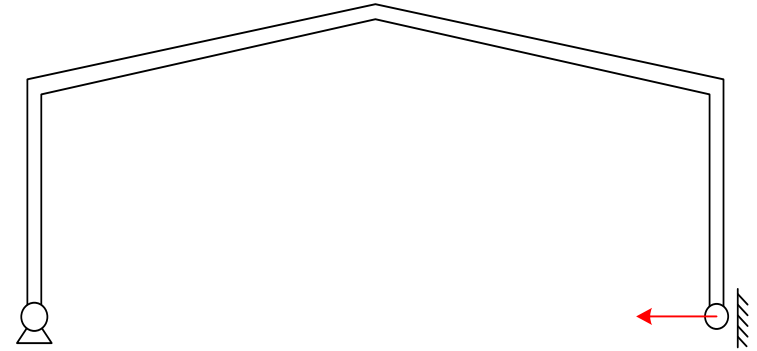
El análisis de estabilidad es independiente de las cargas actuantes

Estabilidad exterior de las estructuras planas

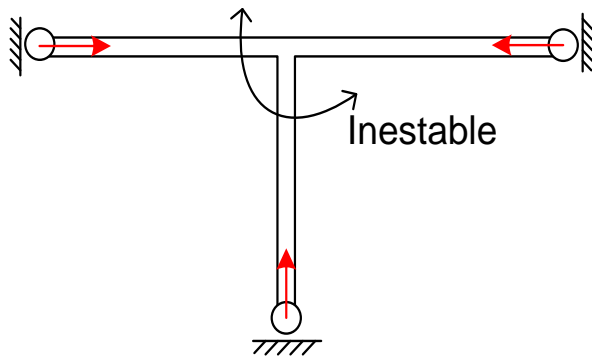


Estable. Isostática

$r=3$

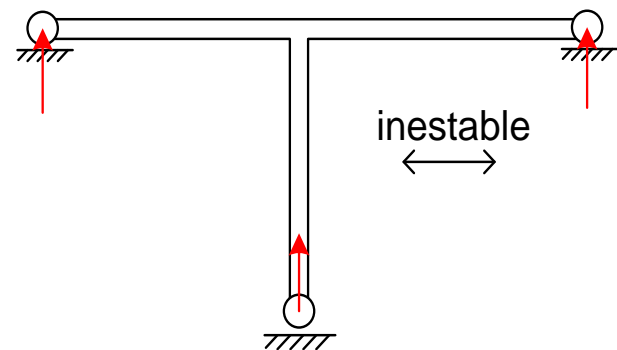


Inestable



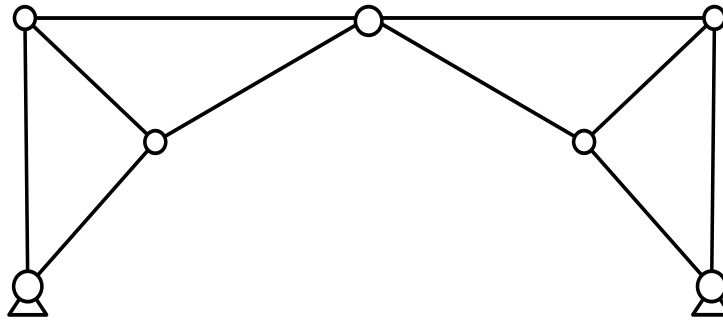
Hiperestática S/X

$r=3$



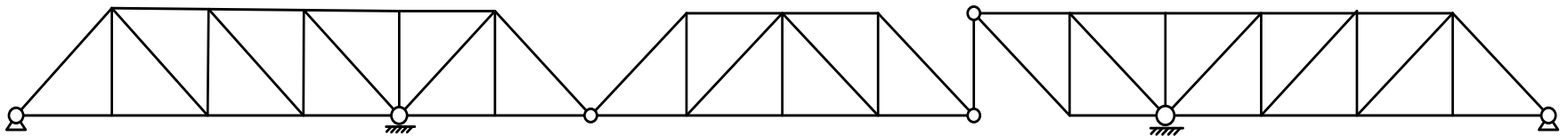
Hiperestática S/Y

Estabilidad exterior de las estructuras planas



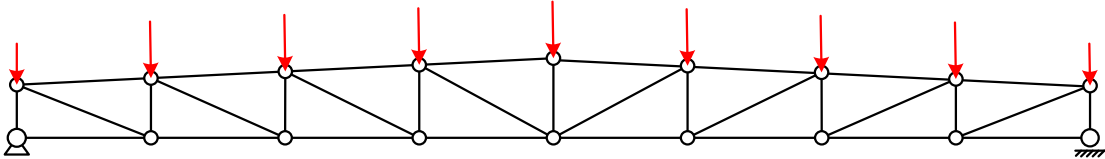
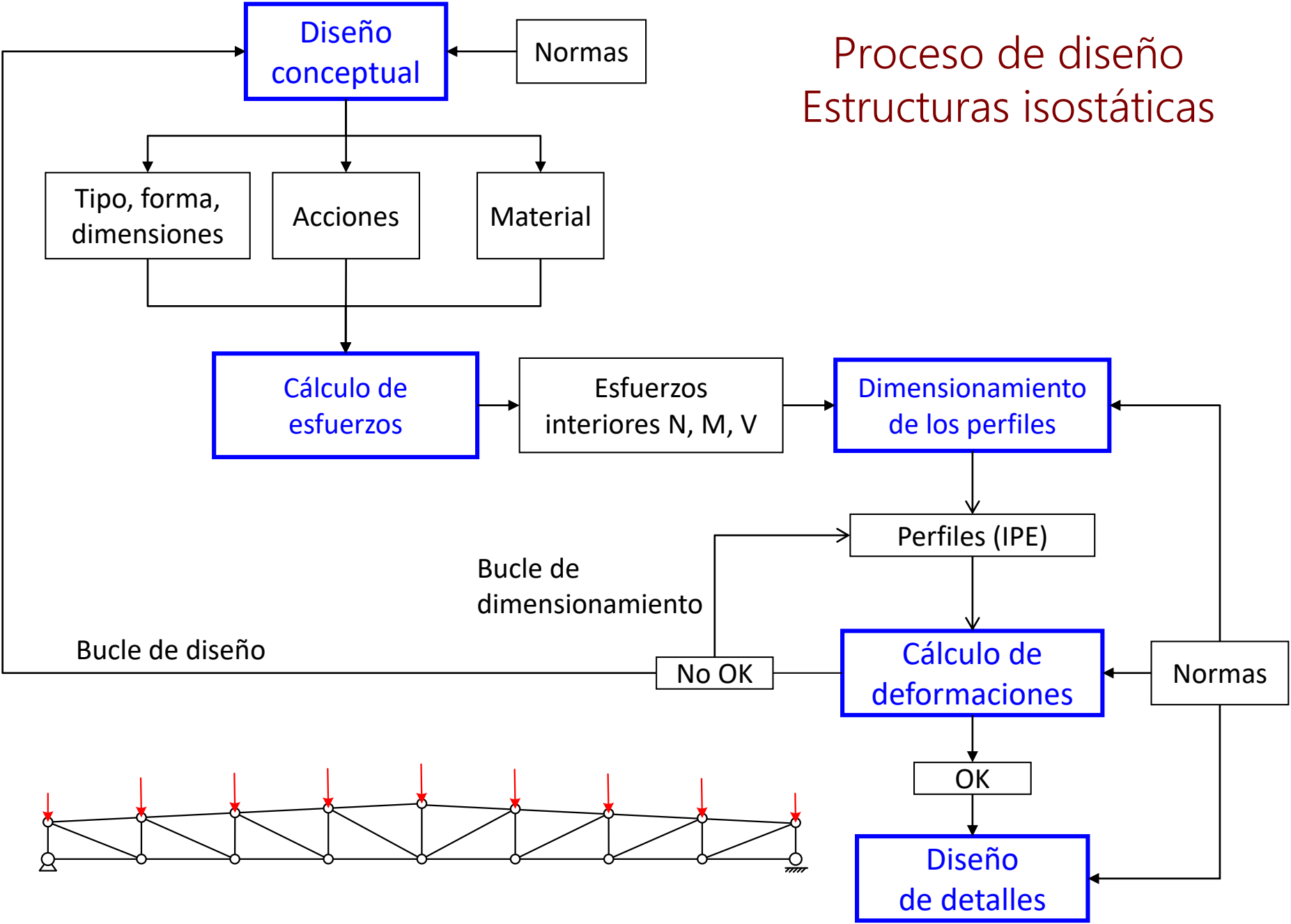
$r=4$ Estable. Isostática (!)

Es necesario estudiar la estabilidad interior



$r=6$ Estable. Isostática (!)

Proceso de diseño Estructuras isostáticas



Métodos de Cálculo de Estructuras (1)

Soluciones **analíticas**

- Integración ecuaciones equilibrio en vigas
- Teoremas de Mohr en vigas

Ecuaciones de la **estática**: sólo en estructuras isostáticas

- Método del equilibrio de los nudos en celosías
- Método de las secciones en celosías
- Método de la barra sustituida en celosías complejas

Métodos de Cálculo de Estructuras (2)

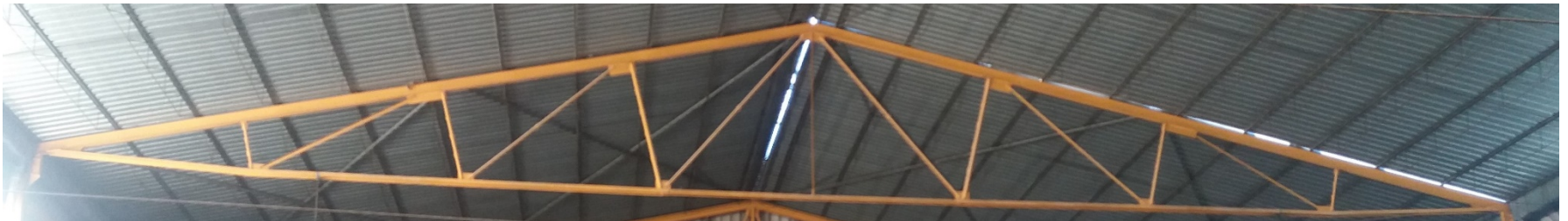
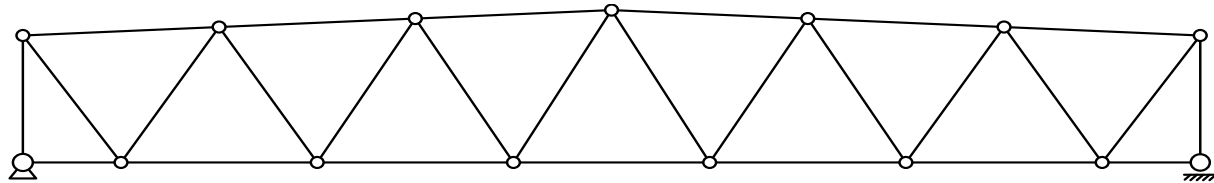
Métodos basados en la **flexibilidad**

- Método de compatibilidad de deformaciones en vigas
- Fórmula de los 3 momentos en vigas
- Principio del Trabajo Virtual Complementario
- Teorema 2º de Castigliano para hallar deformaciones
- Método general de flexibilidad, basado en el 2º teorema de Engesser

Métodos basados en la **rigidez**

- Principio del Trabajo Virtual
- Teorema 1º de Castigliano
- Método de rigidez en formulación matricial
- Método iterativo de Cross para pórticos planos

Celosías planas



Celosía plana. Definición

Modelo idealizado de una estructura reticular, formada por **barras rectas** de canto despreciable frente a su longitud.

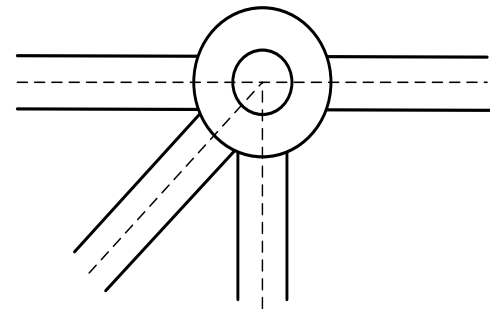
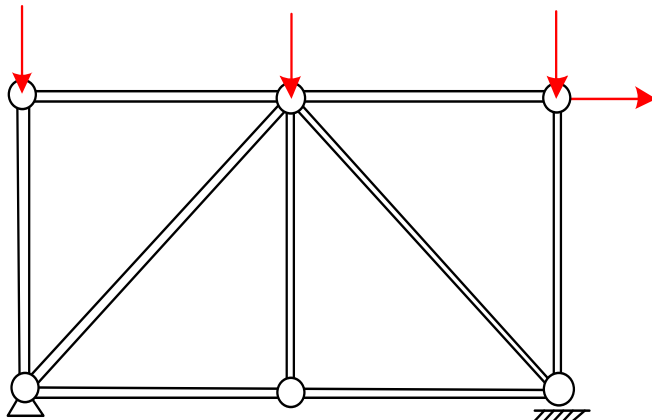
Barras unidas en sus extremos mediante **articulaciones ideales**: sólo se transmiten fuerzas, no se transmite momento.

Eje centroidal de todas las barras contenido en un mismo plano (XY)

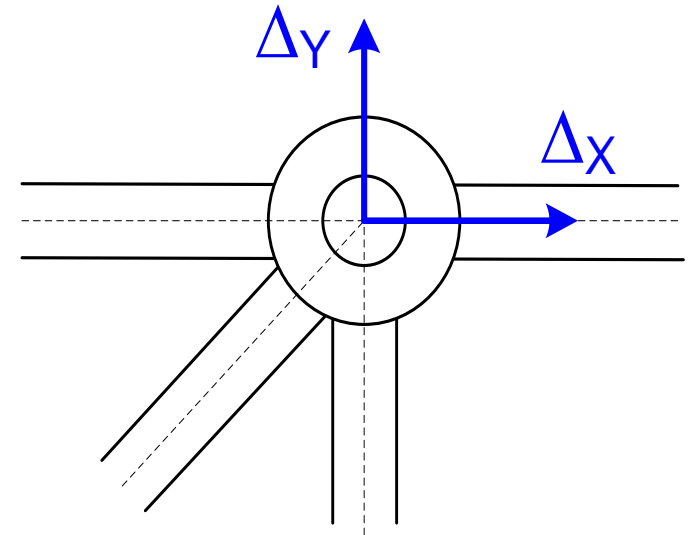
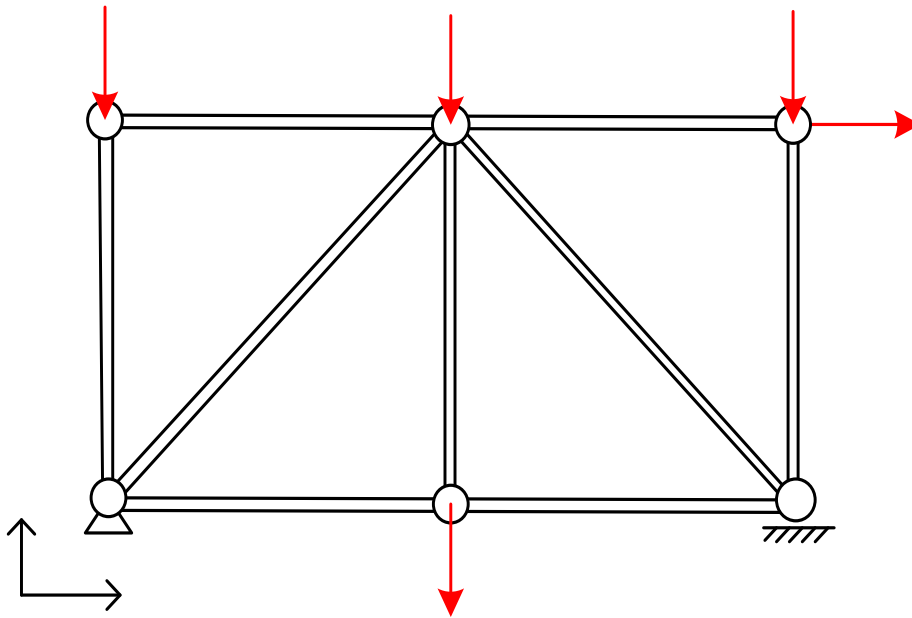
Ejes de las barras pasan por el centro de las dos articulaciones extremas.

Fuerzas aplicadas en los nudos, contenidas en el plano de la estructura (F_X, F_Y).

Fuerzas no en los nudos: se estudian de forma independiente para cada barra y se superponen a las fuerzas en los nudos.



Celosía plana. Comportamiento



Nudos articulados: no se transmiten momentos entre las barras

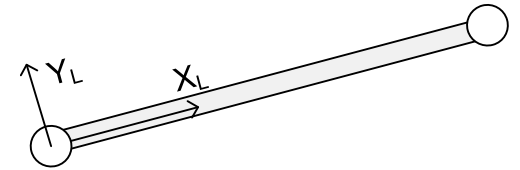
Cada barra tiene un giro θ_z distinto: no interesan en las celosías

Deformación de los nudos: desplazamientos Δ_x Δ_y

Las barras sólo tienen esfuerzo axial (si sólo hay fuerzas aplicadas en los nudos): se deduce del equilibrio de fuerzas de cada barra

Estática de la barra biarticulada plana (1)

Barra sin fuerzas aplicadas sobre ella:



$$\Sigma M_A = 0 \quad \rightarrow \quad V_2 = 0$$

Cortantes nulos

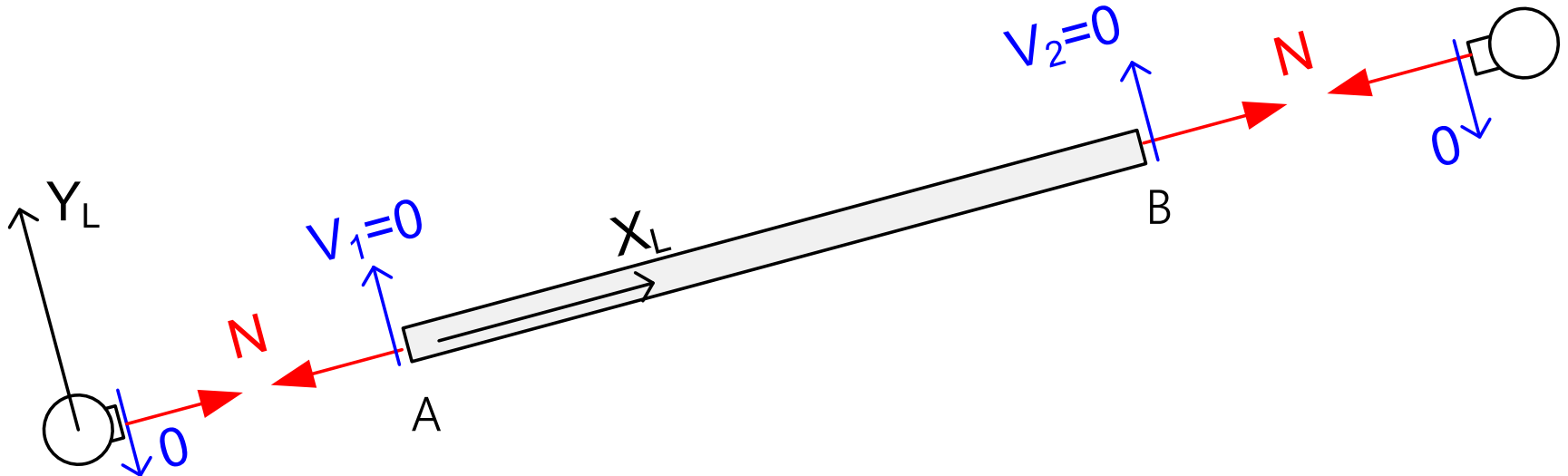
$$\Sigma F_{Y_L} = 0 \quad \rightarrow \quad V_1 = 0$$

$$\Sigma F_{X_L} = 0 \quad \rightarrow \quad N_1 = N_2 \equiv N$$

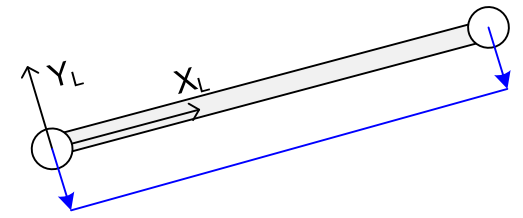
Axial desconocido

Esfuerzo axial N uniforme en la barra
La barra no proporciona el valor de N

$$\text{Tensión: } \sigma = \frac{N}{A}$$



Estática de la barra biarticulada plana (2)



Barra con fuerzas aplicadas sobre ella:

$$\Sigma F_{Y_L} = 0 \quad \Sigma M_A = 0 \quad \rightarrow \quad \text{Cortantes} \quad V_1 \neq 0 \quad V_2 \neq 0$$

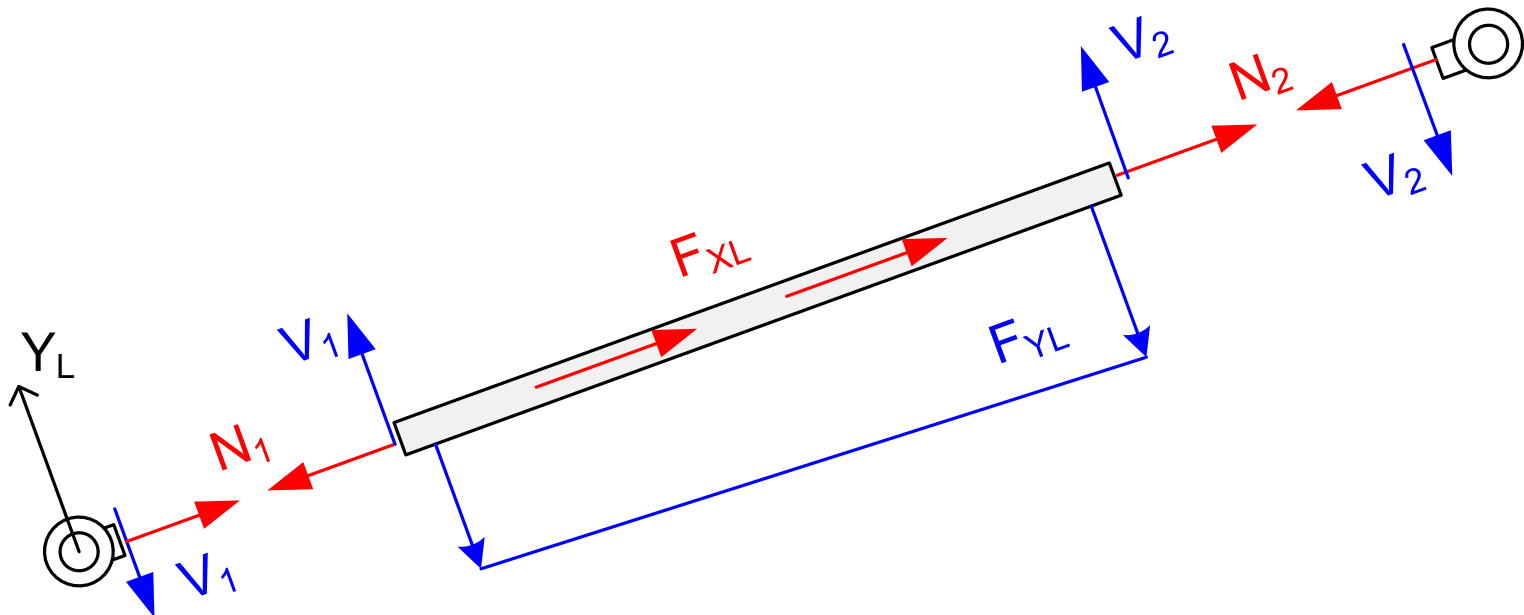
Cortantes conocidos, no nulos, función de las fuerzas exteriores.

La barra **proporciona** los valores de M y V en su interior

$$\Sigma F_{X_L} = 0 \quad \rightarrow \quad N_2 + F_{X_L} = N_1$$

Esfuerzos axiales pueden ser diferentes si hay fuerzas exteriores en X

La barra **no proporciona** los axiales, sólo su diferencia



Celosías planas. Estabilidad

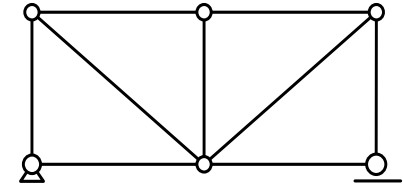
Balance de fuerzas incógnitas y ecuaciones de la estática

Fuerzas incógnitas:

Esfuerzo axial N en cada barra (b)

Reacciones en los apoyos (r)

Ecuaciones de la estática: 2 en cada nudo ($2n$)



A	$b + r < 2n$	→	Inestable
B	$b + r = 2n$	→	Inestable, isostática o hiperestática
C	$b + r > 2n$		

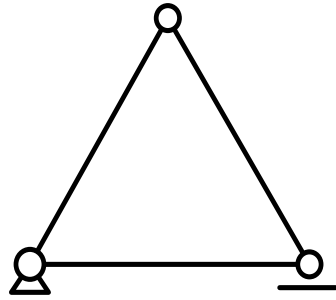
A es condición suficiente para la inestabilidad. B, C no son suficientes

Además de cumplirse B o C, la disposición de las barras debe evitar toda inestabilidad, para asegurar que es condición suficiente

Es posible cumplir B ($b + r = 2n$), y ser a la vez inestable e hiperestática

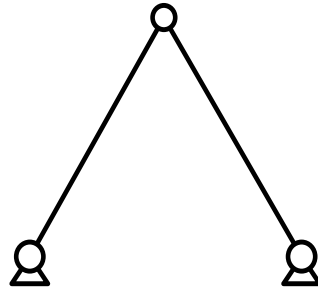
El análisis debe hacerse considerando la disposición de las barras

Celosías planas. Estabilidad



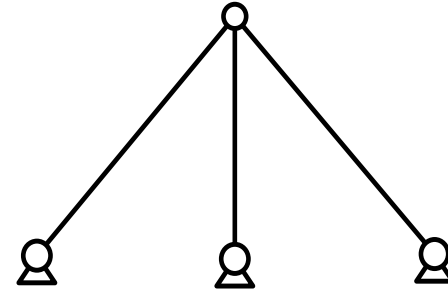
$b=3$ $r=3$ $n=3$

Isostática



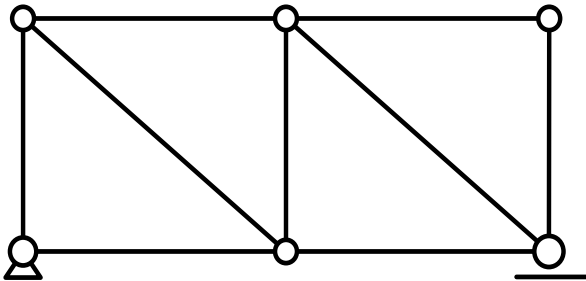
$b=2$ $r=4$ $n=3$

Isostática



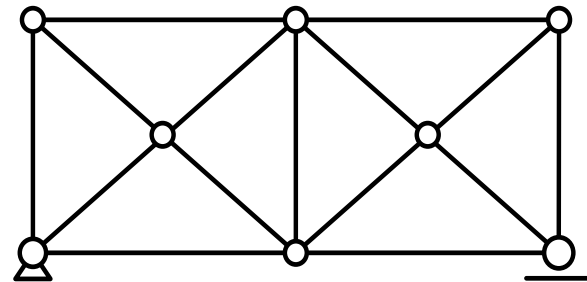
$b=3$ $r=6$ $n=4$

Hiperestática $h=1$



$b=9$ $r=3$ $n=6$

Isostática



$b=15$ $r=3$ $n=8$

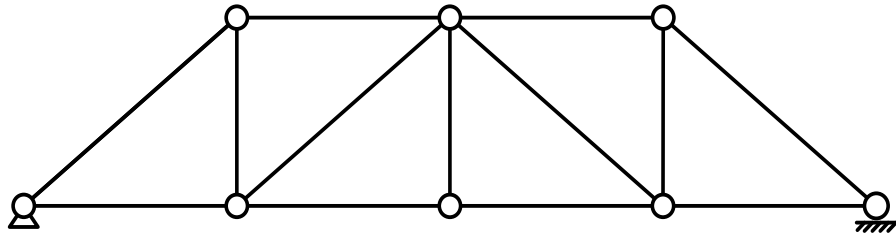
Hiperestática $h=2$

Celosías planas. Estabilidad

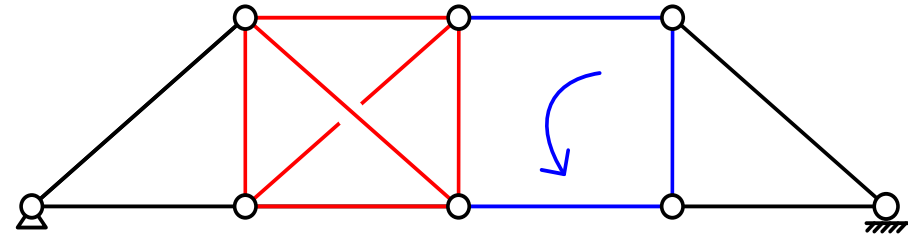
Las cuatro cumplen:

$$b=13 \quad r=3 \quad n=8$$

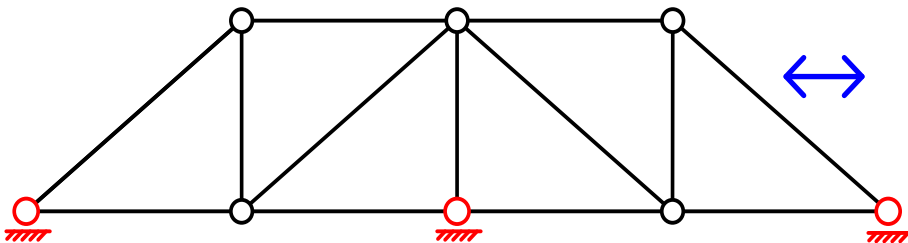
$$b+r=2n$$



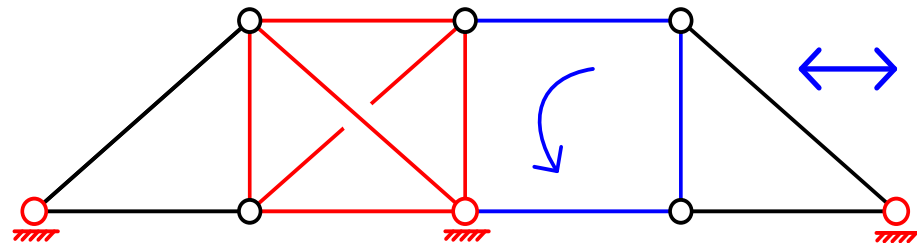
Isostática. Estable



Hiperestática interior + Inestable interior



Hiperestática exterior + Inestable exterior



Hiperestática + Inestable (int. y ext.)

Celosías. Clasificación

Isostáticas ($b+r=2n$)

Simples: mosaico de triángulos adosados

Compuestas: unión de varias celosías simples

Complejas: resto

Hiperestáticas ($b+r > 2n$)

Celosías simples

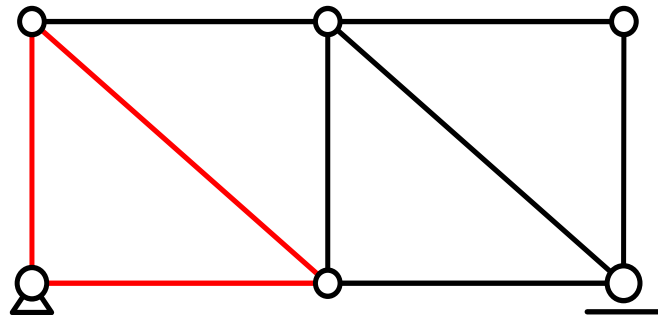
Mosaico de triángulos adosados unos a otros:

A. Partiendo de un triángulo, ir añadiendo nuevos triángulos adosados a él:

Se añaden cada vez dos nuevas barras y un nuevo nudo

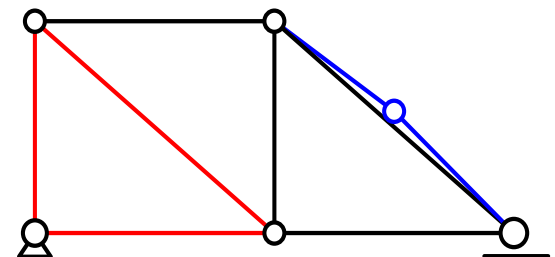
B. Sustentación con 3 reacciones

Cumplen siempre $b + r = 2n$ y son isostáticas y estables



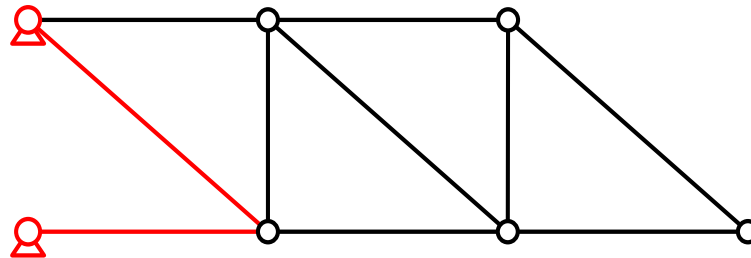
El nudo **añadido no puede estar alineado** con los dos nudos de apoyo, pues entonces la zona añadida es inestable

El triángulo añadido debe tener $\text{área} > 0$



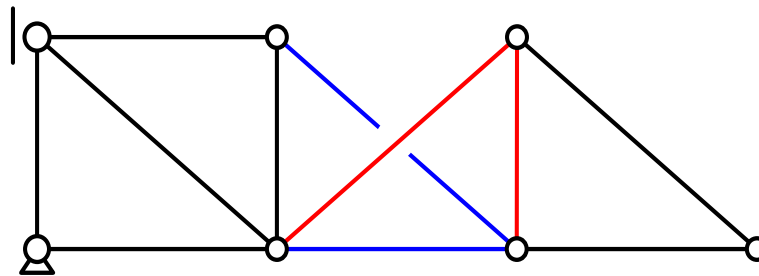
Celosías simples

Triángulo de partida pueden ser dos barras unidas al suelo:
Un lado se sustituye por el suelo. Sustentación con 4 reacciones



$$b=10 \quad r=4 \quad n=7$$

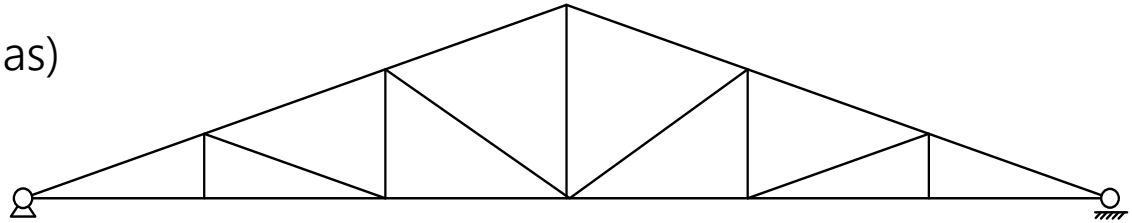
Las barras añadidas pueden cruzar (sin unirse) a las existentes



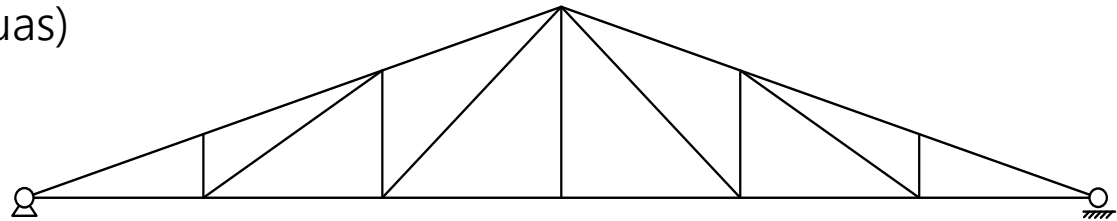
$$b=11 \quad r=3 \quad n=7$$

Celosías simples. A dos aguas

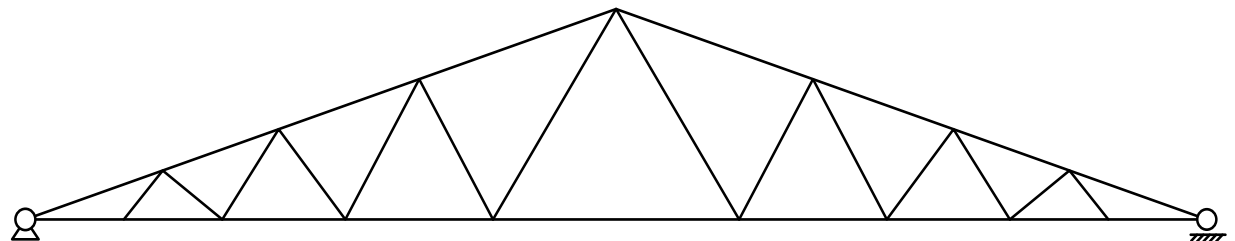
Inglesa (Pratt a dos aguas)



Belga (Howe a dos aguas)

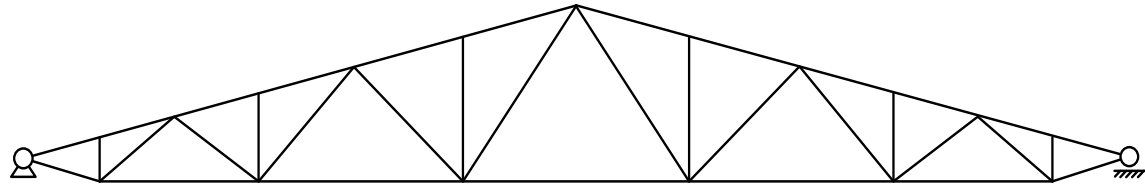


Warren a dos aguas

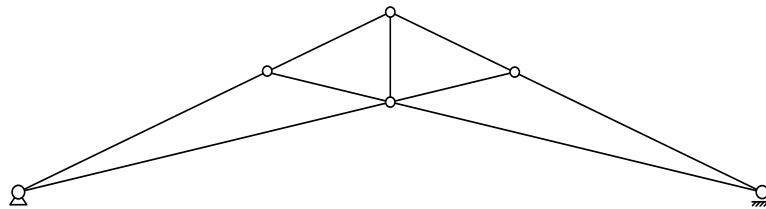


Celosías simples. A dos aguas y voladizo

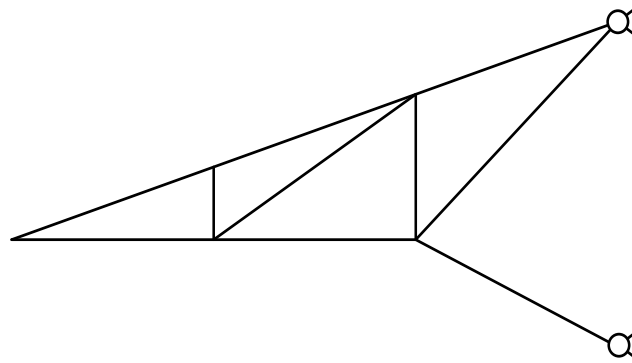
Warren a dos aguas
con montantes



Tijera

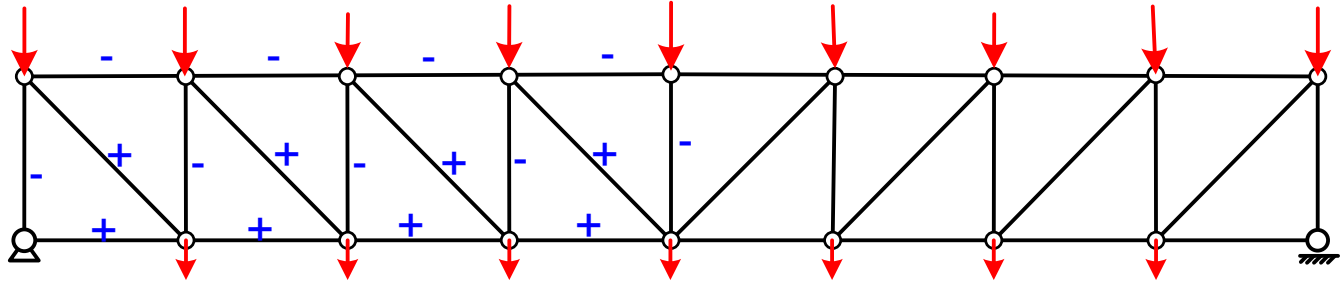


Voladizo



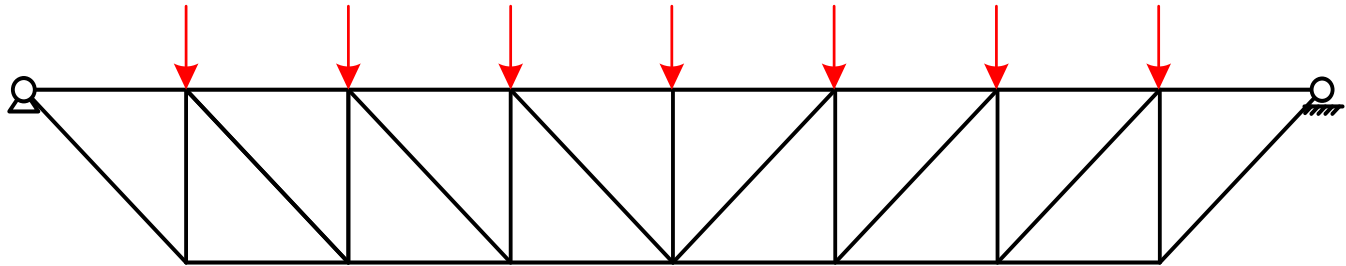
Celosías simples. Rectangulares

Pratt

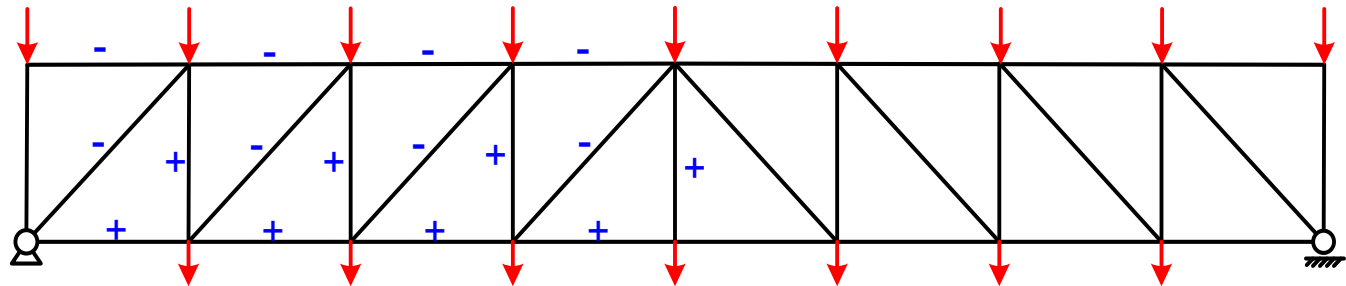


Con cargas hacia abajo: barras diagonales (largas) a tracción

Pratt inferior



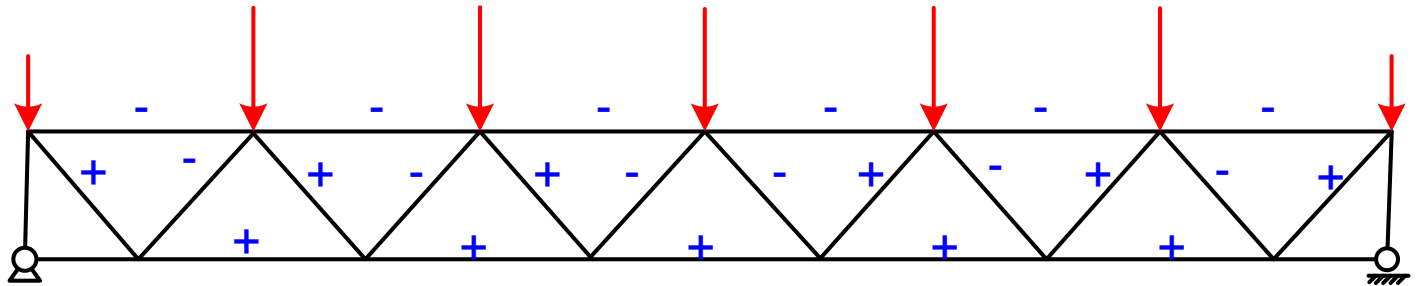
Howe



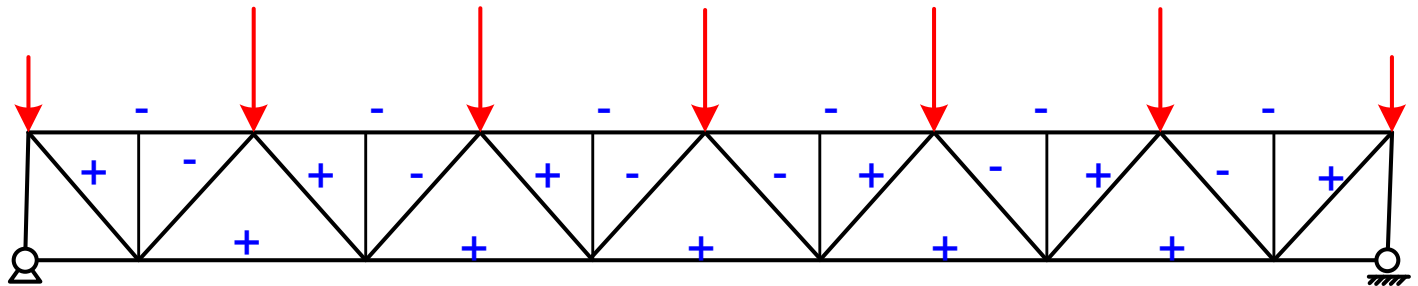
Con cargas hacia abajo: barras diagonales (largas) a compresión Usada con cargas dominantes hacia arriba

Celosías simples. Rectangulares

Warren

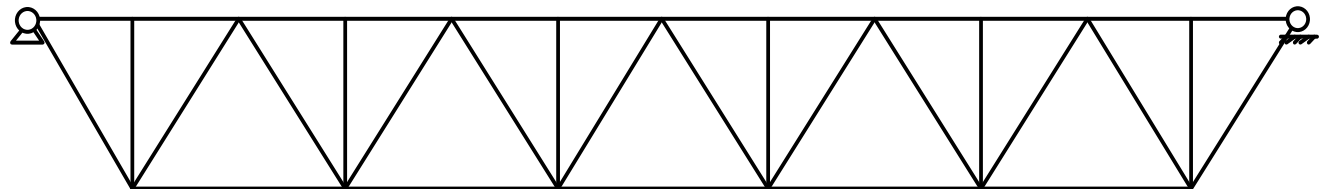


Warren con montantes



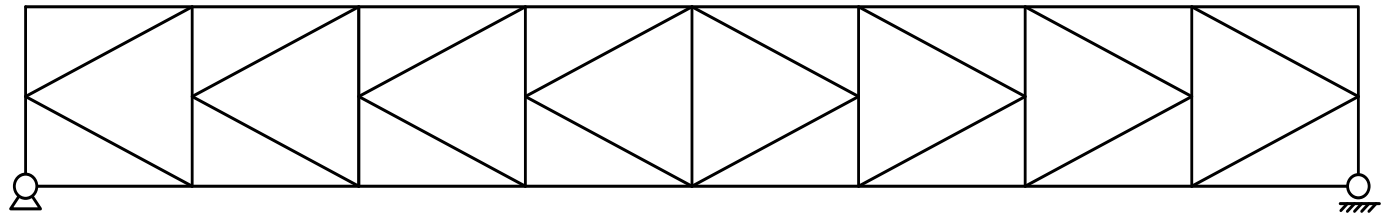
Disminuir la longitud de pandeo del cordón superior comprimido

Warren inferior con montantes

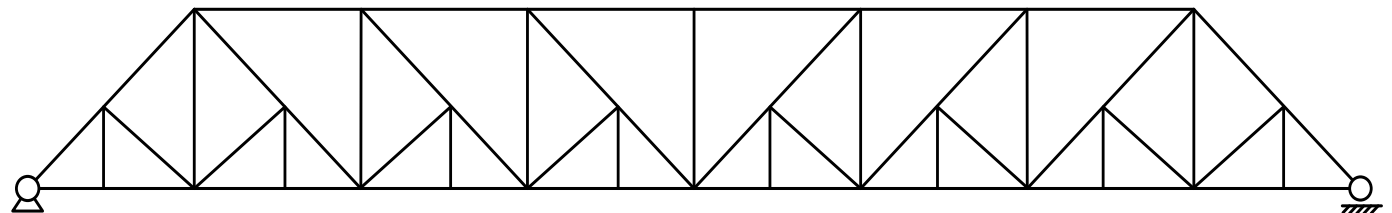


Celosías simples. Rectangulares

Cercha K

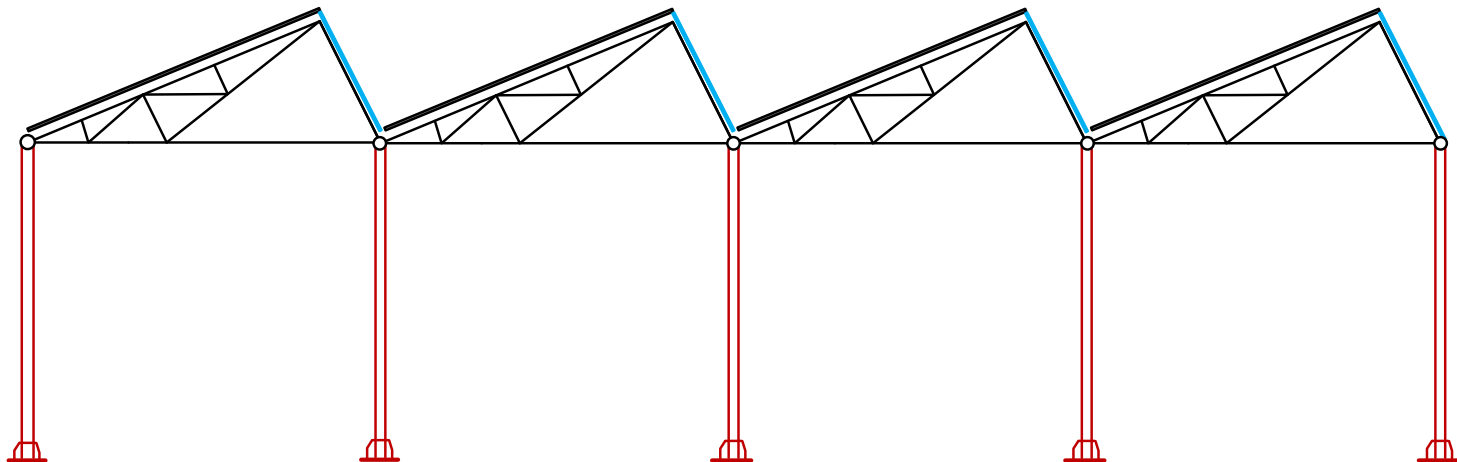
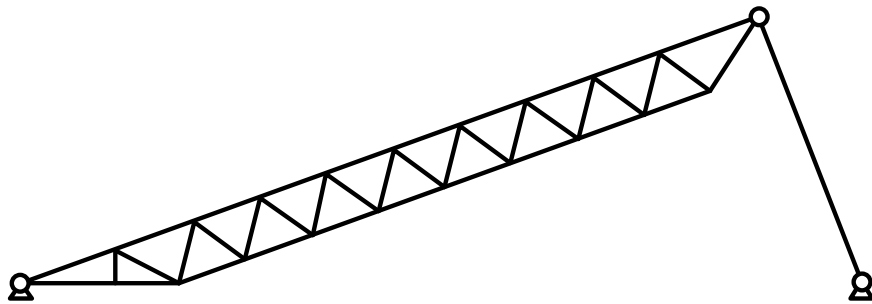
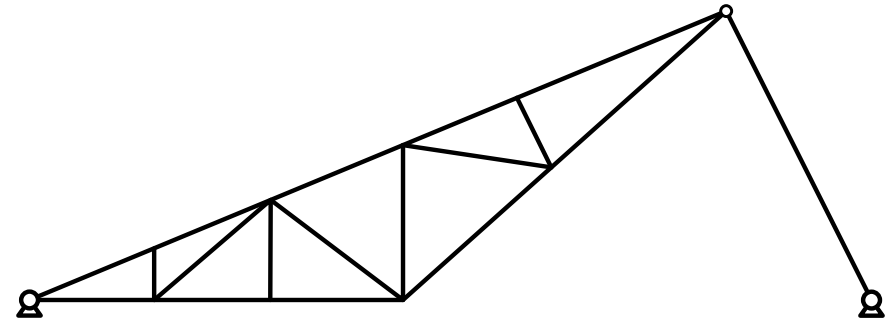
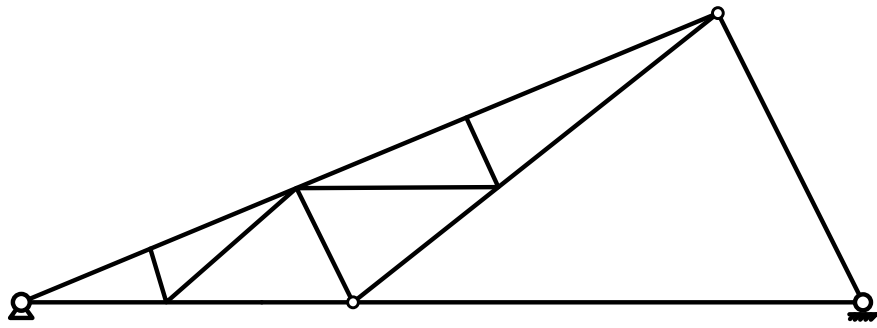


Baltimore

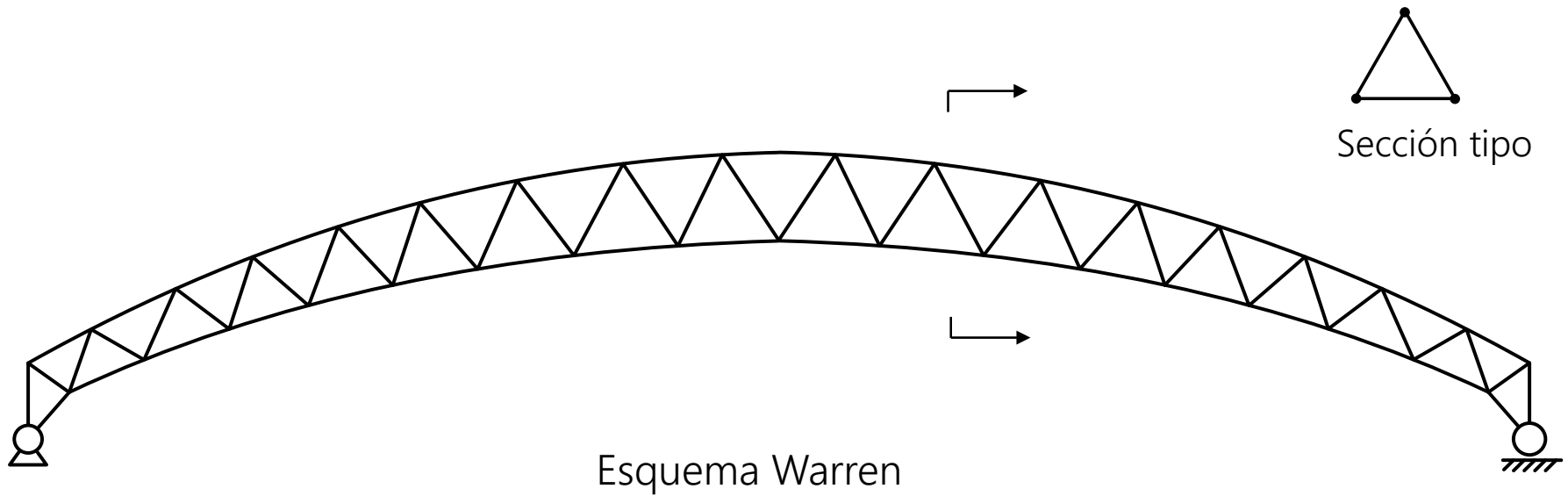


Grandes cargas en el cordón inferior (puentes)

Celosías simples. Dientes de sierra



Celosía simple – Arco – Grandes luces



Celosías simples. Torre

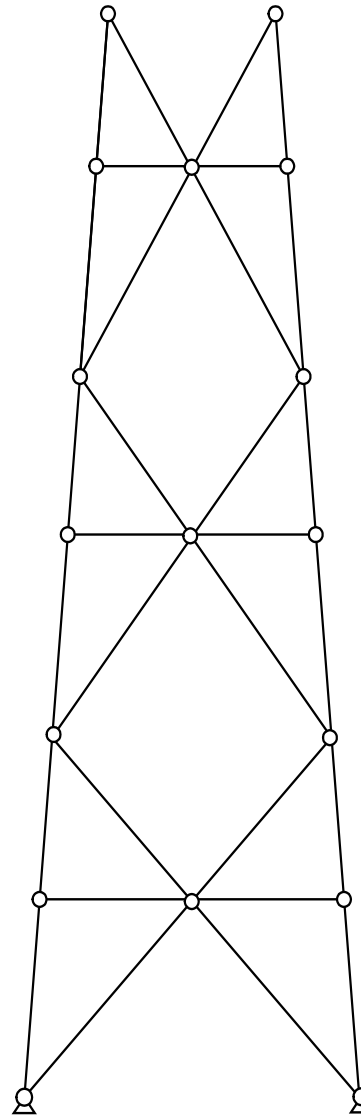
$$b=30$$

$$r=4$$

$$n=17$$

Isostática si todos los nudos son articulados

En realidad muchos nudos están empotrados (cordones exteriores)



Celosías compuestas

Unión de varias celosías simples mediante vínculos adecuados

Vínculo: fuerza de unión entre dos celosías simples

Tipos de vínculos:

una barra (un vínculo = N_{barra})

un nudo común (2 vínculos = F_X, F_Y)

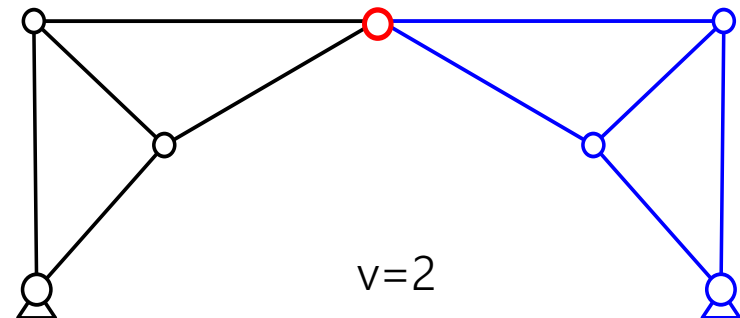
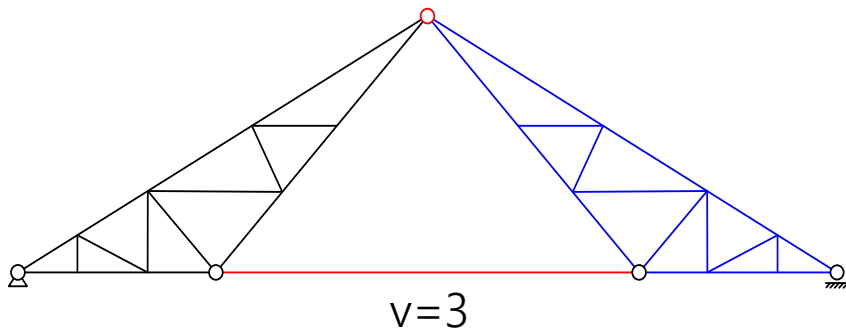
Fuerzas de conexión en los vínculos entre las celosías simples: v

Reacciones: r

Incógnitas en la unión entre celosías simples: $v + r$

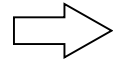
Ecuaciones de equilibrio entre las n_s celosías simples: $3 n_s$

Si cumplen $v + r = 3 n_s$ son isostáticas y estables

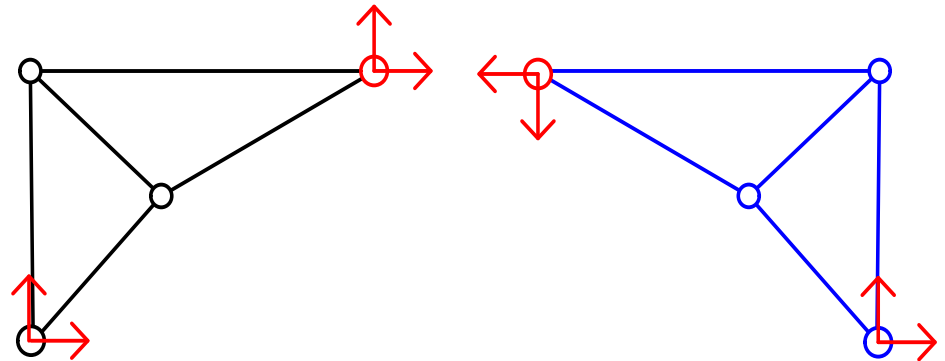
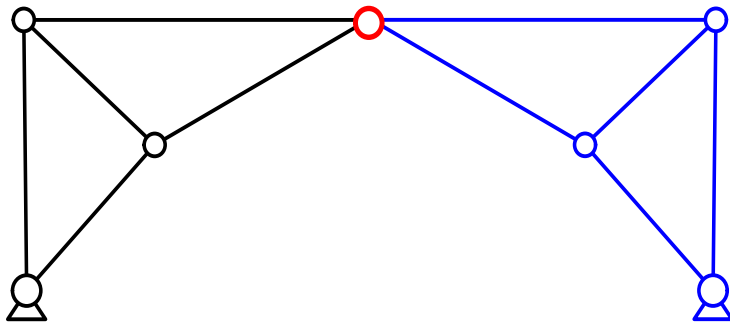


Celosías compuestas

$$v + r = 3 n_s$$



isostáticas y estables



$$n_s = 2 \quad r = 4 \quad v = 2$$

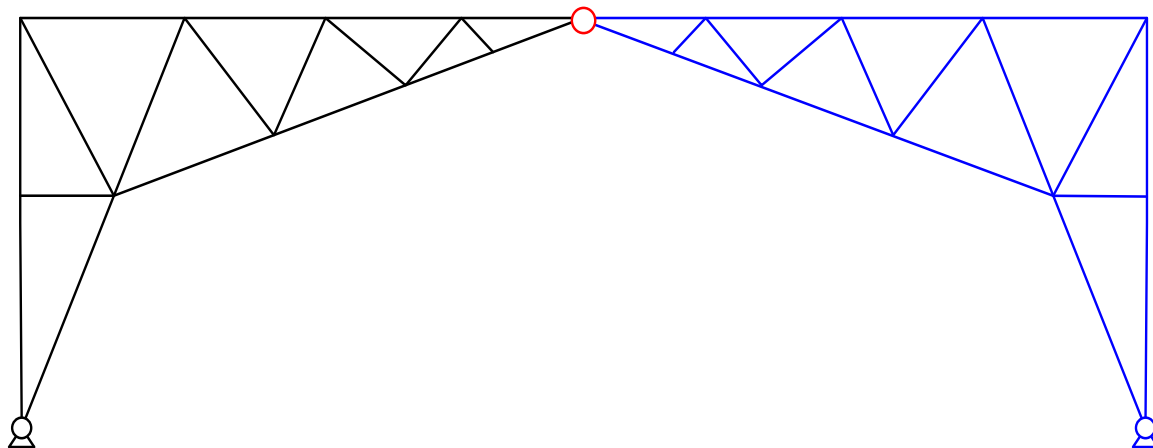
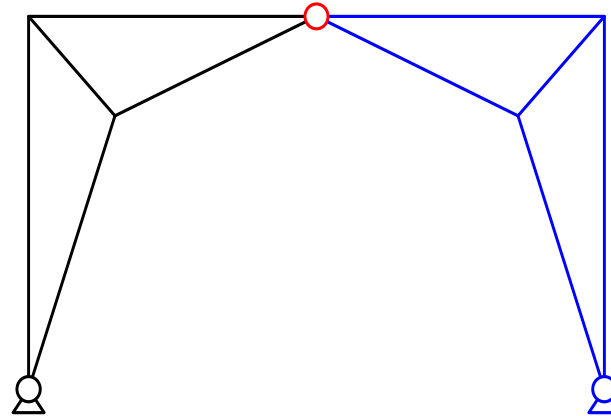
Las ($3 n_s$) ecuaciones permiten hallar las v fuerzas en los vínculos y las r reacciones

Los vínculos deben ser independientes (no cortarse) para poder resolver las ecuaciones

Celosías compuestas. 2 simples 2 vínculos

Dos celosías simples unidas mediante 1 articulación y 2 articulaciones al suelo

$$\begin{aligned}n_s &= 2 \\r &= 4 \\v &= 2\end{aligned}$$



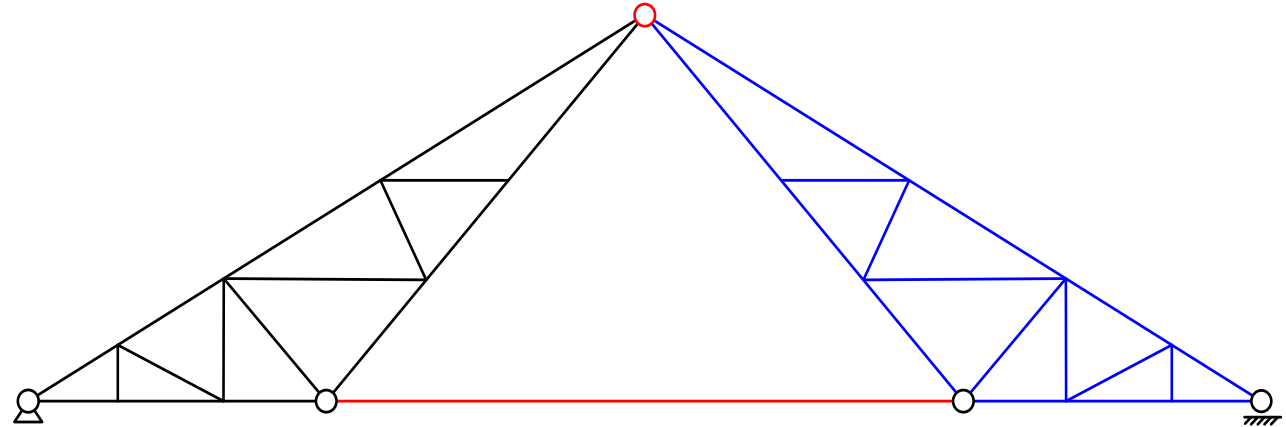
Celosías compuestas. 2 simples 3 vínculos

3 vínculos: un punto común + una barra

Fink

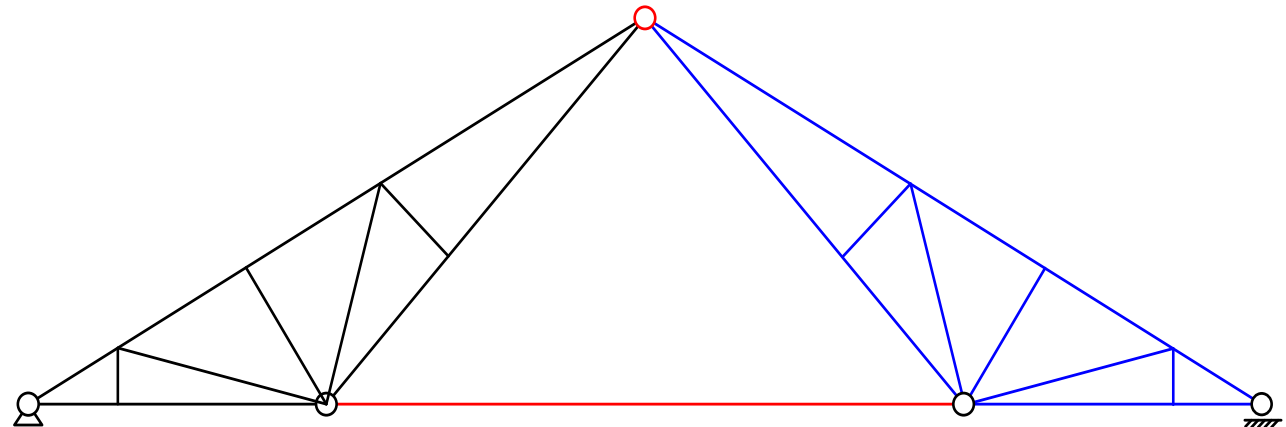
$$n_s=2 \quad r=3 \quad v=3$$

$$b=35 \quad r=3 \quad n=19$$



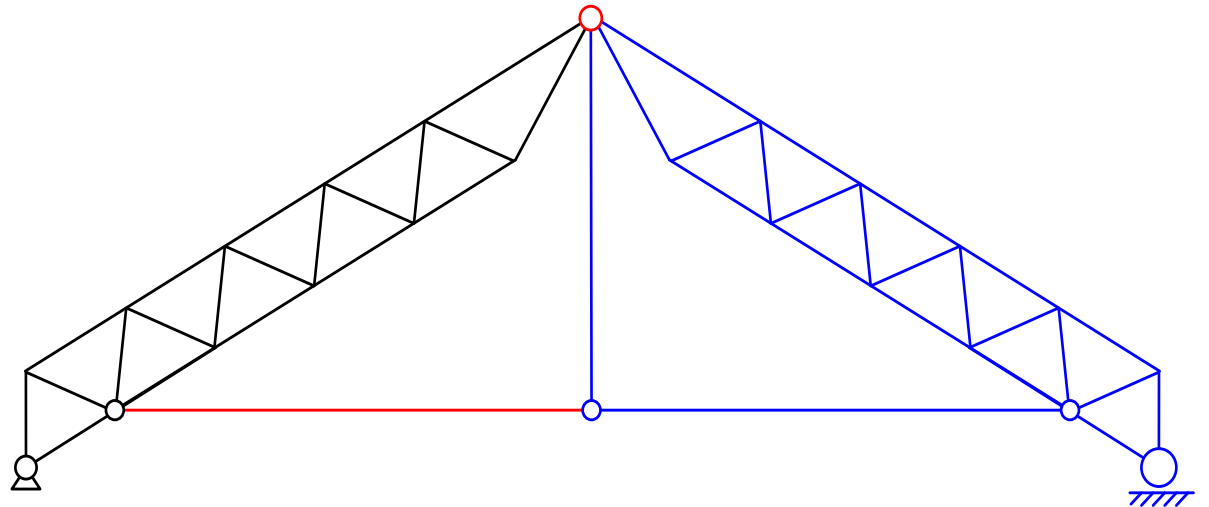
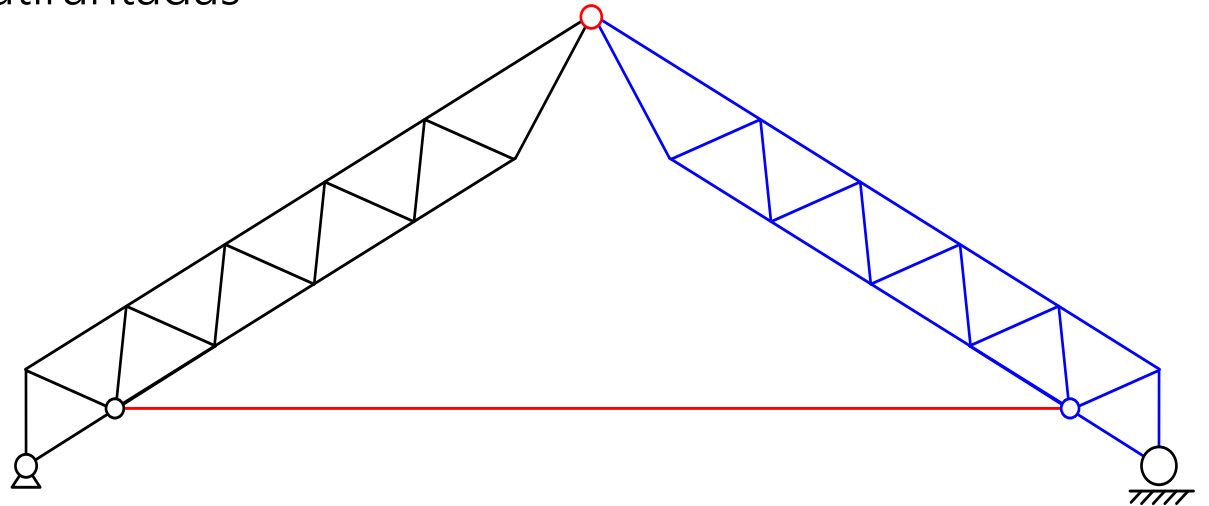
Barra inferior (larga) a tracción con cargas hacia abajo. A compresión con cargas hacia arriba

Polonceau



Celosías compuestas. 2 simples 3 vínculos

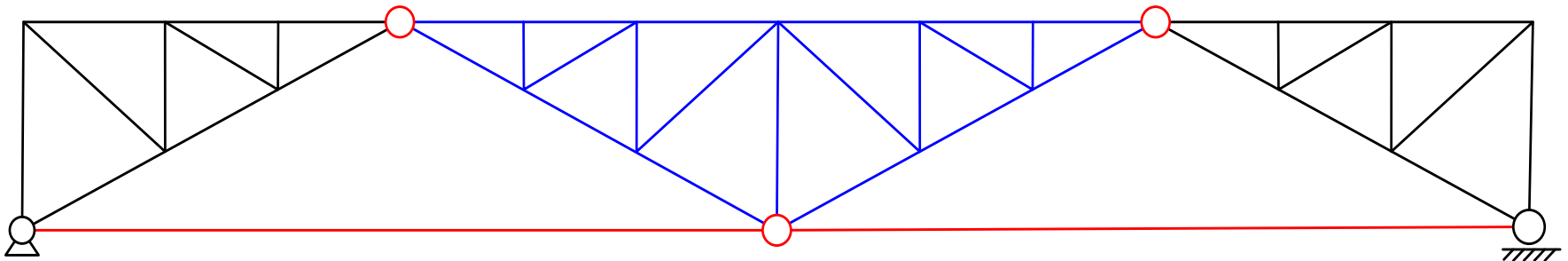
Dos celosías simples atirantadas
 $n_s=2$ $r=3$ $v=3$



Celosías compuestas. Múltiples

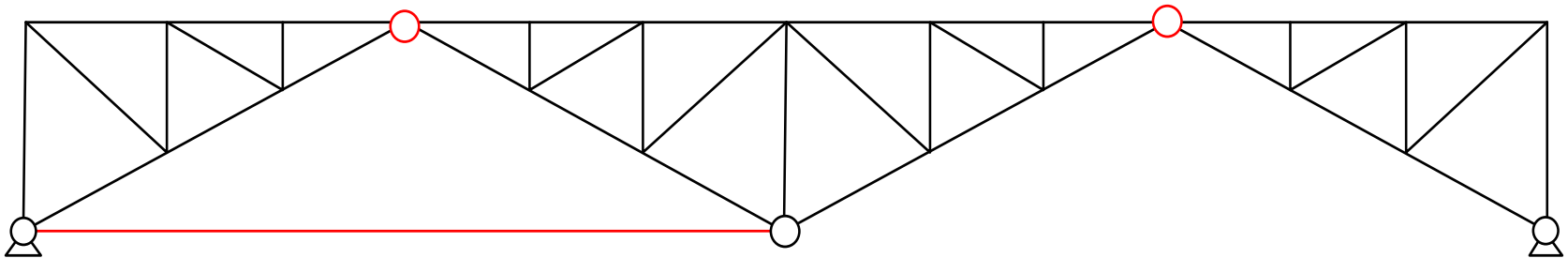
$$n_s=3 \quad r=3 \quad v=6$$

$$b=45 \quad r=3 \quad n=24$$



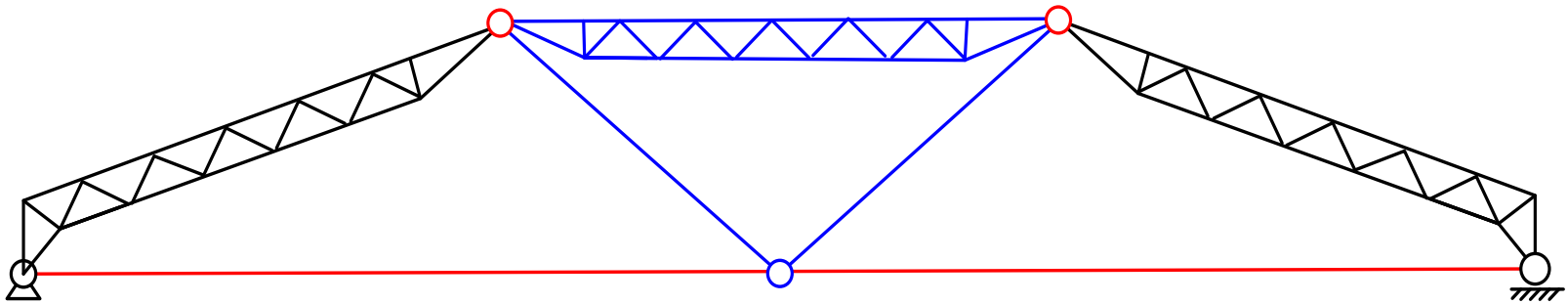
$$n_s=3 \quad r=4 \quad v=5$$

$$b=44 \quad r=4 \quad n=24$$

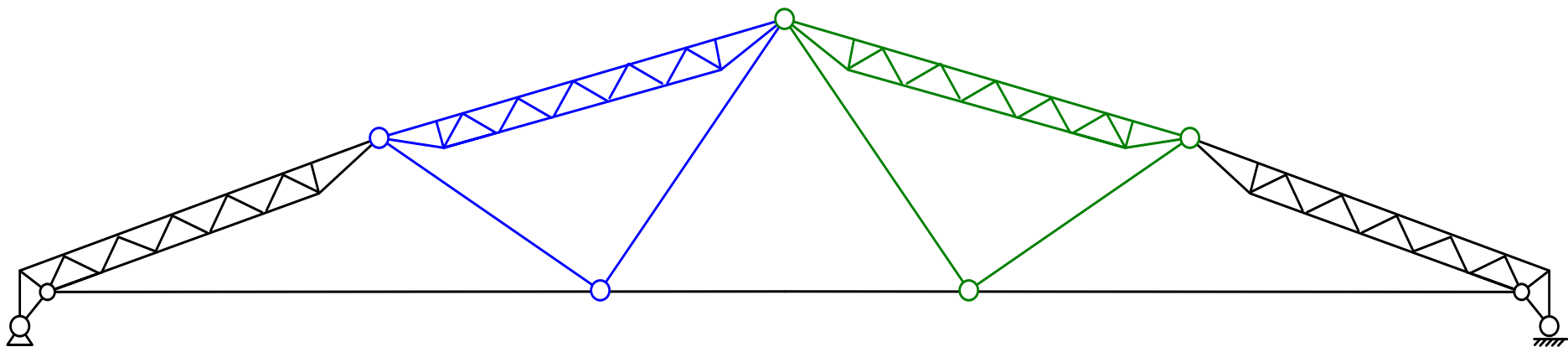


Celosías compuestas. Cubierta atirantada

$$n_s=3 \quad r=3 \quad v=6$$

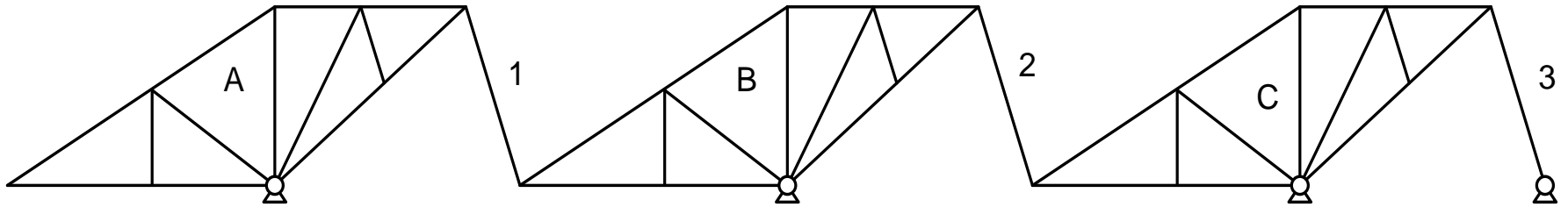


$$n_s=4 \quad r=3 \quad v=9$$



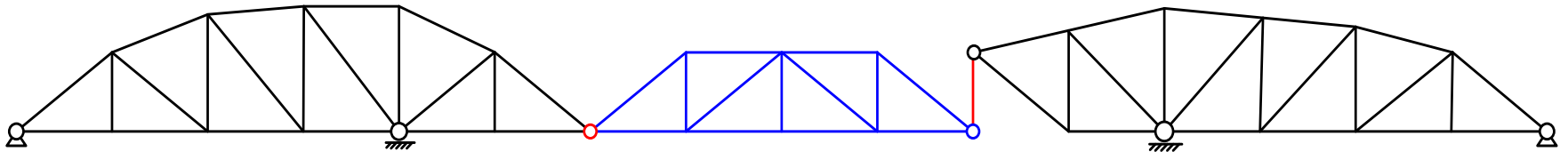
Celosías compuestas

Cercha Houx $n_s=3$ $r=7$ $v=2$



$$N_3 \equiv R_3$$

Puente $n_s=3$ $r=6$ $v=3$ $b=56$ $n=31$



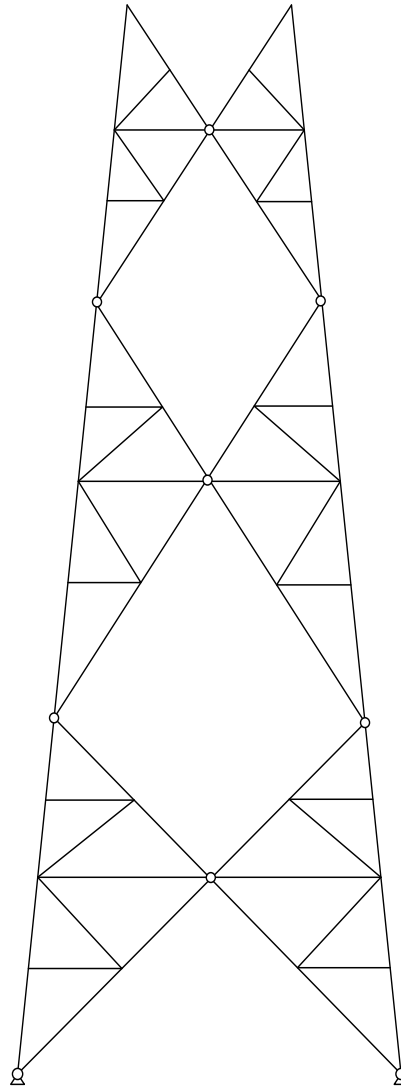
Celosías compuestas. Torres

$$n_s=6 \quad r=4 \quad v=14$$

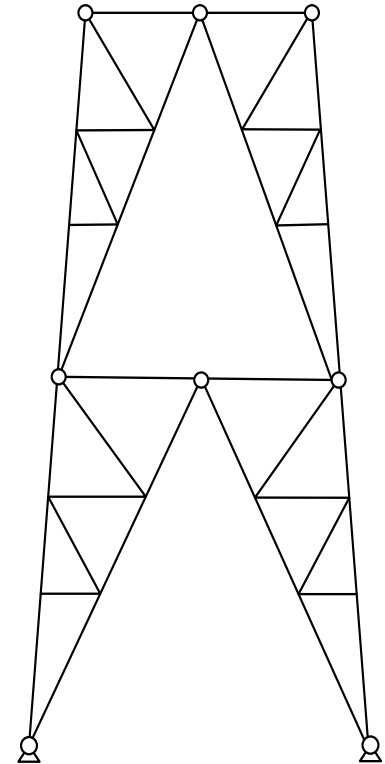
Isostáticas si todos los nudos son articulados

En realidad muchos nudos están empotrados (cordones principales)

El modelo de nudos articulados proporciona una aproximación razonable de los esfuerzos axiales

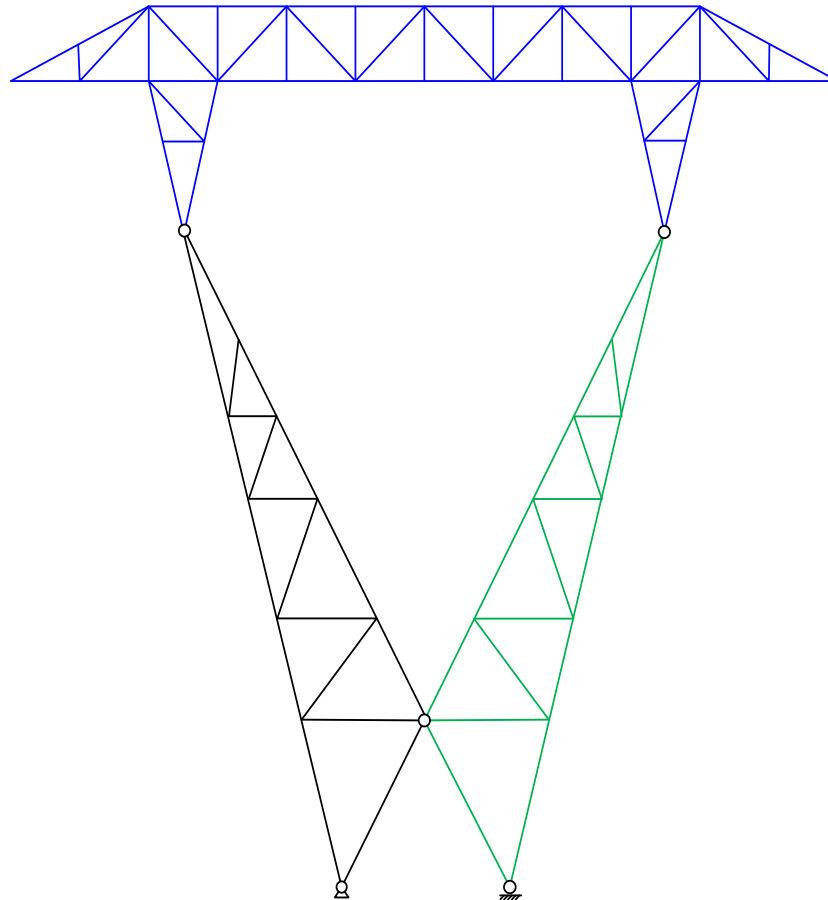


$$n_s=4 \quad r=4 \quad v=8$$



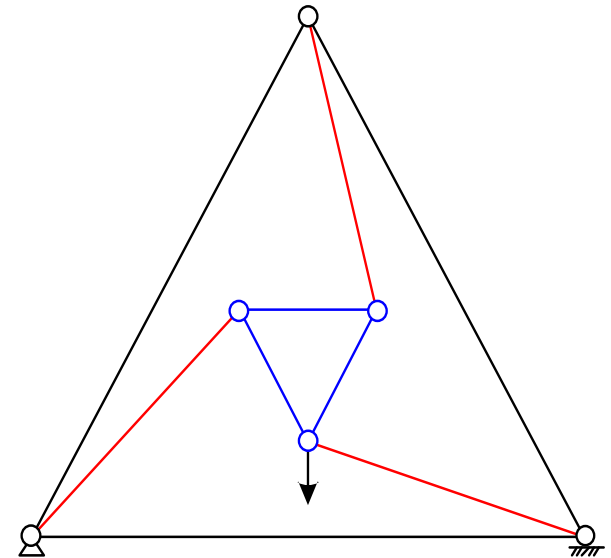
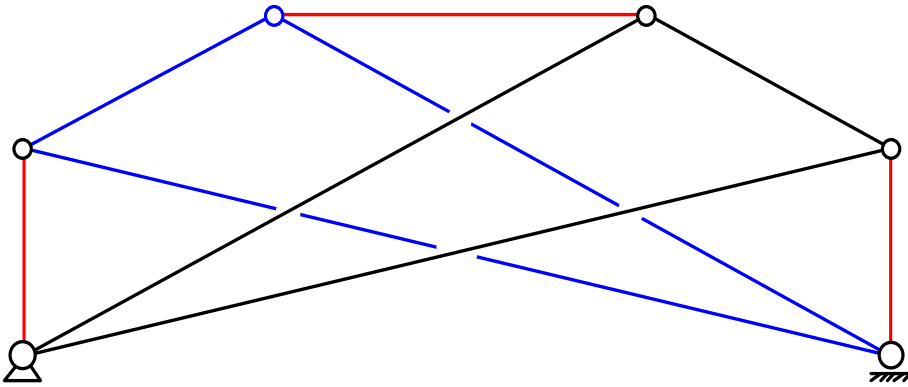
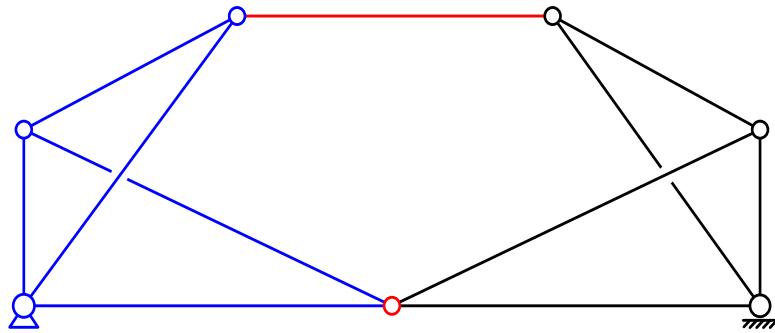
Celosías compuestas

Torre de energía eléctrica (parte superior) $n_s=3$ $r=3$ $v=6$



Celosías compuestas. Varias

$$n_s=2 \quad r=3 \quad v=3$$

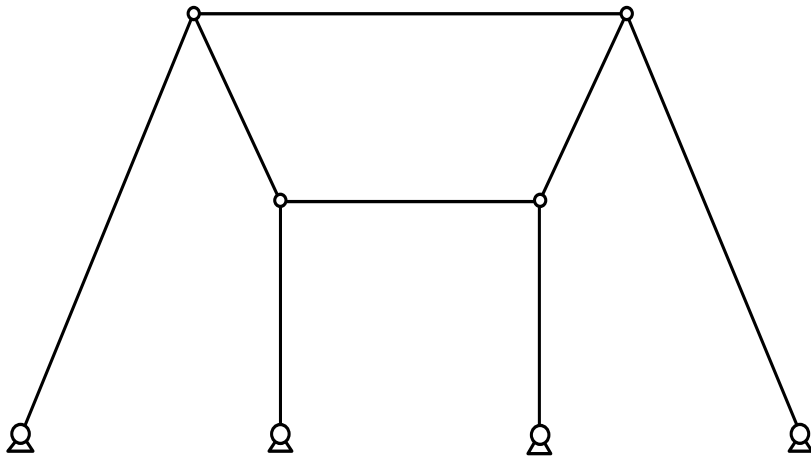


Celosías complejas (1)

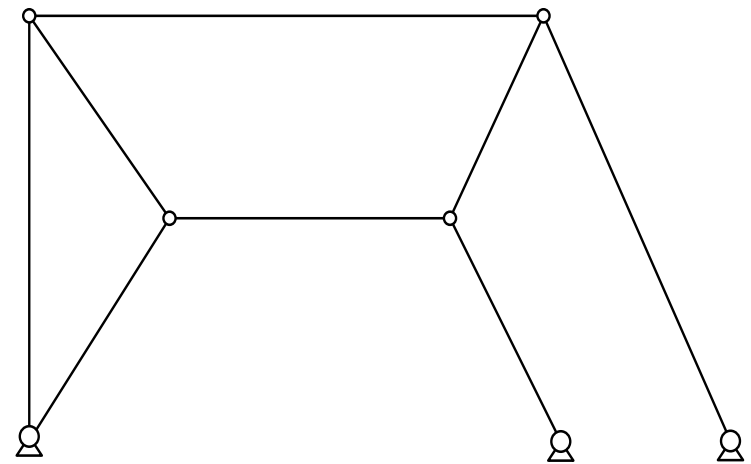
No se identifica **ningún mosaico** de triángulos adosados

Muchas veces no se identifica ningún triángulo

Si cumplen $b+r = 2n$ son isostáticas y estables, pero para una topología dada, son **sensibles a la orientación** de las barras (estables o inestables)



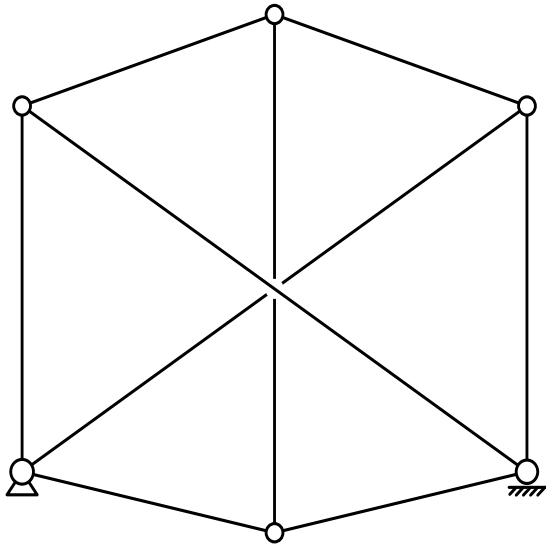
$$b=8 \quad r=8 \quad n=8$$



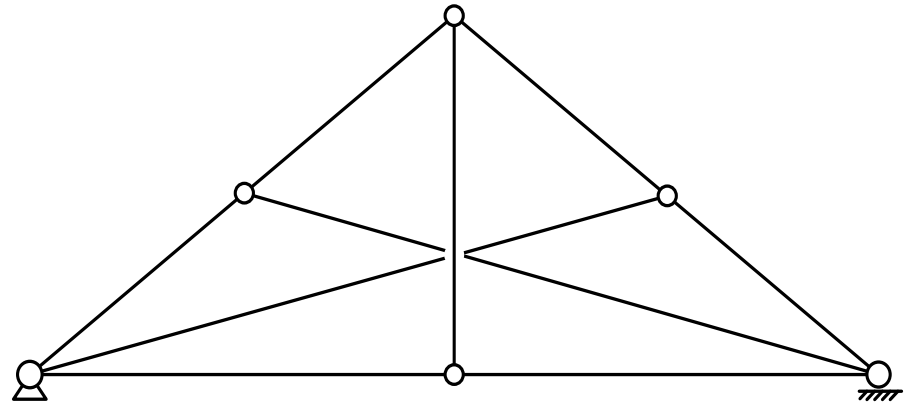
$$b=8 \quad r=6 \quad n=7$$

Celosías complejas (2)

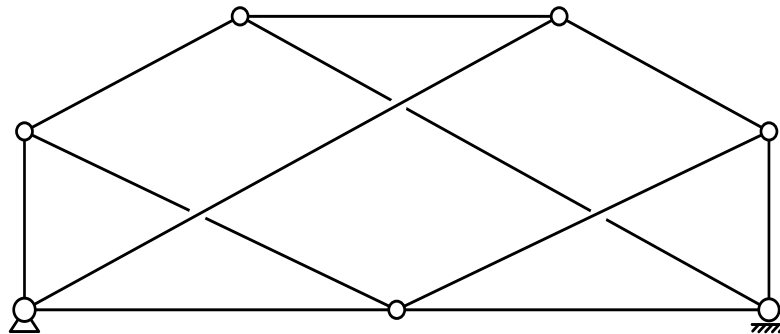
Hexágono con 3 diagonales
que no se cortan



$b=9$ $r=3$ $n=6$



$b=9$ $r=3$ $n=6$



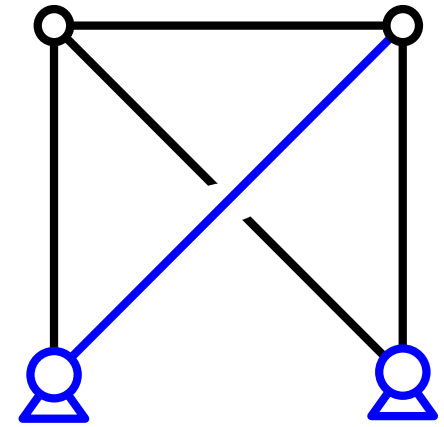
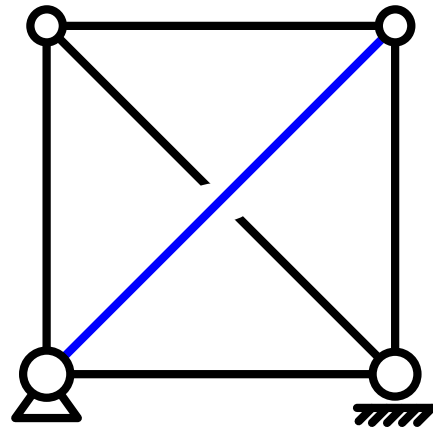
$b=11$ $r=3$ $n=7$

Celosías hiperestáticas

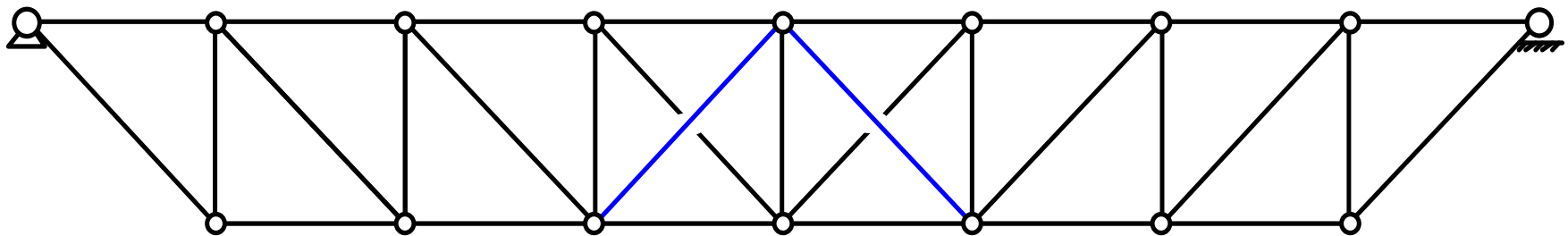
Componente hiperestático habitual: cuadrilátero con doble diagonal

Incluso si se sustenta de forma isostática ($r=3$), es hiperestático (sobra una barra)

$$b=6 \quad r=3 \quad n=4 \quad h=1$$



Barra sustituida por el suelo

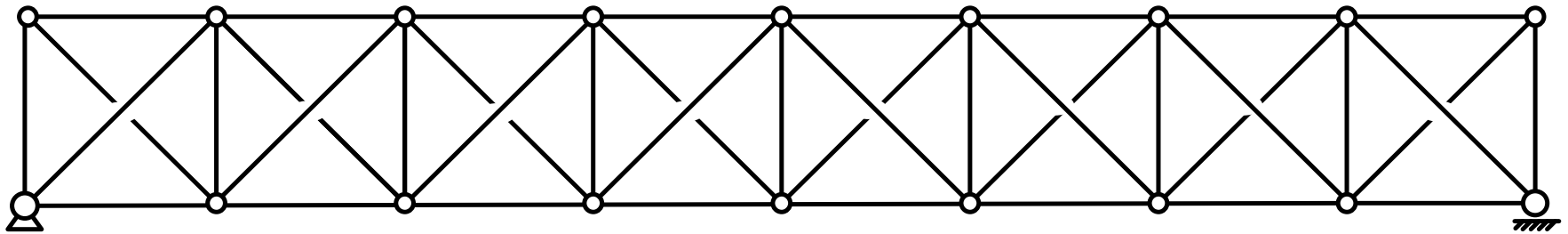


$$b=31 \quad r=3 \quad n=16 \quad h=2$$

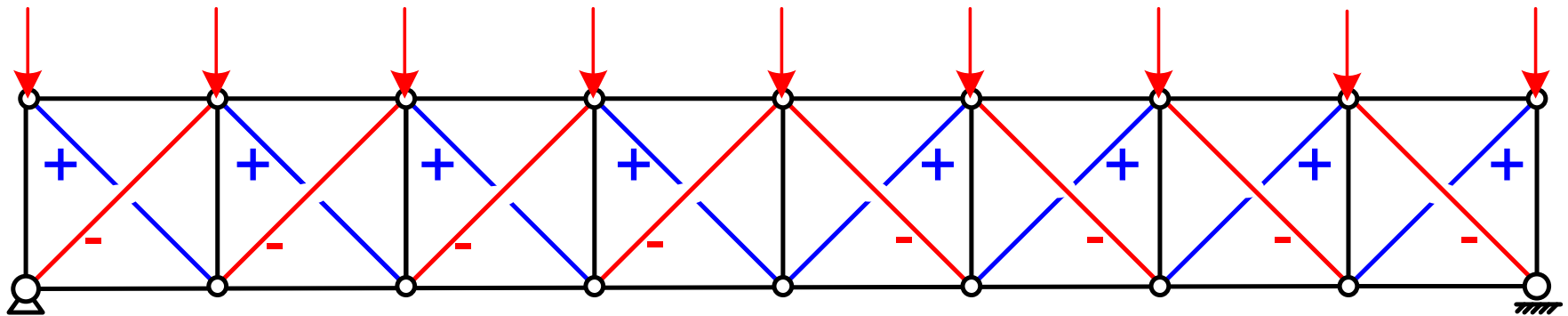
Esquema Pratt reforzado en el centro

Celosías hiperestáticas. Cercha X (1)

Todos los paños con doble diagonal



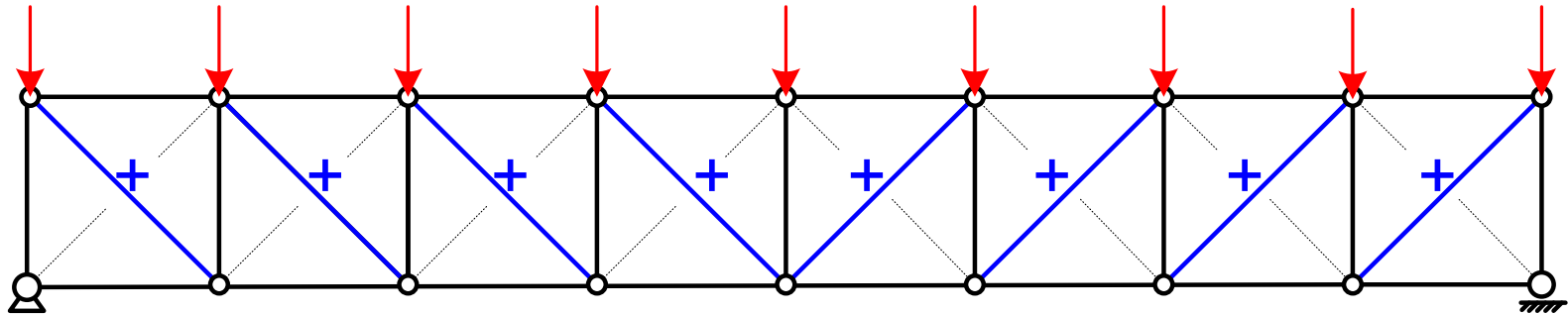
$$b=41 \quad r=3 \quad n=18 \quad h=8$$



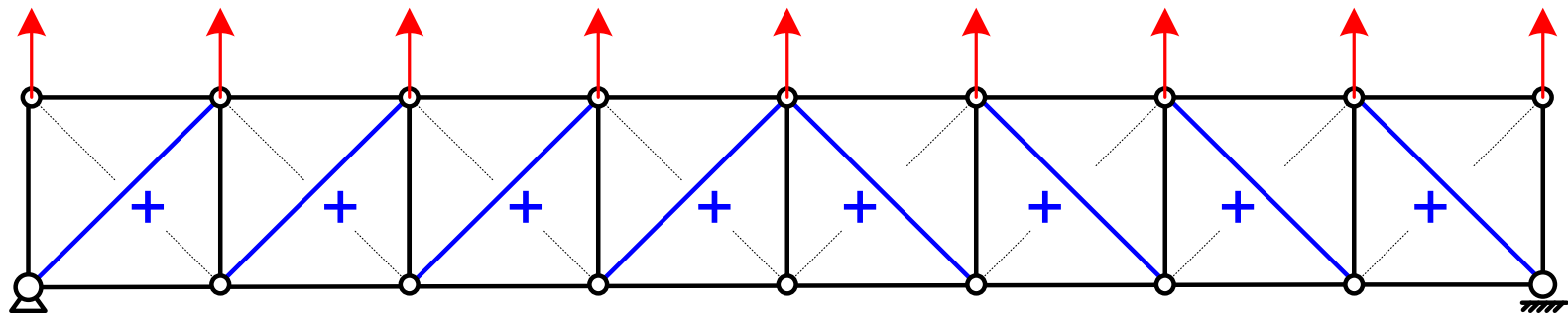
Suposición de diseño habitual: si las diagonales son muy largas y esbeltas, no resisten el esfuerzo axial de compresión (pandeo), y sólo trabajan las diagonales a tracción (se transforma en una celosía Pratt)

Celosías hiperestáticas. Cercha X (2)

Diagonales que trabajan a tracción con carga hacia abajo



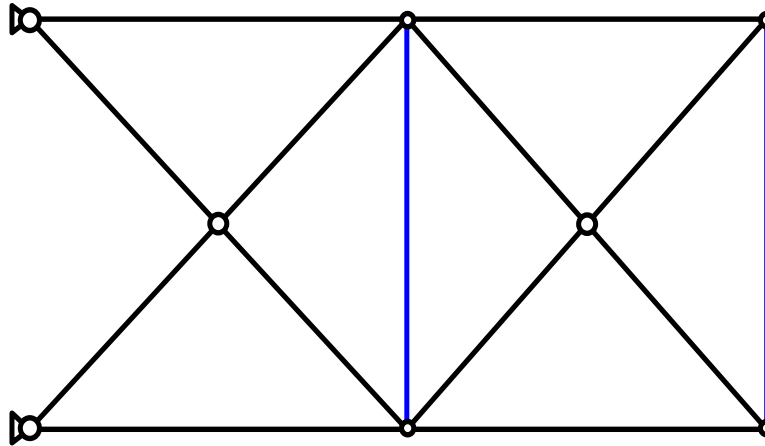
Diagonales que trabajan a tracción con carga hacia arriba



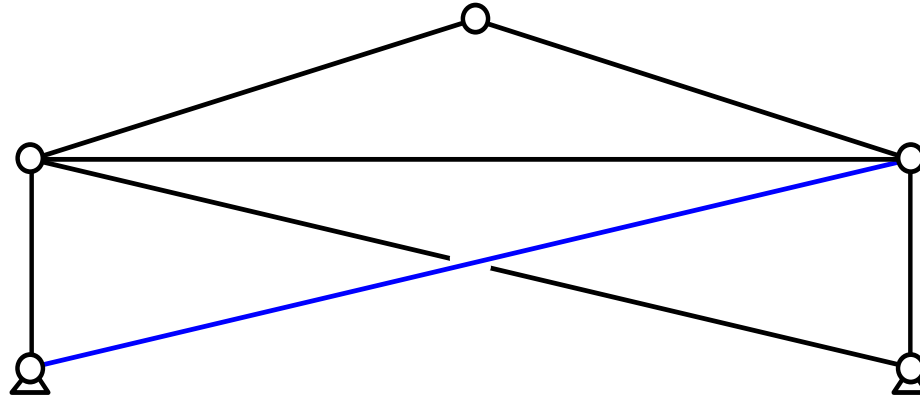
Usada en sistemas contraviento, donde las fuerzas son en direcciones alternas y las diagonales son muy largas (pandean las que están a compresión)

Celosías hiperestáticas

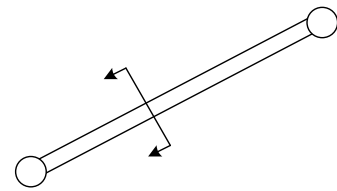
$b=14$ $r=4$ $n=8$ $h=2$



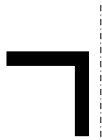
$b=7$ $r=4$ $n=5$ $h=1$



Tipos de perfiles usados en celosías (1)



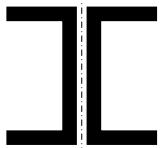
Dos L en paralelo: muy habitual. Cordones, montantes, diagonales. Fácil unión. Atornillada o soldada. Separación=espesor de cartelas



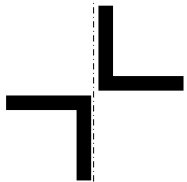
Una L: habitual para montantes y diagonales ligeras. No en cordones. CDG y eje principal de inercia del perfil no están en el plano de la estructura. Situar alternados para respetar estructura plana.



T: muy habitual. Cordones, montantes, diagonales. Soldada. Usar 1/2 IPE o 1/2 H mejor que T.



Dos U opuestas: cordones de gran esfuerzo. Fácil unión atornillada o soldada

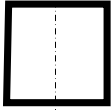
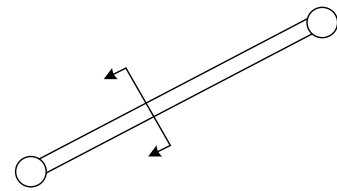


Dos L opuestas. Montantes y diagonales a compresión. Soldada o atornillada.

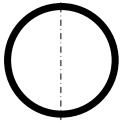


Una L en V. Cargas pequeñas. Preferible montantes y diagonales. Soldada. Unión requiere cortar el vértice del angular.

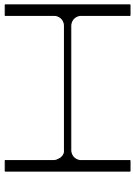
Tipos de perfiles usados en celosías (2)



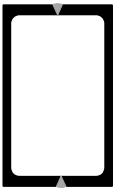
Tubo cuadrado. Unión soldada a tope sencilla. Cordones, montantes, diagonales. Ligero. Económico. $t \geq 2.5 \text{ mm}$ **Tendencia actual.**



Tubo redondo. Buena estética. Cordones, montantes, diagonales. Ligero. Uniones soldadas más complicadas. ($t \geq 2.5 \text{ mm}$)



IPE, HE. Celosías con grandes esfuerzos o muy pesadas (puentes). Cordones, montantes, diagonales. Unión soldada a tope.

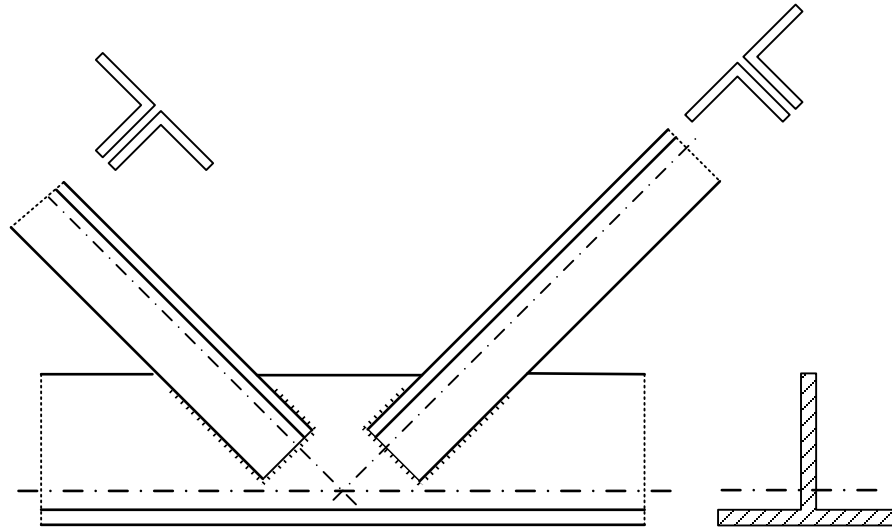


Dos U soldadas en cajón. Piezas de gran esfuerzo. Cordones, montantes, diagonales. Unión soldada a tope

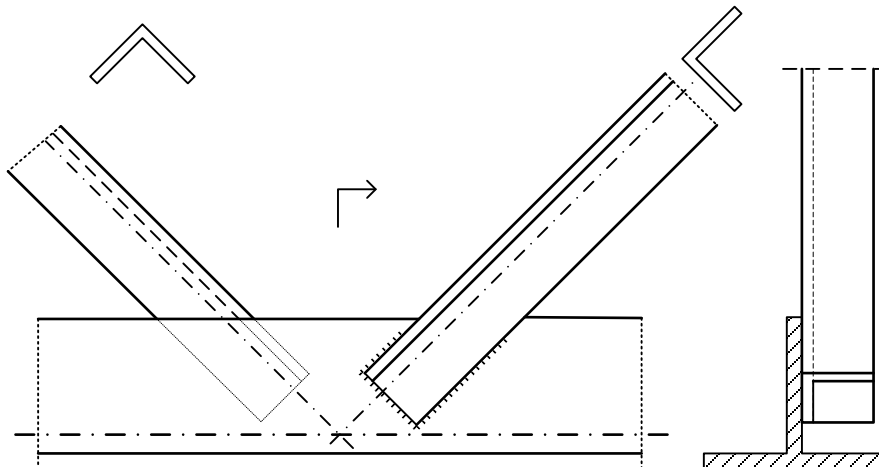


Redondo macizo. Tensor. Elementos siempre a tracción.

Detalles de nudos – Unión directa entre perfiles



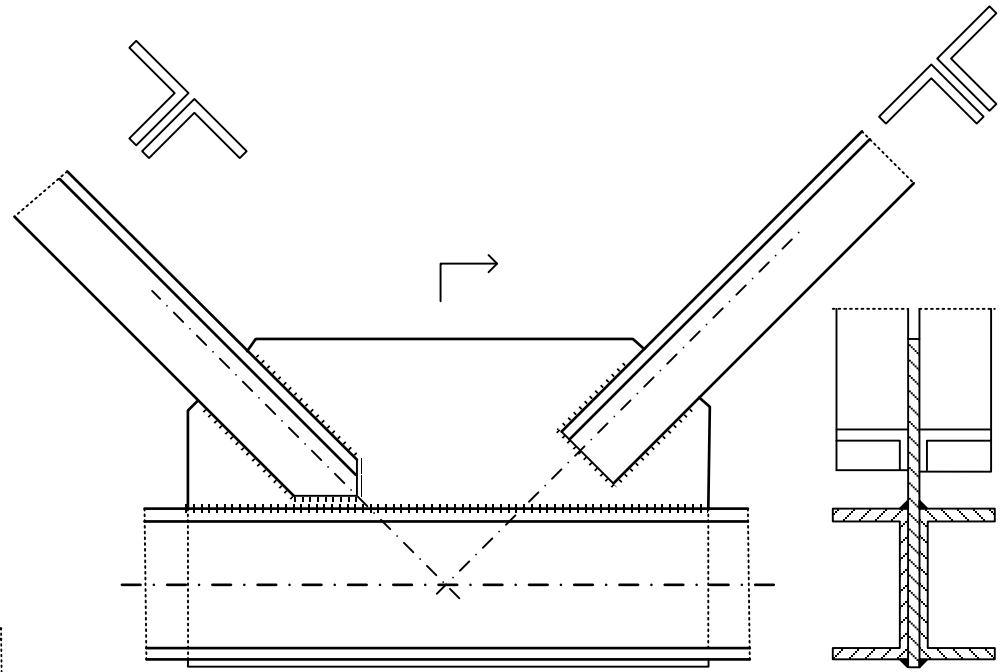
Nudo en solape
Cordón: T
Diagonales: 2L



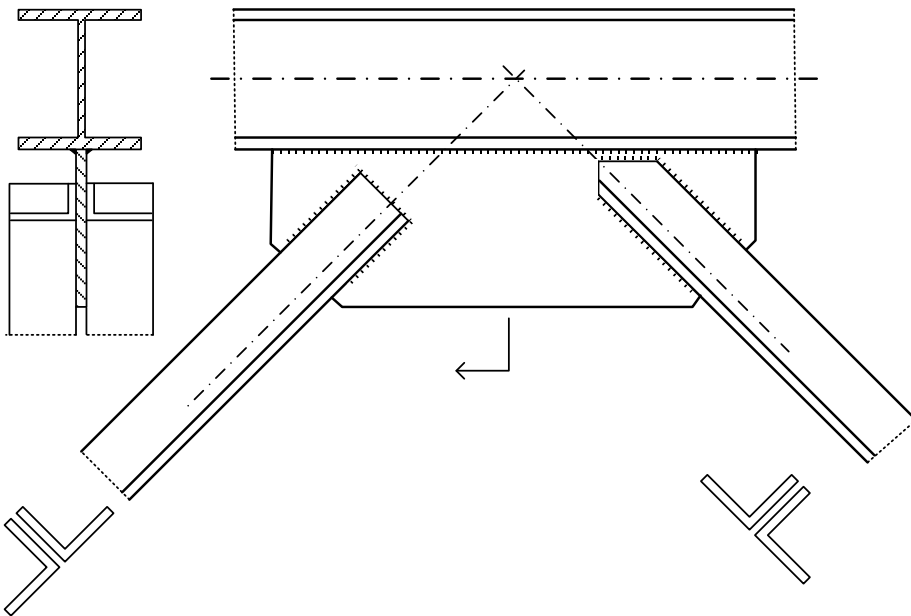
Nudo en solape.
Cordón: T
Diagonales: L simple
alternada

Detalles de nudos – Cartelas (1)

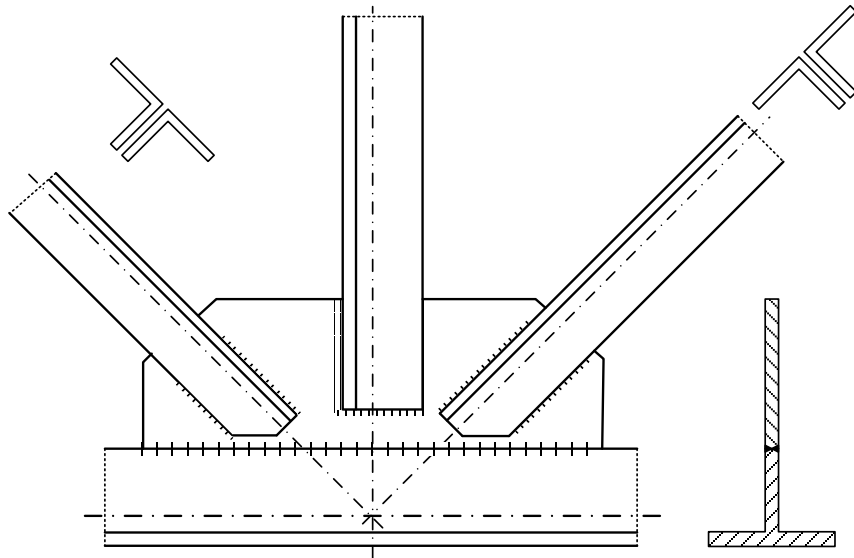
Nudo con cartela.
Cordón: 2 UPE



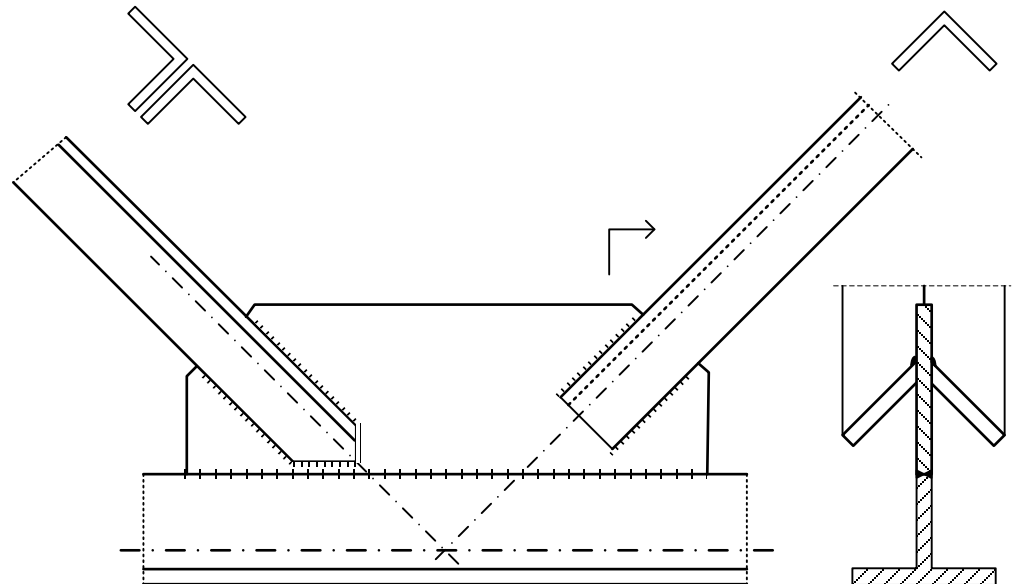
Nudo con cartela.
Cordón: H



Detalles de nudos – Cartelas (2)

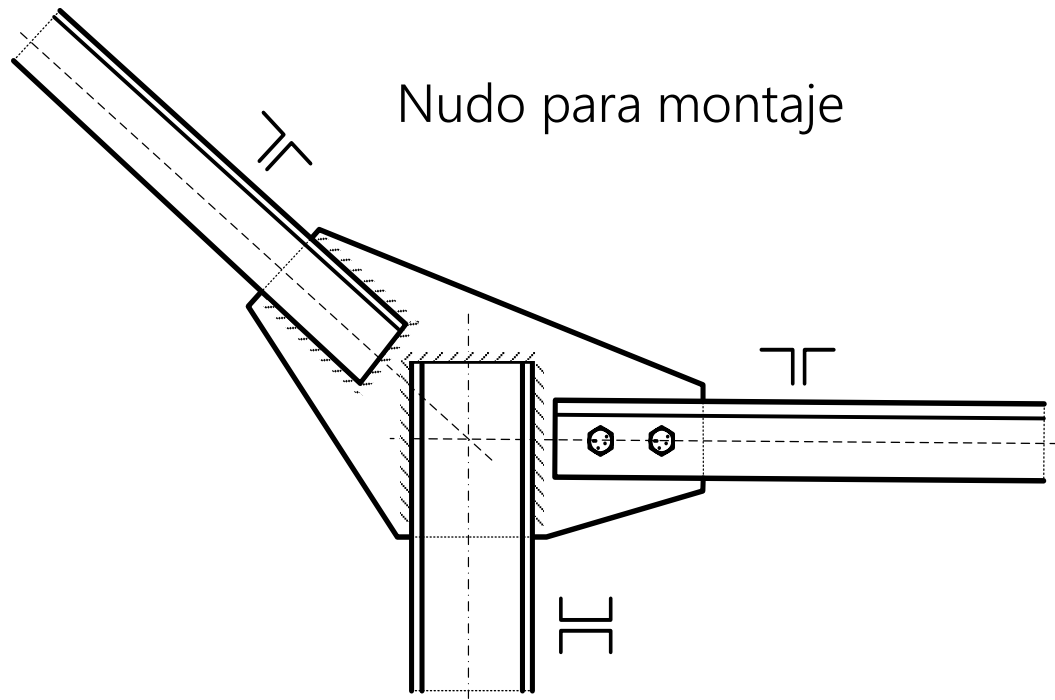


Nudo con cartela
Cordón en T

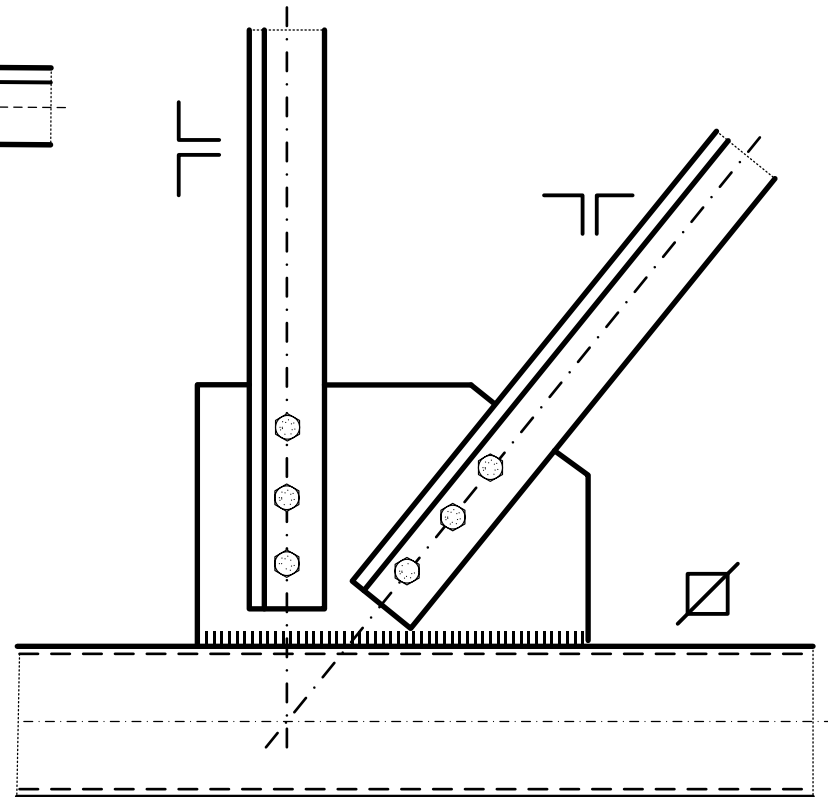


Nudo con cartela.
Cordón en T
L en V invertida

Detalles de nudos

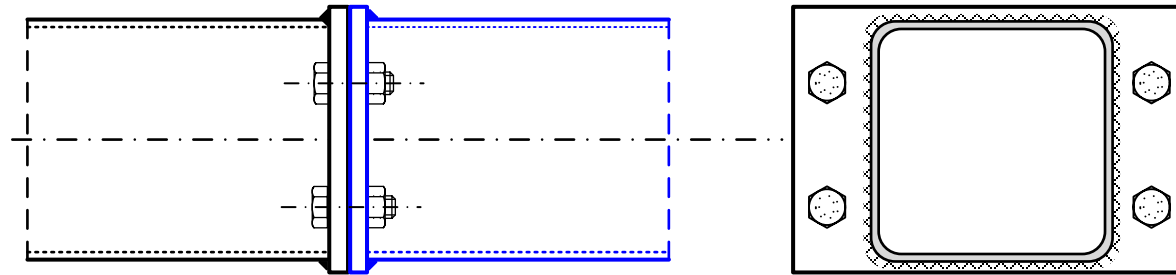


Nudo con cordón de tubo y 2L

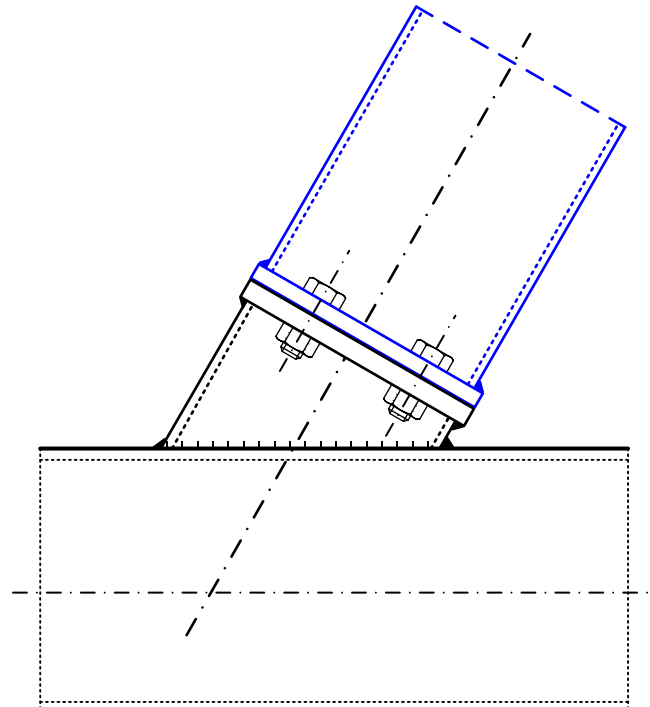


Uniones atornilladas entre tubos

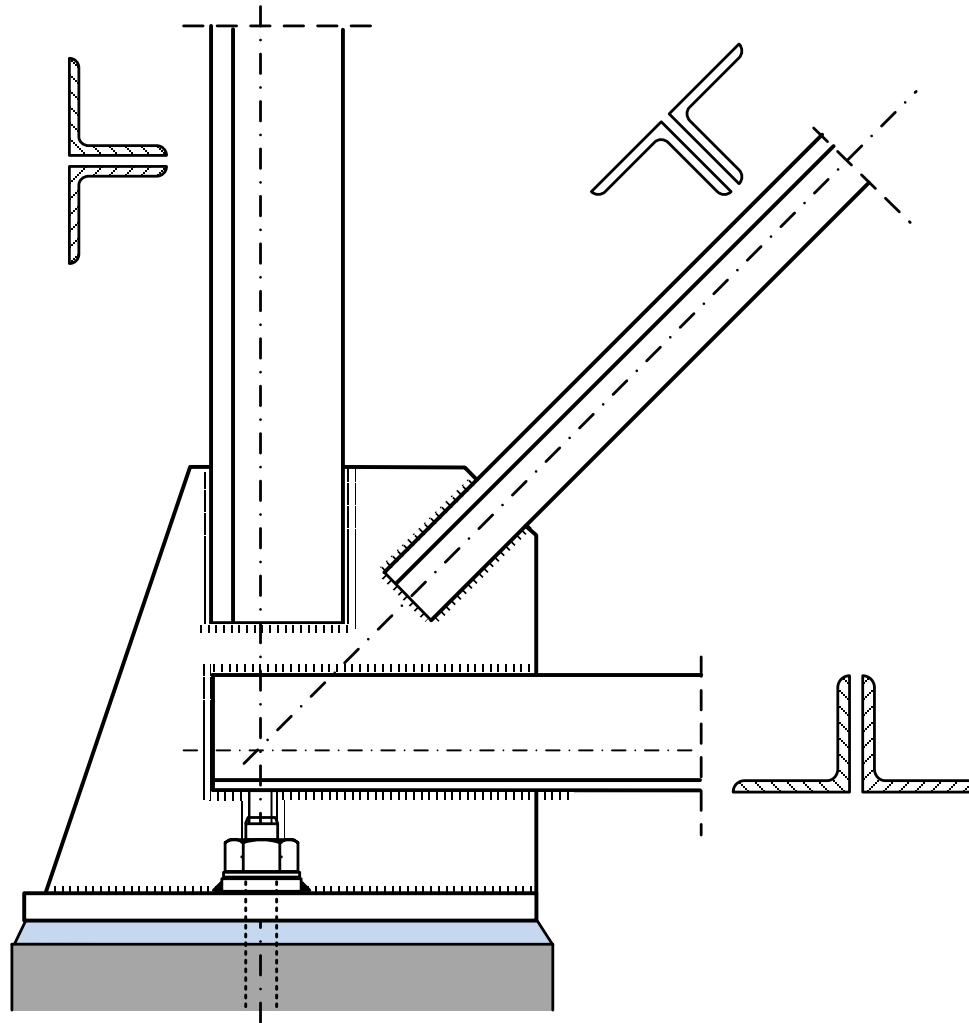
Unión de prolongación entre tubos, no en nudo



Unión de un tubo en un nudo



Detalles de nudos - Apoyo



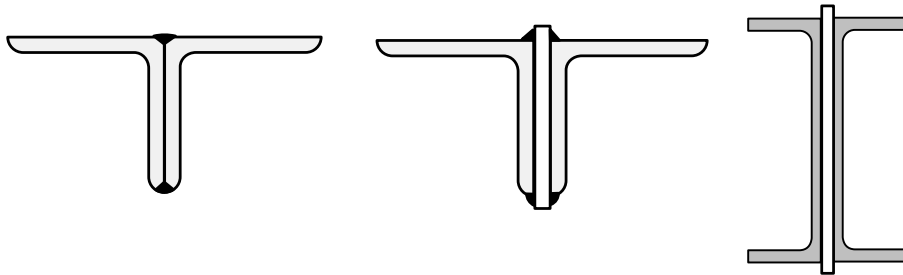
Barra compuesta a compresión

Solución muy habitual con 2 perfiles L o U

Perfiles en contacto, o próximos, unidos mediante chapas de forro discontinuas (soldadura o tornillos). Comprobar como un elemento individual si:

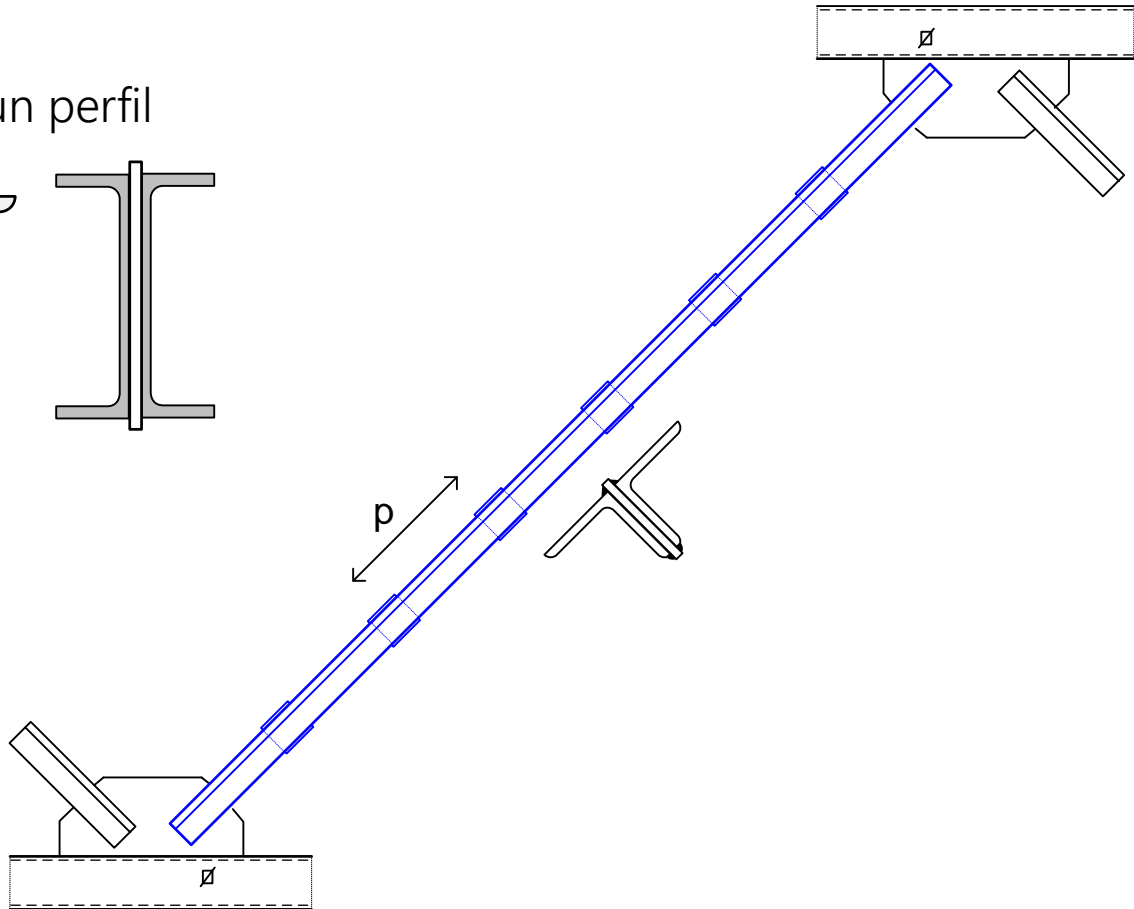
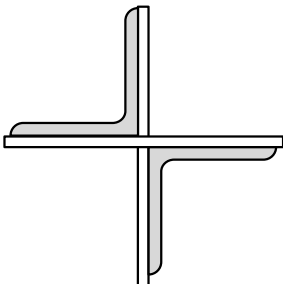
$$p < 15 i_{min}$$

i_{min} : radio de giro mínimo de un perfil



Perfiles en X unidos por dos presillas intermedias a 90°

$$p < 70 i_{min}$$



Cálculo de esfuerzos en celosías (1)

Clasificar. Hallar b, n, r, v, n_s

1. Isostática ($b + r = 2n$): equilibrio de los n nudos

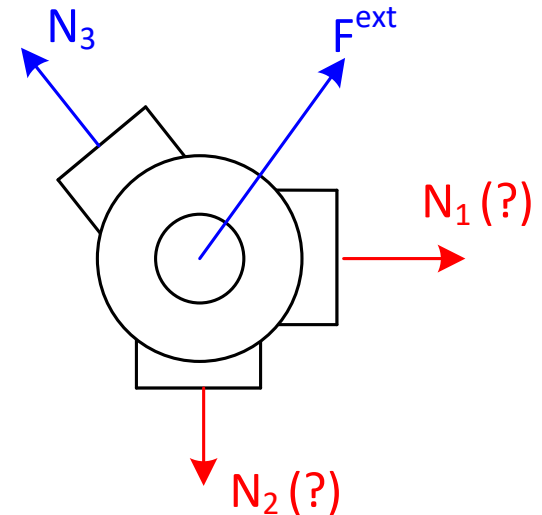
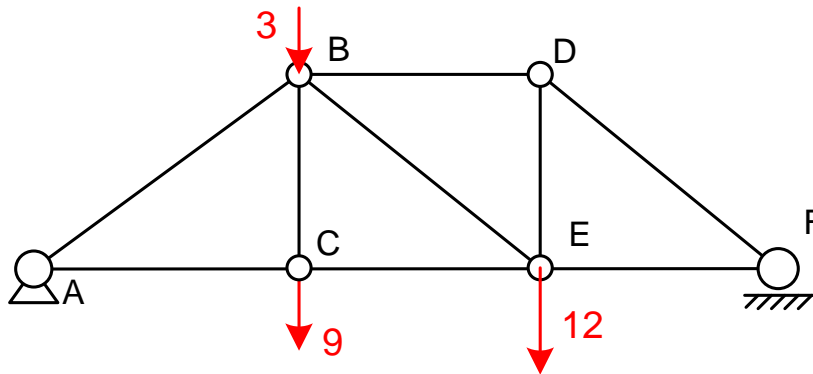
Siempre se pueden aplicar de forma **conjunta** las $2n$ ecuaciones de $\sum F_X \sum F_Y$

1.1 Celosía simple:

Planteamiento **individual** del equilibrio de los n nudos uno tras otro:
2 ecuaciones en cada nudo ($\sum F_X \sum F_Y$).

Buscar nudos con sólo 2 esfuerzos desconocidos

Ver ejemplo: *Celosía simple de 3 vanos*



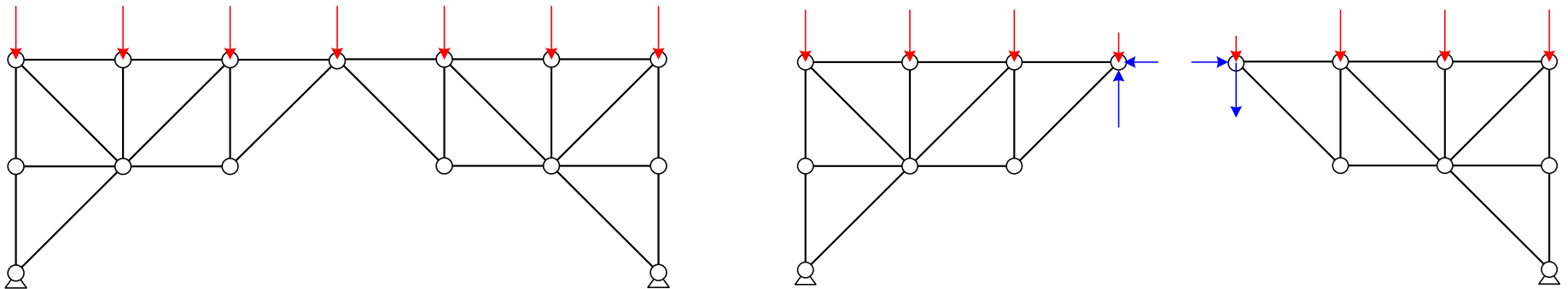
Cálculo de esfuerzos en celosías (2)

1.2 Celosía compuesta: $3 n_s = r + v$

Aislar las n_s celosías simples \rightarrow $3 n_s$ ecuaciones de equilibrio: calcular los v vínculos y las r reacciones

Para cada celosía simple: aplicar equilibrio de los nudos

Ver ejemplos: *Celosía compuesta 3*, *Celosía compuesta para puente*



1.3 Celosía compleja: Método de la barra sustituida

2. Hiperestática: método de flexibilidad o de rigidez.

Métodos de cálculo de esfuerzos en celosías

Tipo	Método de cálculo					
	Basados sólo en las ecuaciones de la estática				Flexibilidad	Rigidez
	Equilibrio de los nudos Planteamiento individual n veces x 2 ecs.	Equilibrio de los nudos Planteamiento conjunto (2n) ecs.	Secciones: Aislar trozos de la celosía	Barra sustituida		
Isostática simple	Siempre	Siempre	Puede ayudar a veces	No	No aplicable	Siempre
Isostática compuesta	No (excepto en algún caso particular)	Siempre	Siempre. Aislar las celosías simples	No	No aplicable	Siempre
Isostática compleja	No	Siempre	No	Siempre	No aplicable	Siempre
Hiperestática	No	No	No	No	Siempre	Siempre

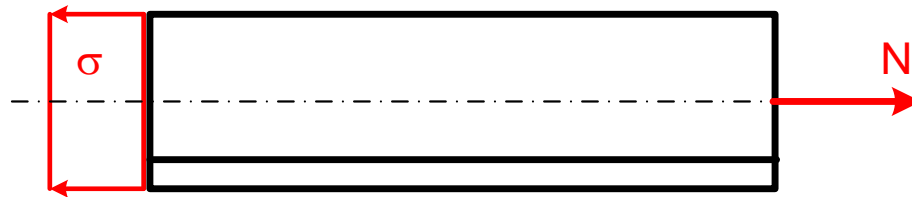
Dependencia de las magnitudes en celosías

Tipo	Esfuerzo axial (N) depende de:	Tensión ($\sigma = \frac{N}{A}$) depende de:	Deformación (Δ) depende de:
ISOS	<ul style="list-style-type: none"> Fuerzas exteriores Ángulos entre las barras NO influyen: <ul style="list-style-type: none"> Longitud de las barras Material Área de las barras Temperatura Deformaciones de los apoyos 	<ul style="list-style-type: none"> Esfuerzo axial (N) Área de la barra (A) NO influyen: <ul style="list-style-type: none"> Longitud de las barras Material (E) Temperatura Deformaciones de apoyos 	<ul style="list-style-type: none"> Esfuerzos en las barras (N) Flexibilidad de las barras $\frac{L}{EA}$
HIPER	<ul style="list-style-type: none"> Fuerzas exteriores Ángulos entre las barras Rigidez axial relativa entre barras: $\frac{\left(\frac{EA}{L}\right)_i}{\left(\frac{EA}{L}\right)_j}$ <ul style="list-style-type: none"> Temperaturas $E A \alpha T$ Deformaciones de los apoyos Δ_a $E A \frac{\Delta_a}{L}$	<ul style="list-style-type: none"> Esfuerzo axial (N) Área de la barra (A) 	<ul style="list-style-type: none"> Temperaturas: $\alpha T L$ Deformaciones de los apoyos Δ_a

Comprobación de estados límite de barras de celosías en acero

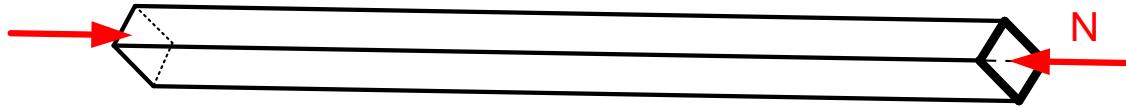
Resistencia de las secciones a esfuerzo axial de tracción

EN 1993-1-1 §6.2.3



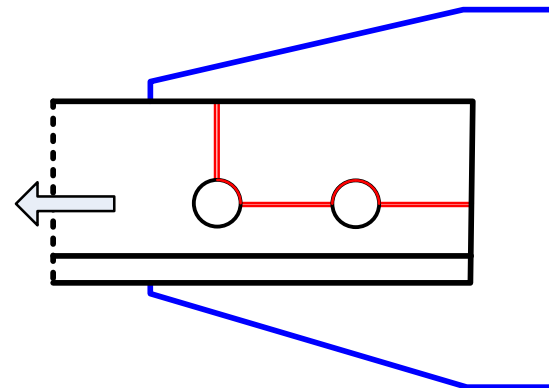
Estabilidad de la pieza en su conjunto (pandeo)

EN 1993-1-1 §6.3



Rotura de las zonas de las barras taladradas, en uniones

EN 1993-1-8 §3



Observación al modelo ideal de nudos articulados (1)

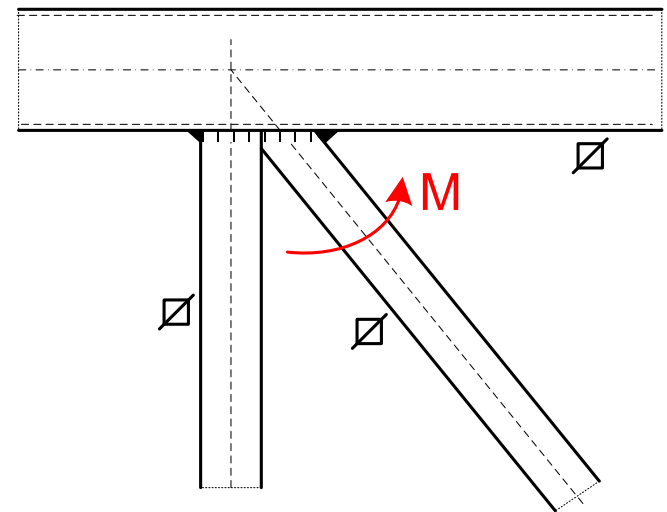
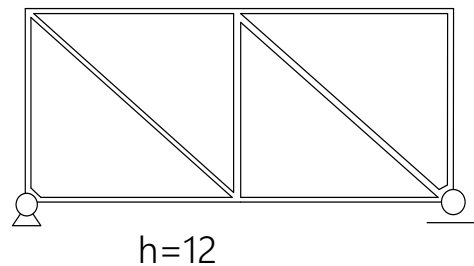
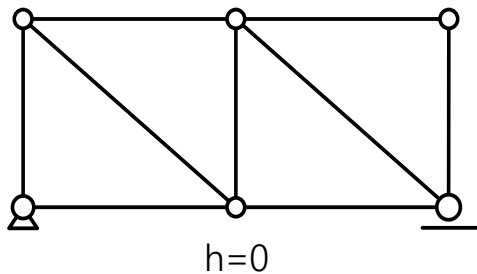
Modelo de nudos articulados: facilidad de cálculo (sólo incógnita N axial)

En realidad muchos nudos (casi siempre) se ejecutan soldados (economía), en particular en estructuras de tubos.

Hay posibilidad de transmitir un pequeño momento entre las barras (momento secundario), y éstas trabajan a tracción y algo de flexión.

Se pueden calcular los momentos secundarios que aparecen, empleando un modelo de nudos rígidos (transformar celosía \rightarrow pórtico).

Muy complejo: mediante programas de computador



Observación al modelo ideal de nudos articulados (2)

A pesar de ello, **el modelo de nudos articulados es válido si:**

Las cargas están sólo en los nudos: no hay flexión local de las barras

La inercia a flexión de los perfiles es pequeña ($L \gg h$)

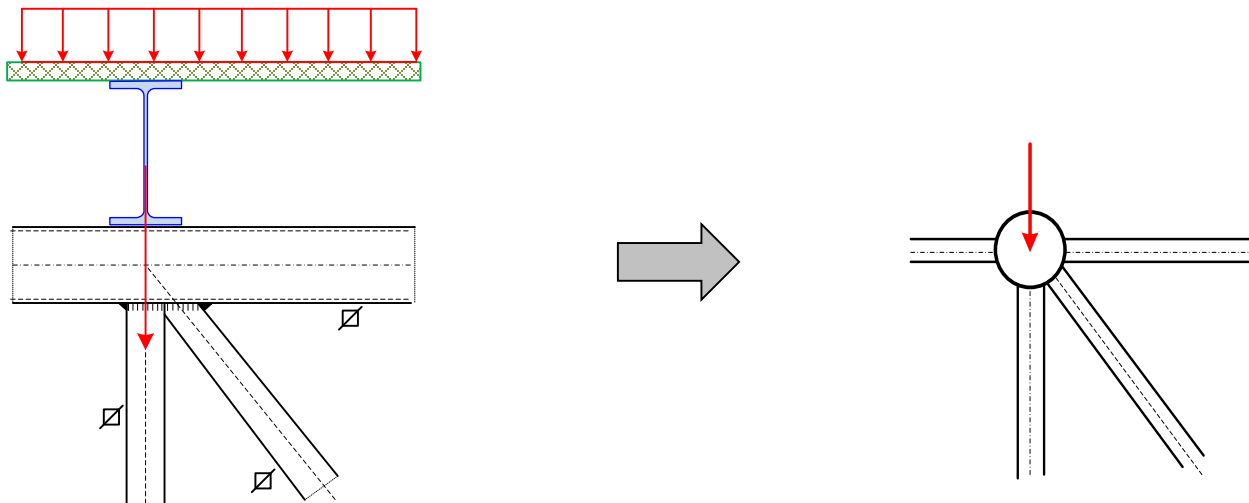
Triangulación regular y ángulos entre barras $> 30^\circ$.

No hay excentricidad: los ejes de las barras se cortan en un punto (nudo)

Cargas ~ estáticas

Estas condiciones se suelen cumplir en la práctica en muchos casos (cubiertas de edificios industriales...): los momentos secundarios son despreciables

Modelo de nudos articulados está permitido por EN 1993-1-8 §5.1.5



Cálculo de celosías con perfiles tubulares según EC3

EN 1993.1.8 (5.1.5) permite analizar celosías soldadas por perfiles huecos circulares (CHS) o rectangulares (RHS) con nudos excéntricos.

Momentos secundarios en las uniones debidos a la rigidez de la unión soldada: pueden despreciarse si:

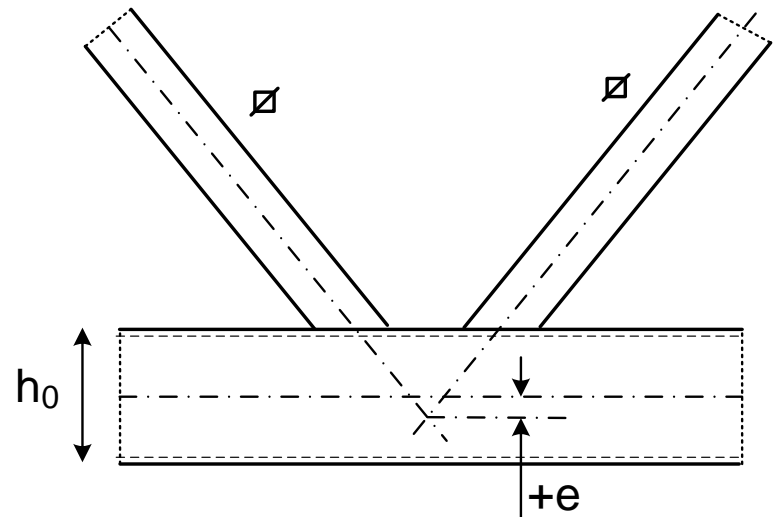
(1) Diseño de nudos según apartado 7, y tablas 7.1, 7.8, etc.

(2) Longitud > 6 canto

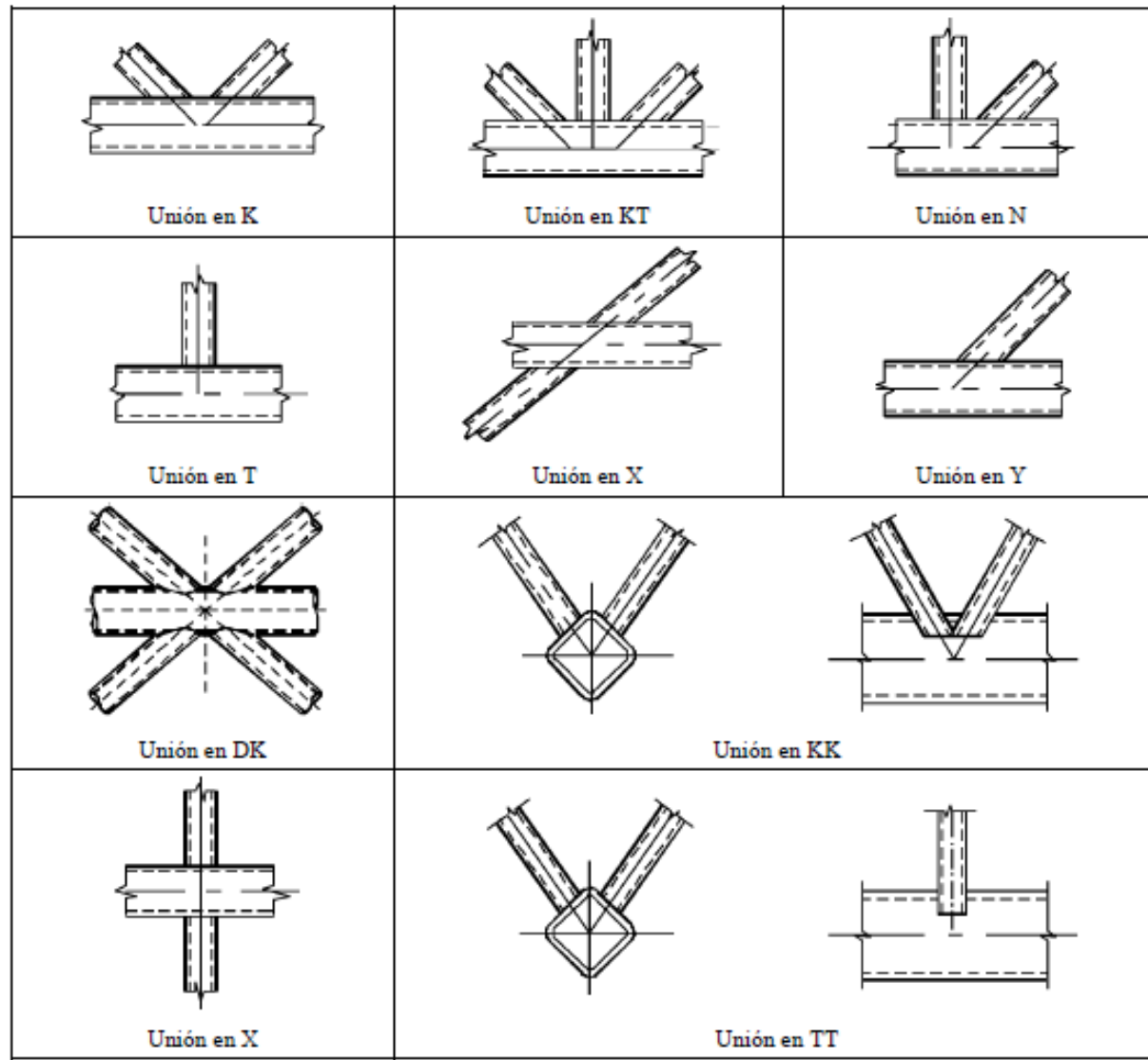
(3) Excentricidad pequeña:

$$-0.55 h_0 \leq e \leq 0.25 h_0$$

$$-0.55 d_0 \leq e \leq 0.25 d_0$$



Cálculo de celosías con perfiles tubulares según EC3

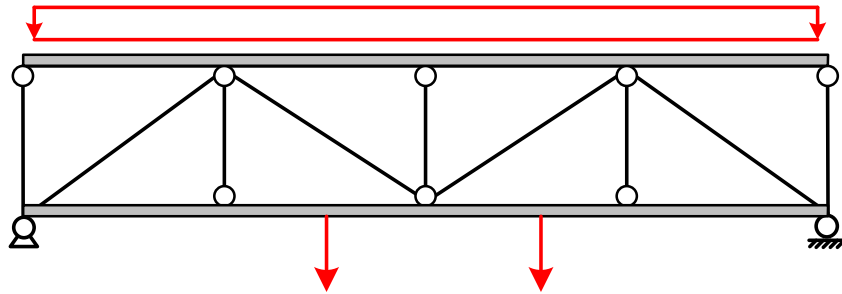


Algunos tipos de uniones en celosías con perfiles huecos. Reproducido de Tabla 7.1 EN 1993-1-8

Cálculo de celosías con perfiles tubulares según EC3

Momentos debidos a las fuerzas aplicadas entre de los nudos: deben tenerse en cuenta. Si se cumplen las condiciones (1) a (3) anteriores:

- Las diagonales pueden suponerse articuladas a los cordones
- Los cordones pueden suponerse vigas continuas apoyadas en los nudos



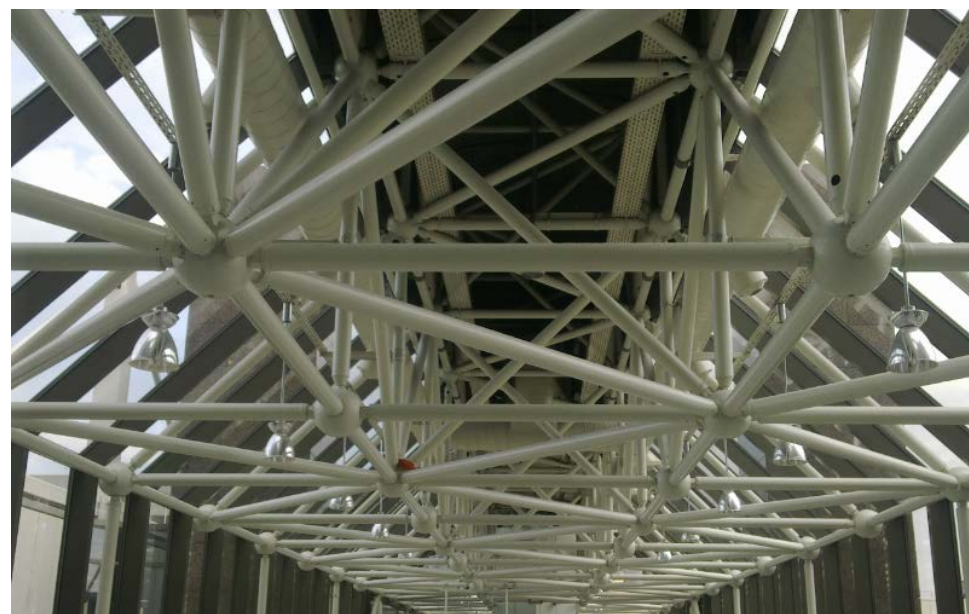
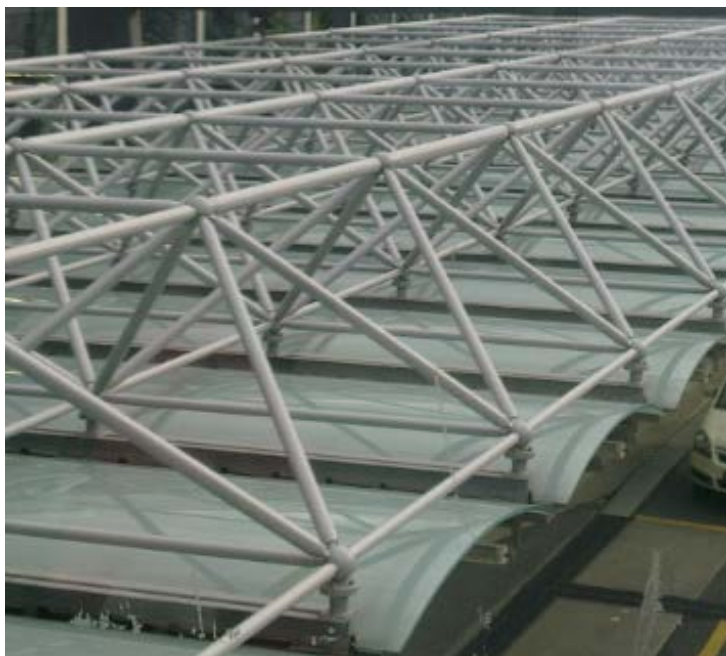
Momentos debidos a la excentricidad. Si ésta es pequeña:

- Pueden despreciarse en cordones a tracción y diagonales
- Deben considerarse en cordones a compresión: repartir los momentos a cada lado del cordón en proporción a I/L

Si la excentricidad es grande: deben considerarse los momentos. Repartirlos entre todas las piezas unidas según I/L



Celosías espaciales



Celosía espacial. Definición

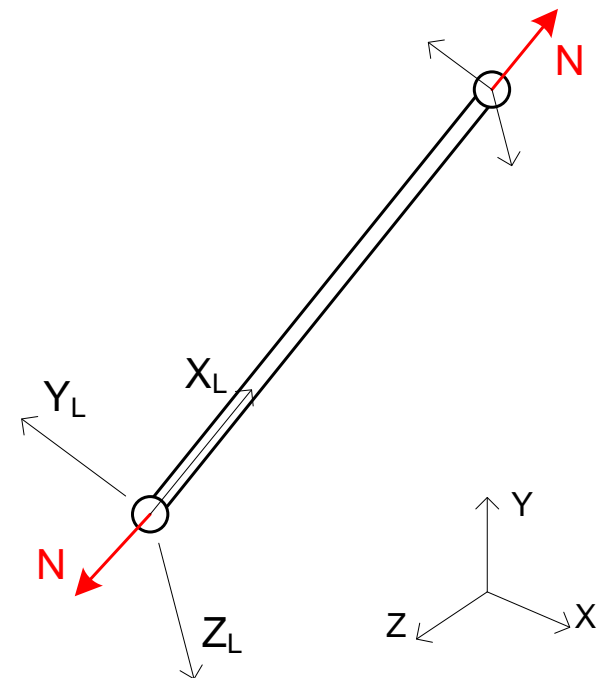
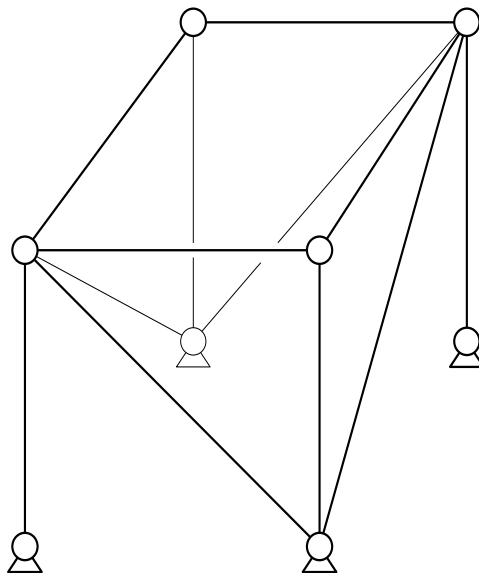
Estructura reticular. Barras rectas de sección despreciable. Fuerzas puntuales sólo en los nudos

Barras articuladas en las 3 direcciones del espacio en ambos extremos mediante rótulas esféricas.

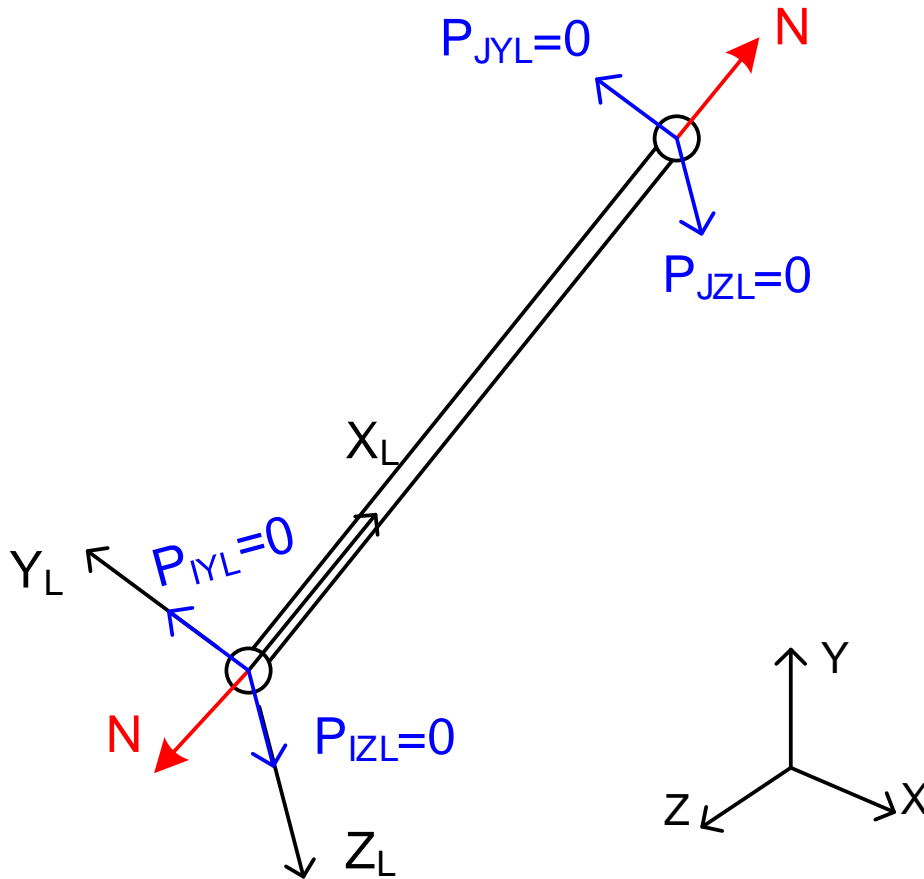
Sólo se transmiten 3 fuerzas entre el nudo y la barra (sin momentos)

Por equilibrio de la barra: no hay cortantes en sus extremos.

Sólo hay esfuerzo axial N



Equilibrio de la barra articulada espacial



$$\sum M_{ZL}^I = 0 \rightarrow P_{JYL} = 0$$

$$\sum M_{YL}^I = 0 \rightarrow P_{JZL} = 0$$

$$\sum F_{YL} = 0 \rightarrow P_{IYL} = 0$$

$$\sum F_{ZL} = 0 \rightarrow P_{IZL} = 0$$

Sólo hay esfuerzo axial N

Condiciones de estabilidad

Incógnitas= $b + r$

Ecuaciones estática: $3n$

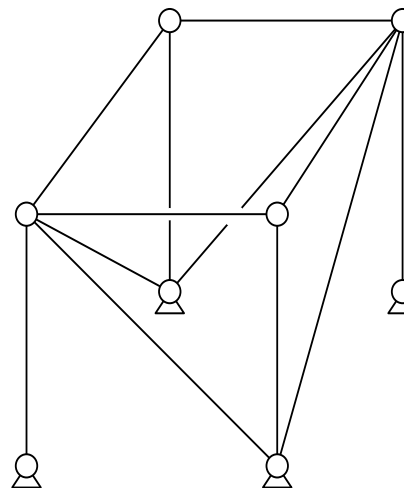
A			$b+r < 3n$	→	Inestable
B	Isostática	→	$b+r = 3n$		
C	Hiperestática	→	$b+r > 3n$		

Además de cumplirse B o C, la disposición de las barras debe evitar toda inestabilidad. Es posible cumplir B, y ser a la vez inestable e hiperestática.

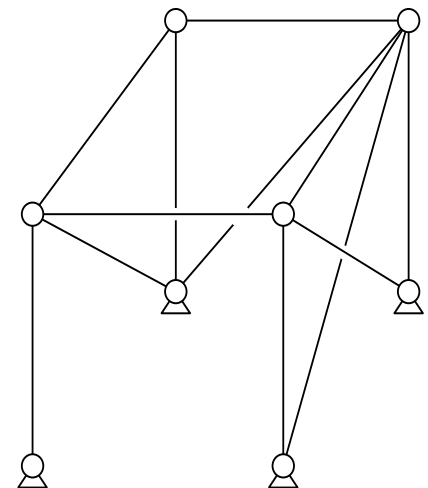
Ejemplo:

$$b=12, r=12, n=8$$

$$b+r = 24 = 3n$$



Estable - Isostática



Inestable - Hiperestática

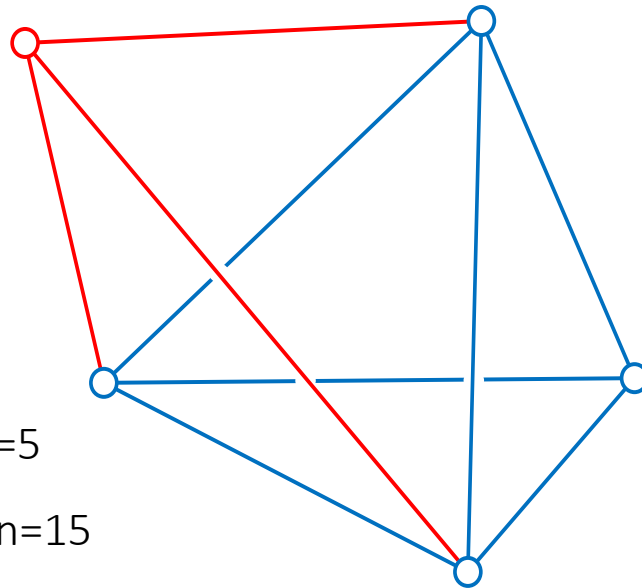
Clasificación: celosías espaciales simples

Malla de tetraedros adosados

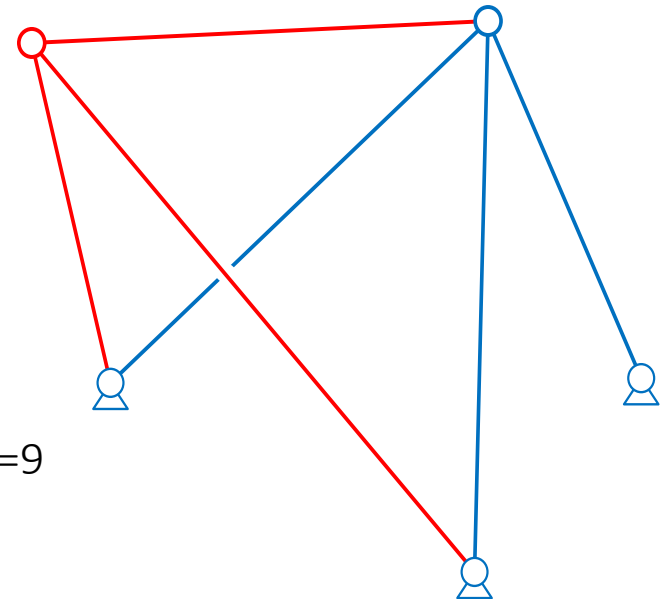
A partir de un tetraedro base, crear un nuevo nudo, añadiendo 3 nuevas barras. Nuevo nudo no en las caras del tetraedro base.

Cumplen $b+6=3n$. Isostáticas y estables si $r=6$

Se pueden sustituir barras por reacciones

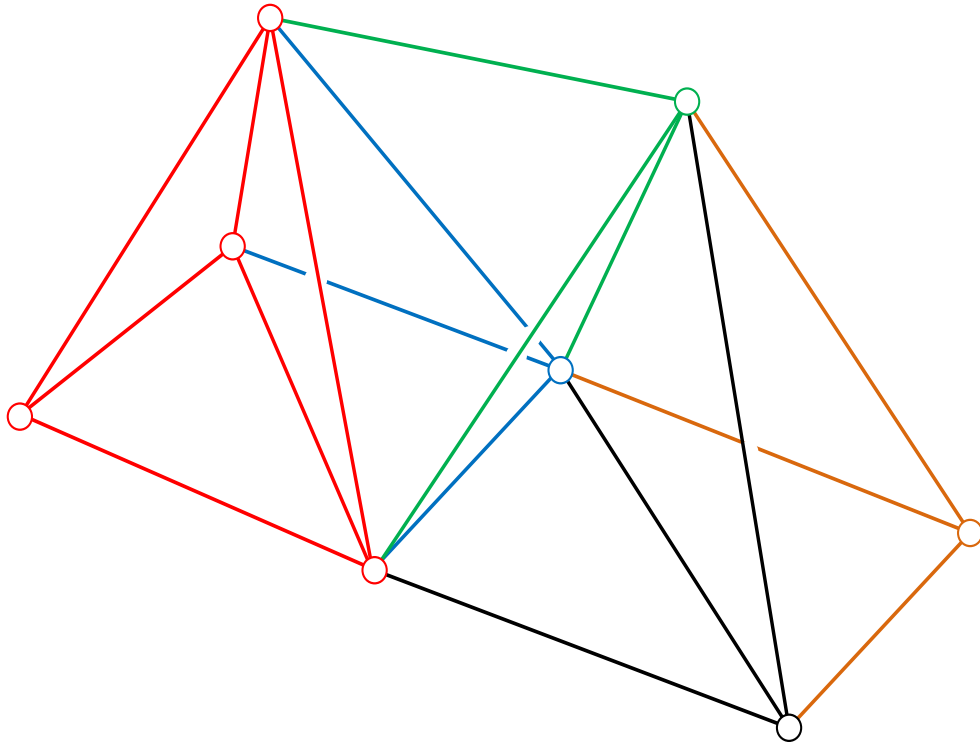


$$b=9 \quad n=5$$
$$b+6=3n=15$$



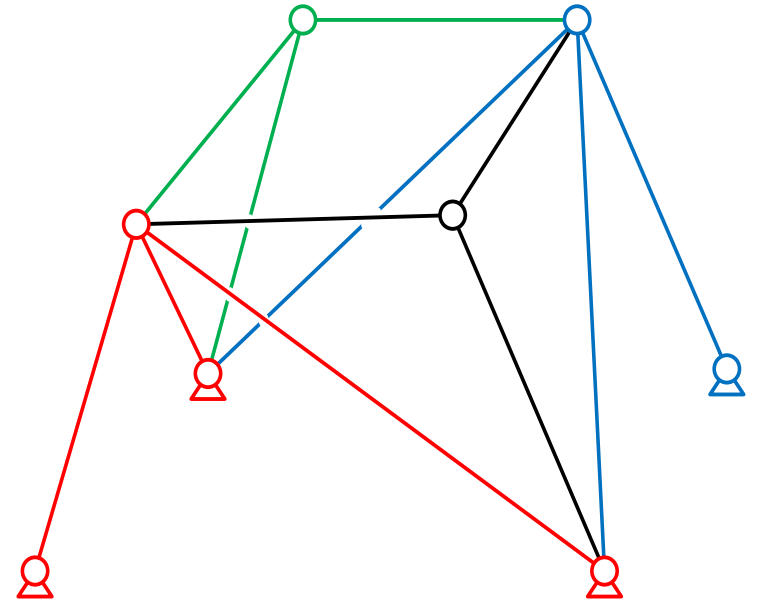
$$b=6 \quad n=5 \quad r=9$$
$$b+r=3n=15$$

Celosías espaciales simples. Ejemplos



$$b=18 \quad r=6 \quad n=8$$

$$b+r=3n=24$$



$$b=12 \quad r=12 \quad n=8$$

$$b+r=3n=24$$

Clasificación: celosías espaciales compuestas

Unión de varias celosías simples mediante vínculos adecuados

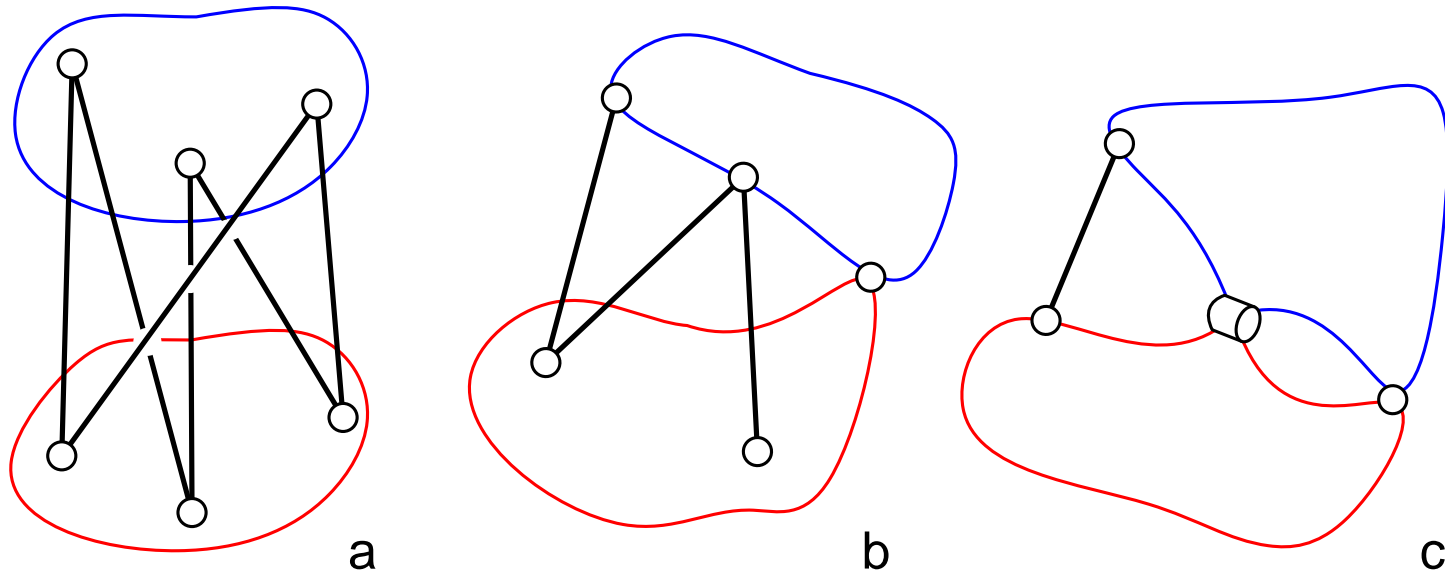
Número de vínculos necesarios para unir dos celosías: 6

A) 6 barras no concurrentes ni coplanares

B) Un nudo coincidente + 3 barras

C) Un nudo, una articulación deslizante y una barra

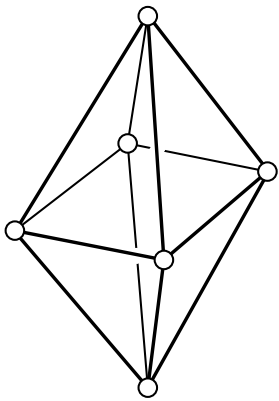
Isostáticas, estables. Muy poco habituales.



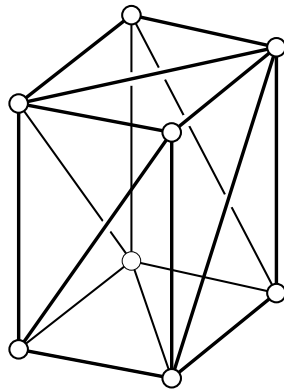
Clasificación: celosías espaciales complejas

No corresponden a los tipos anteriores.

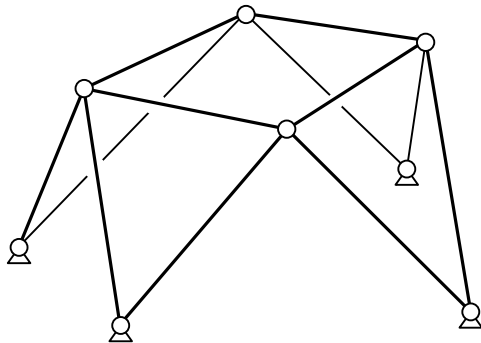
En cada nudo confluyen más de 3 barras



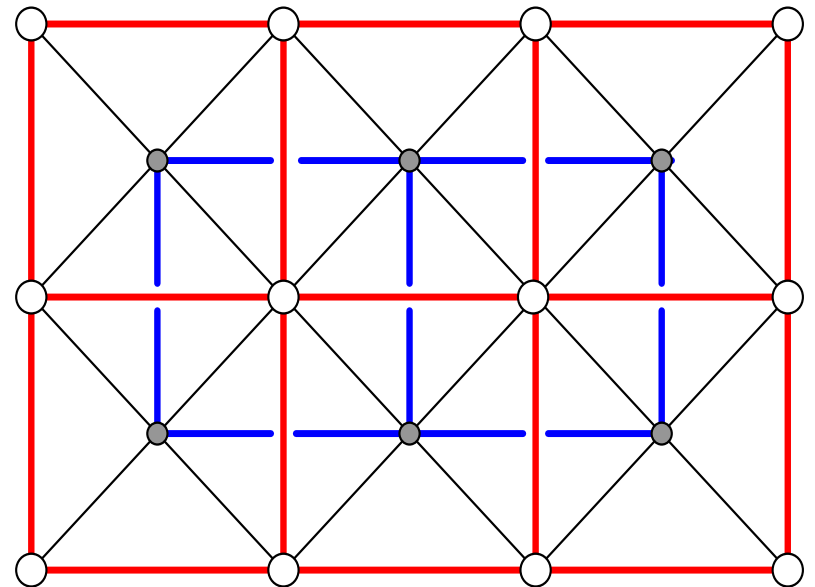
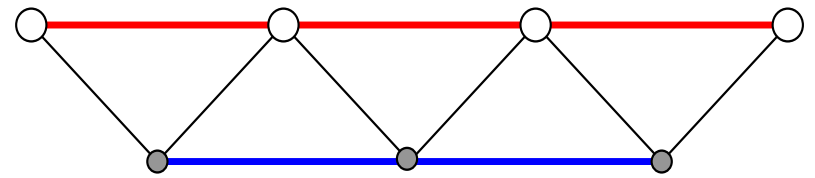
b: 12 n: 6 (r:6)



b: 18 n: 8 (r:6)



b: 8 r: 12 n: 8



Semi-octaédrica 3x2 b: 48 n: 18 (r:6)

Mallas empleadas normalmente

Para cubiertas de edificios con grandes luces.

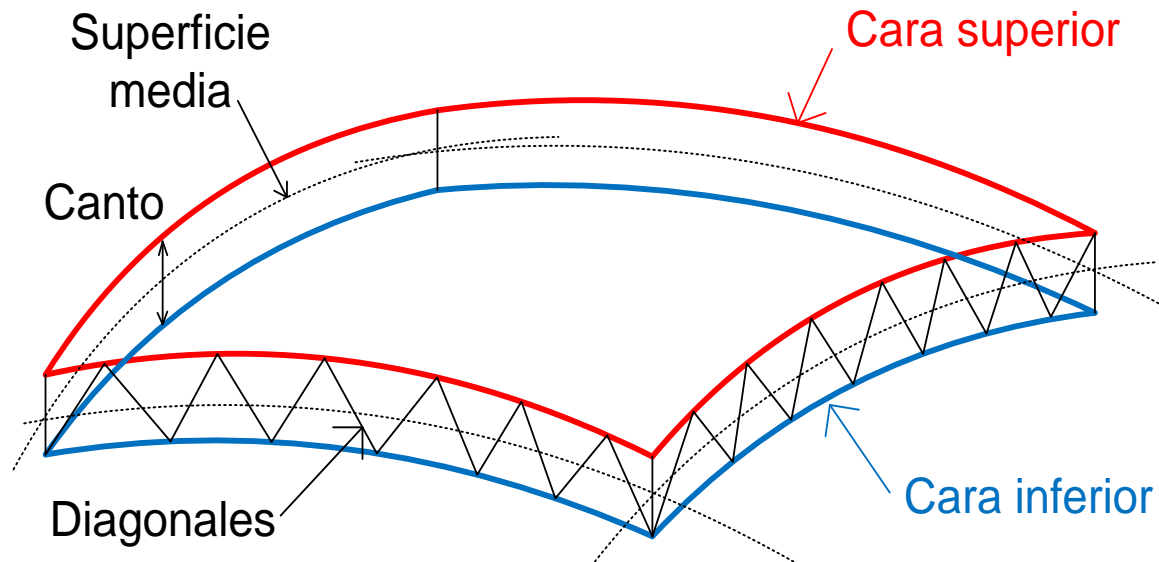
Superficie directriz (plana o curva) definida por criterios arquitectónicos

Malla dispuesta a ambos lados de la superficie directriz.

Cara superior y cara inferior "paralelas" a la superficie media.

Canto de la celosía: distancia entre caras

Diagonales de conexión entre caras



Perfiles y medios de unión

Perfiles: tubos circulares huecos laminados en caliente o frío

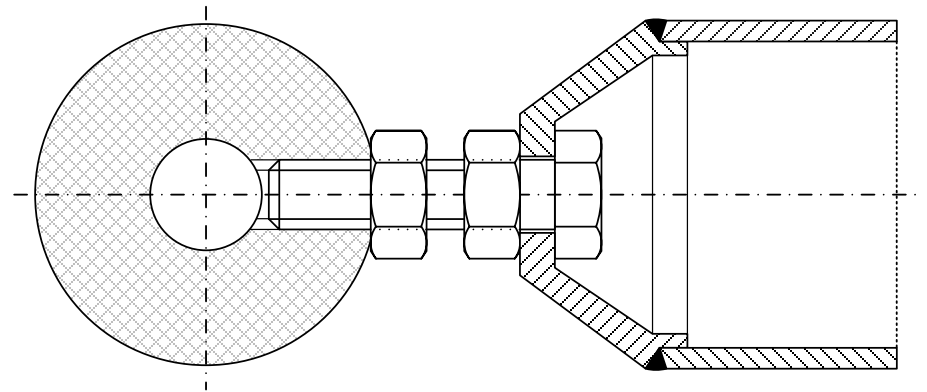
Nudos articulados perfectos: muy caros de materializar.

Habitualmente: esferas con uniones roscadas a las barras

Existen diversos métodos (patentados) de materializar la unión.

La unión (tornillo) aporta gran rigidez axial.

Aporta muy poca rigidez a flexión, que no se tiene en cuenta en el cálculo, salvo casos muy especiales: la unión se puede considerar como una articulación 3D.



Malla semi octaédrica

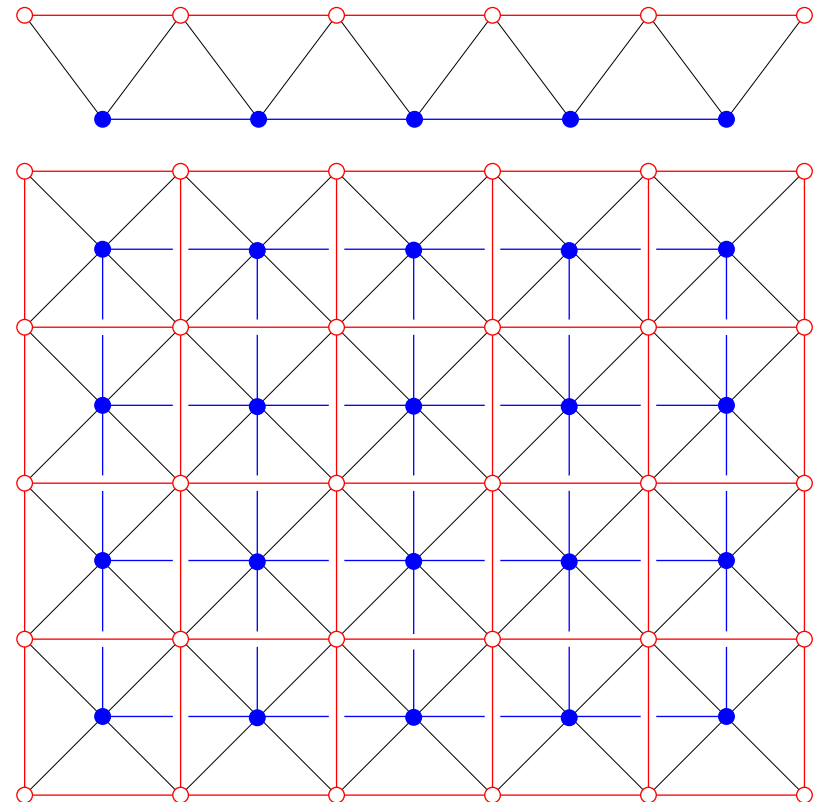
Semi octaedros (pirámide base cuadrada) alternados. Muy usada.
 Dos retículas de cuadrados decaídas en cada cara.

M, N número de módulos en cada dirección

$$n = 2 M N + M + N + 1$$

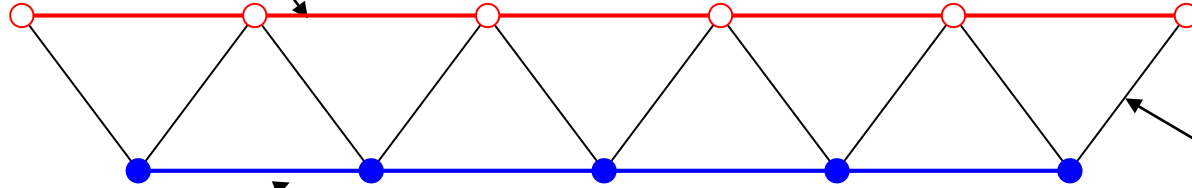
$$b = 8 M N$$

M	N	Nudos	Barras	h (r=6)	
1	1	5	8	-1	Inest.
2	1	8	16	-2	Inest.
2	2	13	32	-1	Inest.
3	2	18	48	0	Isost.
3	3	25	72	3	Hiper.
5	5	61	200	23	Hiper.
10	10	221	800	143	Hiper.
20	20	841	3200	683	Hiper.
40	40	3281	12800	2963	Hiper.

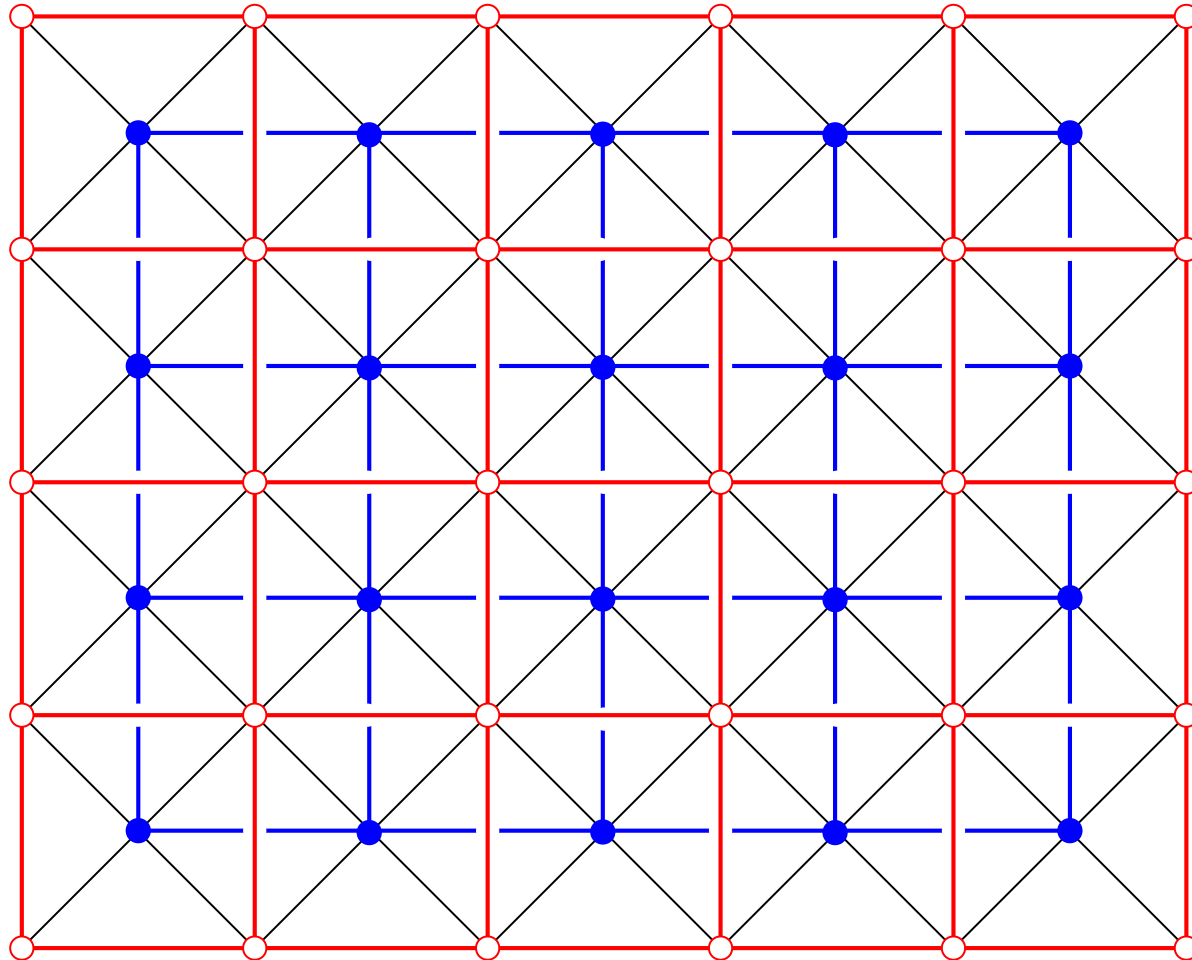


Malla semi octaédrica

Malla superior



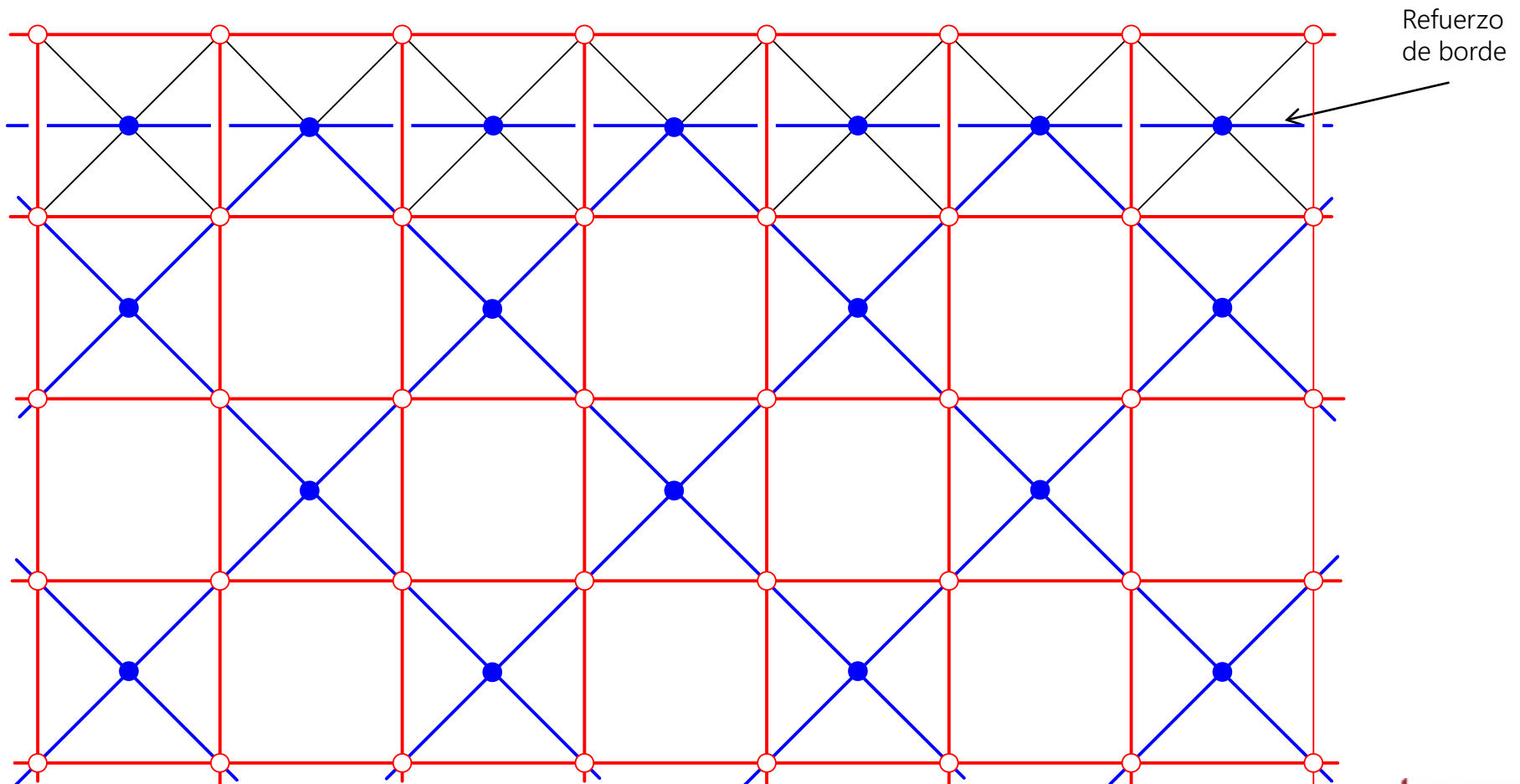
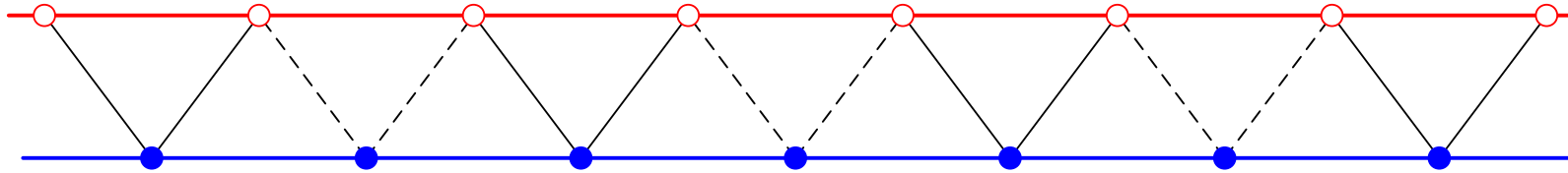
Malla inferior



Diagonales

Malla semi octaédrica aligerada

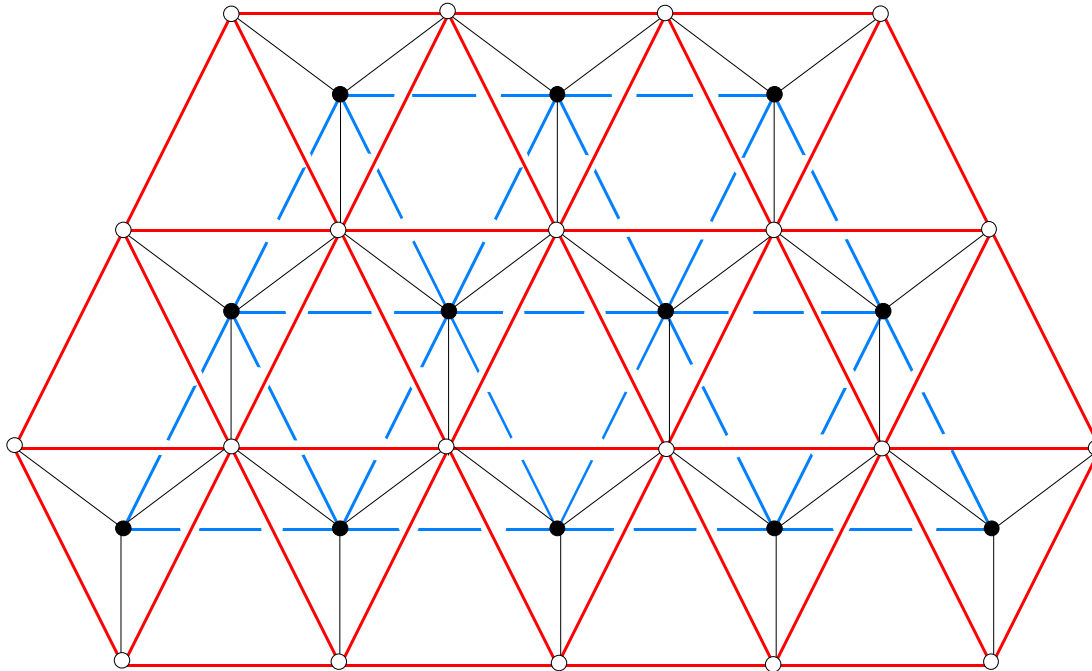
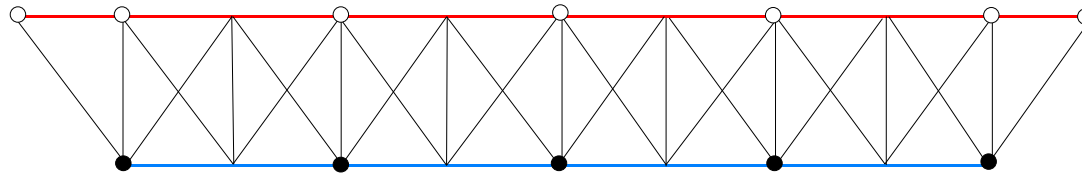
Malla inferior girada 45°. Barras inferiores más largas (a tracción). Menos nudos



Malla tetraédrica

Muy usada en los inicios. Actualmente no empleada. Más cara.

$n=36$ $b=103$ $r=6$ $h=37$



Ventajas e inconvenientes de las celosías espaciales

Ventajas:

Grandes luces

Formas curvas sofisticadas. Diseño CAD.

Menor peso comparada con estructura convencional

Menor costo. Muchos perfiles y nudos iguales

Fácil montaje, poca mano de obra especializada

Fabricación automática (CAM)

Inconvenientes:

No adecuada para muy grandes cargas ni ante vibraciones (puentes)

Logística de ensamblado compleja

Mala resistencia al fuego. Necesita protección (pintura)

Cálculo requiere modelos de computador

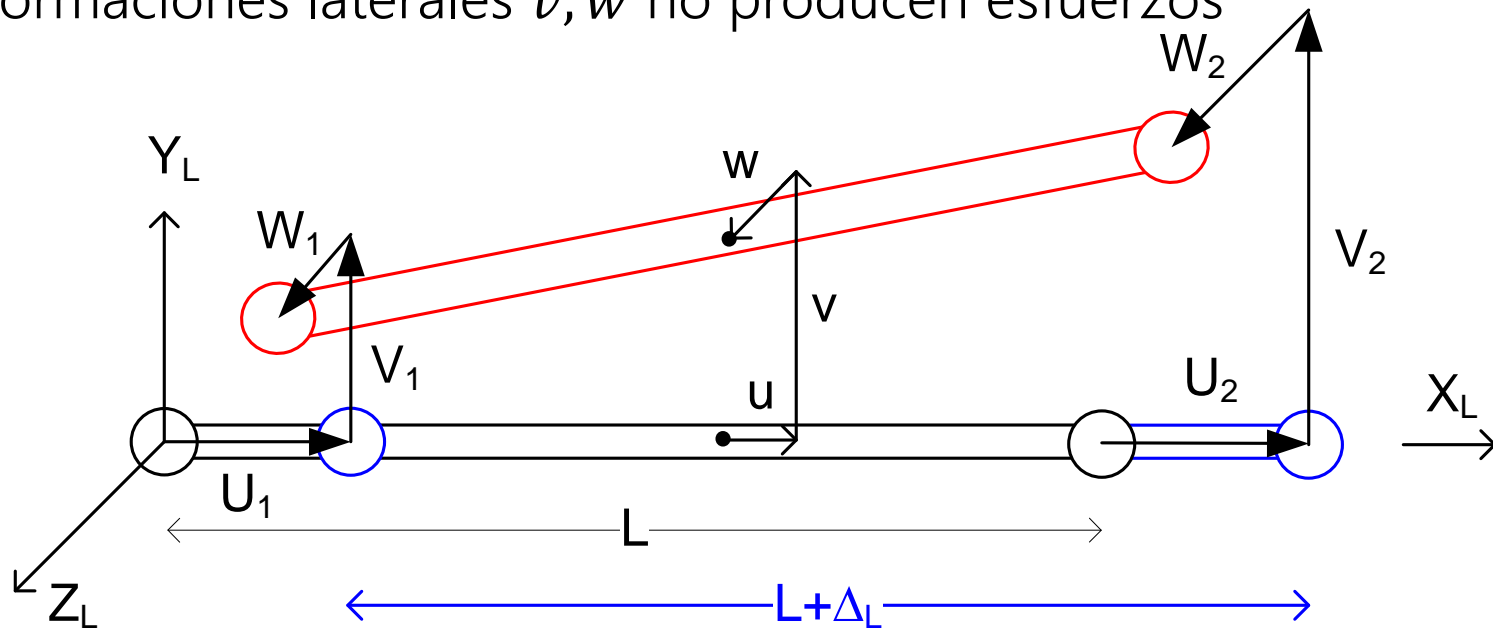
Estudio de la barra articulada 3D (1)

Solo esfuerzo axial. Deformada es una recta entre los nudos extremos

Estudio en el sistema local (principales de inercia de la sección)

Deformación axial u lineal: $u = U_1 + (U_2 - U_1) \frac{x}{L}$

Deformaciones laterales v, w no producen esfuerzos



Deformación unitaria longitudinal constante $\epsilon = \frac{du}{dx} = \frac{U_2 - U_1}{L} = \frac{\Delta_L}{L}$

Estudio de la barra articulada 3D (2)

Temperatura aplicada uniforme en toda la sección: T

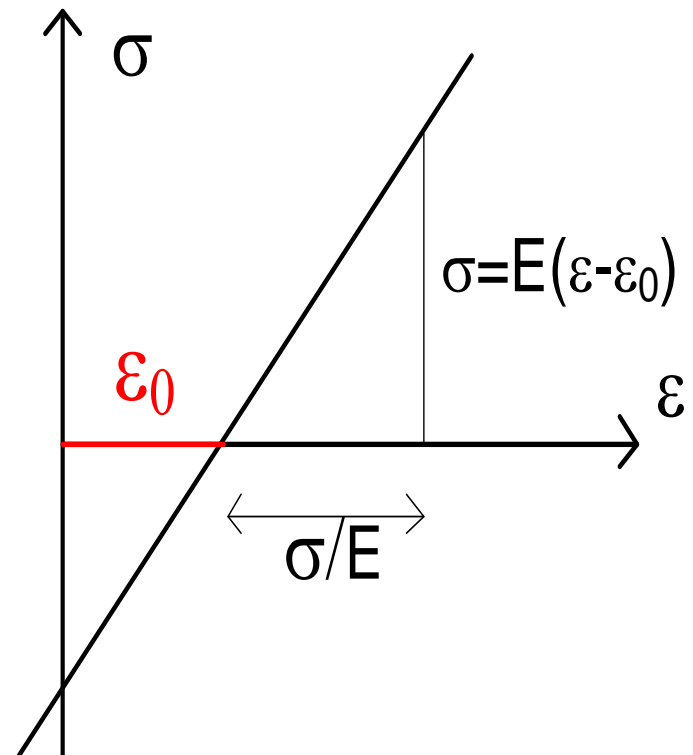
Deformación unitaria térmica $\epsilon_0 = \alpha T$

Material lineal

Tensión:

$$\sigma = E(\epsilon - \epsilon_0) = E\left(\frac{\Delta L}{L} - \alpha T\right)$$

Mismo comportamiento que en el plano. El material de la barra no distingue si está en 2 o 3 dimensiones.



Estudio de la barra articulada 3D (3)

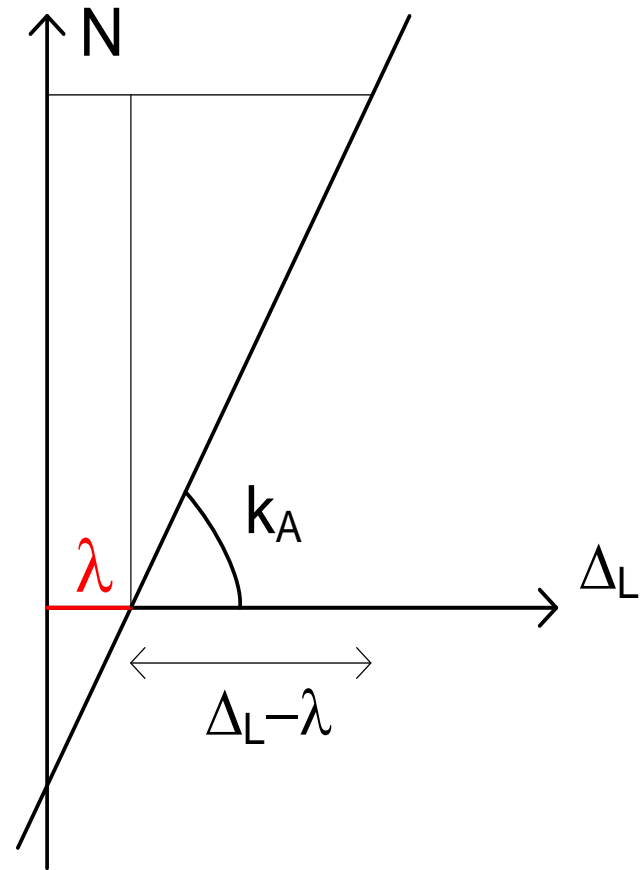
Esfuerzo axial:

$$N = \sigma A = E(\epsilon - \alpha T)A$$

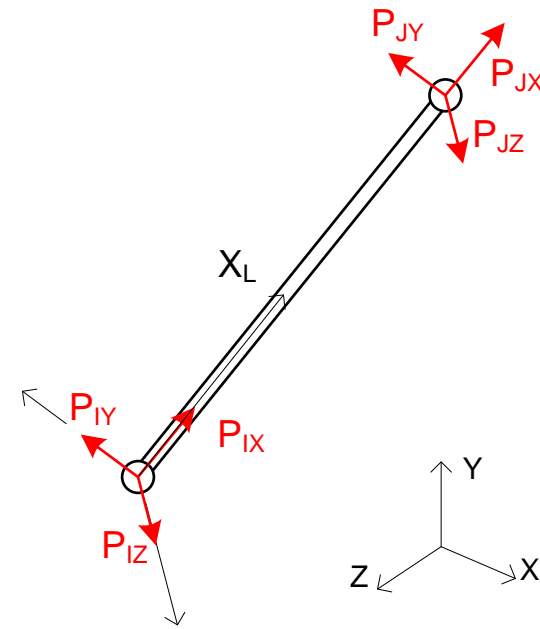
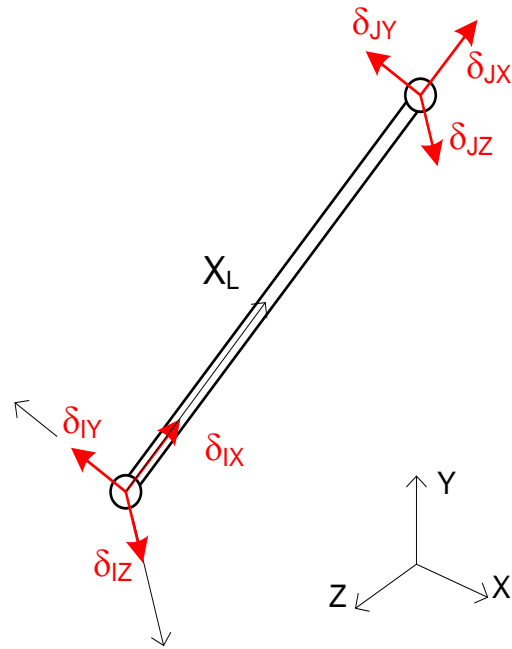
$$N = \frac{E A}{L} (\Delta_L - \alpha T L)$$

Energía acumulada en una barra:

$$U^* = \frac{N^2}{2} \frac{L}{E A} + \alpha T L N$$



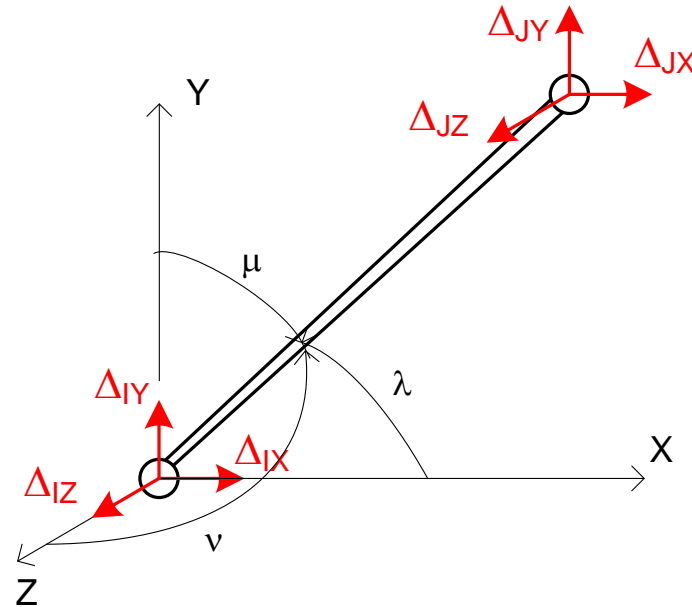
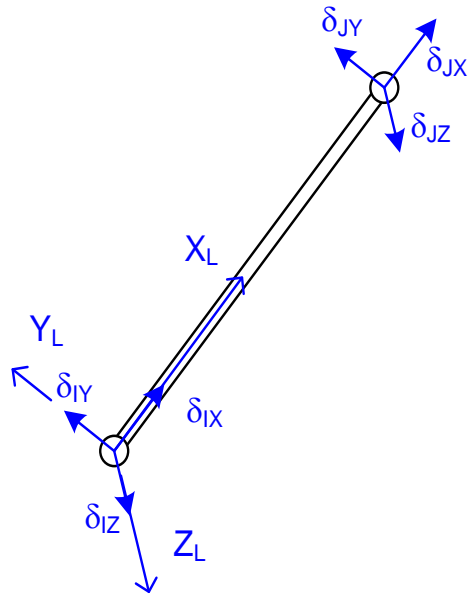
Propiedades de rigidez de la barra de celosía 3D



En el sistema local

$$\begin{Bmatrix} P_{IX} \\ P_{IY} \\ P_{Iz} \\ P_{JX} \\ P_{JY} \\ P_{JZ} \end{Bmatrix} = \frac{EA}{L} \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -1 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \delta_{IX} \\ \delta_{IY} \\ \delta_{Iz} \\ \delta_{JX} \\ \delta_{JY} \\ \delta_{JZ} \end{Bmatrix}$$

Sistemas local y general



Matriz de rotación:

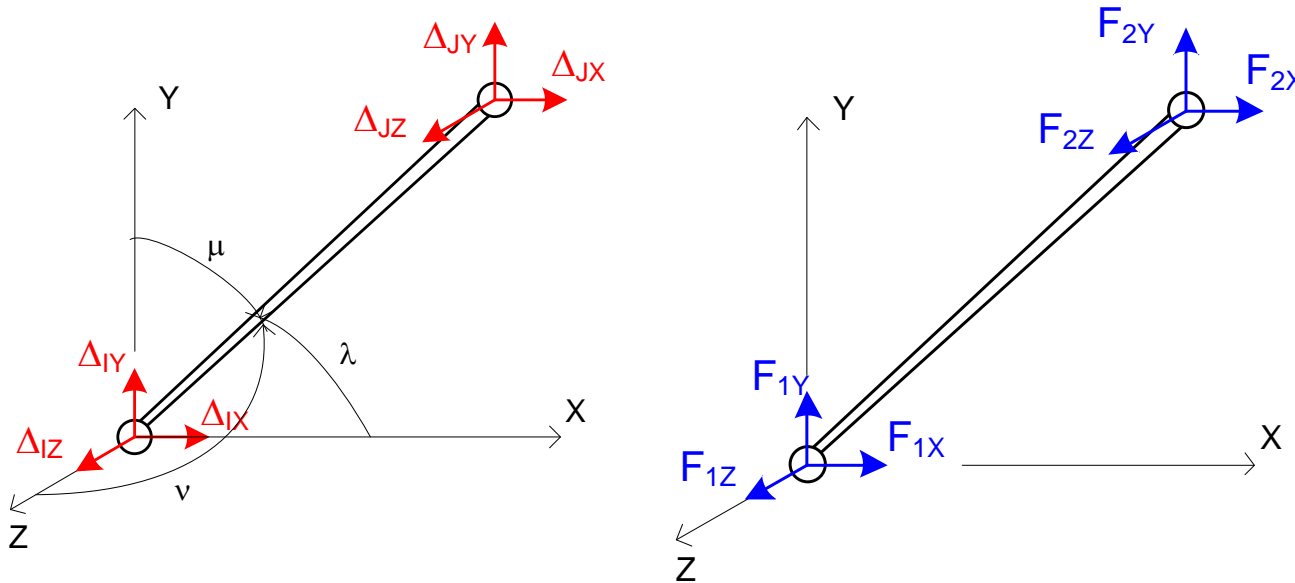
$$\begin{Bmatrix} \Delta_{IX} \\ \Delta_{IY} \\ \Delta_{IZ} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \lambda & \lambda_Y & \lambda_Z \\ \mu & \mu_Y & \mu_Z \\ \nu & \nu_Y & \nu_Z \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \delta_{IX} \\ \delta_{IY} \\ \delta_{IZ} \end{Bmatrix}$$

λ, μ, ν : orientación de X_L

$$\lambda = \frac{X_J - X_I}{L} \quad \mu = \frac{Y_J - Y_I}{L} \quad \nu = \frac{Z_J - Z_I}{L}$$

No se define la orientación de Y_L, Z_L

Rigidez en el sistema general



λ, μ, ν : orientación de X_L

$$\lambda = \frac{X_J - X_I}{L}$$

$$\mu = \frac{Y_J - Y_I}{L}$$

$$\nu = \frac{Z_J - Z_I}{L}$$

$$\begin{Bmatrix} F_{IX} \\ F_{IY} \\ F_{IZ} \\ F_{JX} \\ F_{JY} \\ F_{JZ} \end{Bmatrix} = \frac{EA}{L} \begin{bmatrix} \lambda^2 & \lambda \mu & \lambda \nu & -\lambda^2 & -\lambda \mu & -\lambda \nu \\ & \mu^2 & \mu \nu & -\mu \lambda & -\mu^2 & -\mu \nu \\ & & \nu^2 & -\nu \lambda & -\nu \mu & -\nu^2 \\ & & & \lambda^2 & \lambda \mu & \lambda \nu \\ & & & & \mu^2 & \mu \nu \\ & & & & & \nu^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta_{IX} \\ \Delta_{IY} \\ \Delta_{IZ} \\ \Delta_{JX} \\ \Delta_{JY} \\ \Delta_{JZ} \end{Bmatrix}$$

sim.

No depende de la orientación de los ejes locales Y_L, Z_L , sólo del X_L

No es necesario definir los ejes locales Y_L, Z_L , sólo el X_L

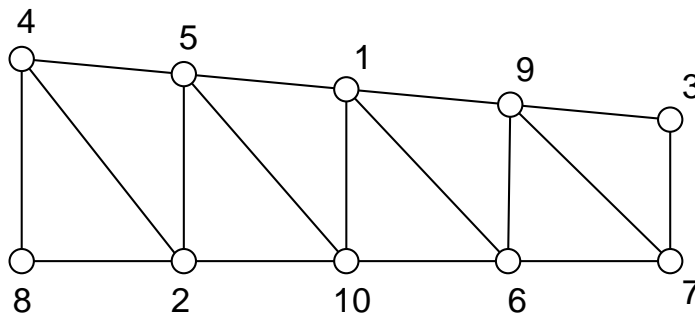
Propiedades topológicas de [K]

Su estructura topológica depende de la numeración de los nudos.

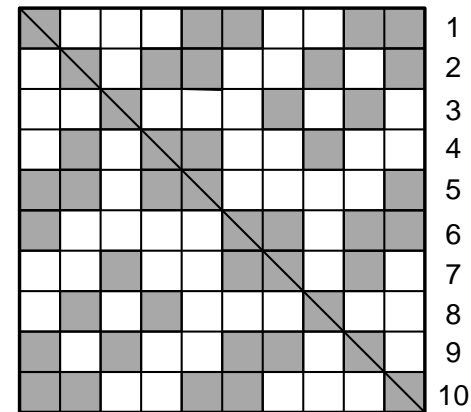
- Matriz dispersa: sólo hay términos no nulos en las celdas (nudos) donde se conectan barras
- Matriz banda compacta: los términos no nulos están junto a la diagonal.
- Reordenando la numeración de los nudos se puede obtener una estructura de banda compacta. Los programas de cálculo emplean algoritmos para hacerlo.

Se necesita menos memoria para almacenarla

Se necesitan menos operaciones para su factorización



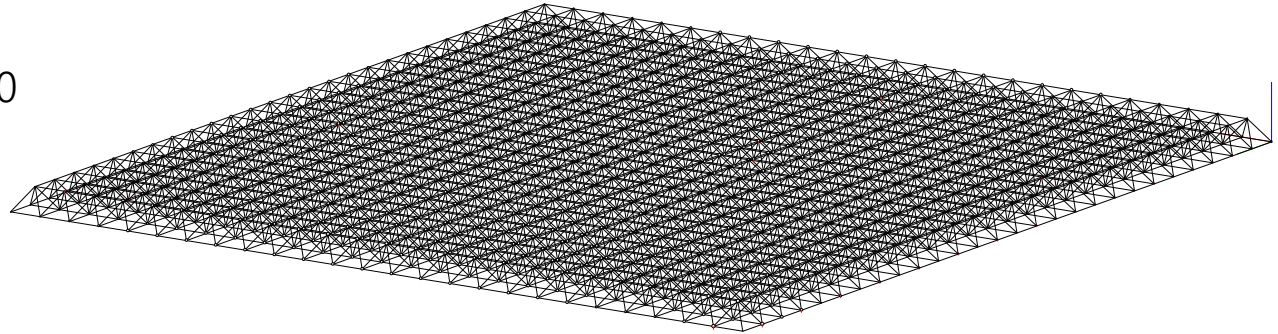
Celosía de 10 nudos
 $n=20$ ecs.



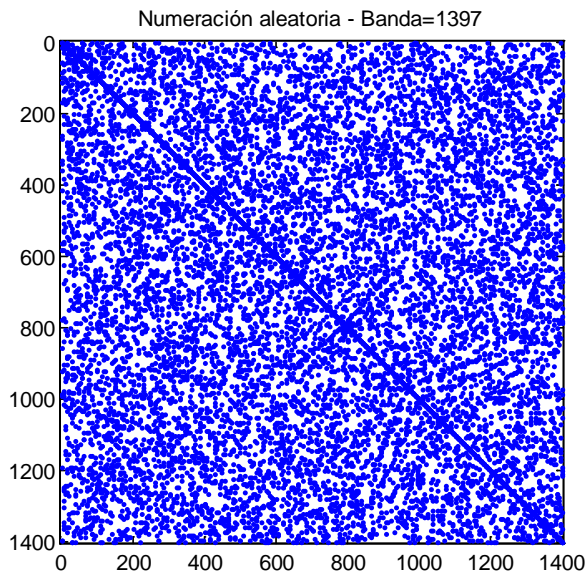
Cada celdilla es 2 x 2

Remuneración de nudos. Ejemplo

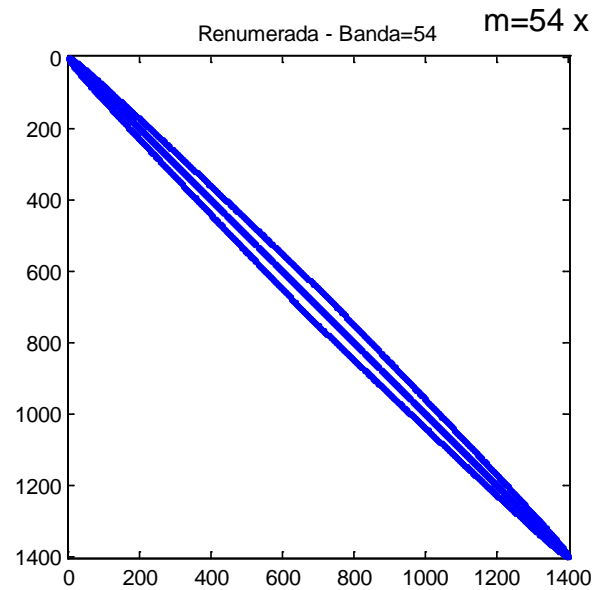
Cubierta plana
Nudos: 1403 Barras: 5400
Ecuaciones: 4209



Términos no nulos de [K] con la numeración original y tras la renumeración (Matlab symrcm)



Operaciones: 12417 M-flop
Memoria: 71 Mbytes



Operaciones: 54 M-flop
Memoria: 5.4 Mbytes

Cálculo de grandes celosías 3D

Gran número de nudos y barras

Se emplean programas desarrollados *ad hoc* para este tipo de estructuras

Preprocesadores especiales para generar las mallas más habituales

El programa hace el bucle de diseño, combina las hipótesis de carga y elige el tubo óptimo para cada barra y la esfera para cada nudo

Se generan automáticamente los archivos CAM para fabricar tubos y esferas

Número de grados de libertad muy alto.

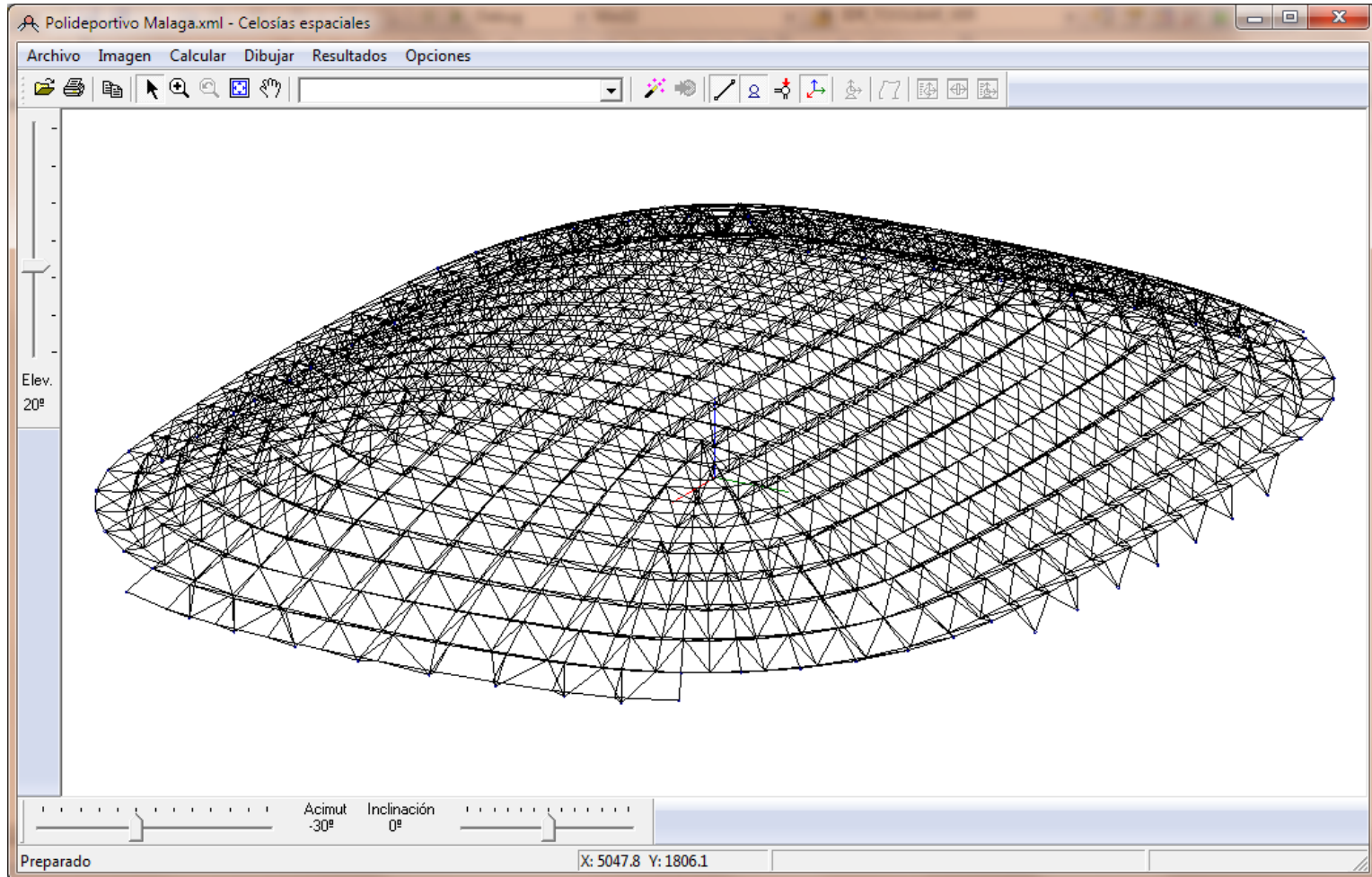
Se emplea el método de rigidez: $[\mathbf{K}]\{\Delta\} = \{\mathbf{F}^{ext}\}$

Matriz de rigidez $[\mathbf{K}]$ de gran tamaño

- Almacenamiento eficiente (en memoria)

- No almacenar ni operar con ceros (matriz banda, dispersa)

Cubierta polideportivo Málaga (Lanik)



Nudos: 1168 Grados de libertad: 3504 Barras: 4475

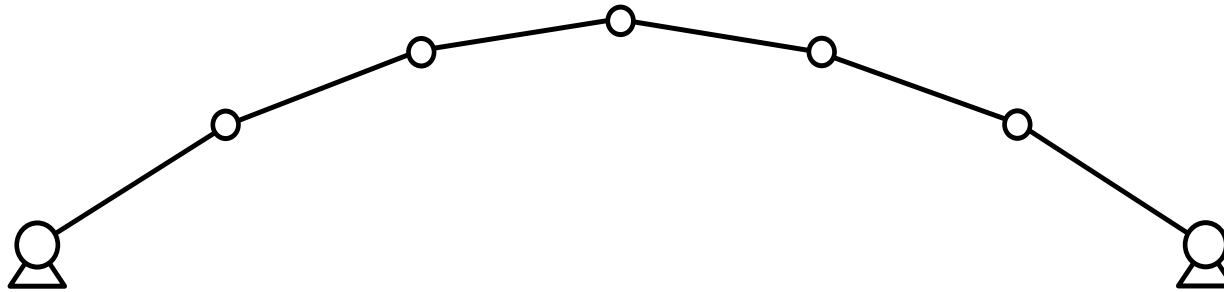
Modelo importado y calculado con Celo3d

Celosías 3D de una sola capa

Eliminar una de las capas y las diagonales: mayor ligereza y mejor estética.

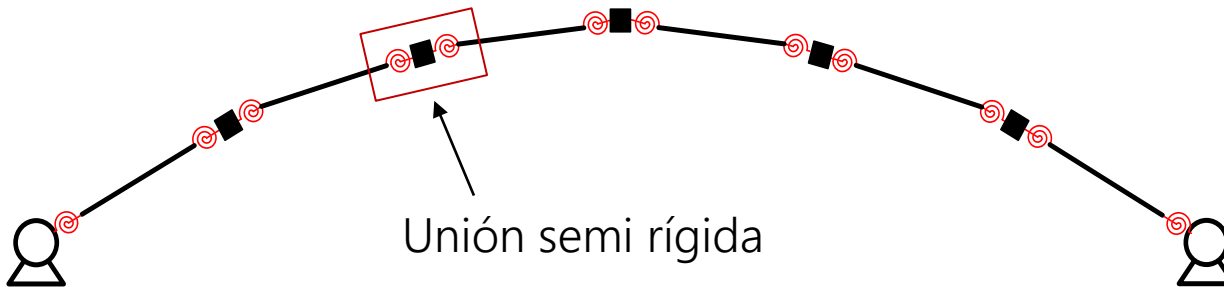
Celosías 3D **monocapa**: son inestables si los nudos están articulados.

Inestable
 $gdl=4$



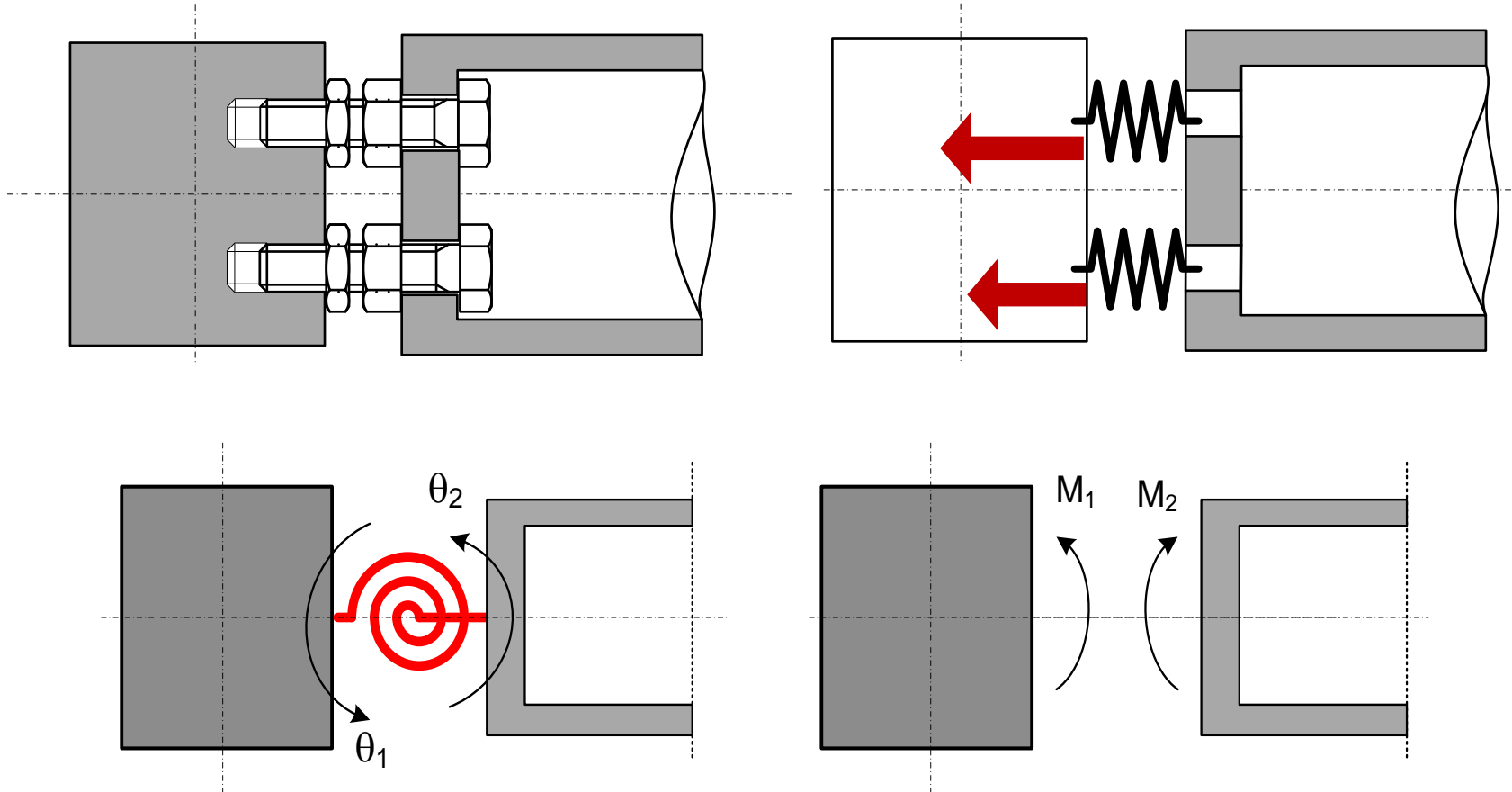
Estabilidad debida a la rigidez a flexión de la unión barra-nudo.

Estable



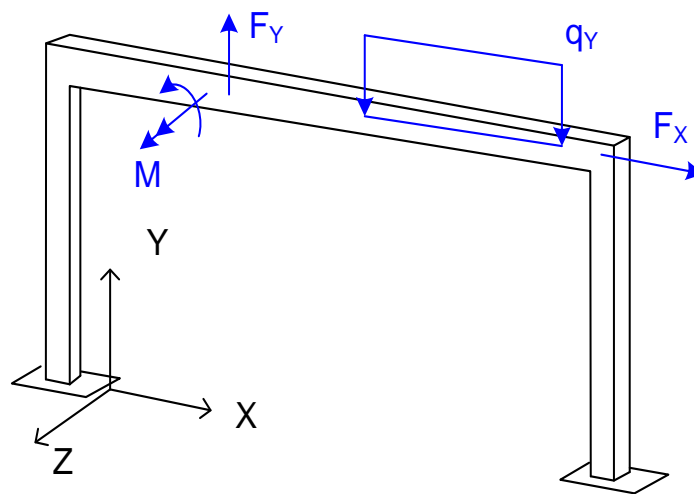
Celosías 3D de una sola capa. Nudos

Nudos especialmente diseñados para aportar rigidez a flexión: se emplean 2 tornillos en lugar de uno, para transmitir momento.



Necesario: conocer la rigidez y usar programas de cálculo adaptados.

Pórticos planos



Pórtico plano. Definición

Modelo idealizado de una estructura reticular, formada por barras rectas de canto despreciable frente a su longitud.

Eje centroidal de todas las barras contenido en el plano XY

Eje principal de inercia de la sección contenido en el plano XY

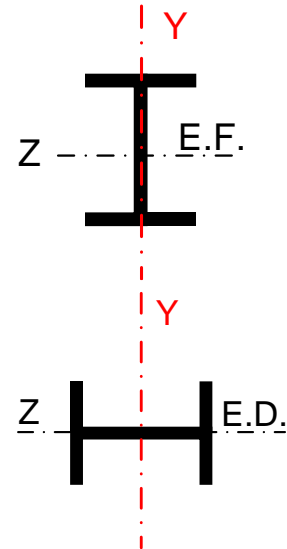
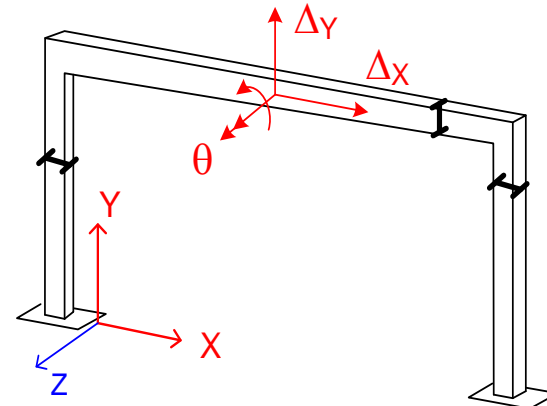
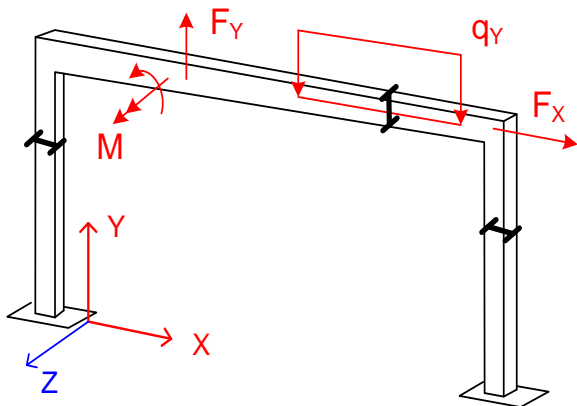
Barras unidas, en general, rígidamente en ambos extremos.

Se transmiten 2 fuerzas (N, V) y 1 momento (M_z) entre el nudo y la barra

Puede haber articulaciones: se transmiten 2 fuerzas.

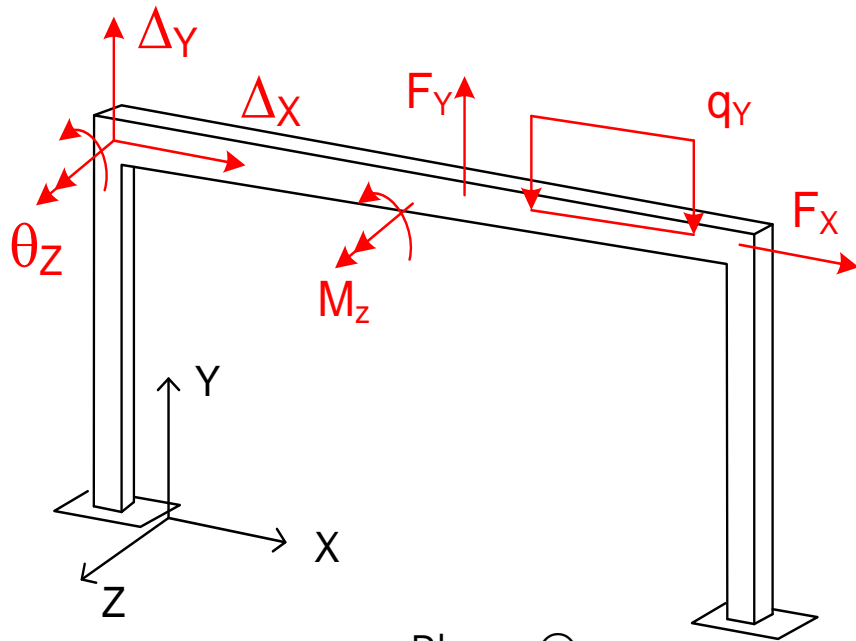
Cargas exteriores F_x, F_y, M_z

Deformaciones: 2 desplazamientos Δ_x, Δ_y y 1 giro θ_z



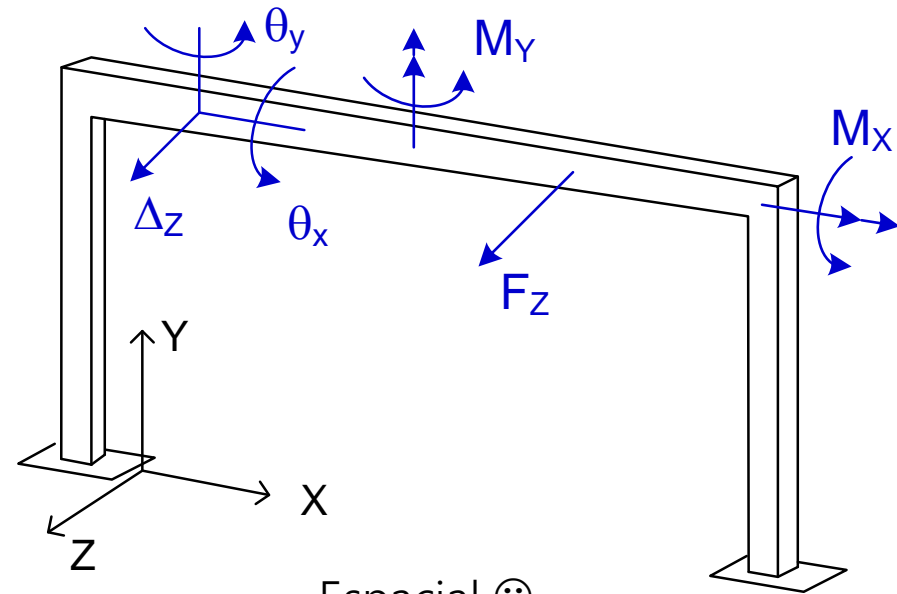
Pórtico plano. Observación

Si hay fuerzas distintas a F_X, F_Y, M_Z : el pórtico es espacial aunque su geometría sea plana → aparecen 6 deformaciones en el espacio



Plano ☺

(3 deformaciones)

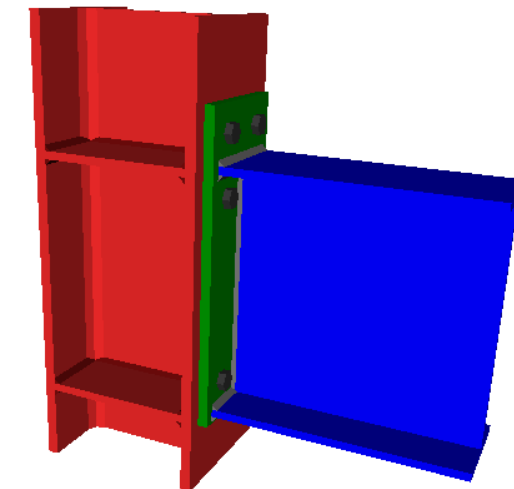
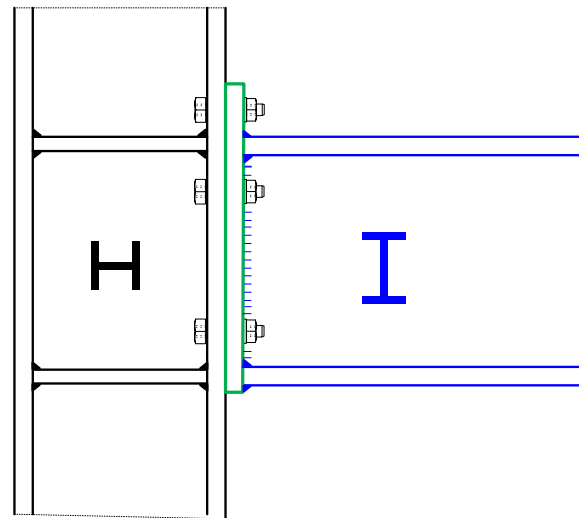
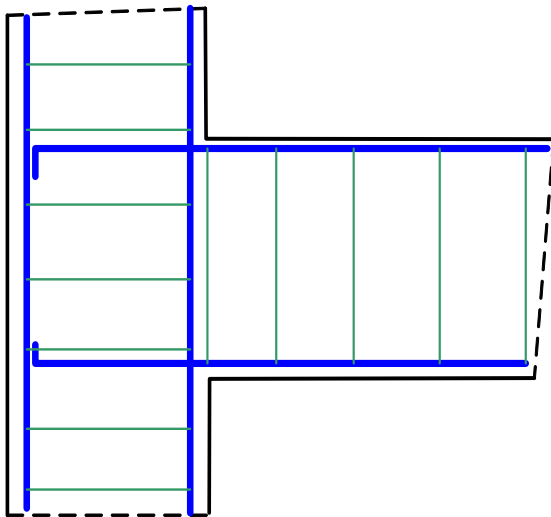
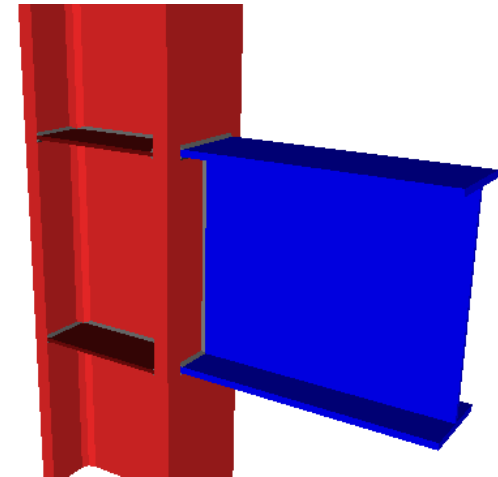
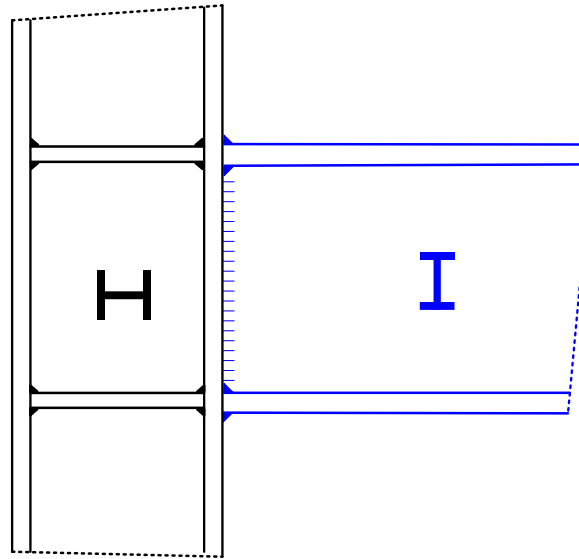
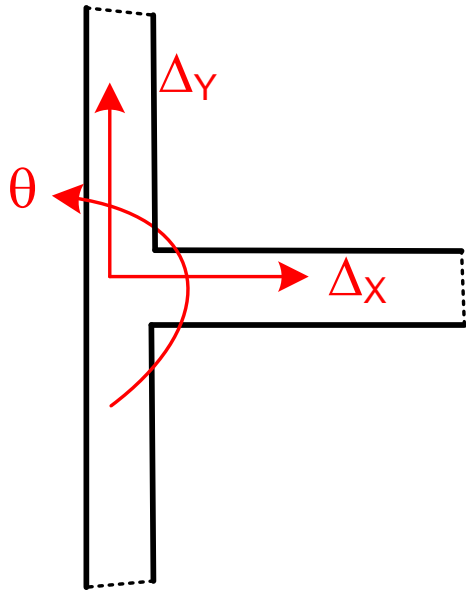


Espacial ☹

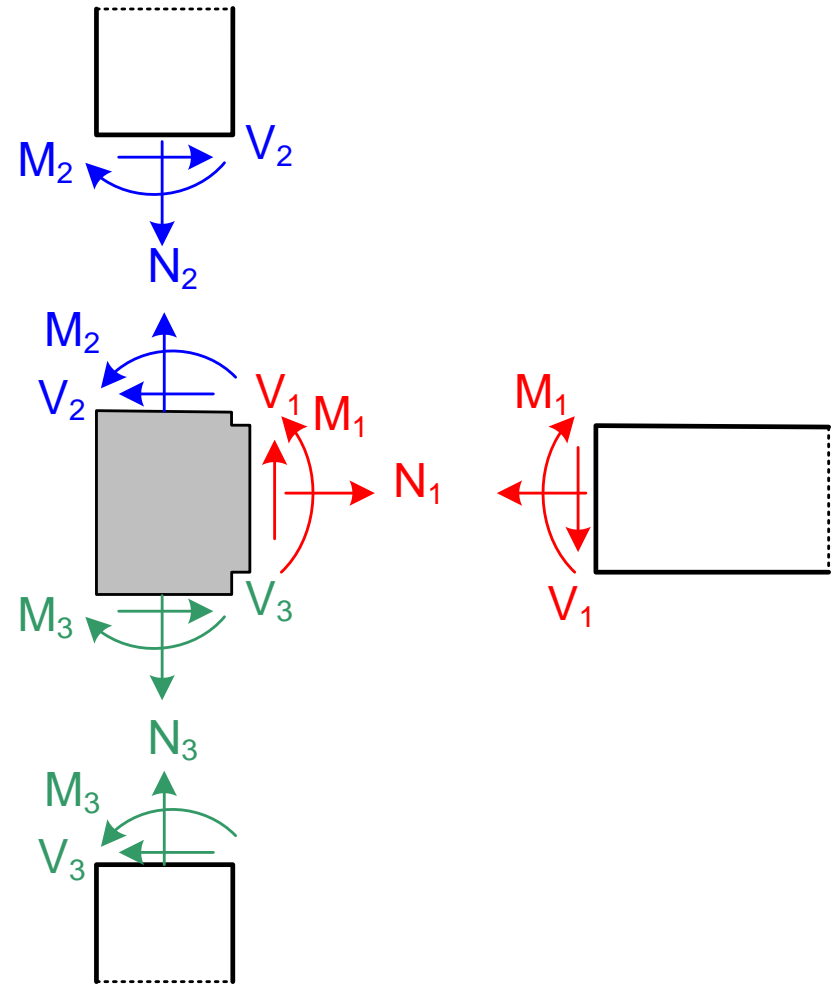
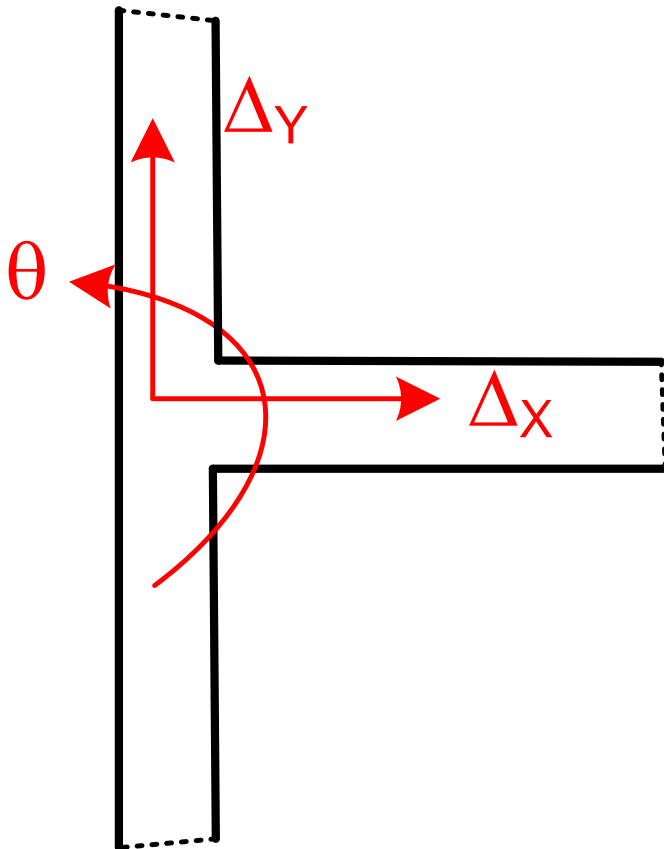
(6 deformaciones)

Los pórticos planos no están pensados para soportar estos esfuerzos

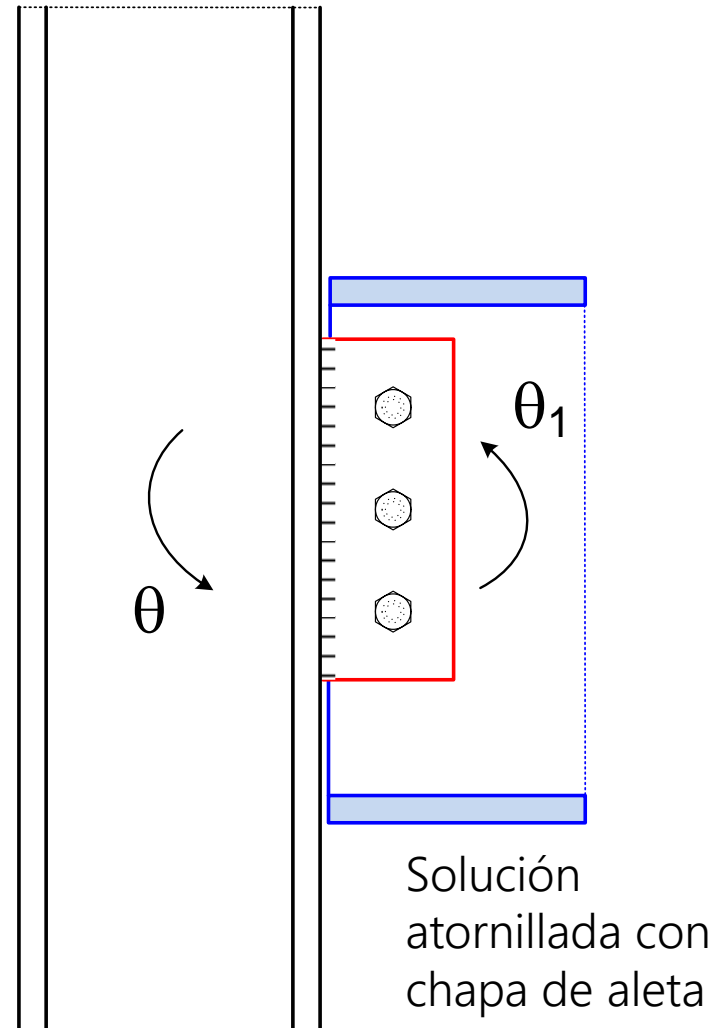
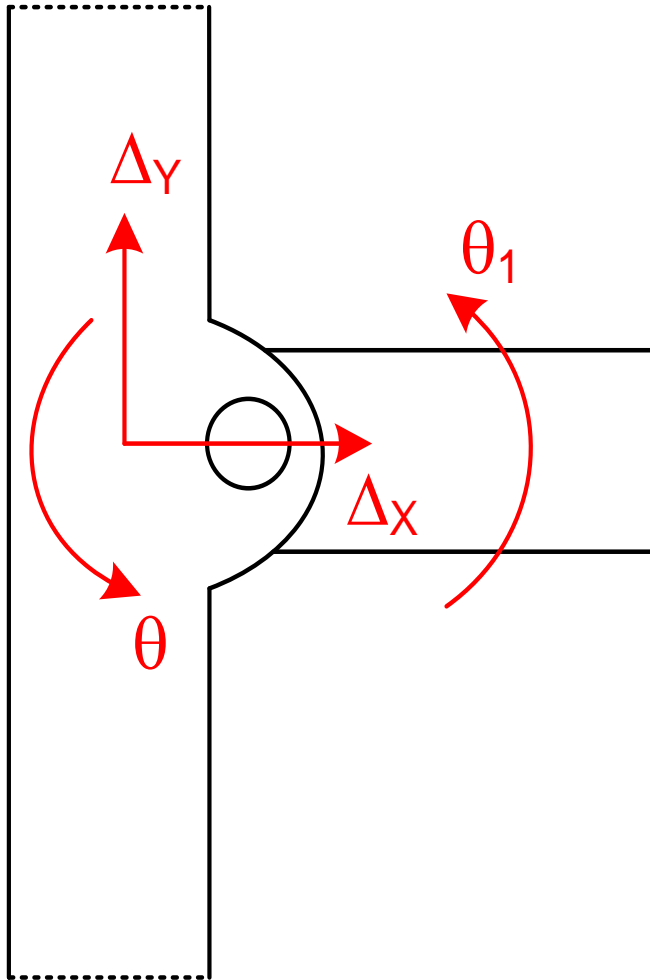
Unión rígida barra - nudo



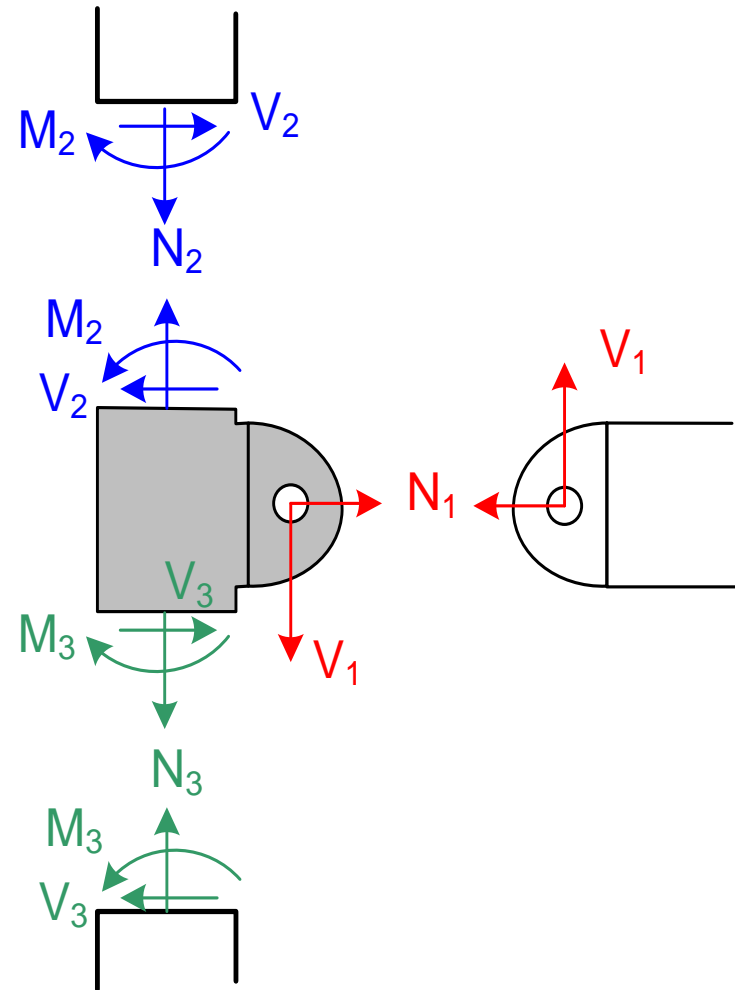
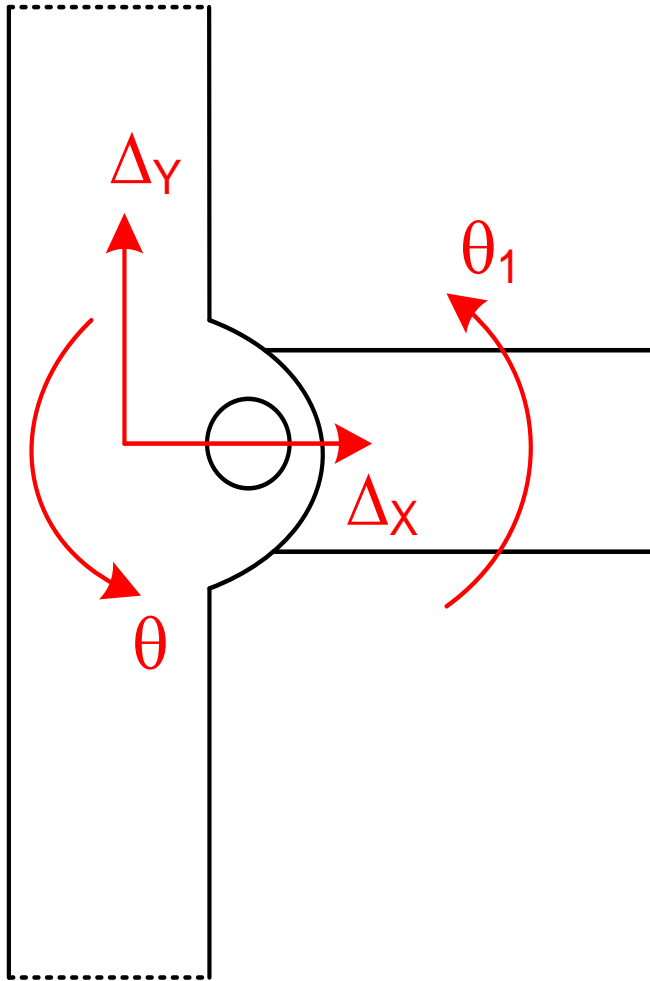
Unión rígida barra – nudo. Esfuerzos



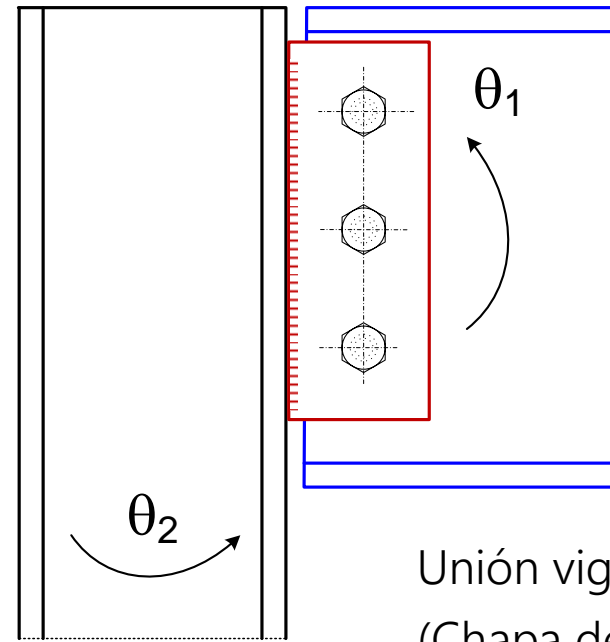
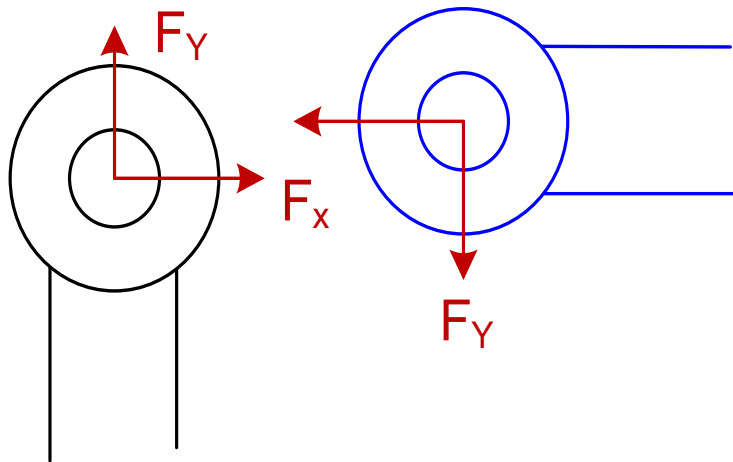
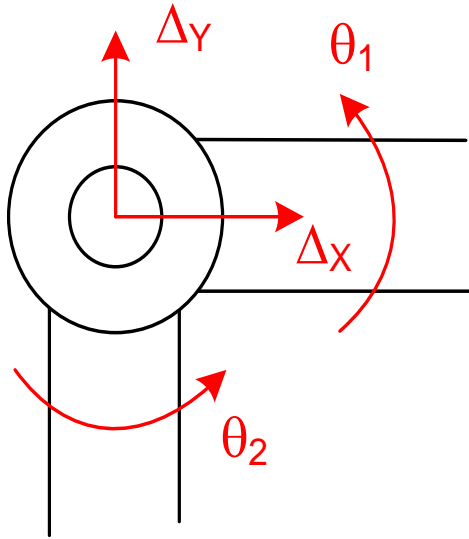
Unión articulada viga - poste



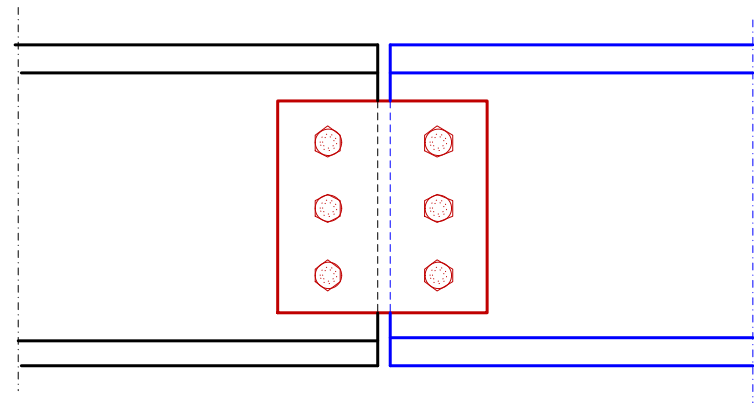
Unión articulada viga – poste. Esfuerzos



Unión articulada

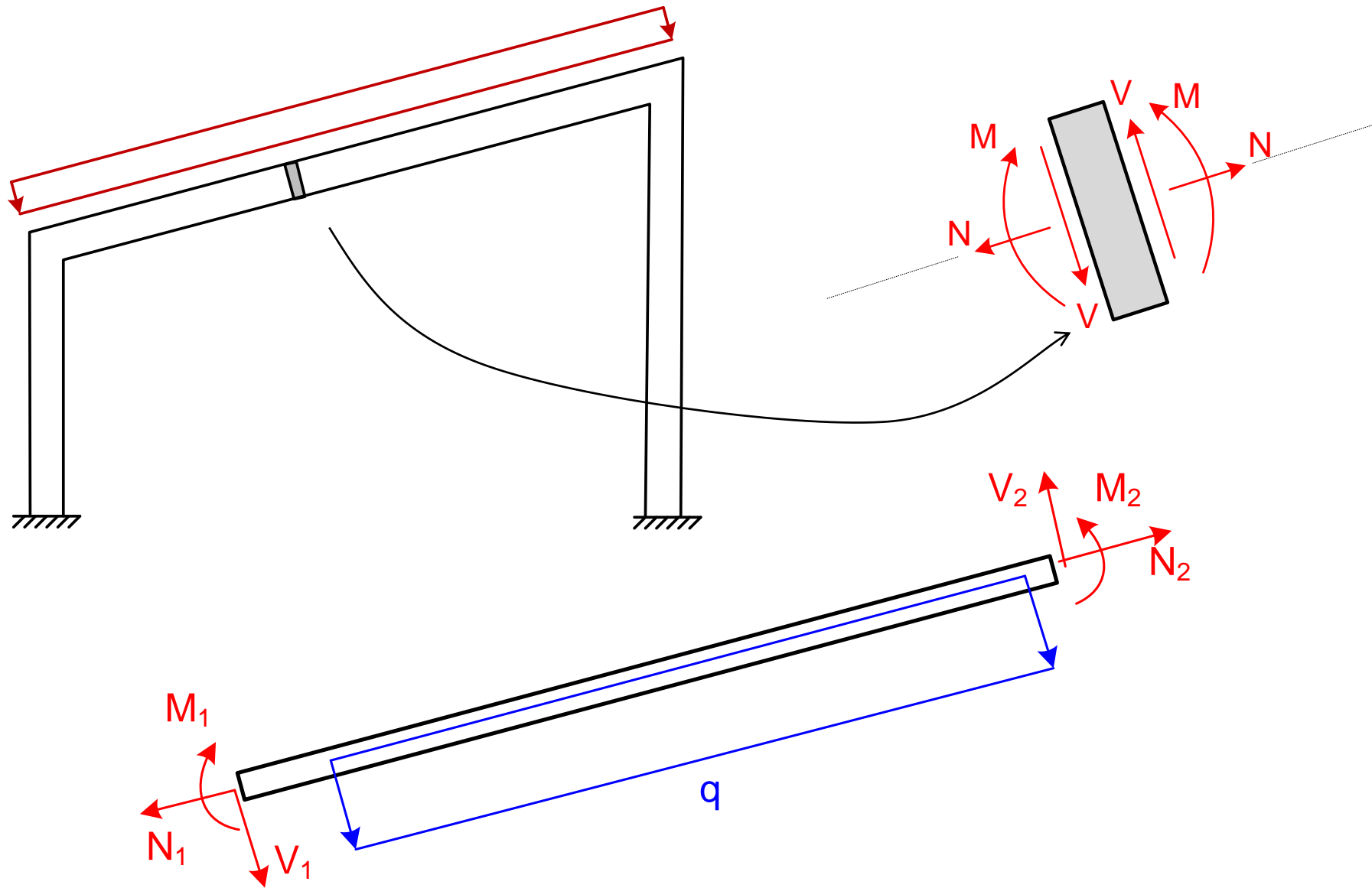


Unión viga - poste
(Chapa de aleta)



Unión de 2 vigas

Pórtico plano. Esfuerzos interiores



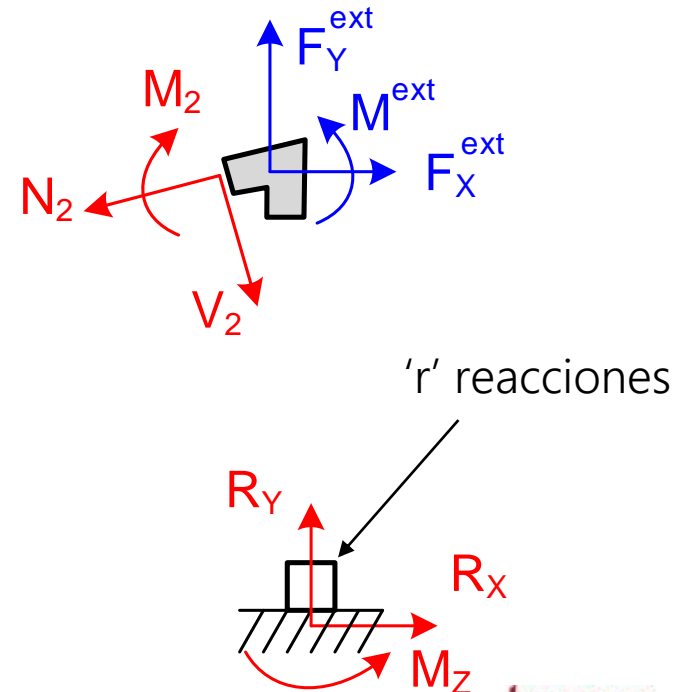
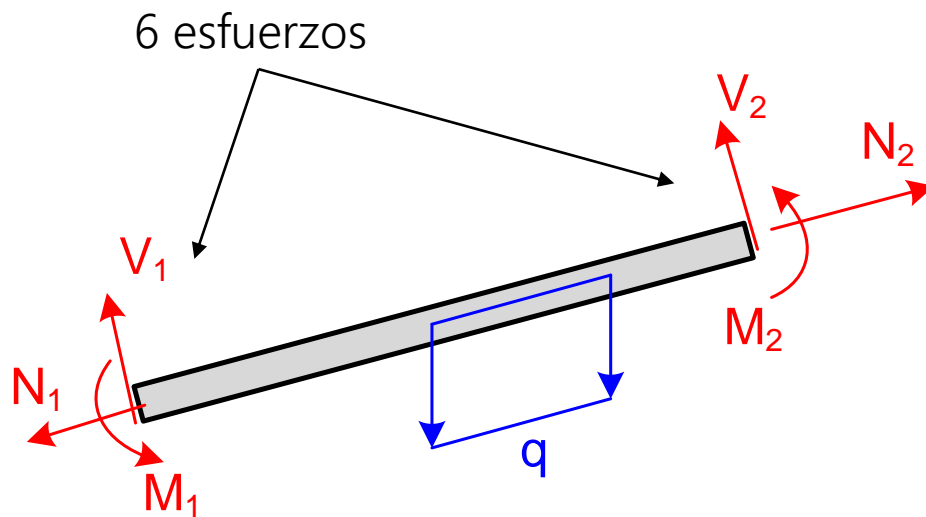
Fuerzas y ecuaciones de la estática en un pórtico plano

Fuerzas incógnita en toda la estructura: $6b + r$

- 6 en cada barra: (2 fuerzas + 1 momento) x 2 extremos
- 'r' reacciones en los apoyos

Ecuaciones de la estática en toda la estructura: $3b + 3n$

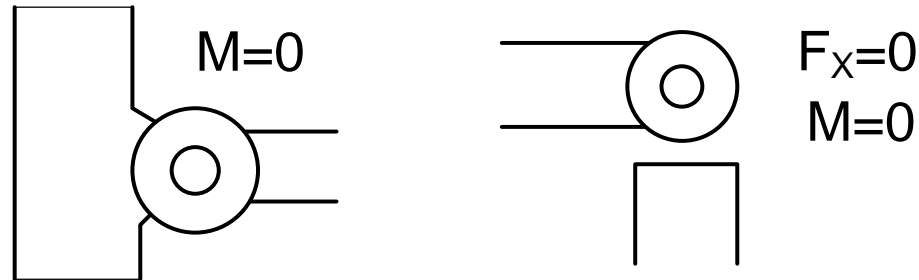
- 3 en cada barra: 2 de Σ fuerzas + 1 de Σ momentos
- 3 en cada nudo: 2 de Σ fuerzas + 1 de Σ momentos



Condiciones de esfuerzo interior nulo

Unión incompleta entre una barra y el nudo (transmite menos de 3 fuerzas)

Introduce ecuaciones del tipo $\text{esfuerzo}=0$



Juegan un papel fundamental en el equilibrio y en la naturaleza isostática o hiperestática del pórtico.

Por cada condición de esfuerzo nulo, hay un esfuerzo menos en la unión.

En cada unión entre barra y nudo se cumple siempre que:

$$(\text{N}^\circ \text{ de esfuerzos nulos}) + (\text{N}^\circ \text{ de esfuerzos no nulos}) = 3$$

Se considera que en la estructura hay 'c' ecuaciones de este tipo.

Condiciones de estabilidad de un pórtico plano

Fuerzas incógnita: 6 esfuerzos en cada barra ($6b$) + (r) reacciones

Ecuaciones: 3 en cada barra ($3b$) + 3 en cada nudo ($3n$) + (c) condiciones de esfuerzo nulo

	Incógnitas	Ecuaciones de la estática	
A	$6b + r < 3n + 3b + c$		→ Inestable
B	$6b + r = 3n + 3b + c$		→ Inestable, isostático o hiperestático
C	$6b + r > 3n + 3b + c$		

Además de cumplirse B o C, la disposición de las barras debe evitar toda inestabilidad local.

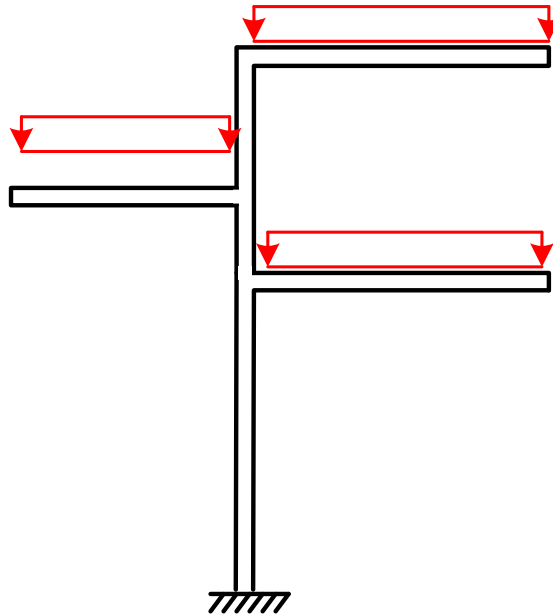
Es posible cumplir B, y ser a la vez inestable e hiperestático

Habitualmente son hiperestáticos con h muy alto

$$h = (6b + r) - (3n + 3b + c)$$

Pórticos isostáticos sencillos (1)

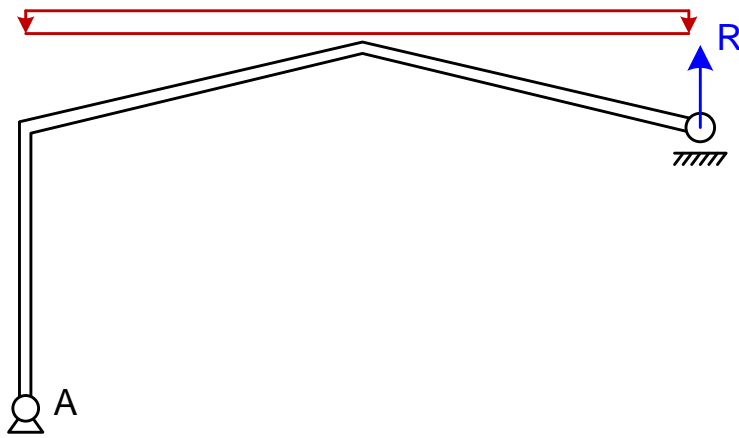
Rama en cadena abierta. Empotrada en un punto base



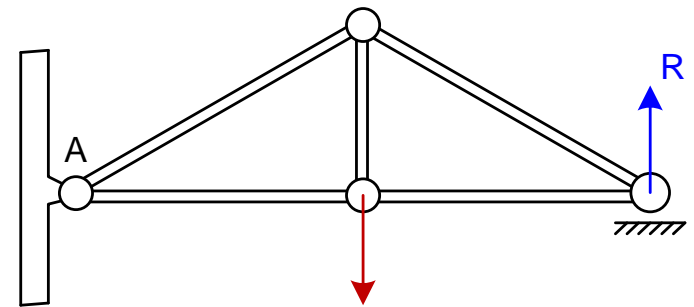
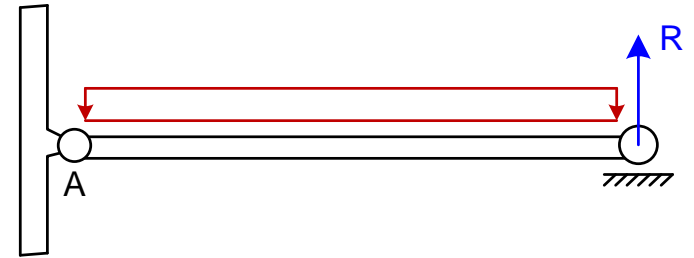
Cálculo de esfuerzos interiores: a partir de los extremos libres, progresando hasta el punto base.

Pórticos isostáticos sencillos (2)

Conjunto articulado-deslizante



La reacción R no puede pasar por A



Ecuación de momentos en A permite hallar R directamente
Equilibrio de fuerzas del conjunto permite hallar las 2 reacciones en A

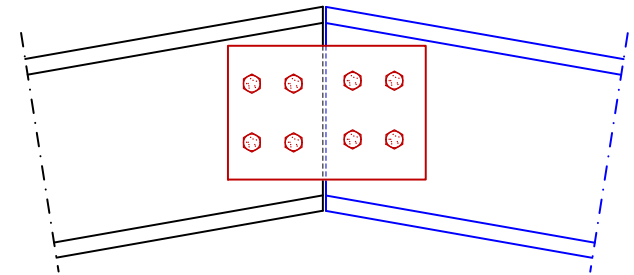
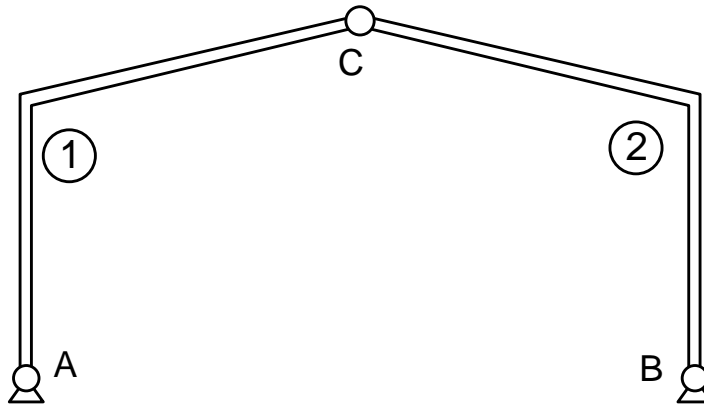
$$\Sigma M_A = 0 \rightarrow R$$

$$\Sigma F_X = 0 \rightarrow A_X$$

$$\Sigma F_Y = 0 \rightarrow A_Y$$

Pórticos isostáticos sencillos (3)

Dos sólidos unidos mediante 3 articulaciones (no alineadas)

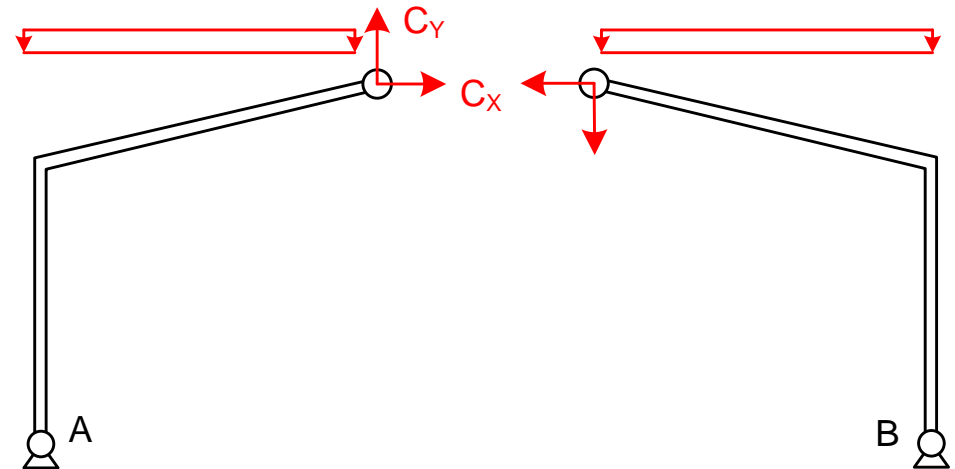


$$b = 4 \quad n = 5 \quad r = 4$$

$$6b + r = 28 \quad 3n + 3b + c = 28$$

Aislar los dos sólidos

$$\begin{aligned} \Sigma M_A^1 &= 0 \\ \Sigma M_B^2 &= 0 \end{aligned} \rightarrow C_X, C_Y$$

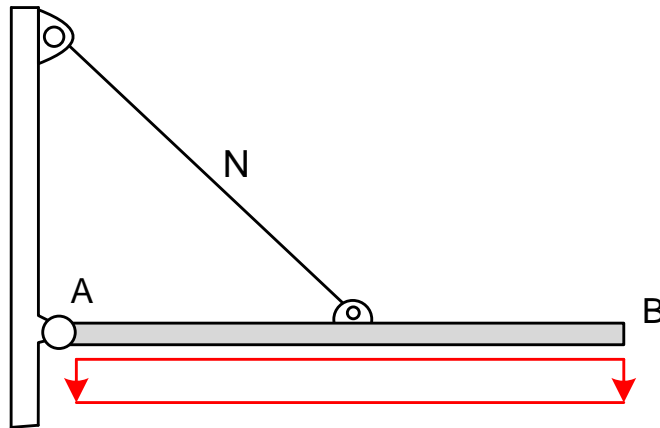


El método es válido para cualquier forma de los dos sólidos

Pórticos isostáticos sencillos (4)

Casos sencillos de dos sólidos unidos mediante 3 articulaciones

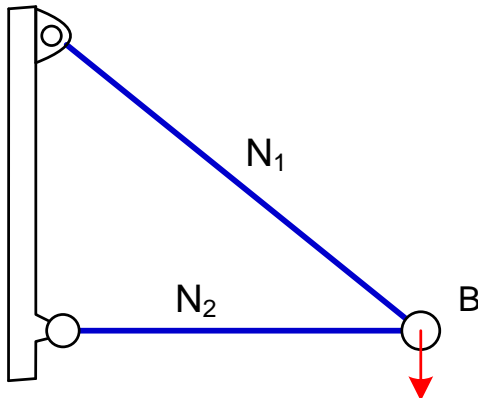
- Uno de los sólidos es una barra biarticulada sin cargas exteriores



Aislar la barra AB para hallar N

$$\Sigma M_A^{AB} = 0 \rightarrow N$$

- Los dos sólidos son barras biarticuladas sin cargas exteriores



Los dos sólidos forman una celosía:
aislar el nudo B

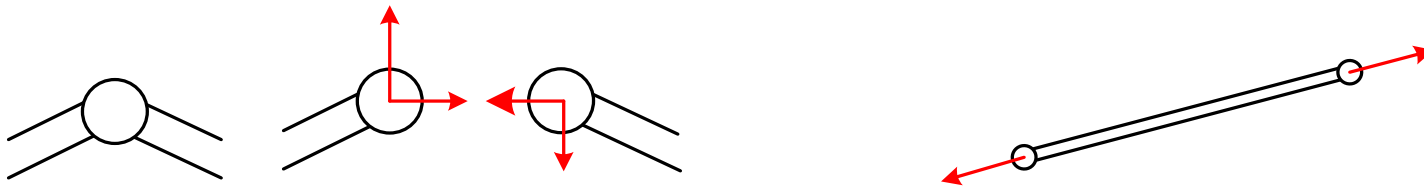
$$\begin{aligned} \Sigma F_X^B &= 0 \\ \Sigma F_Y^B &= 0 \end{aligned} \rightarrow N_1, N_2$$

Pórticos formados por la unión de conjuntos isostáticos (1)

Pórtico compuesto por la **unión de varios conjuntos** de los tipos anteriores, (sólidos) unidos mediante "vínculos"

Vínculos:

- Articulación: 2 vínculos (fuerzas de conexión en la articulación)
- Barra biarticulada: 1 vínculo (esfuerzo axial)



Número de: conjuntos (s), vínculos (v), reacciones (r)

Aislando los distintos conjuntos de sólidos:

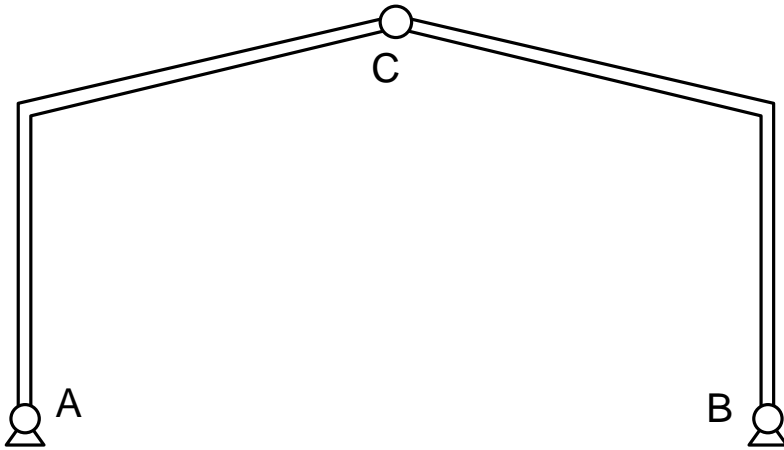
Ecuaciones de la estática: $3s$

Incógnitas: $r+v$

Condición para ser isostáticos en su conjunto $r + v = 3s$

Necesaria pero no suficiente: los vínculos y las reacciones deben ser independientes

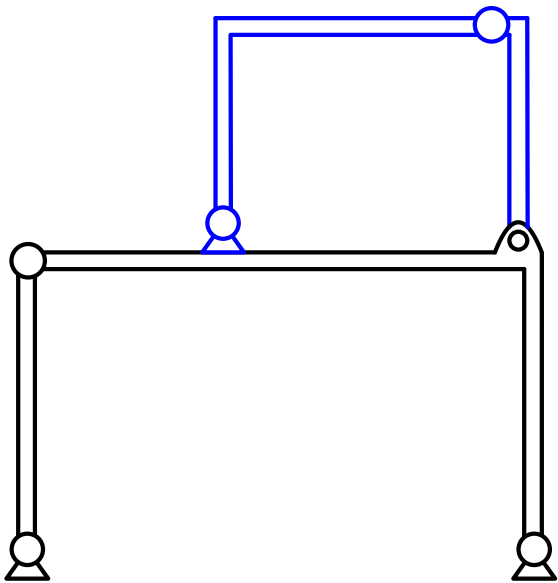
Pórticos formados por la unión de conjuntos isostáticos (2)



Dos sólidos tri-articulados

$$b=4 \quad n=5 \quad r=4 \quad c=1 \quad 28 \text{ ecs.} \quad 28 \text{ incs.}$$

$$s=2 \quad (6 \text{ ecs.}) \quad r=4 \quad v=2 \quad (6 \text{ incs.})$$

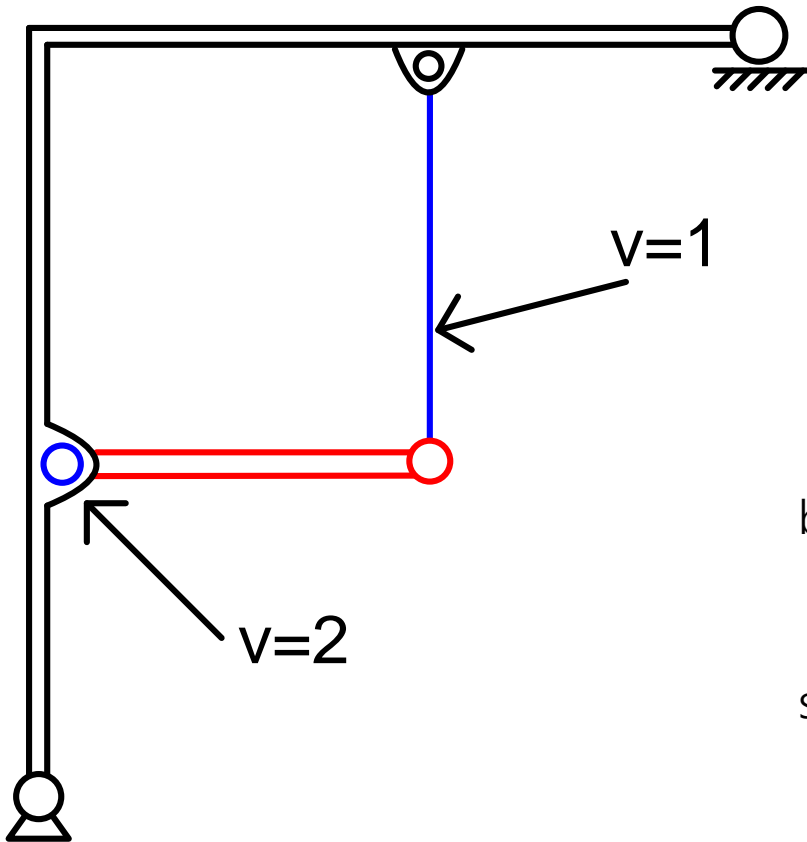


Sucesión de 2 sólidos tri-articulados

$$b=7 \quad n=7 \quad r=4 \quad c=4 \quad 46 \text{ ecs.} \quad 46 \text{ incs.}$$

$$s=4 \quad (12 \text{ ecs.}) \quad r=4 \quad v=4 \times 2 = 8 \quad (12 \text{ incs.})$$

Pórticos formados por la unión de conjuntos isostáticos (3)

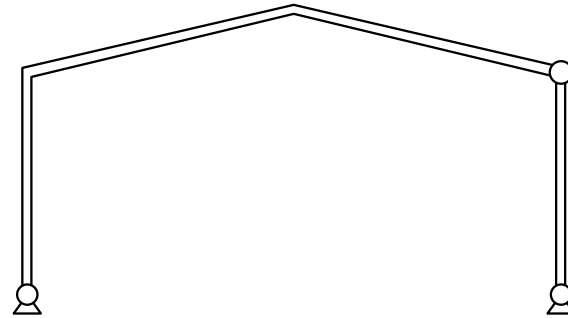
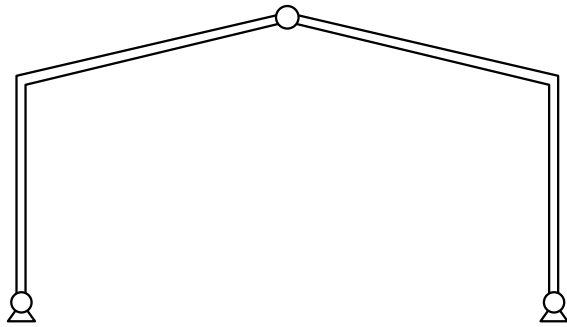


$$b=6 \quad n=6 \quad r=3 \quad c=3 \quad 39 \text{ ecs.} \quad 39 \text{ incs.}$$

$$s=2 \quad (6 \text{ ecs.}) \quad r=3 \quad v=2+1 \quad (6 \text{ incs})$$

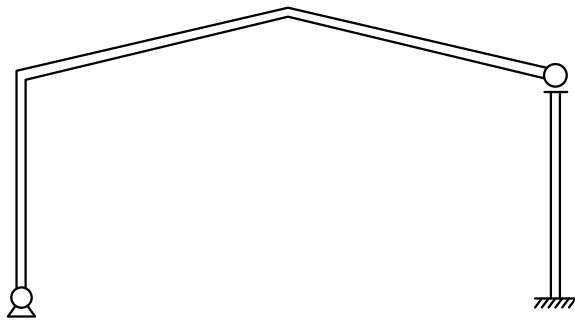
Naves simples isostáticas (1)

Nave triarticulada

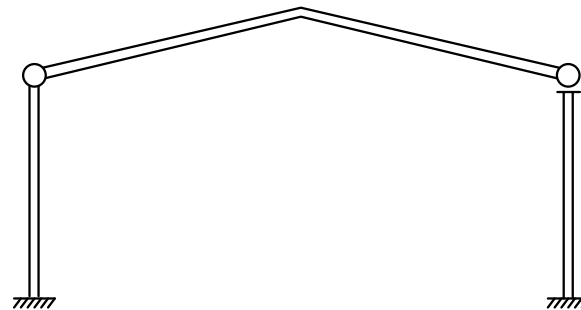


$$b=4 \quad n=5 \quad r=4 \quad c=1$$

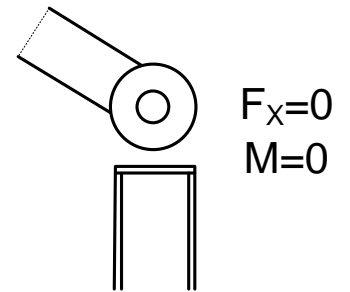
Nave articulada - deslizante en cabeza de pilar



$$b=4 \quad n=5 \quad r=5 \quad c=1+1$$

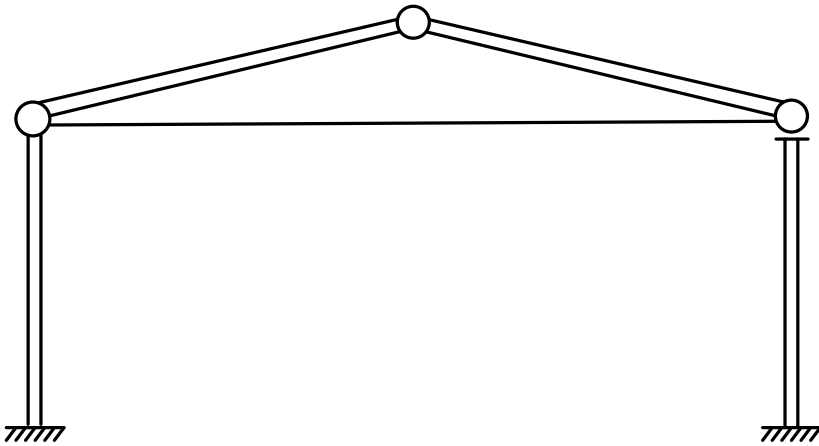


$$b=4 \quad n=5 \quad r=6 \quad c=1+1+1$$



Naves simples isostáticas (2)

Naves articuladas atirantadas

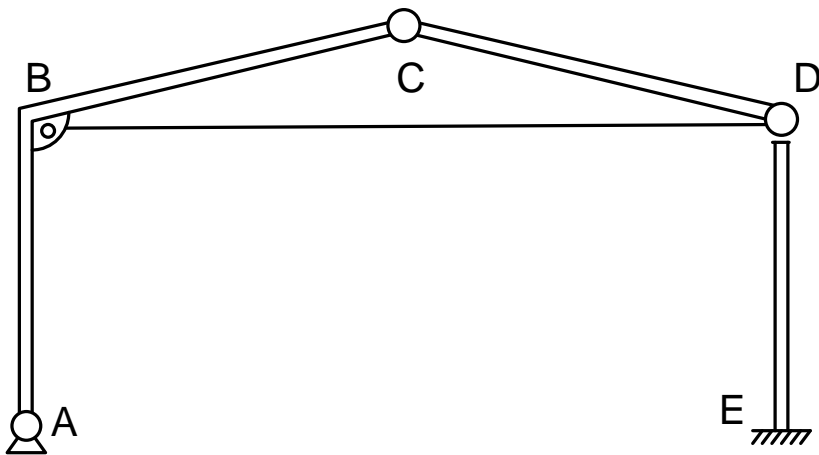


$$b=5 \quad n=5 \quad r=6 \quad c=2+1+2+1$$

36 ecs. 36 incs

$$s=4 \quad r=6 \quad v=2+2+1+1$$

(Tirante es un vínculo)



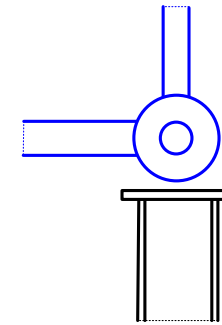
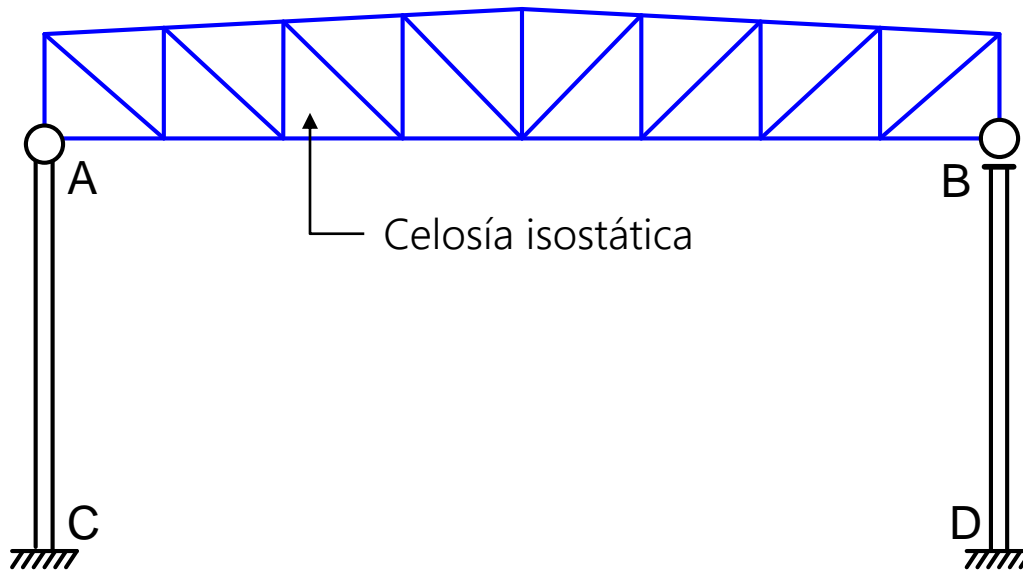
$$b=5 \quad n=5 \quad r=5 \quad c=1(B)+1(C)+3(D)$$

$$M_{DC}=0 \quad M_{DB}=0 \quad Q_{DE}=0$$

$$s=3 \quad r=5 \quad v=2(C)+1(D)+1(\text{tirante})$$

Naves simples isostáticas (3)

Nave con cubierta de celosía isostática. apoyada isostáticamente en los postes



$$s=3 \quad r=6 \quad v=2(A)+1(B)$$

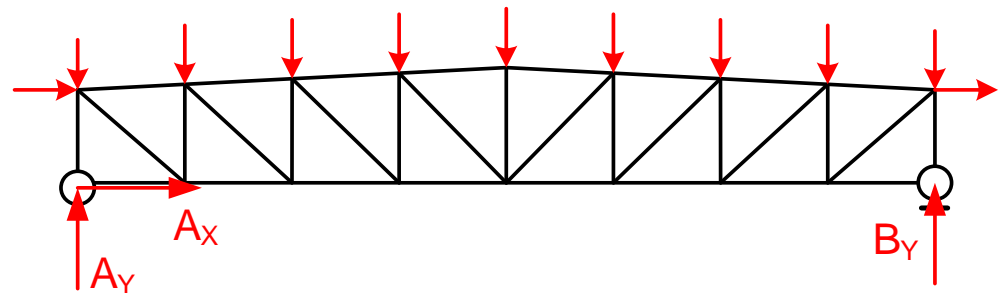
La celosía cuenta como un sólido

Aislando la celosía:

$$\Sigma M_A = 0 \rightarrow B_Y$$

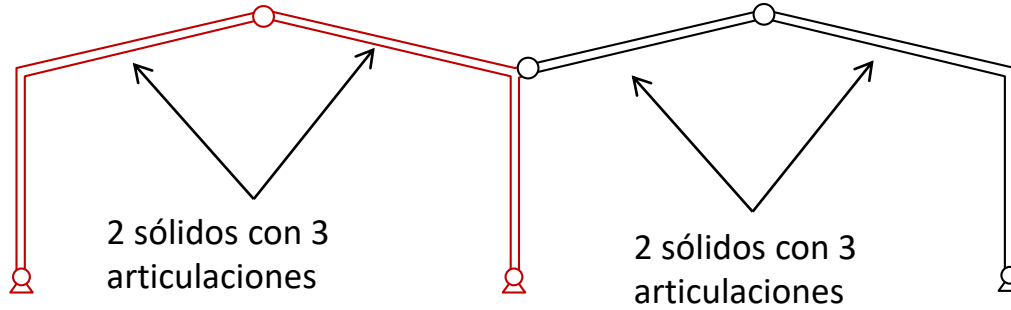
$$\Sigma F_Y = 0 \rightarrow A_Y$$

$$\Sigma F_X = 0 \rightarrow A_X$$



Naves dobles isostáticas (1)

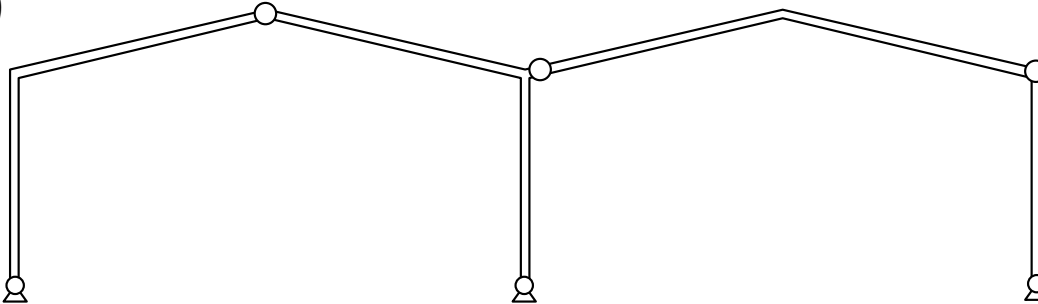
A.1)



$$b=7 \quad n=8 \quad r=6 \quad c=3 \quad \text{ecs.}=48$$

$$s=4 \quad r=6 \quad v=2+2+2$$

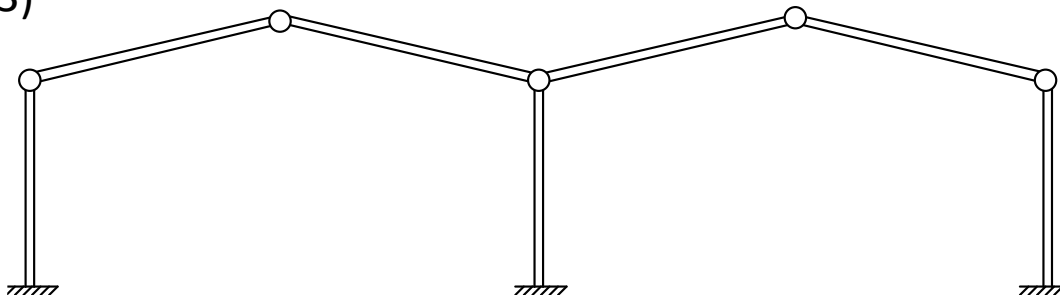
A.2)



$$b=7 \quad n=8 \quad r=6 \quad c=3 \quad \text{ecs.}=48$$

$$s=4 \quad r=6 \quad v=2+2+2$$

A.3)

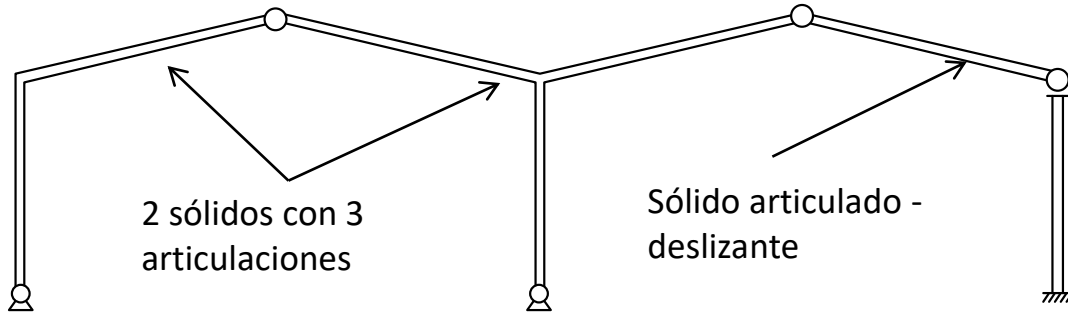


$$b=7 \quad n=8 \quad r=9 \quad c=6 \quad \text{ecs.}=51$$

$$s=7 \quad r=9 \quad v=2+2+4+2+2$$

Naves dobles isostáticas (2)

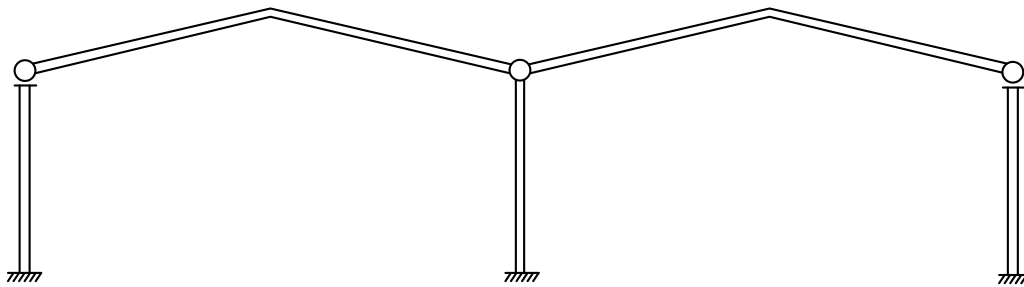
B.1)



$$b=7 \quad n=8 \quad r=7 \quad c=4 \quad \text{ecs.}=49$$

$$s=4 \quad r=7 \quad v=2+2+1$$

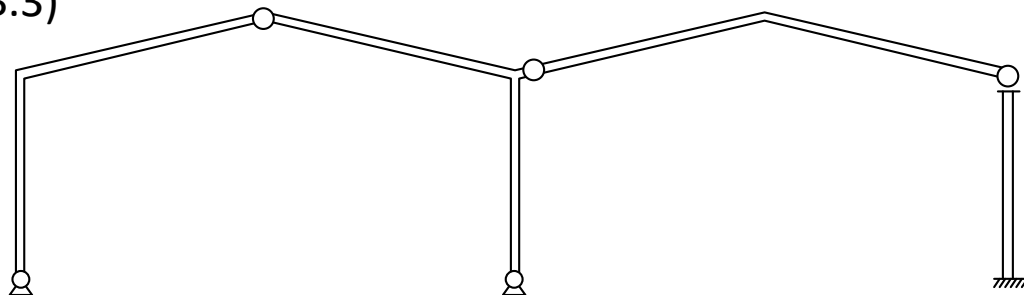
B.2)



$$b=7 \quad n=8 \quad r=9 \quad c=6 \quad \text{ecs.}=51$$

$$s=5 \quad r=9 \quad v=1+4+1$$

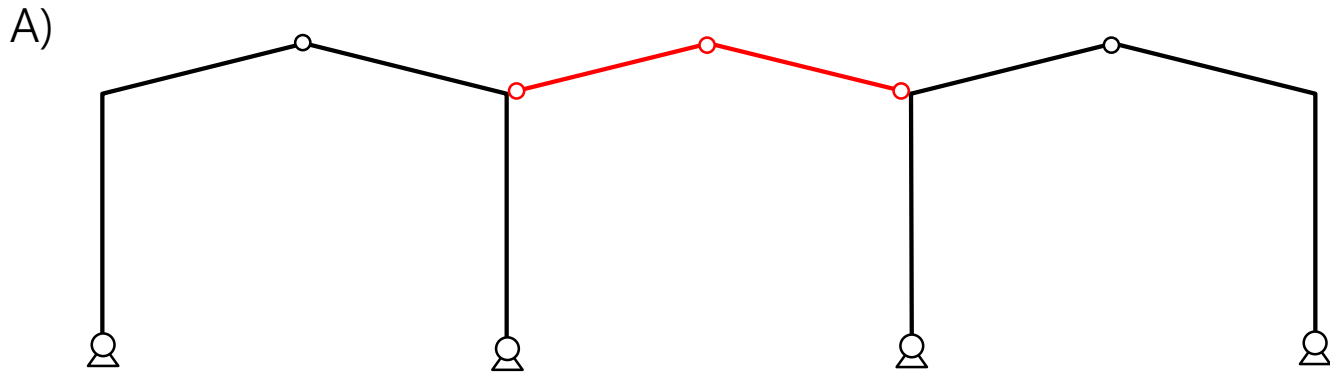
B.3)



$$b=7 \quad n=8 \quad r=7 \quad c=4 \quad \text{ecs.}=49$$

$$s=4 \quad r=7 \quad v=2+2+1$$

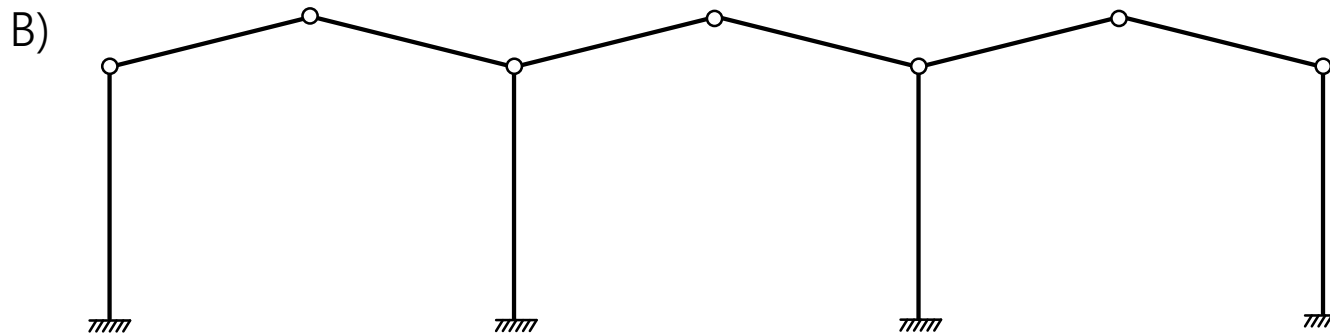
Naves triples isostáticas



$$b=10 \quad n=11 \quad r=8 \quad c=5$$

$$\text{ecs.}=68$$

$$s=6 \quad r=8 \quad v=5 \times 2$$

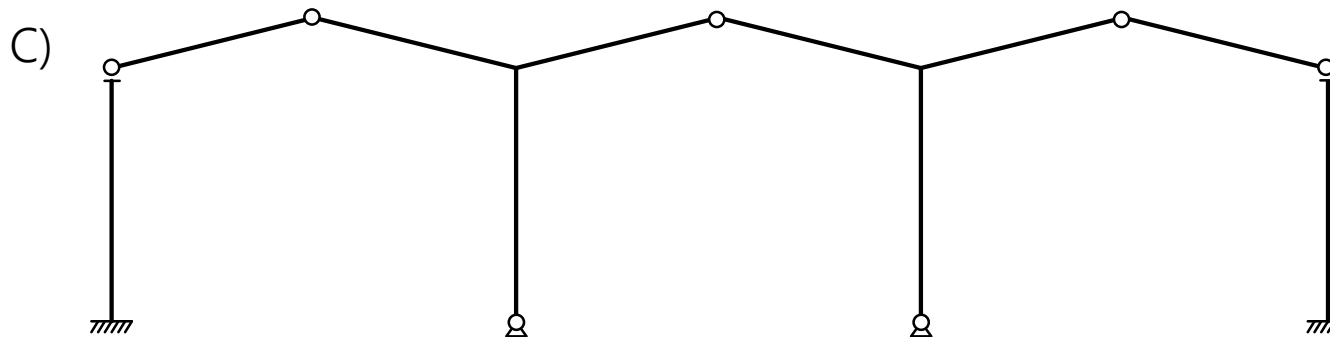


$$b=10 \quad n=11 \quad r=12 \quad c=9$$

$$\text{ecs.}=72$$

$$s=10 \quad r=12$$

$$v=5 \times 2 + 2 \times 4 = 18$$



$$b=10 \quad n=11 \quad r=10 \quad c=7$$

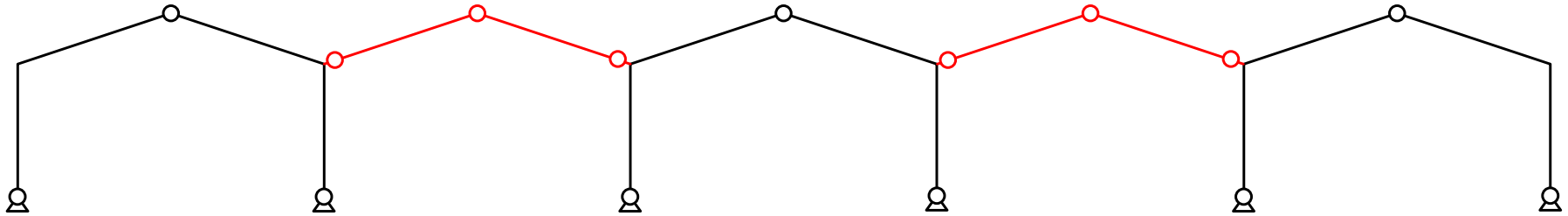
$$\text{ecs.}=70$$

$$s=6 \quad r=10$$

$$v=3 \times 2 + 2 \times 1 = 8$$

Naves múltiples isostáticas

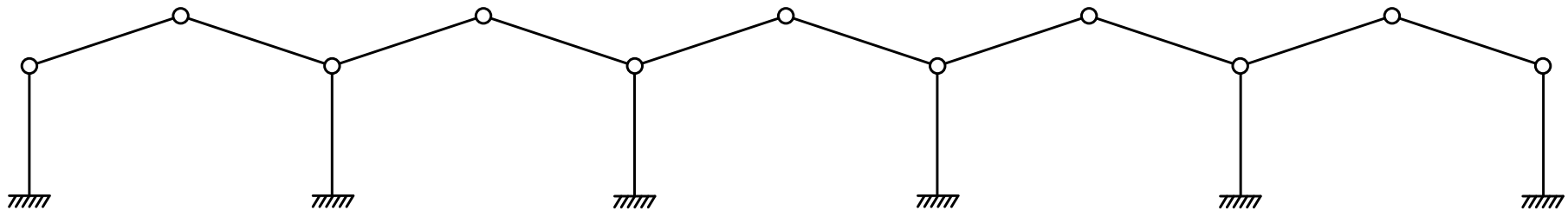
A) Sucesión de naves y cubiertas triarticuladas



$$b=16 \quad n=17 \quad r=12 \quad c=9 \quad \text{ecs.}=108$$

$$s=10 \quad r=12 \quad v=9 \times 2=18$$

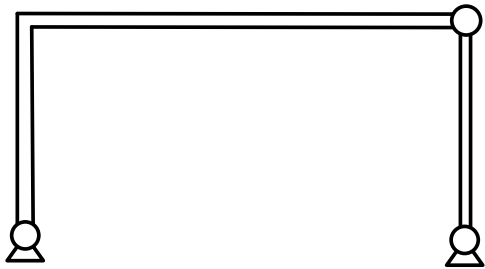
B) Cubiertas triarticuladas sobre postes empotrados en la base



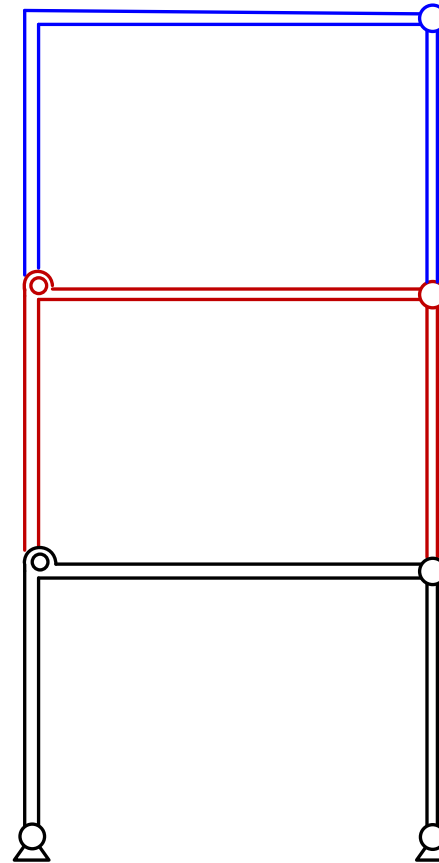
$$b=16 \quad n=17 \quad r=18 \quad c=15 \quad \text{ecs.}=114$$

$$s=b=16 \quad r=6 \times 3=18 \quad v=7 \times 2 + 4 \times 4=30$$

Pórticos ortogonales isostáticos tri-articulados



$b=3$ $n=4$ $r=4$ $c=1$ $ecs.=22$



$b=9$ $n=8$ $r=4$ $c=7$
 $ecs.=58$

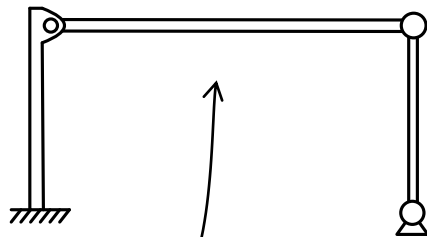
$s=6$ $r=4$ $v=14$

Gran resistencia a cargas verticales
Menor resistencia a cargas transversales (viento, seismo)

Pórticos ortogonales isostáticos

Vigas articuladas en los dos postes

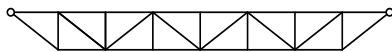
Gran resistencia a cargas verticales
Menor resistencia a cargas transversales



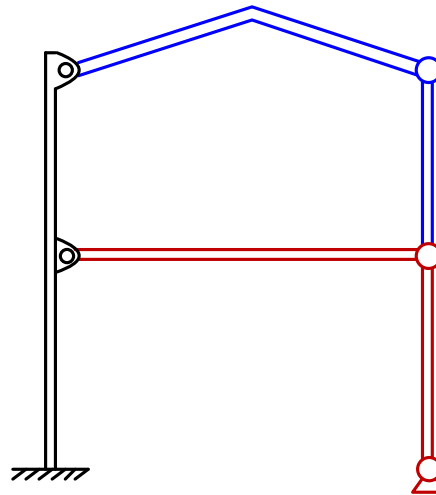
$$b=3 \quad n=4 \quad r=5 \quad c=2$$

$$ecs=23 \quad incs=23 \quad h=0$$

Variante con viga en celosía:



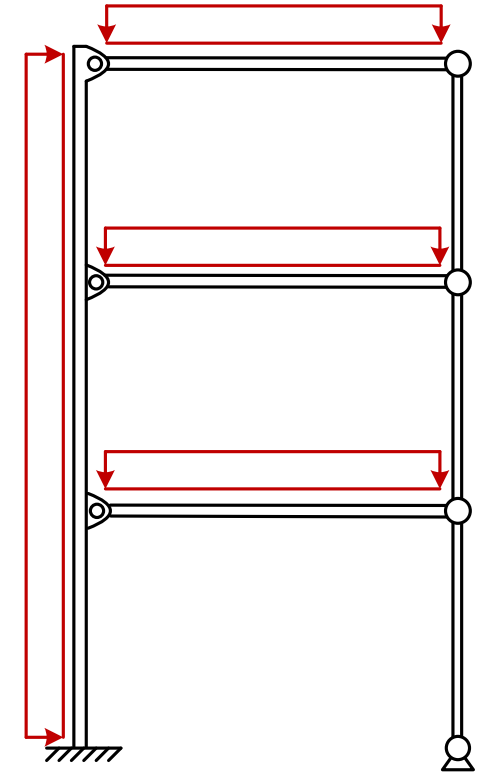
$$s=3 \quad r=5 \quad v=2 \times 2$$



$$b=7 \quad n=7 \quad r=5 \quad c=5$$

$$ecs=47 \quad incs=47 \quad h=0$$

$$s=5 \quad r=5 \quad v=3 \times 2 + 1 \times 4 = 10$$



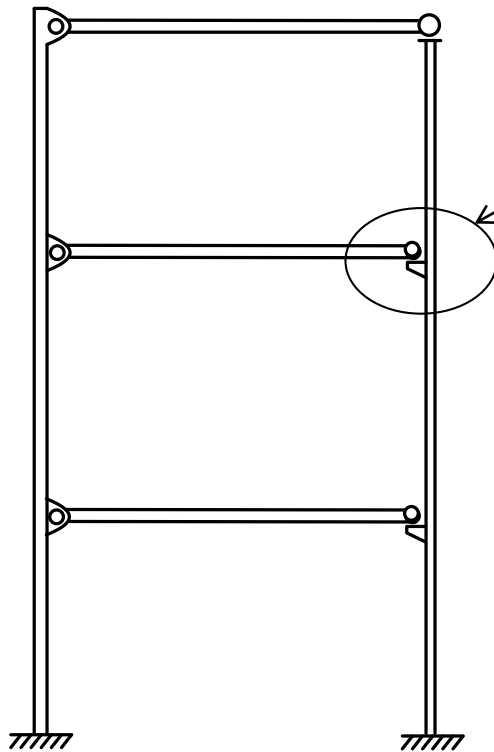
$$b=9 \quad n=8 \quad r=5 \quad c=8$$

$$ecs=59 \quad incs=59 \quad h=0$$

$$s=7 \quad r=5 \quad v=4 \times 2 + 2 \times 4 = 16$$

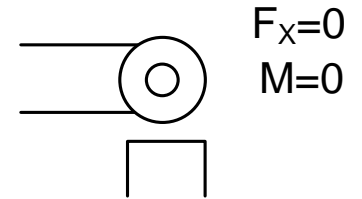
Pórticos ortogonales isostáticos

Vigas articuladas-deslizantes en los postes



Apoyo deslizante de la viga en uno de los postes

Las vigas no transmiten esfuerzo axial



Gran resistencia a cargas verticales
Muy poca resistencia a cargas transversales:
los postes trabajan por separado, cada uno
como un voladizo vertical.

$$b=9 \quad n=8 \quad r=6 \quad c=9$$
$$ecs=60 \quad incs=60 \quad h=0$$

Pórticos hiperestáticos $h=1$

Viga de cubierta articulada en ambos postes

$$b=3 \quad n=4 \quad r=6 \quad c=2$$
$$ecs=23 \quad incs=24 \quad h=1$$

$$X=C_x \quad X=D_x \quad X=M_A \quad X=M_B$$

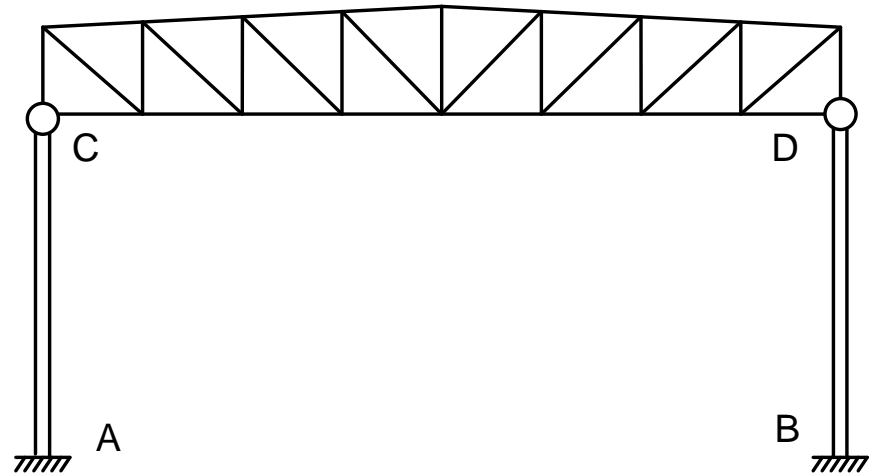


Mixto: cubierta de celosía (isostática) articulada en ambos postes

$$s=3 \quad r=6 \quad v=2(C)+2(D) \quad h=1$$

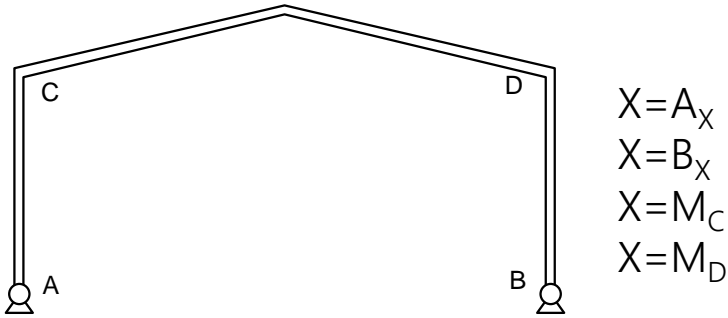
(La celosía es un sólido)

$$X=C_x \quad X=D_x \quad X=M_A \quad X=M_B$$



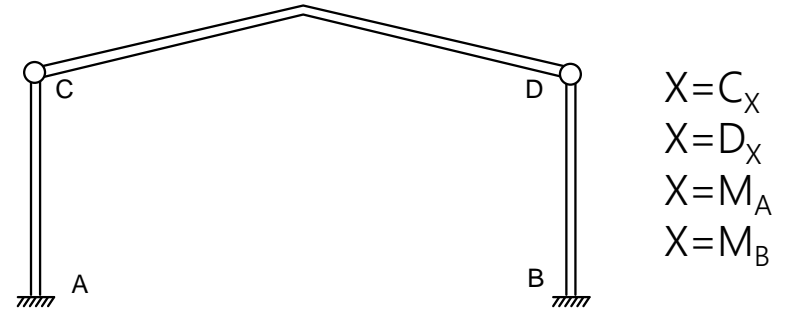
Pórticos hiperestáticos $h=1$

Biarticulado en apoyos



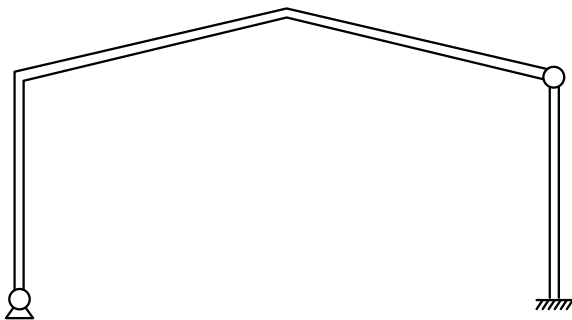
$$b=4 \quad n=5 \quad r=4 \quad c=0 \quad h=1$$

Biarticulado en cabeza de pilares



$$b=4 \quad n=5 \quad r=6 \quad c=2 \quad h=1$$

Biarticulado mixto



$$b=4 \quad n=5 \quad r=5 \quad c=1 \quad h=1$$

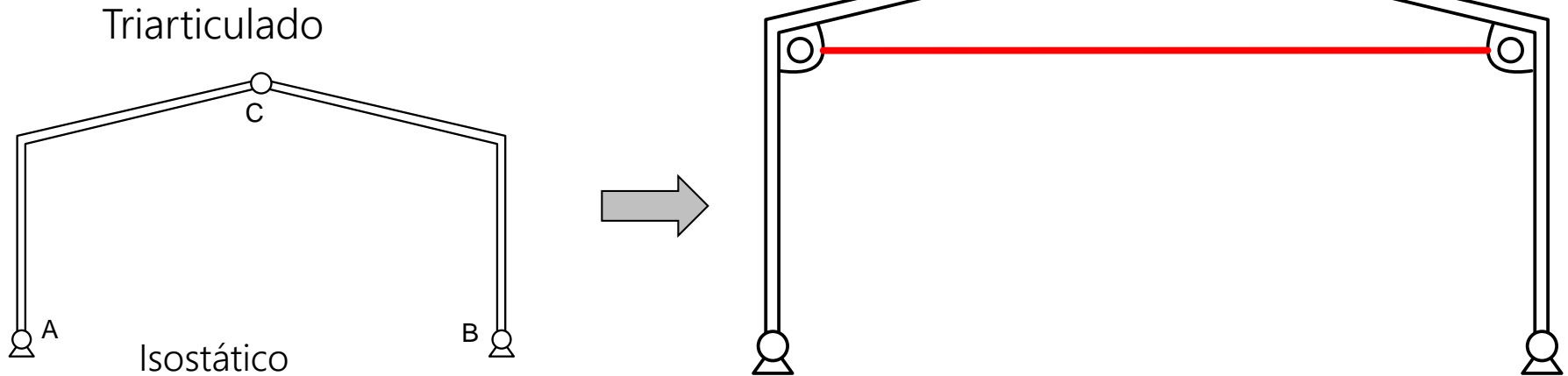
Cubierta plana



$$b=3 \quad n=4 \quad r=4 \quad c=0 \quad h=1$$

Pórticos hiperestáticos $h=1$

Triarticulado con tirante



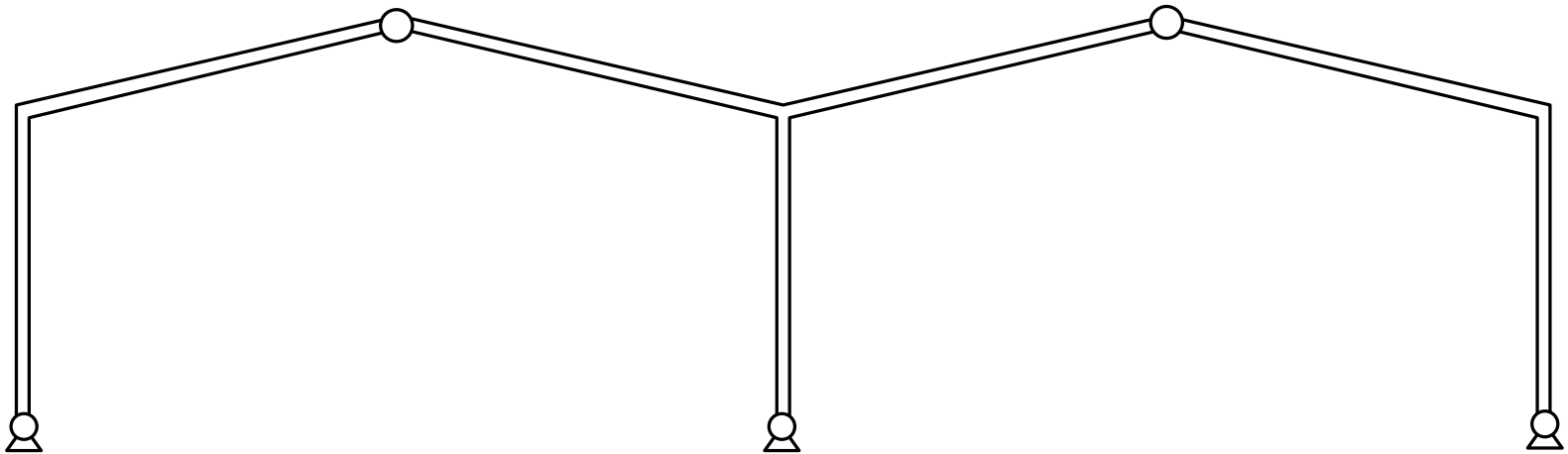
$$b=5 \quad n=5 \quad r=4 \quad c=1+1+1=3 \quad h=1$$

$$s=2 \quad r=4 \quad v=2+1 \quad h=1 \quad (\text{Tirante es un vínculo})$$

El esfuerzo axial en el tirante es hiperestático

Pórticos hiperestáticos $h=1$

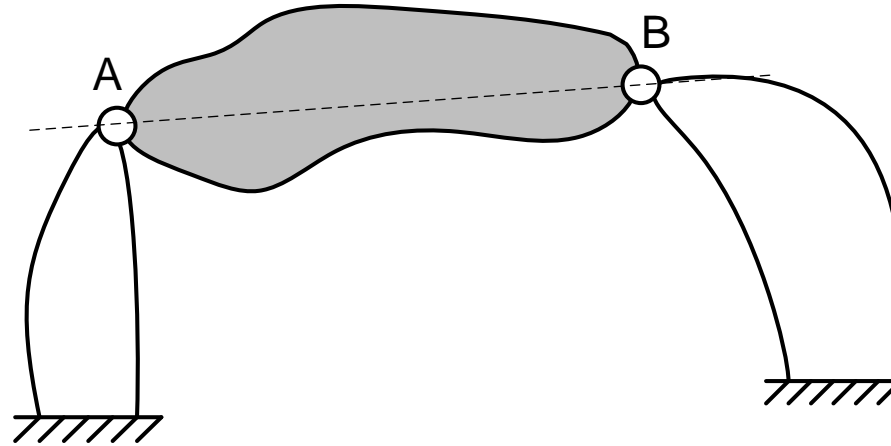
Dos pórticos triarticulados unidos: 3 cuerpos + 5 articulaciones



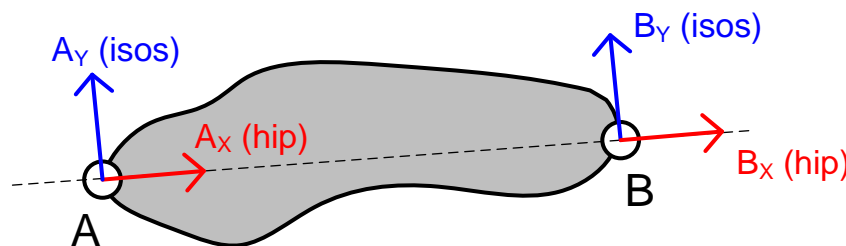
$$\begin{aligned} b &= 7 & n &= 8 & r &= 6 \\ c &= 1+1 \\ h &= 1 \end{aligned}$$

Pórticos hiperestáticos h=1. Concepto general

Un sólido articulado a otros dos sólidos fijos



Aislando el sólido:



$$\Sigma M_A = 0 \rightarrow B_Y$$

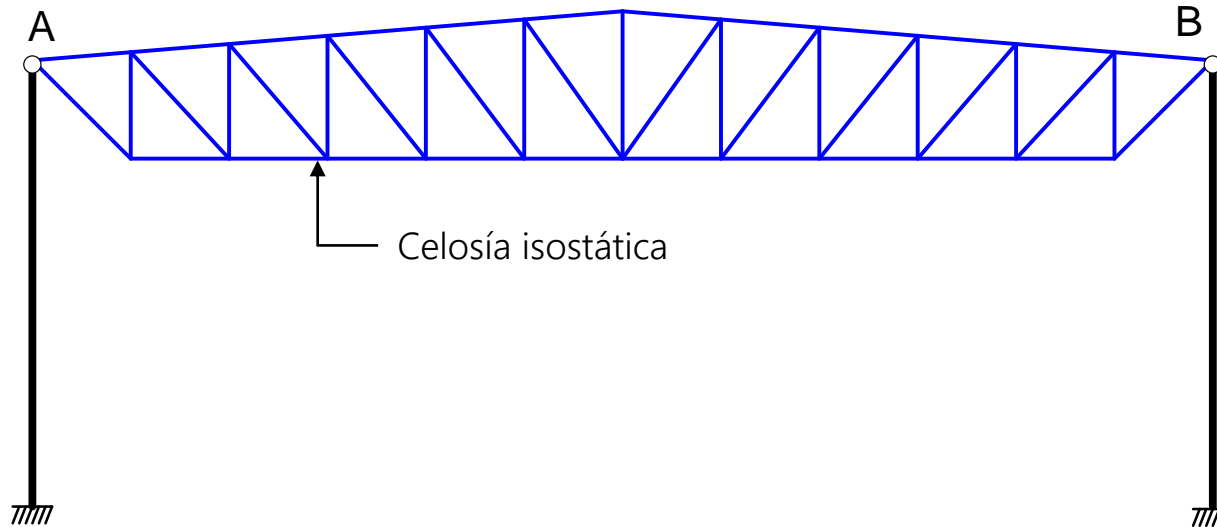
$$\Sigma F_Y = 0 \rightarrow A_Y$$

$$\Sigma F_X = 0 \rightarrow A_X + B_X = 0$$

La hiperestaticidad está en la línea de unión AB

Naves hiperestáticas h=1

Una celosía isostática, articulada a dos postes empotrados en la base

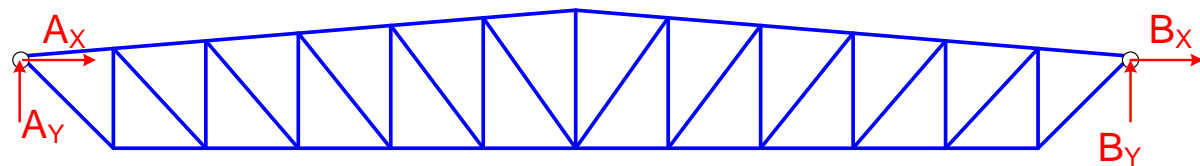


Aislando la celosía:

$$\Sigma M_A = 0 \rightarrow B_Y$$

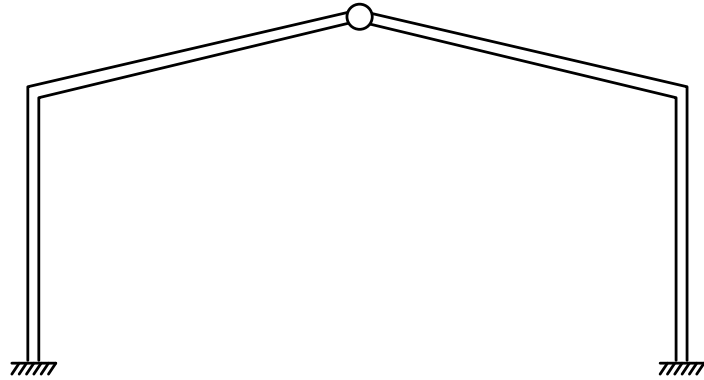
$$\Sigma F_Y = 0 \rightarrow A_Y$$

$$\Sigma F_X = 0 \rightarrow A_X + B_X = 0$$

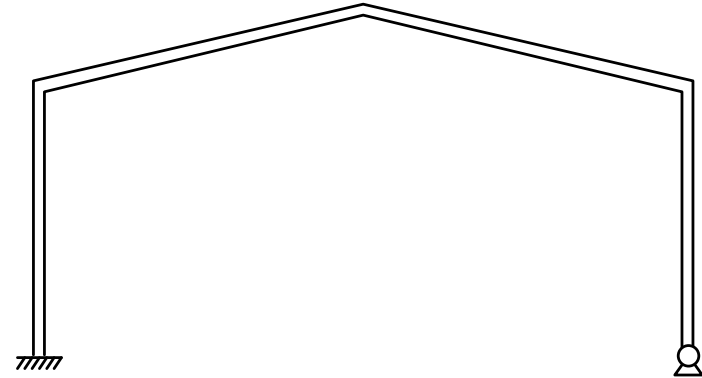


La hiperestaticidad está en las reacciones A_X y B_X

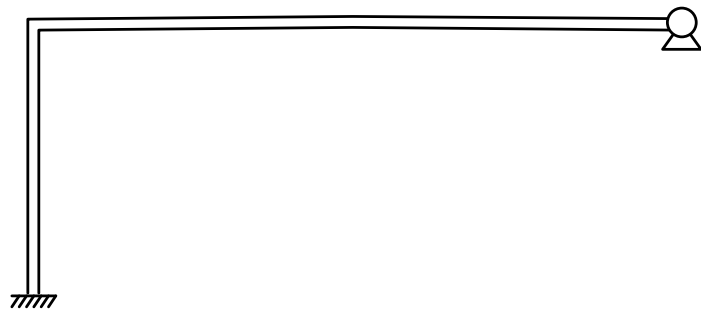
Pórticos hiperestáticos $h=2$ con una articulación



$$b=4 \quad n=5 \quad r=6 \quad c=1 \quad h=2$$



$$b=4 \quad n=5 \quad r=5 \quad c=0 \quad h=2$$

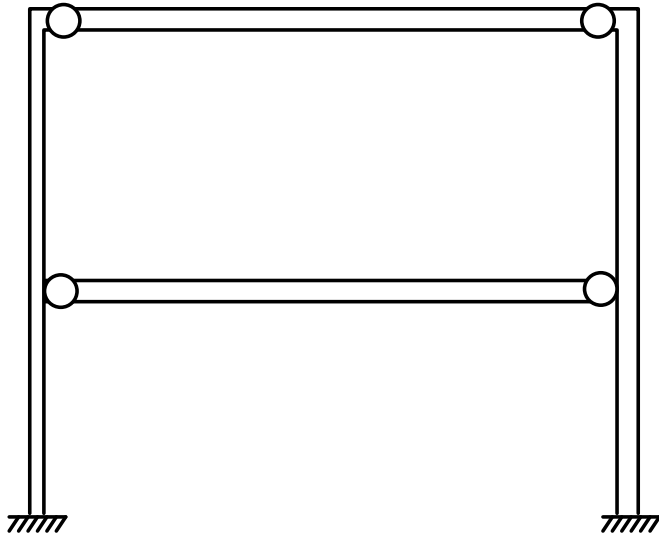


$$b=2 \quad n=3 \quad r=5 \quad c=0 \quad h=2$$

Las dos fuerzas en la articulación son hiperestáticas: si se eliminan, queda un sistema ramificado (isostático)

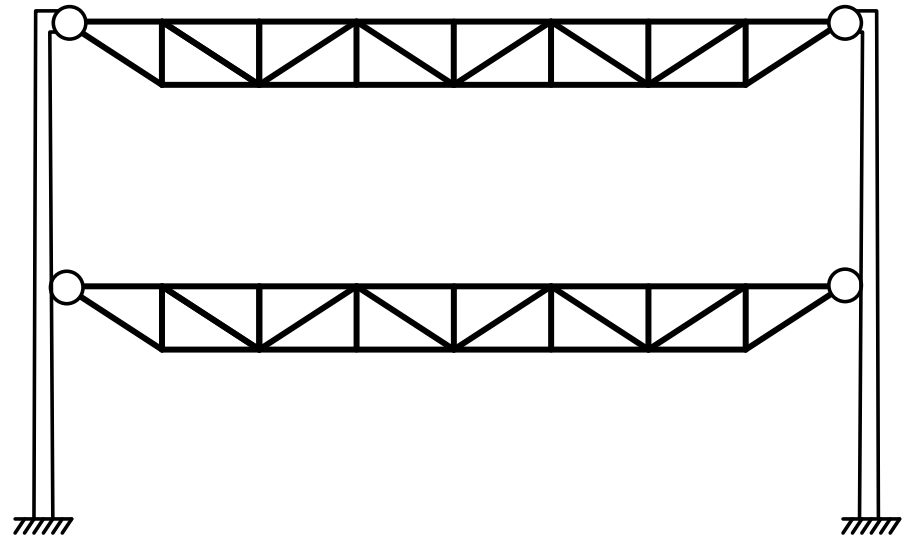
Pórticos hiperestáticos $h=2$

Vigas articuladas a dos postes



$$b=6 \quad n=6 \quad r=6 \quad c=4 \quad h=2$$

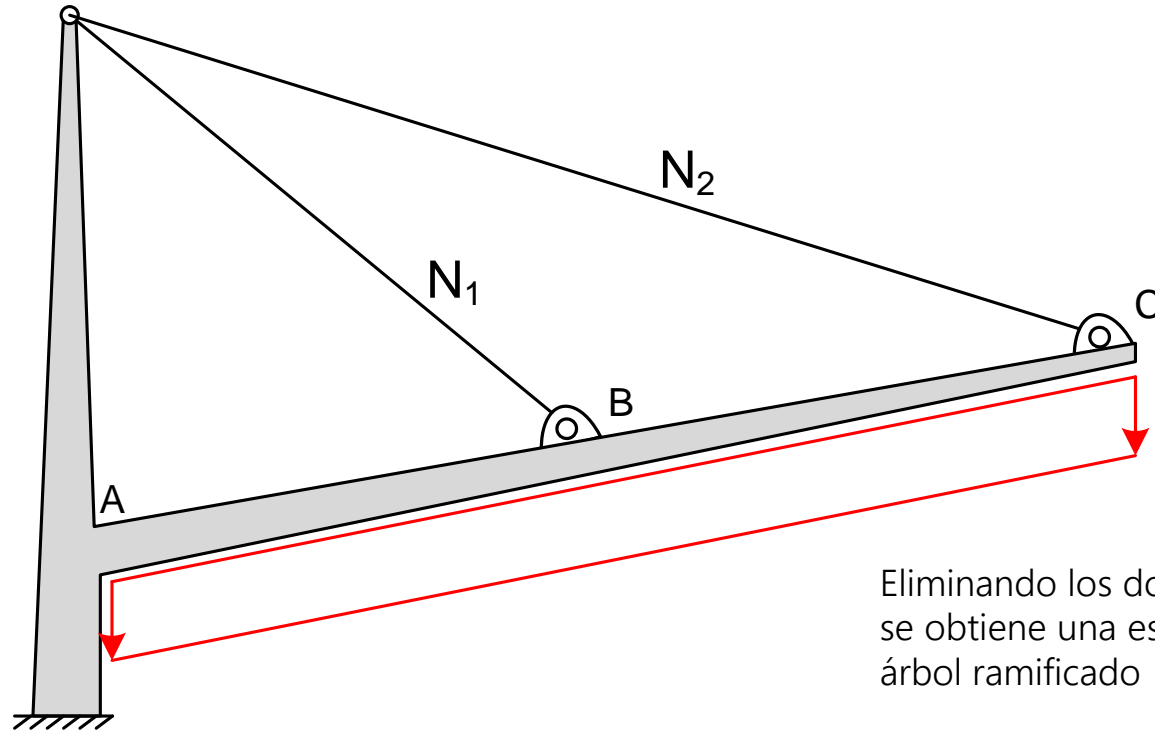
X = axial en las 2 vigas



Variante con viga en celosía (gran luz)

$$s=4 \quad r=6 \quad v=4 \times 2 = 8 \quad h=2$$

Pórtico hiperestático $h=2$ Voladizo con 2 tensores



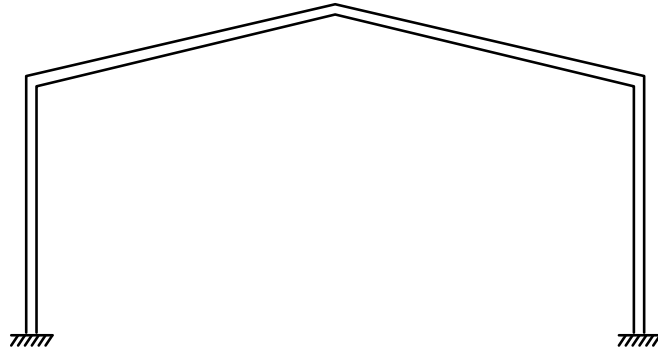
Eliminando los dos tensores se obtiene una estructura de árbol ramificado

$$b=6 \quad n=5 \quad r=3 \quad c=4 \quad h=2$$

X= axial en los 2 tensores

X= momento en los dos empotramientos A y B

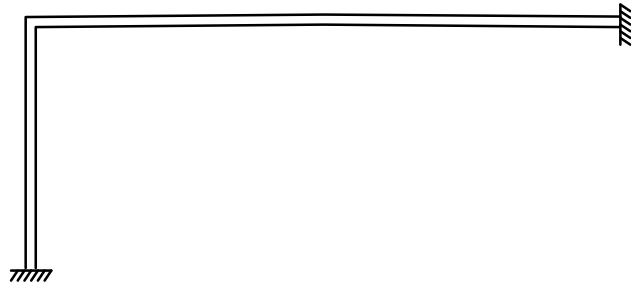
Pórticos hiperestáticos $h=3$ Rígidos sin articulaciones



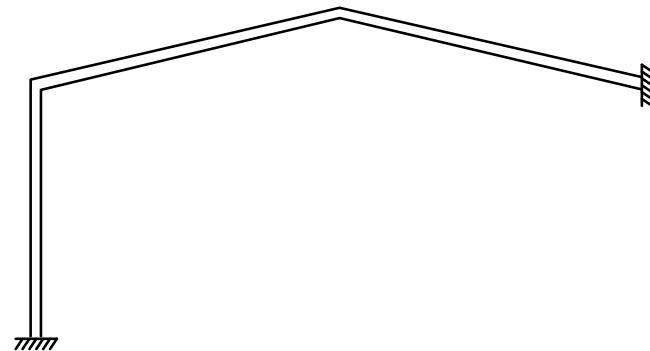
$$b=4 \quad n=5 \quad r=6 \quad c=0 \quad h=3$$



$$b=3 \quad n=4 \quad r=6 \quad c=0 \quad h=3$$

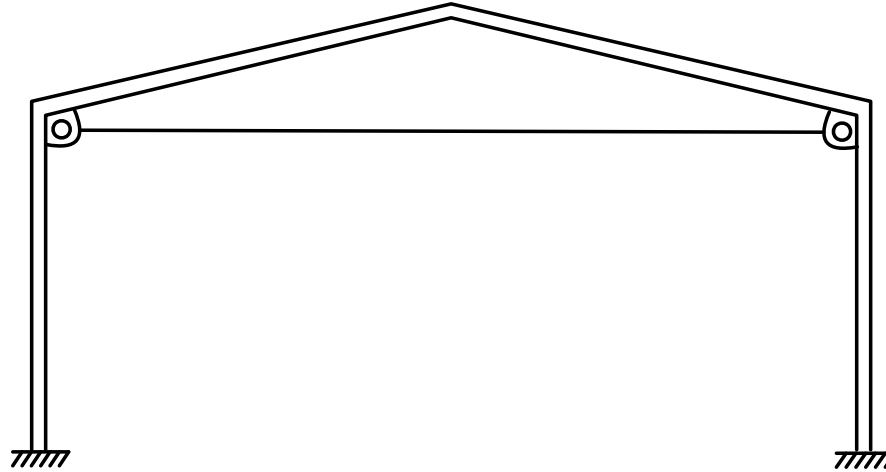


$$b=2 \quad n=3 \quad r=6 \quad c=0 \quad h=3$$



$$b=3 \quad n=4 \quad r=6 \quad c=0 \quad h=3$$

Pórtico rígido atirantado $h=4$

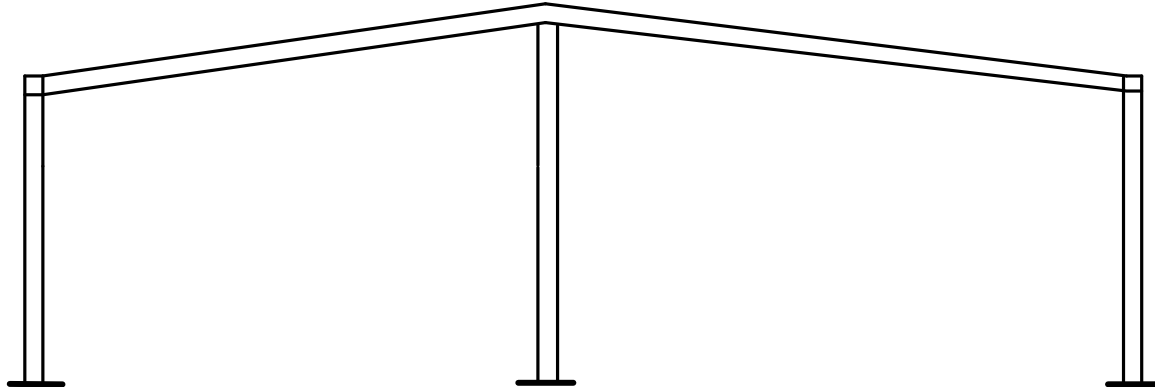


$$b=5 \quad n=5 \quad r=6 \quad c=2 \quad h=4$$

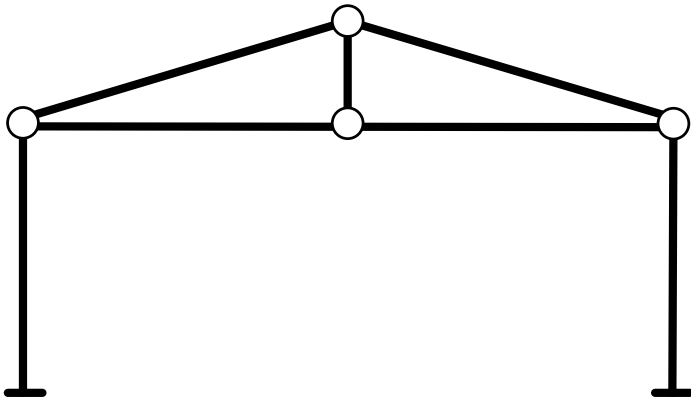
El tirante siempre añade una incógnita más al sistema (su esfuerzo axial)

El tirante tiene un efecto beneficioso antes cargas verticales (disminuye los momentos y las deformaciones)

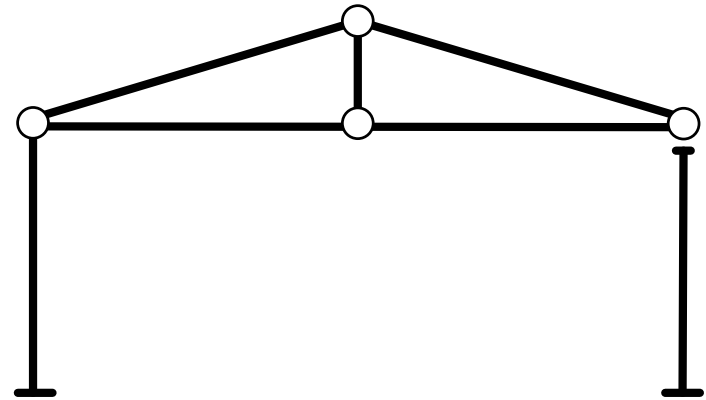
Pórticos hiperestáticos



$$b=5 \quad n=6 \quad r=9 \quad c=0 \quad h=6$$

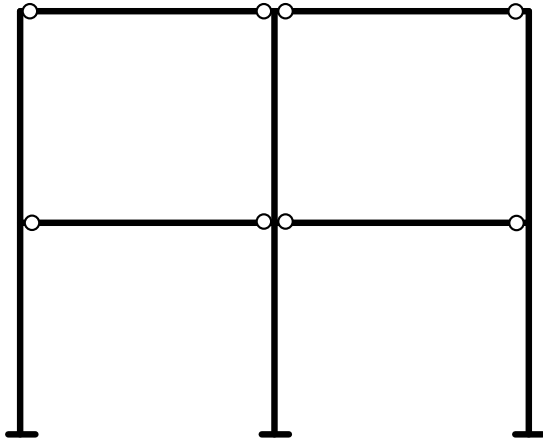


$$b=7 \quad n=6 \quad r=6 \quad c=2+2+2+2 \quad h=1$$

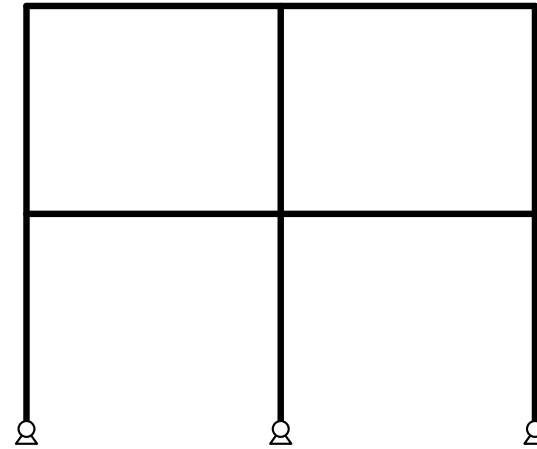


$$b=7 \quad n=6 \quad r=6 \quad c=2+2+2+2+1 \quad h=0$$

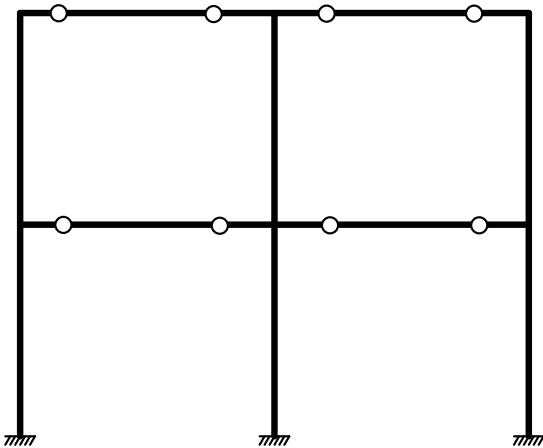
Pórticos hiperestáticos



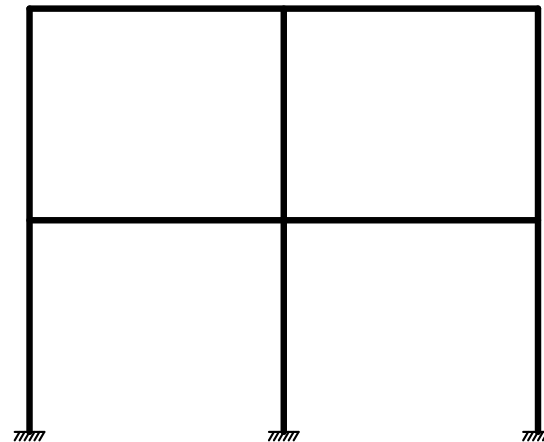
$$b=10 \quad n=9 \quad r=9 \quad c=8 \quad h=4$$



$$b=10 \quad n=9 \quad r=6 \quad c=0 \quad h=9$$

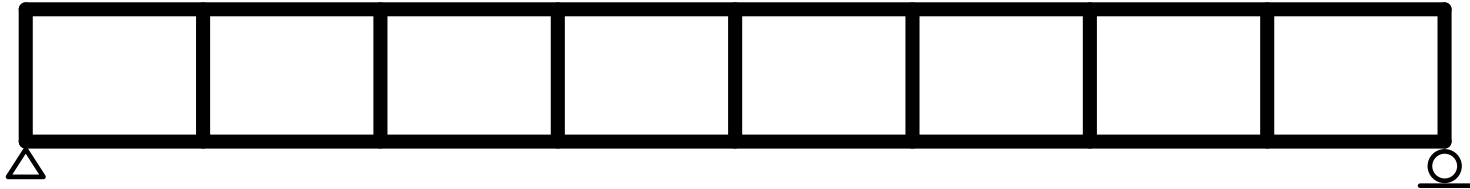


$$b=10 \quad n=9 \quad r=9 \quad c=8 \quad h=4$$



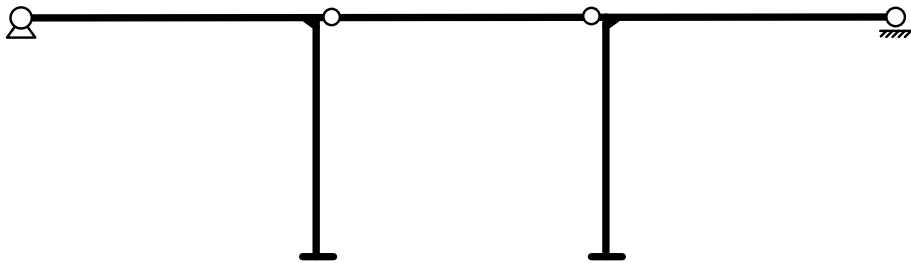
$$b=10 \quad n=9 \quad r=9 \quad c=0 \quad h=12$$

Pórticos hiperestáticos

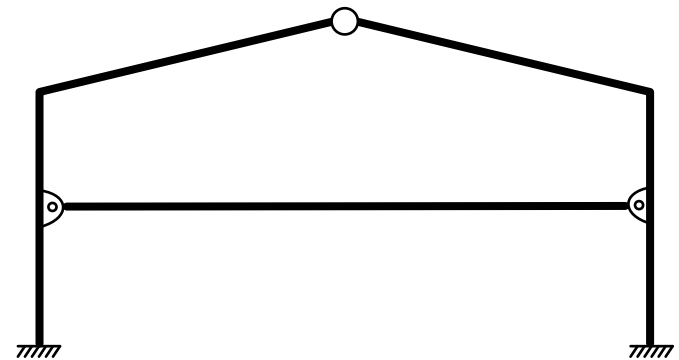


Todos los nudos rígidos

Viga Vierendeel ($h=24$)



$b=5$ $n=6$ $r=9$ $c=2$ $h=4$

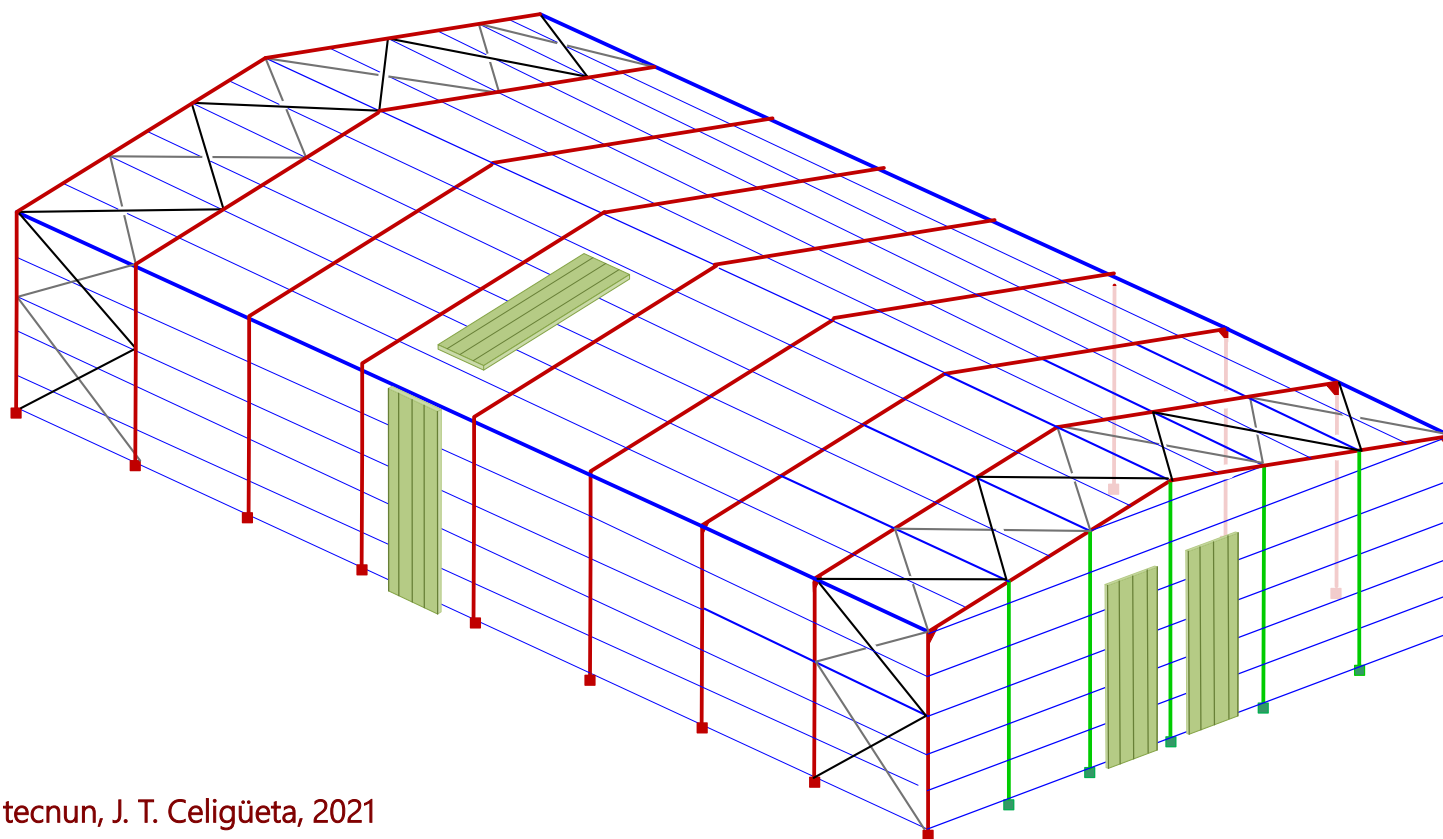


$b=7$ $n=7$ $r=6$ $c=3$ $h=3$

Dependencia de las magnitudes en pórticos

Tipo	Esfuerzos interiores (N, M, V) dependen de:	Deformaciones (Δ, θ) dependen de:
ISOS	<ul style="list-style-type: none"> • Fuerzas exteriores • Dimensiones <p>NO influyen:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Material - Área e inercia de las barras - Temperatura - Deformaciones impuestas en los apoyos 	<ul style="list-style-type: none"> • Esfuerzos en las barras: N, M, V • Flexibilidad de las barras $\frac{1}{EA} \quad \frac{1}{EI}$
HIPER	<ul style="list-style-type: none"> • Fuerzas exteriores • Dimensiones • Rigidez relativa entre las barras: $\frac{(EA)_i}{(EA)_j} \quad \frac{(EI)_i}{(EI)_j}$ <ul style="list-style-type: none"> • Temperatura $\approx EA \alpha T$ • Deformaciones impuestas en los apoyos Δ $EA \frac{\Delta}{L}$	<ul style="list-style-type: none"> • Temperaturas $\approx \alpha T L$ • Deformaciones de los apoyos

Estructuras para naves industriales



© tecnun, J. T. Celigüeta, 2021

Componentes estructurales básicos de una nave (1)

Estructura principal: pórticos planos

Correas: vigas en dirección perpendicular al pórtico principal

Cubierta y cerramientos de fachada

Vigas de atado longitudinales

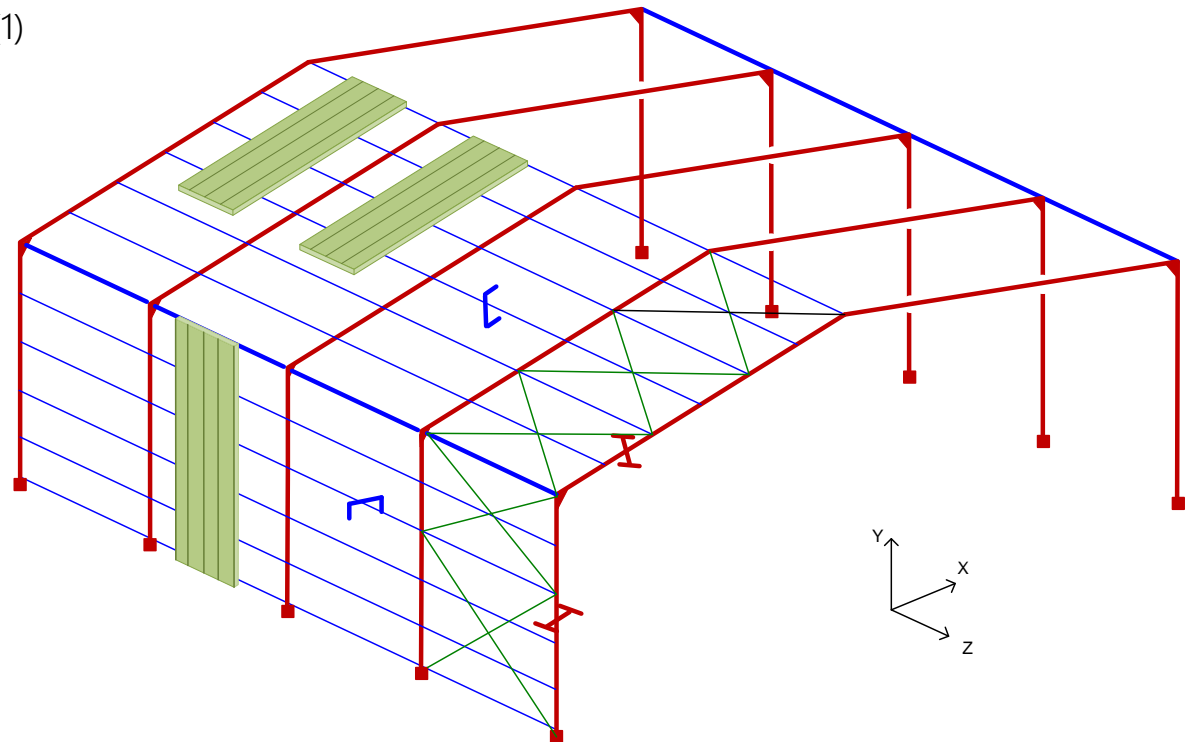
Postes y cerramientos en fachadas frontales (1)

Sistemas de **arriostramiento contra viento** (2)

Vigas **carril** para las grúas (1)

(1) No dibujados

(2) No dibujados todos



Componentes estructurales básicos de una nave (2)

Estructura principal: postes y celosía plana

Correas: vigas en dirección perpendicular al pórtico principal

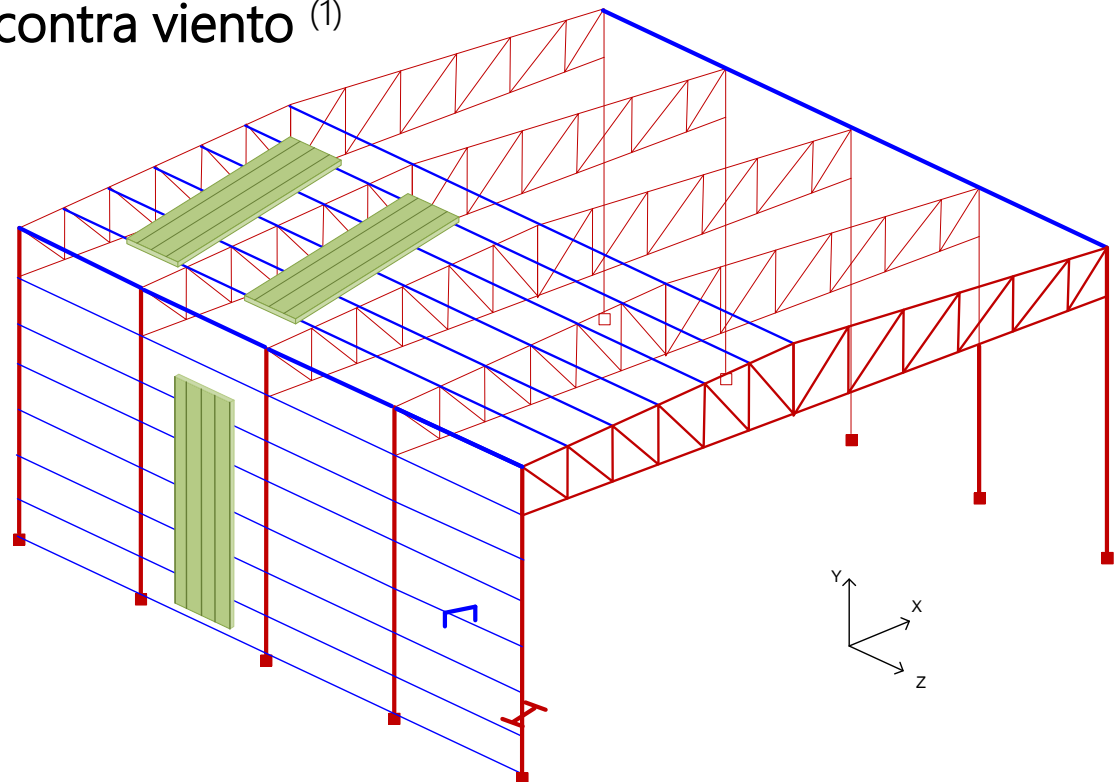
Cubierta y cerramientos de fachada

Vigas de atado longitudinales

Postes y cerramientos en fachadas frontales (1)

Sistemas de **arriostramiento contra viento** (1)

Vigas **carril** para las grúas (1)



(1) No dibujados

Organización estructural (1)

Pórticos principales planos (XY)

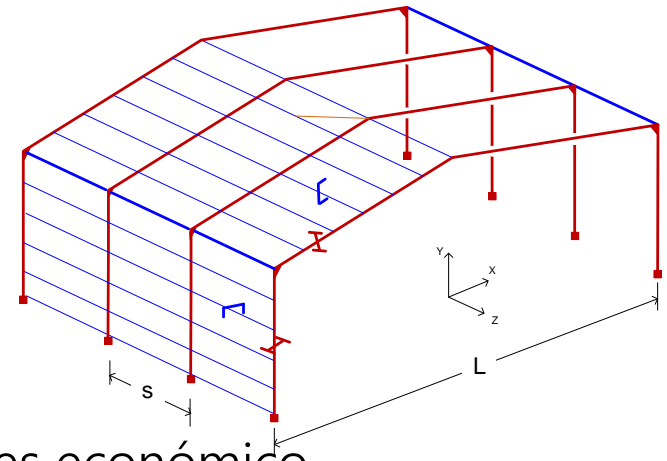
Según la menor dimensión del edificio

Pórtico de alma llena, o postes + celosía

Luz (L): habitual 15 - 40 m, incluso 50 m

Separación (s): >5 m ($L/4$ o $L/5$) >12 m no es económico, salvo naves muy grandes

Canto de la celosía $\approx L/15$ a $L/20$



Pórticos de fachada frontal: diferentes. Menos carga, pero soportan viento

Correas: vigas en dirección perpendicular al pórtico principal (Z)

Situadas en cubierta y fachadas

Reciben las cargas de los cerramientos y las transmiten a los pórticos, celosías principales o postes.

Luz = separación de pórticos (s)

Vigas continuas o apoyadas en el pórtico principal.

Cargas uniformes. Perfiles I, Z, C

Contribuyen a la estabilidad longitudinal (s/Z)

Organización estructural (2)

Cubierta y cerramientos de fachada

Cubiertas: chapa simple nervada, paneles sándwich prefabricados (más habitual), cubierta deck.

Fachadas: paneles sándwich, chapa simple nervada o muros de ladrillo o bloque cerámico.

Paneles apoyados en las correas. Luz: 1.5 a 3.5 m

Función de aislamiento térmico y acústico

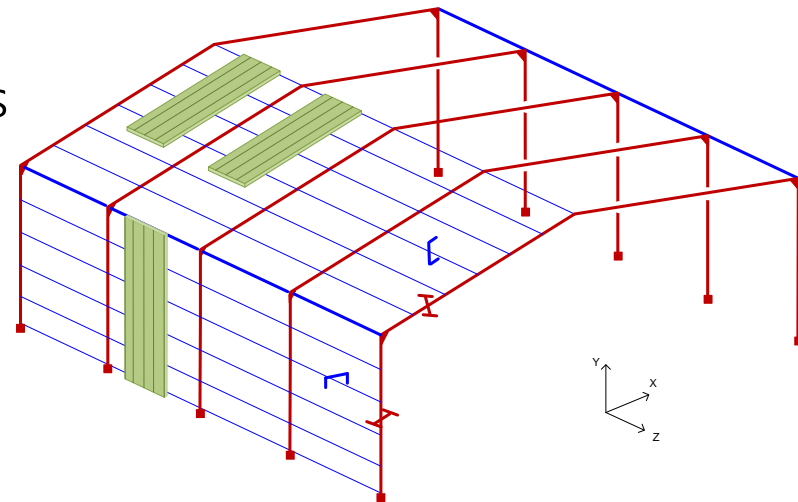
Vigas de atado

Perpendiculares a los pórticos principales

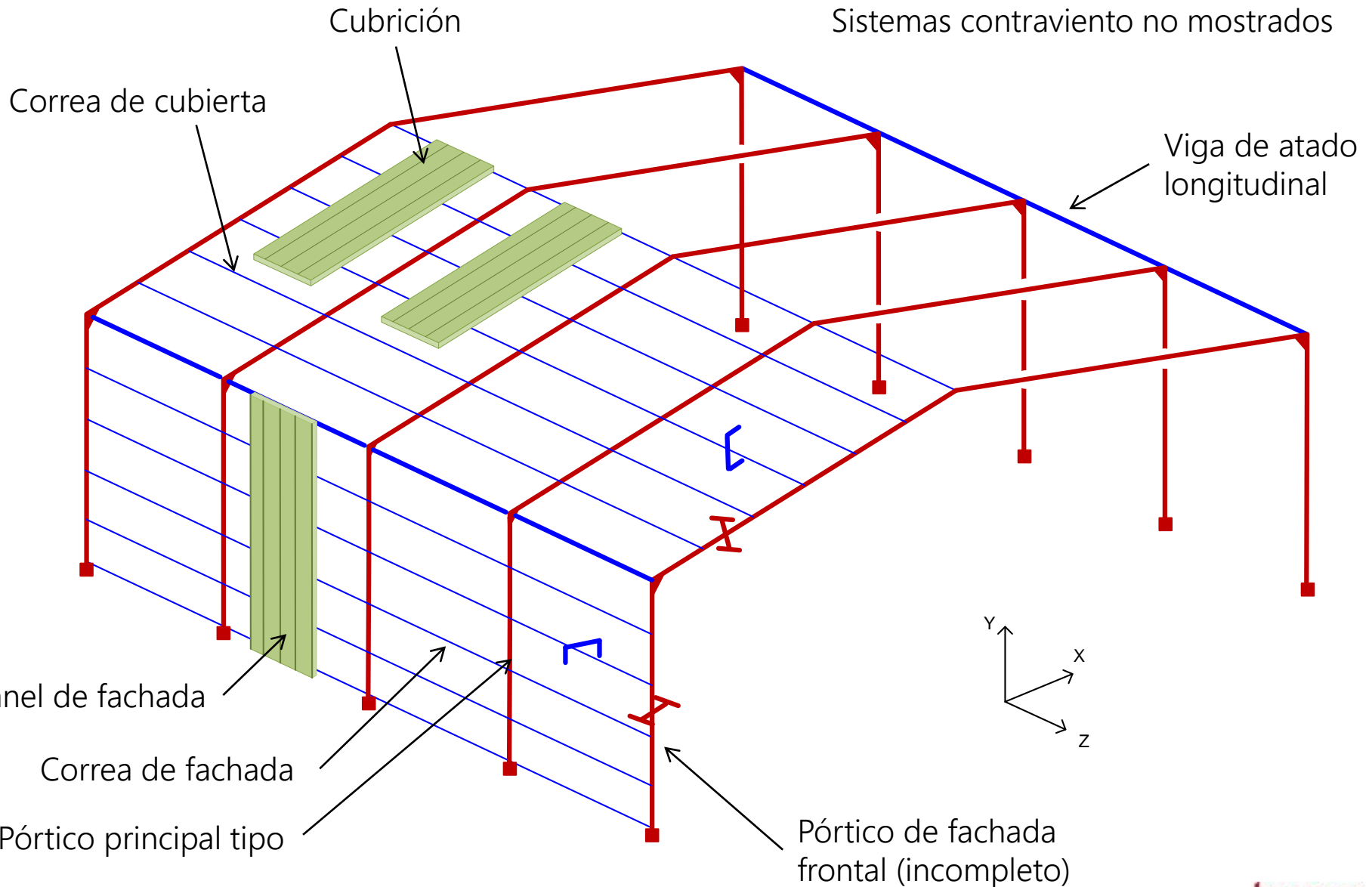
En cabeza de pilares o junto a viga carril

Rigidizan el edificio en dirección Z.

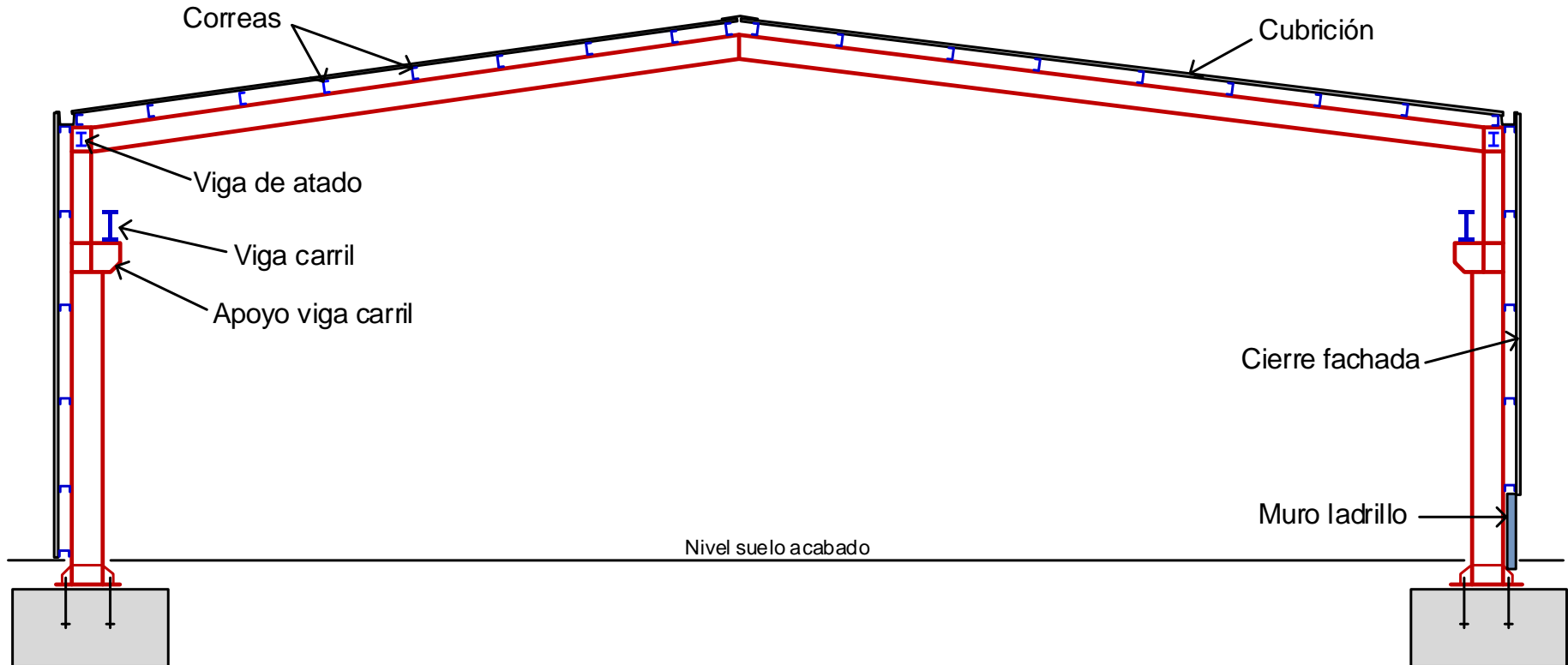
Limitan longitud de pandeo de postes



Componentes estructurales básicos de una nave



Componentes básicos de una nave. Pórtico tipo



Naves: estructura principal de pórtico plano

Estructura reticular plana:

Eje centroidal de todas las barras contenido en un plano (XY)

Eje principal de inercia de la sección contenido en un plano

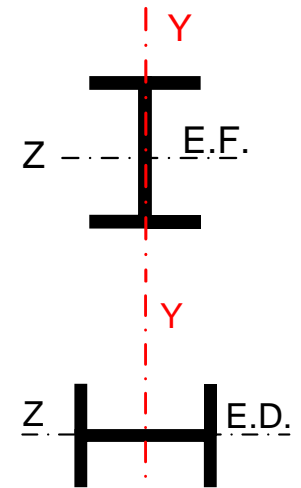
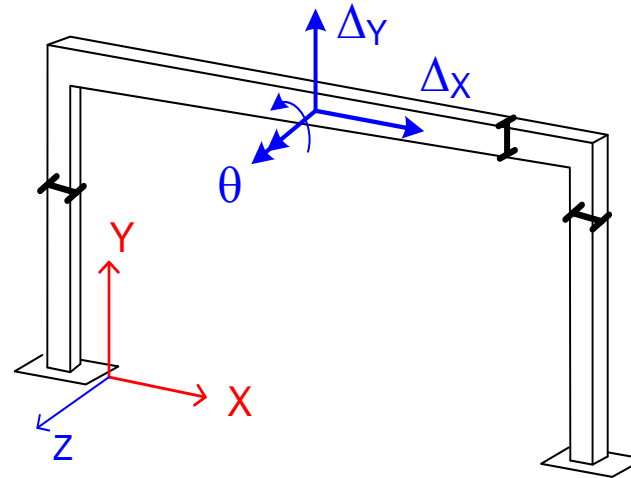
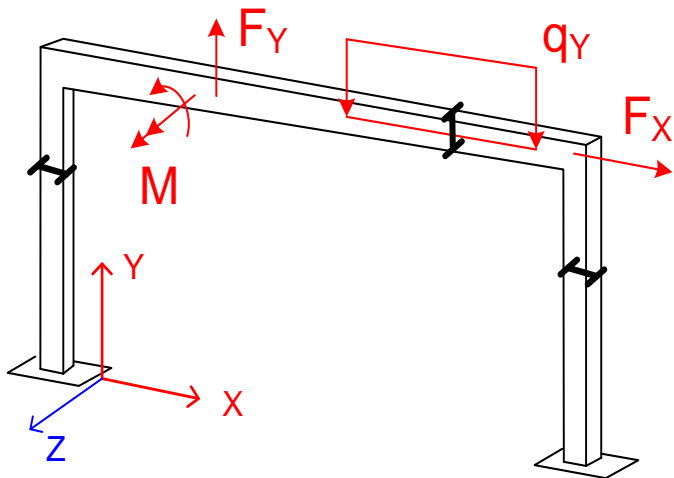
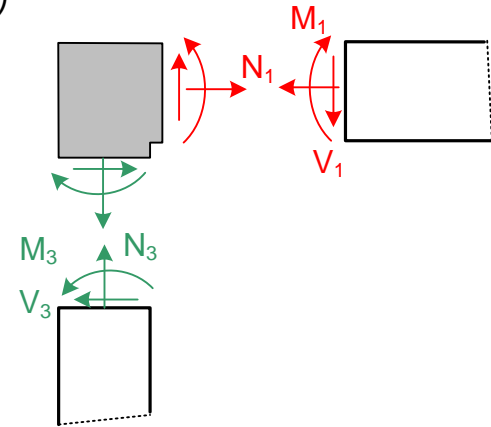
Barras unidas, en general, rígidamente en ambos extremos.

Se transmiten 2 fuerzas (N, V) y 1 momento (M_z) entre el nudo y la barra

Puede haber articulaciones: se transmiten 2 fuerzas.

Cargas exteriores F_X, F_Y, M_Z No se pueden absorber otras fuerzas

Deformaciones: desplazamientos Δ_X, Δ_Y , giro θ_Z



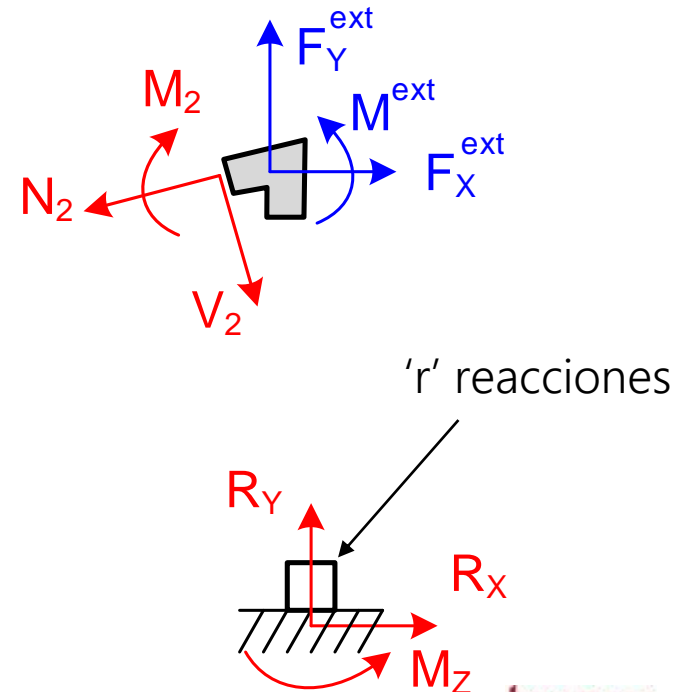
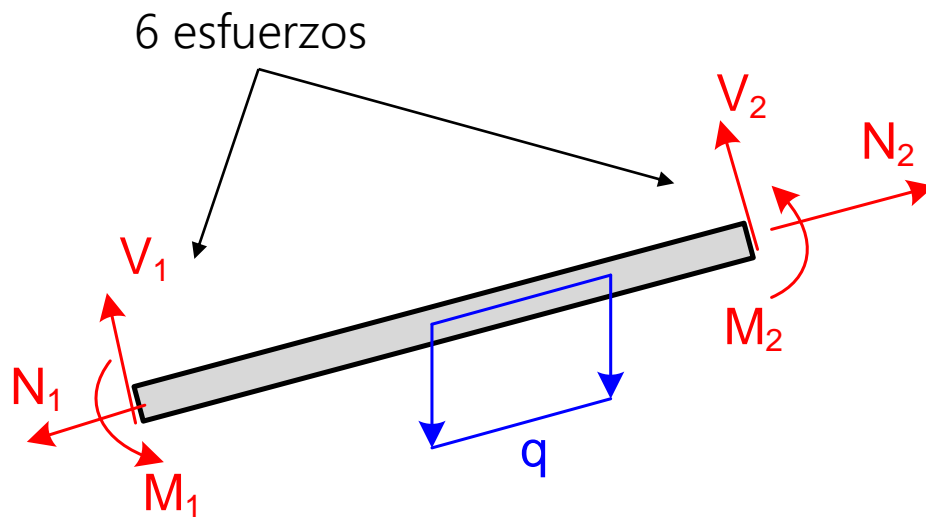
Fuerzas y ecuaciones de la estática en un pórtico plano

Fuerzas incógnita en toda la estructura: $6b + r$

- 6 en cada barra: (2 fuerzas + 1 momento) x 2 extremos
- 'r' reacciones en los apoyos

Ecuaciones de la estática en toda la estructura: $3b + 3n$

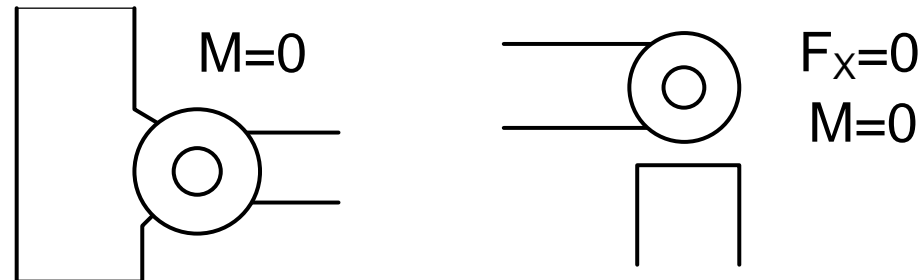
- 3 en cada barra: 2Σ fuerzas + 1Σ momentos
- 3 en cada nudo: 2Σ fuerzas + 1Σ momentos



Condiciones de esfuerzo interior nulo

Unión incompleta entre una barra y el nudo (transmite menos de 3 fuerzas)

Introduce ecuaciones del tipo $\text{esfuerzo}=0$



Juegan un papel fundamental en el equilibrio y en la naturaleza isostática o hiperestática del pórtico.

Por cada condición de esfuerzo nulo, hay un esfuerzo menos en la unión.

Se considera que en la estructura hay 'c' ecuaciones de este tipo.

Condiciones de estabilidad de un pórtico plano

Fuerzas
incógnita



Ecuaciones
de la estática



A	$6b + r < 3n + 3b + c$	→ Inestable
---	------------------------	-------------

B	$6b + r = 3n + 3b + c$
---	------------------------

→ Inestable, isostático o hiperestático

C	$6b + r > 3n + 3b + c$
---	------------------------

Además de cumplirse B o C, la disposición de las barras debe evitar toda inestabilidad local.

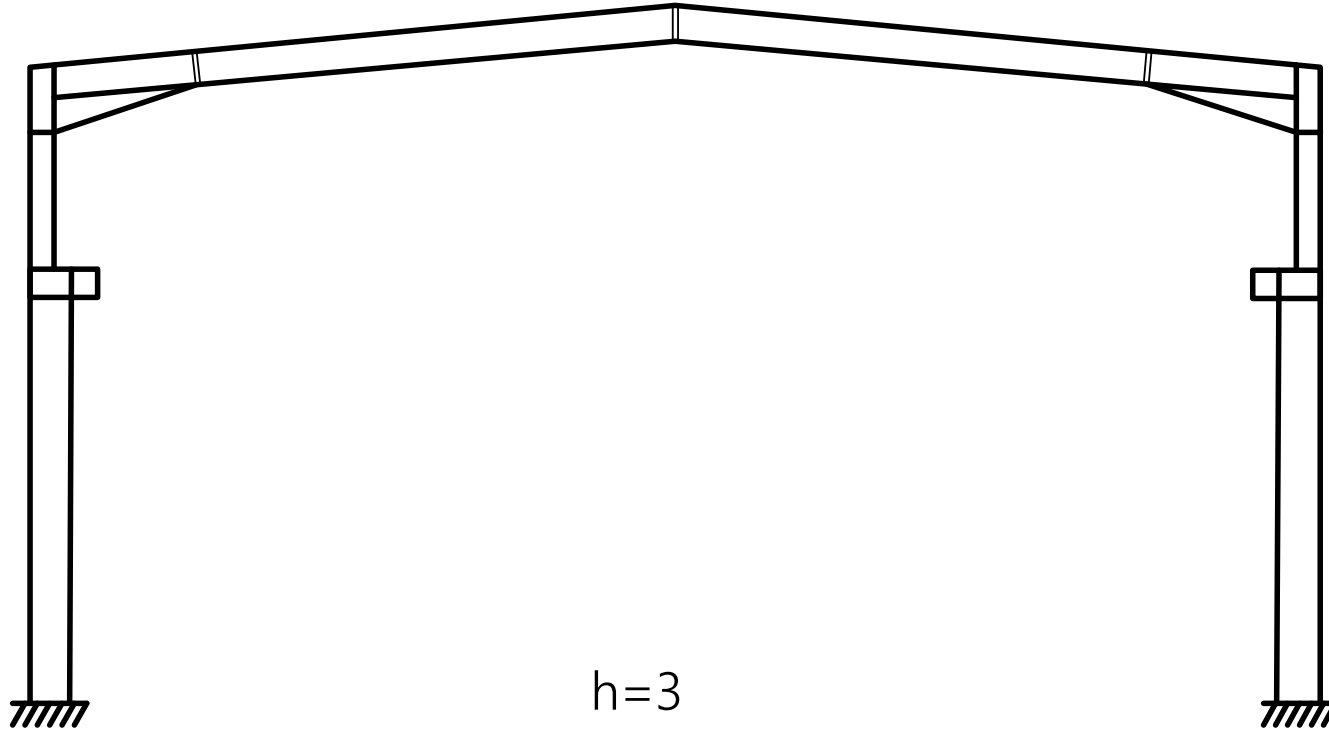
Es posible cumplir B, y ser a la vez inestable e hiperestático

Habitualmente son hiperestáticos con h muy alto

$h =$ fuerzas incógnita – ecuaciones de la estática

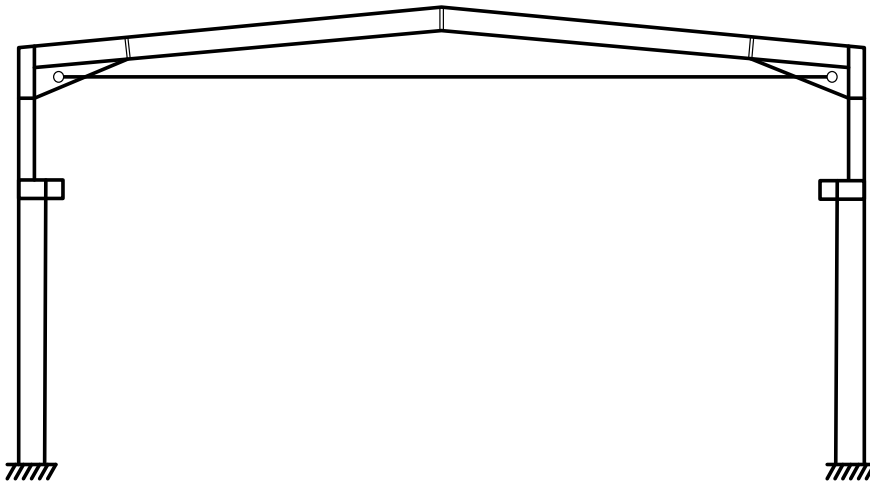
$$h = (6b + r) - (3n + 3b + c)$$

Nave simple. Pórtico rígido



Se deben garantizar uniones rígidas entre todos sus elementos, mediante soldadura o uniones atornilladas adecuadas

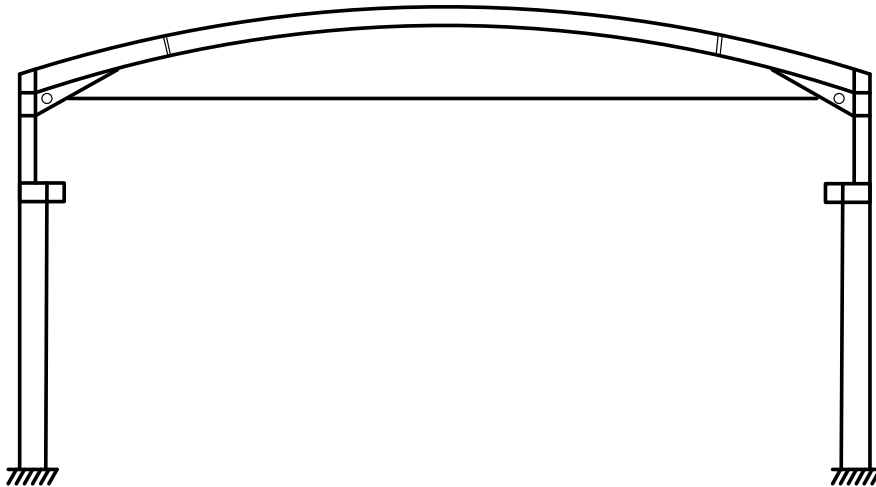
Nave simple. Pórtico rígido con tirante



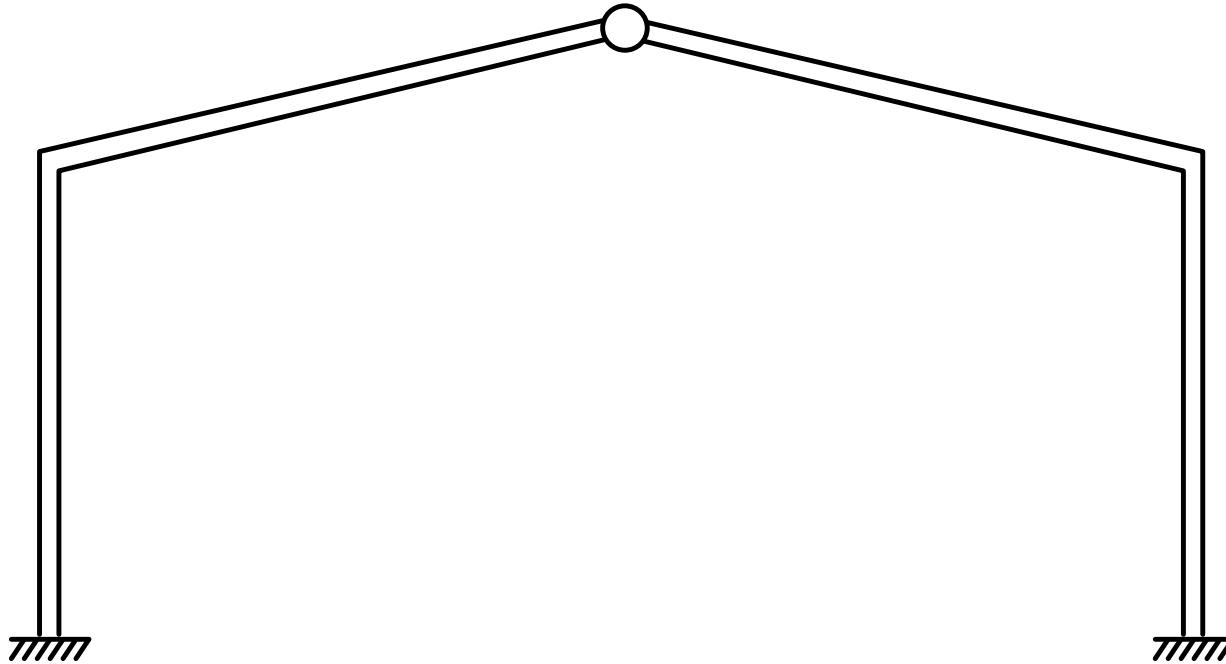
$$b=7 \quad n=7 \quad r=6 \quad c=2 \quad h=4$$

El tirante siempre añade una incógnita más al sistema (su esfuerzo axial)

El tirante tiene un efecto beneficioso antes cargas verticales (disminuye los momentos y las deformaciones). No mejora ante cargas horizontales (grúas, viento)



Nave simple. Una articulación

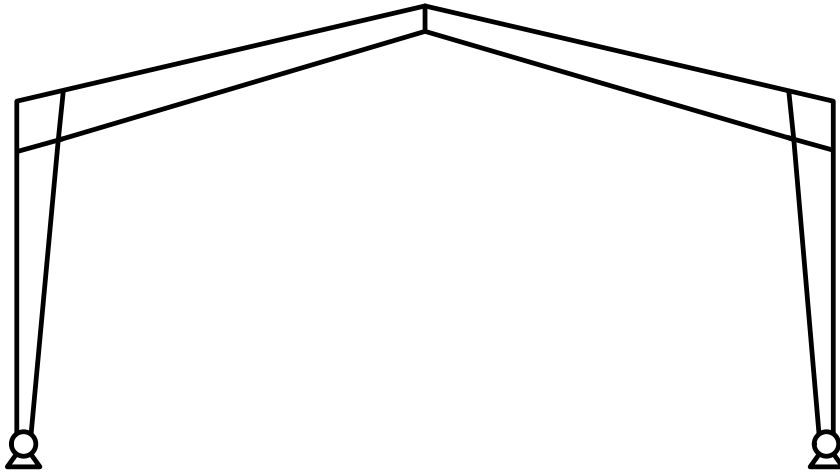


Unión en la cumbrera más sencilla

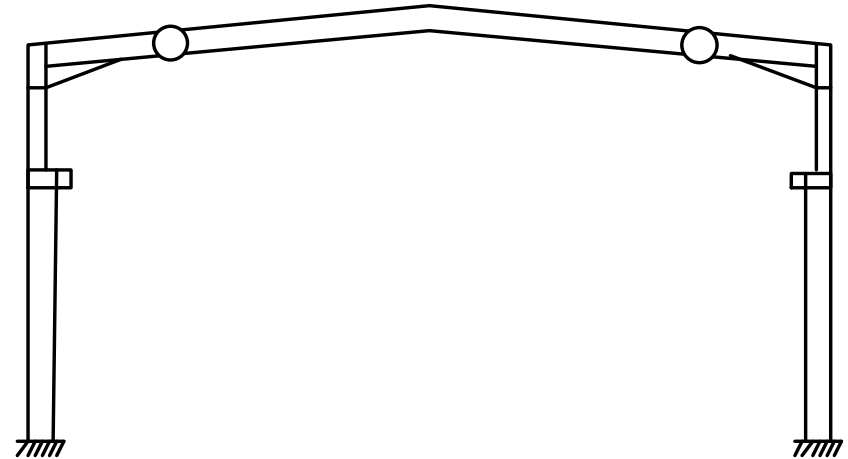
$$b=4 \quad n=5 \quad r=6 \quad c=1 \quad h=2$$

Las dos fuerzas en la articulación son hiperestáticas: si se eliminan, queda un sistema ramificado (isostático)

Nave simple. 2 articulaciones. Pórtico hiperestático $h = 1$



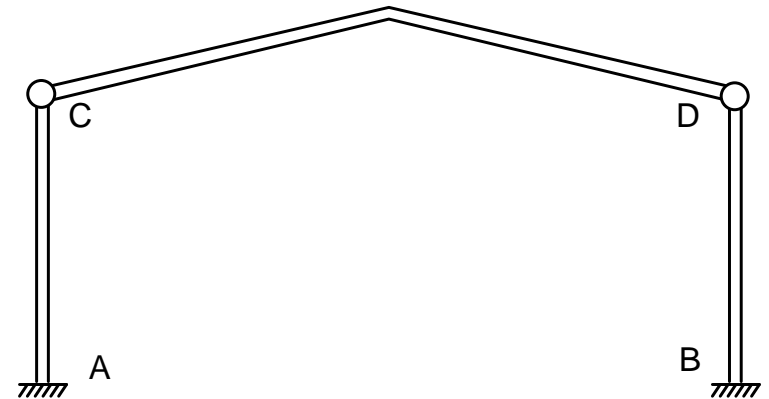
2 articulaciones en la base



2 articulaciones en el dintel

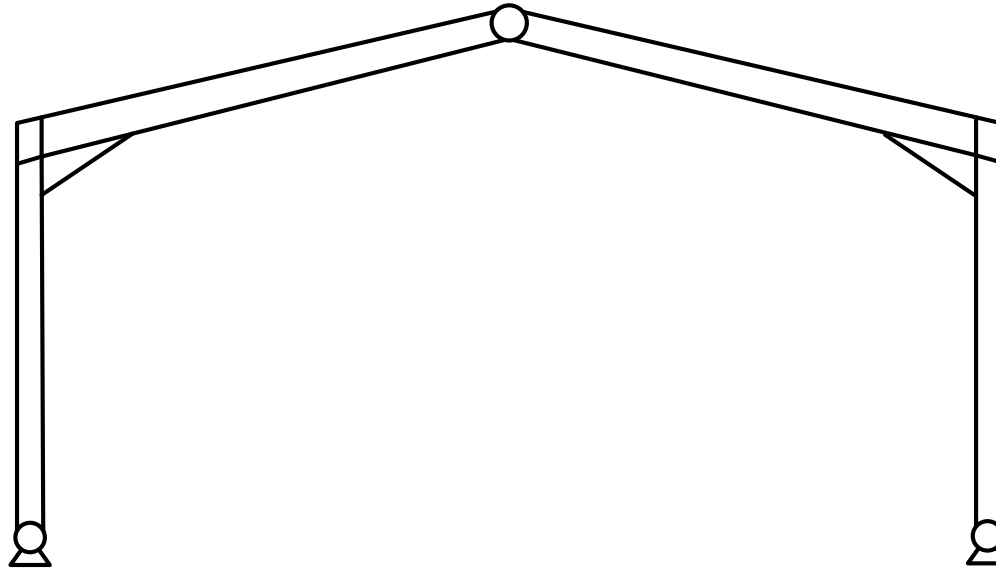


Apoyos articulados
Cubierta plana: para luces muy pequeñas



Articulaciones en el hombro.
Apoyos empotrados

Nave simple. Pórtico de 3 articulaciones



Pórtico
isostático

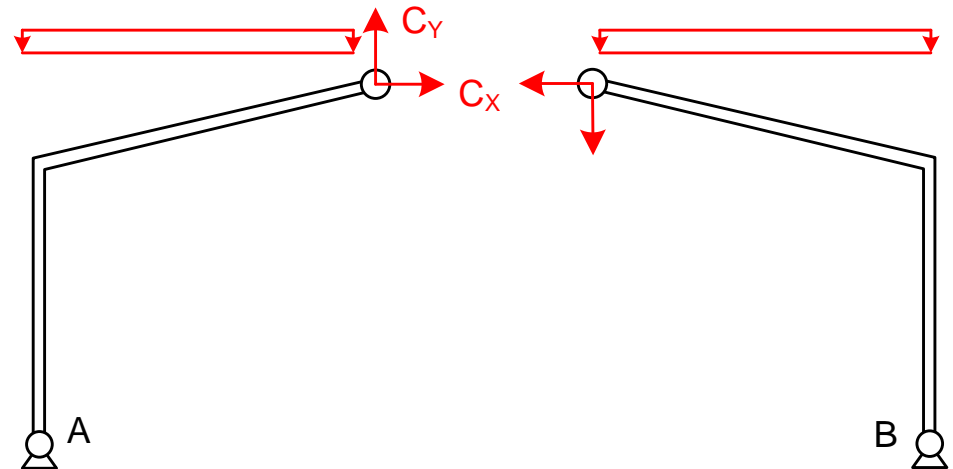
$b=4$ $n=5$ $r=4$ $c=1$
28 ecs. 28 incs.

1. Aislar los sólidos

$$\begin{aligned} \Sigma M_A^1 &= 0 \\ \Sigma M_B^2 &= 0 \end{aligned} \rightarrow C_X, C_Y$$

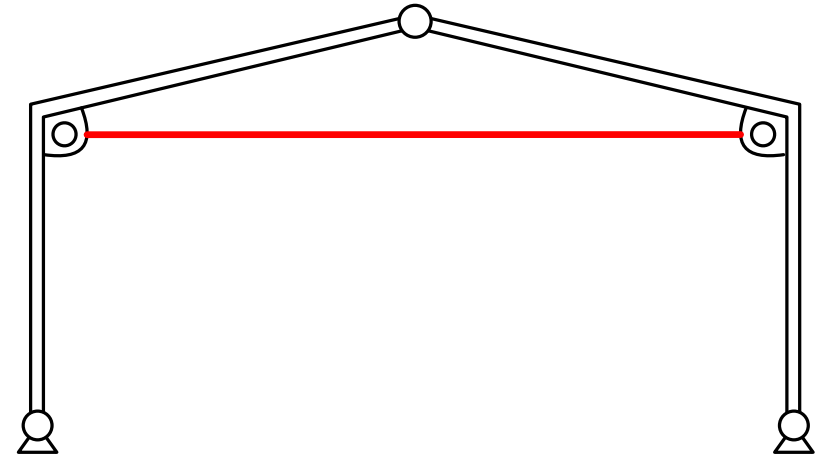
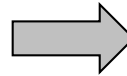
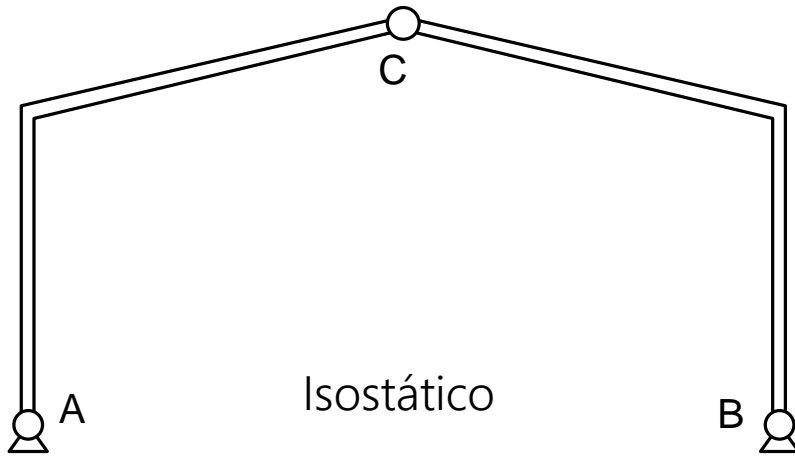
2. Del sólido 1 hallar A_X, A_Y

3. Del sólido 2 hallar B_X, B_Y



El método es válido para cualquier forma de los dos sólidos

Pórtico de 3 articulaciones con tirante

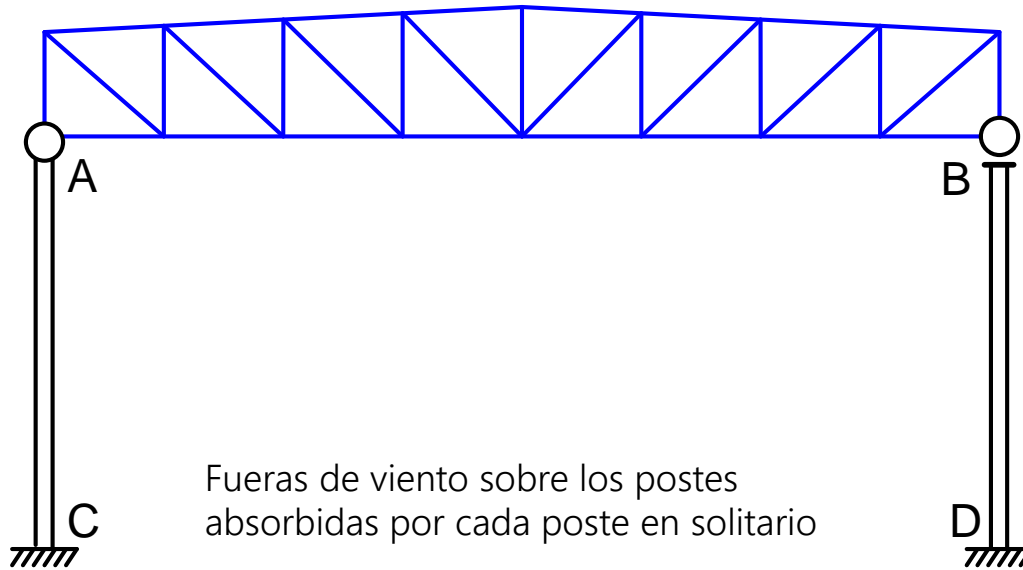


$$b=5 \quad n=5 \quad r=4 \quad c=1+1+1=3 \\ h=1$$

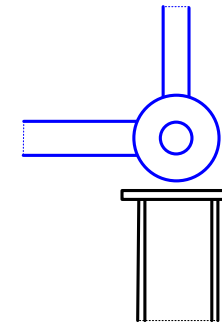
El esfuerzo axial en el tirante es hiperestático

Pórticos principales con cubierta de celosía - Nave simple

Celosía isostática apoyada isostáticamente en los postes



Fueras de viento sobre los postes
absorbidas por cada poste en solitario



$$b=3 \quad r=6 \quad n=4 \quad c=3 \quad h=0$$

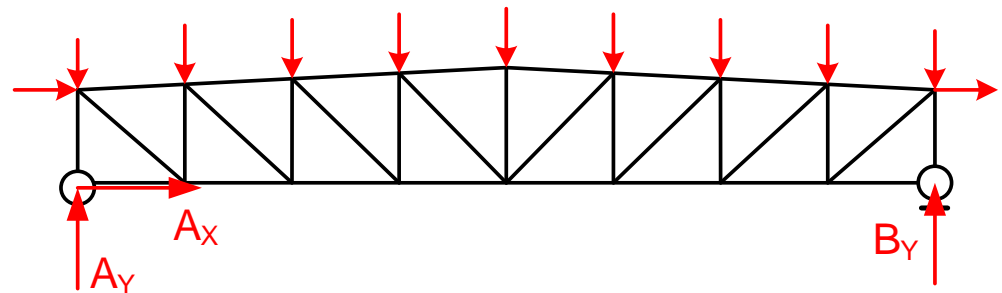
La celosía se cuenta
como una barra

Aislando la celosía:

$$\Sigma M_A = 0 \rightarrow B_Y$$

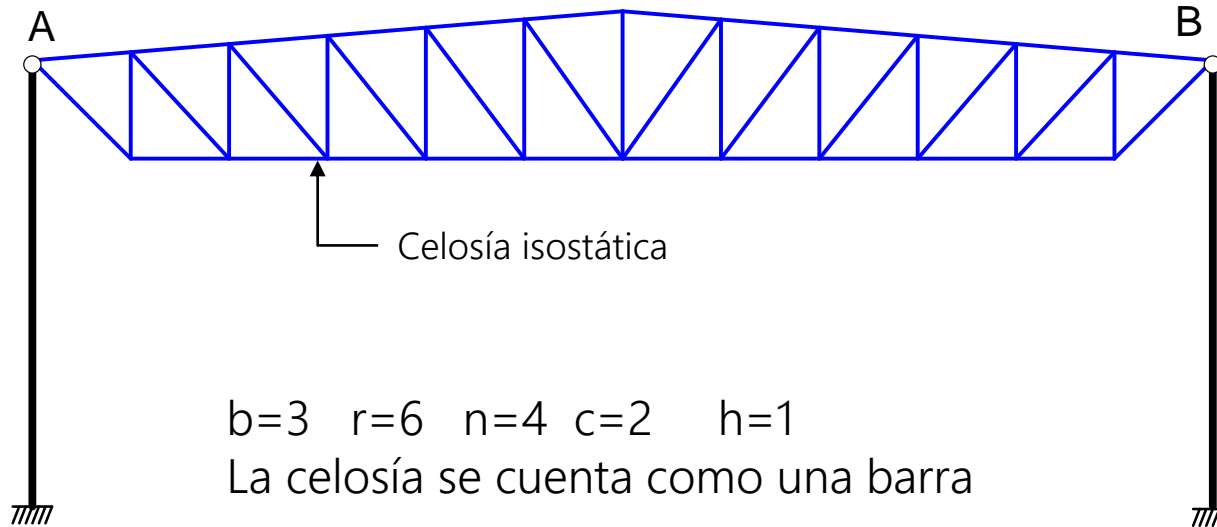
$$\Sigma F_Y = 0 \rightarrow A_Y$$

$$\Sigma F_X = 0 \rightarrow A_X$$



Pórticos principales con cubierta de celosía - Nave simple

Celosía isostática, articulada a los dos postes, empotrados en la base



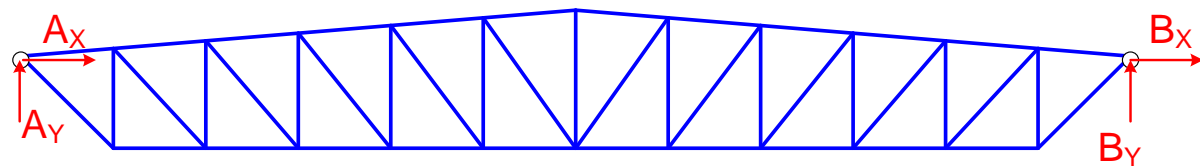
Aislando la celosía:

$$\Sigma M_A = 0 \rightarrow B_Y$$

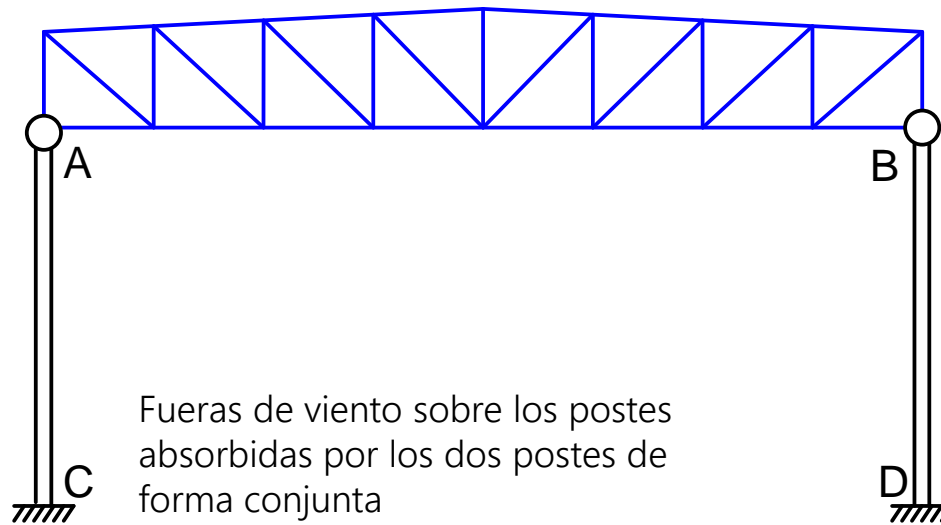
$$\Sigma F_Y = 0 \rightarrow A_Y$$

$$\Sigma F_X = 0 \rightarrow A_X + B_X + F_X^{ext} = 0$$

La hiperestaticidad está en las reacciones A_X y B_X

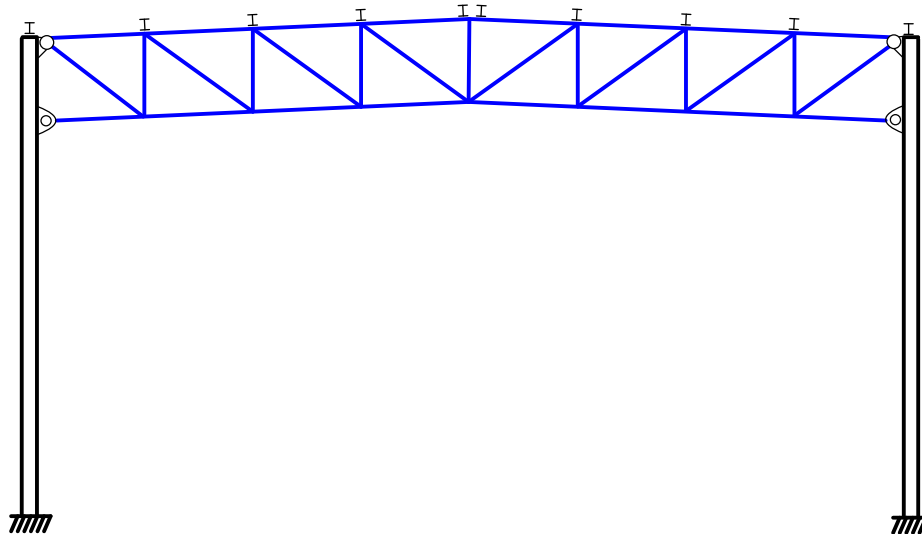


Pórticos principales con cubierta de celosía - Nave simple



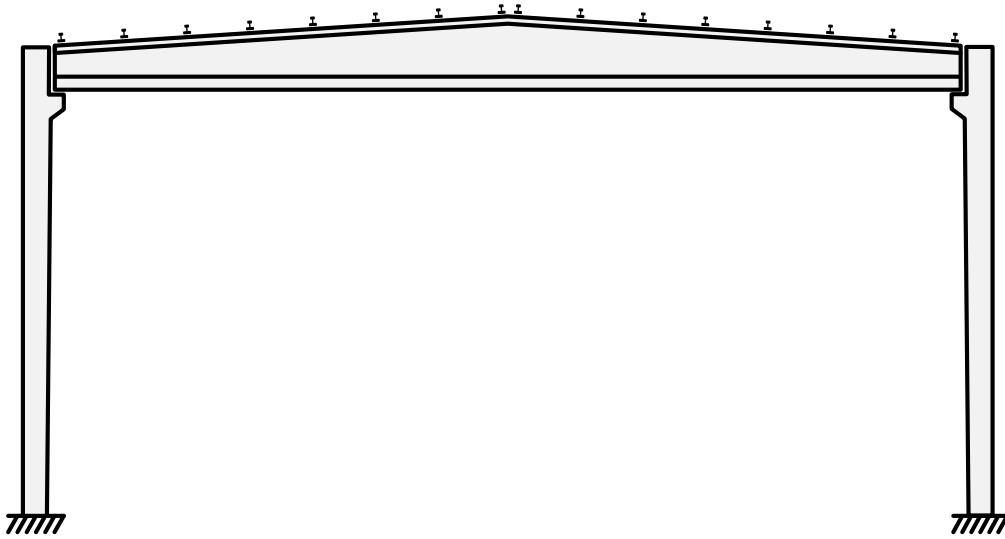
Misma solución anterior

$h=1$

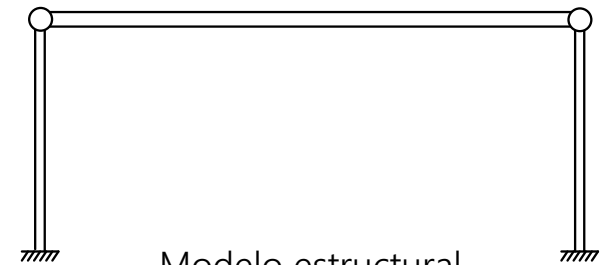


$h=3$

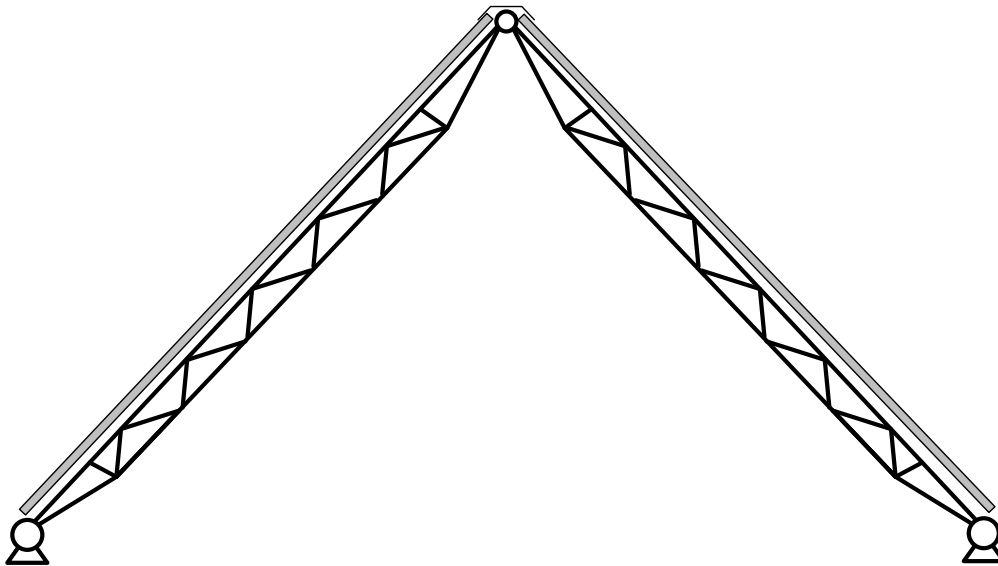
Pórticos principales. Nave simple



Estructura con postes y viga apoyada, de hormigón pretensado

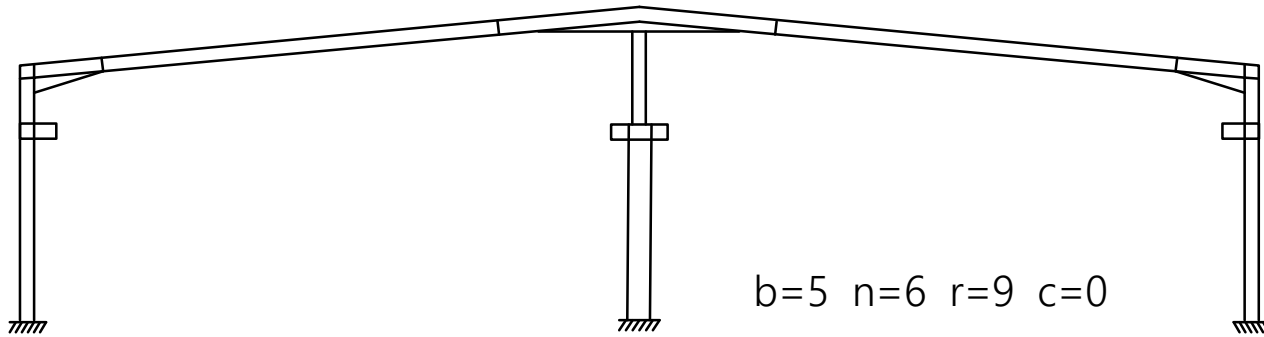


Modelo estructural



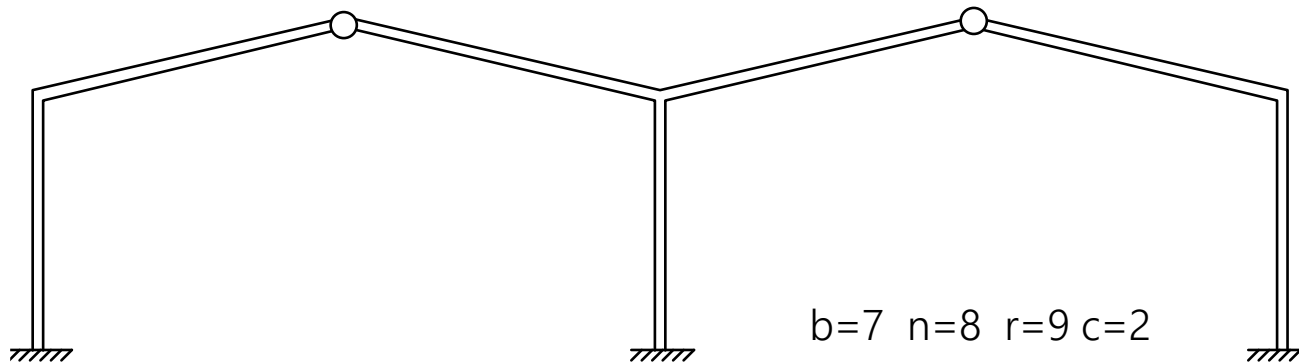
Nave especial para materias a granel

Naves dobles



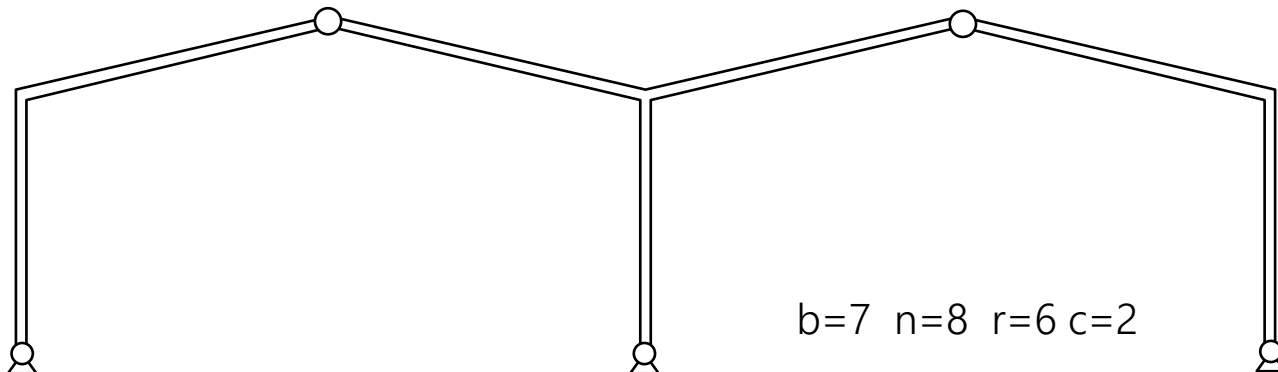
Pórtico
rígido

$h=6$



Cumbrera
articulada

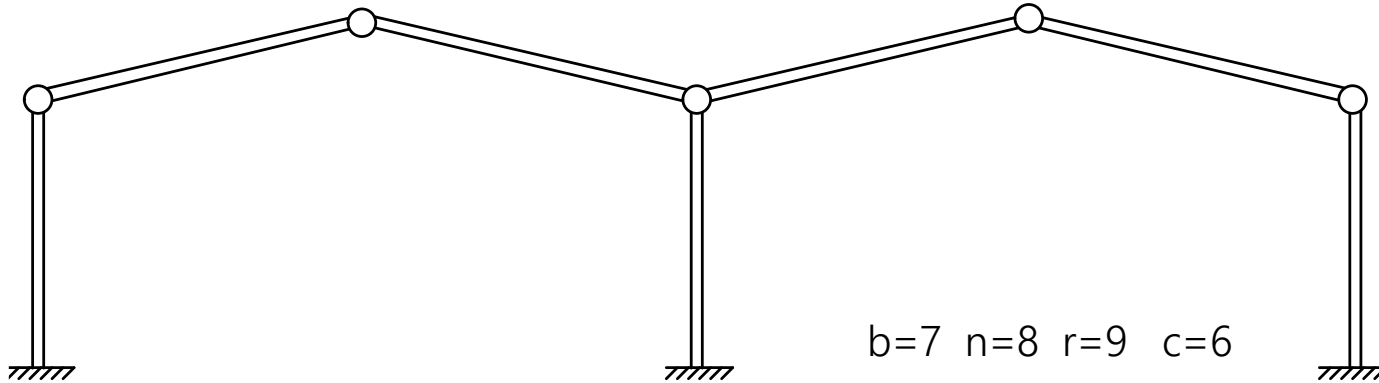
$h=4$



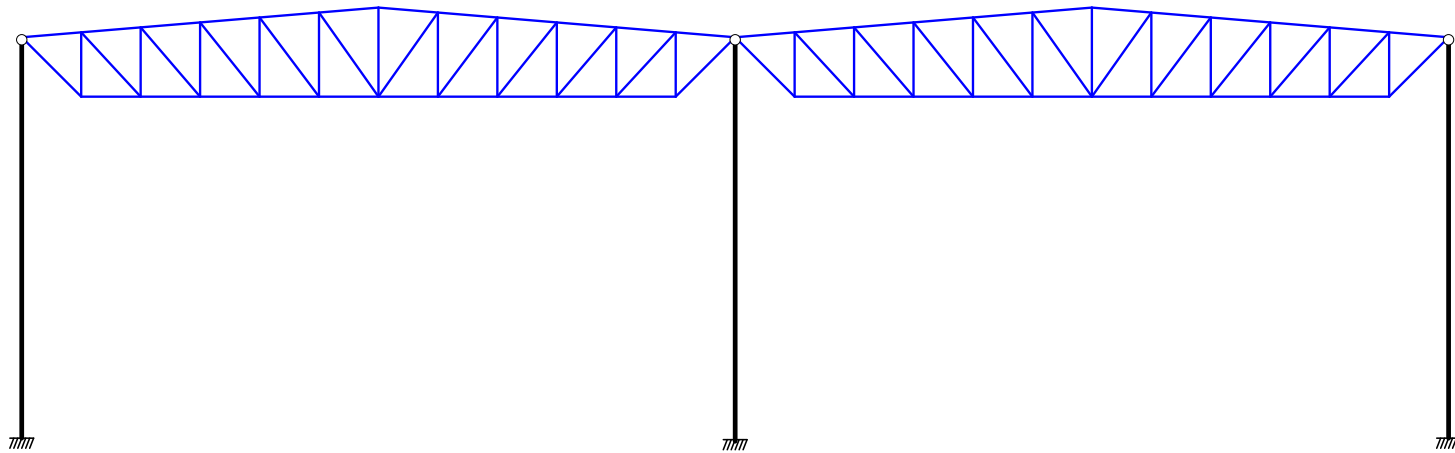
Bases y
cumbrera
articuladas

$h=1$

Naves dobles

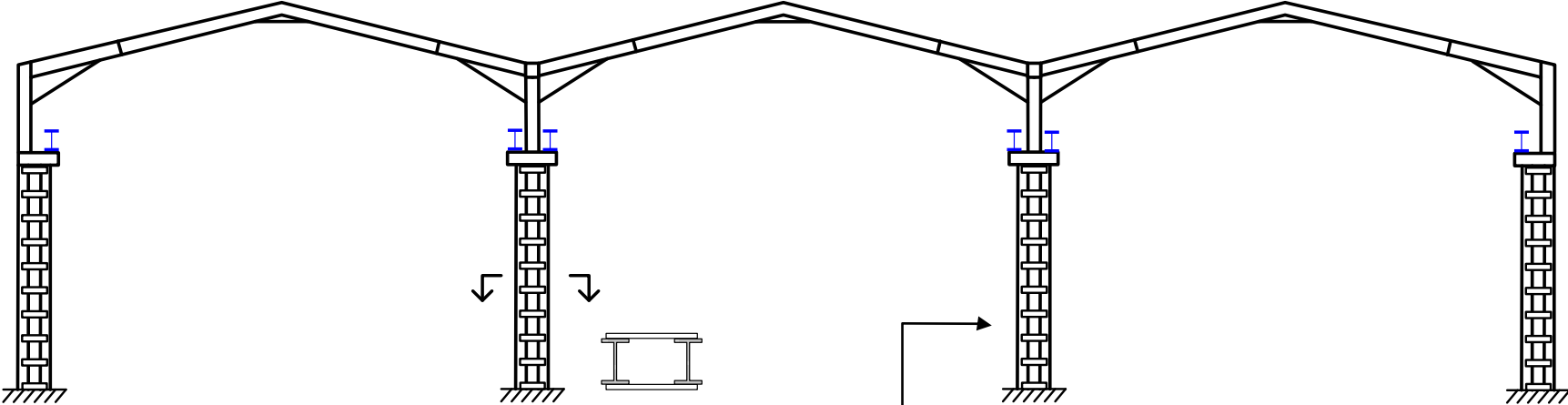


Cubierta articulada $h=0$



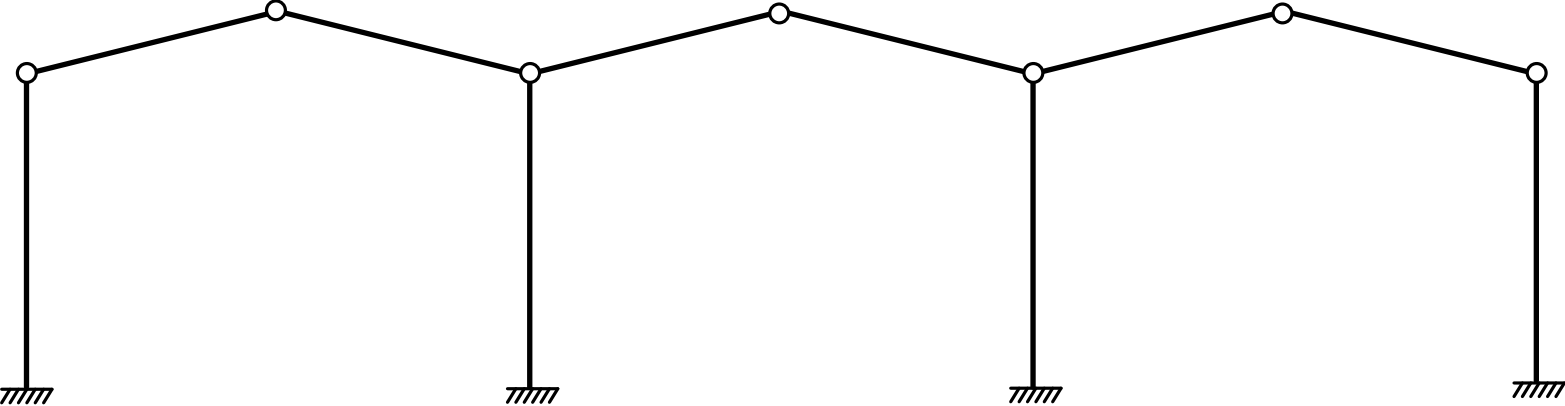
Cubierta de celosía articulada
en los postes $h=2$

Naves triples



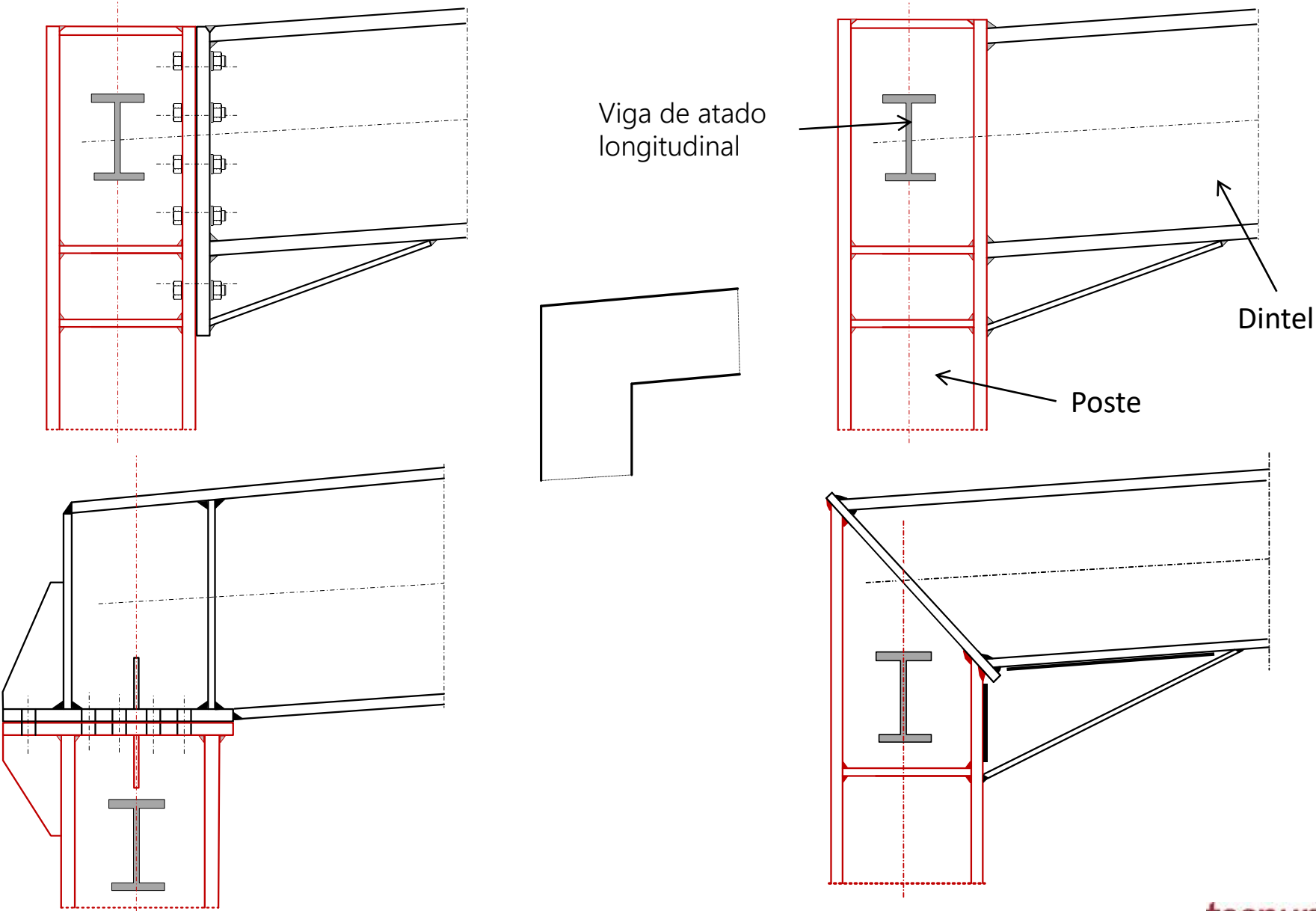
Pórtico rígido $h=9$

Postes compuestos

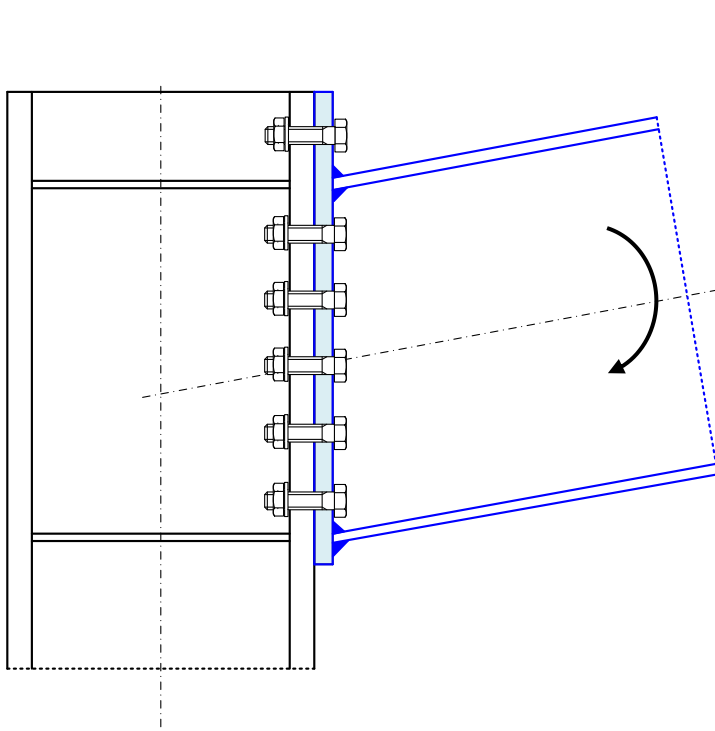


Cubierta articulada $h=0$

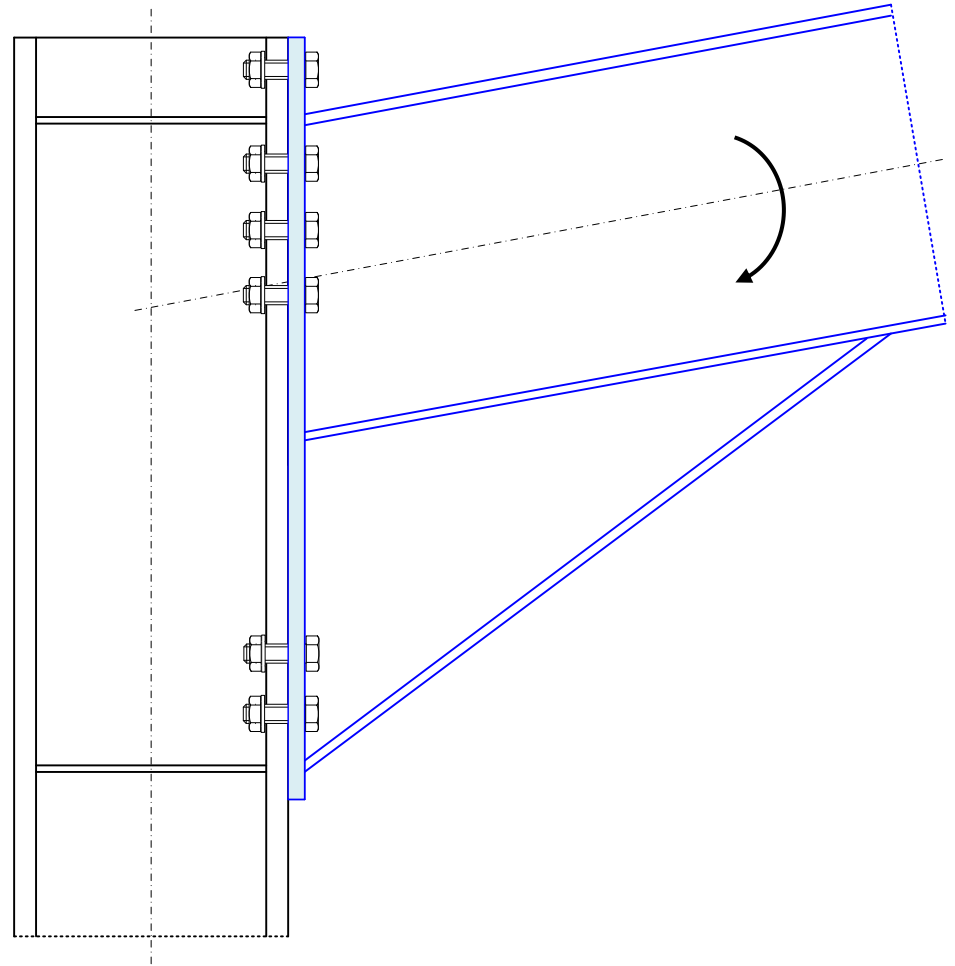
Uniones tipo de hombro rígidas



Uniones de hombro reforzadas

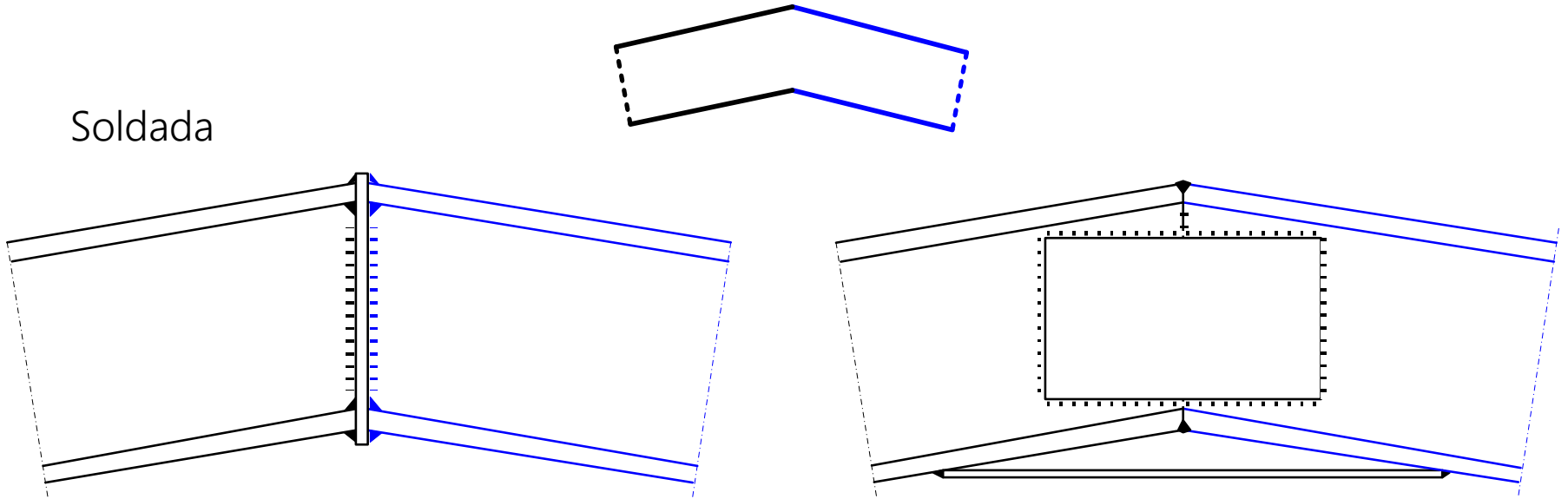


Fila de tornillos exterior
permite absorber mayor
momento

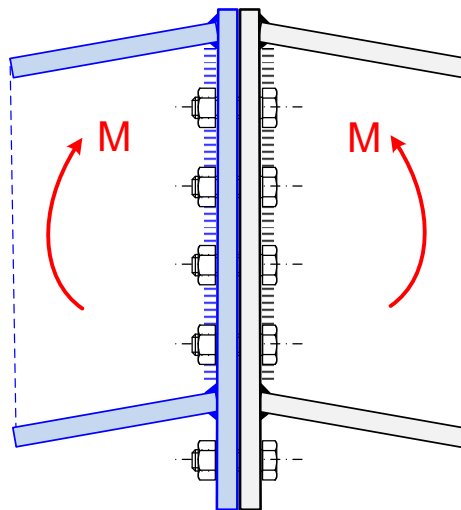


Uniones tipo de cumbrera rígida

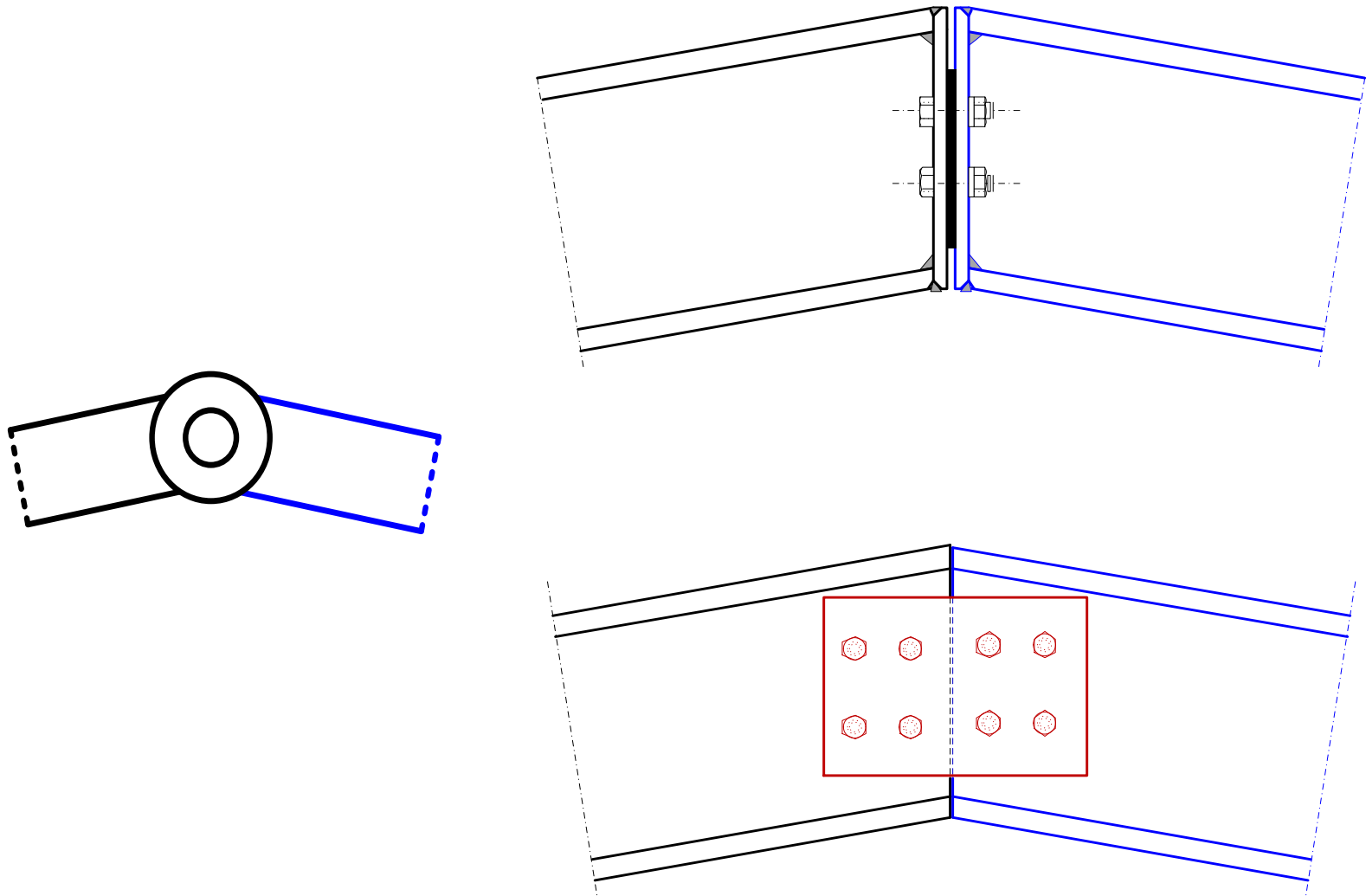
Soldada



Atornillada

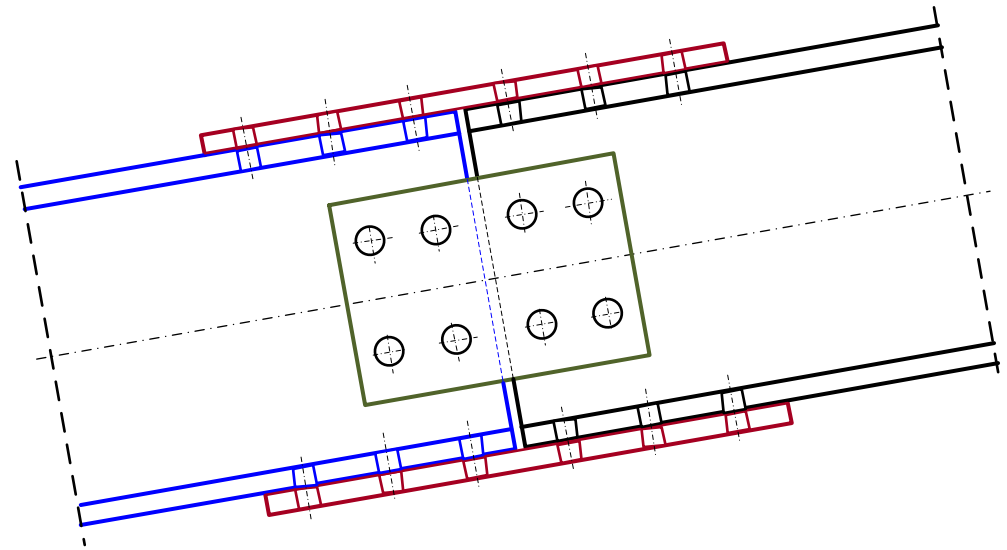


Uniones tipo de cumbrera articulada

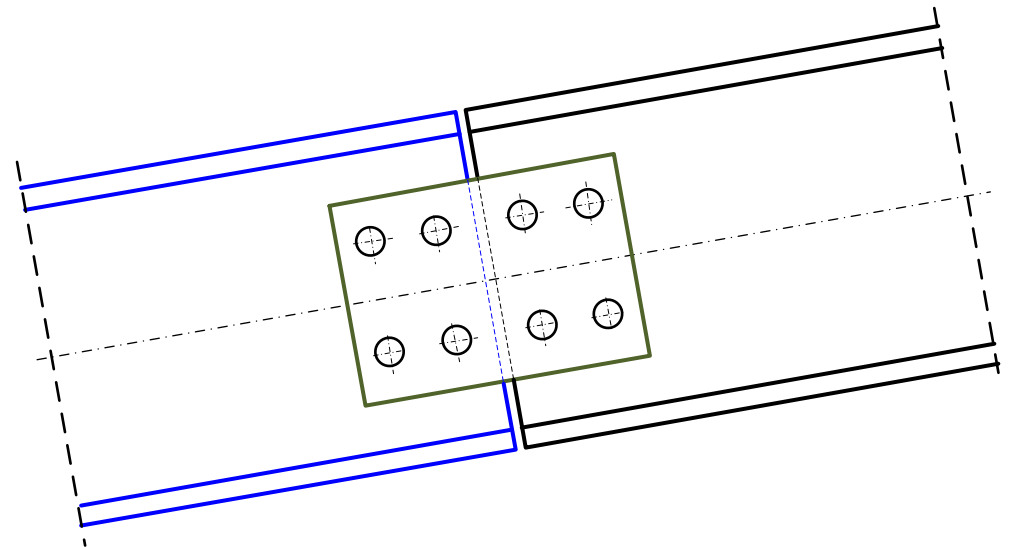


Uniones tipo en el dintel

Unión rígida con cubrejuntas

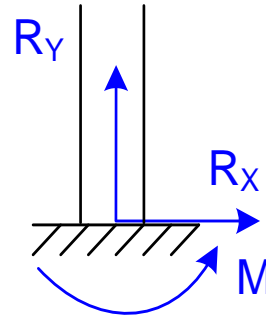
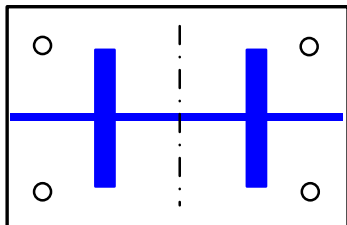
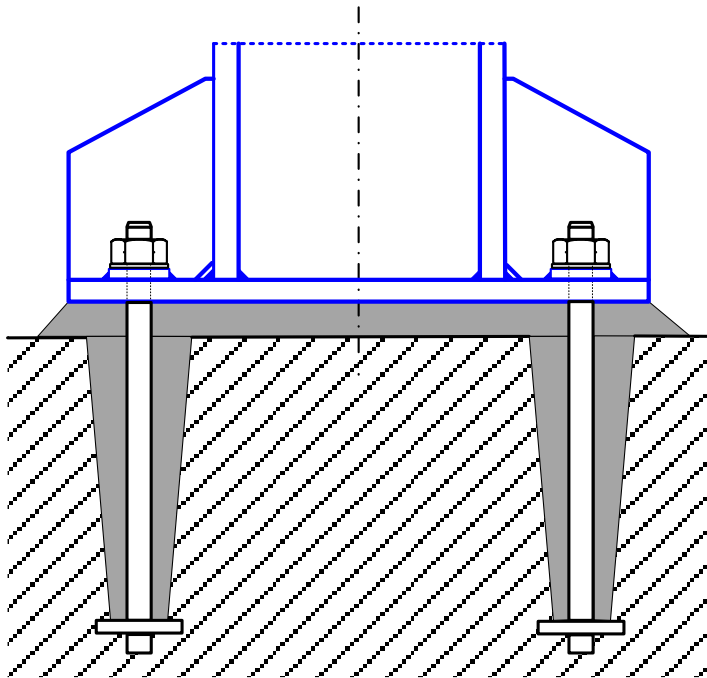


Unión articulada

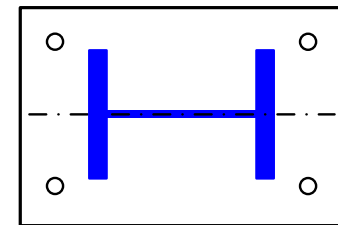
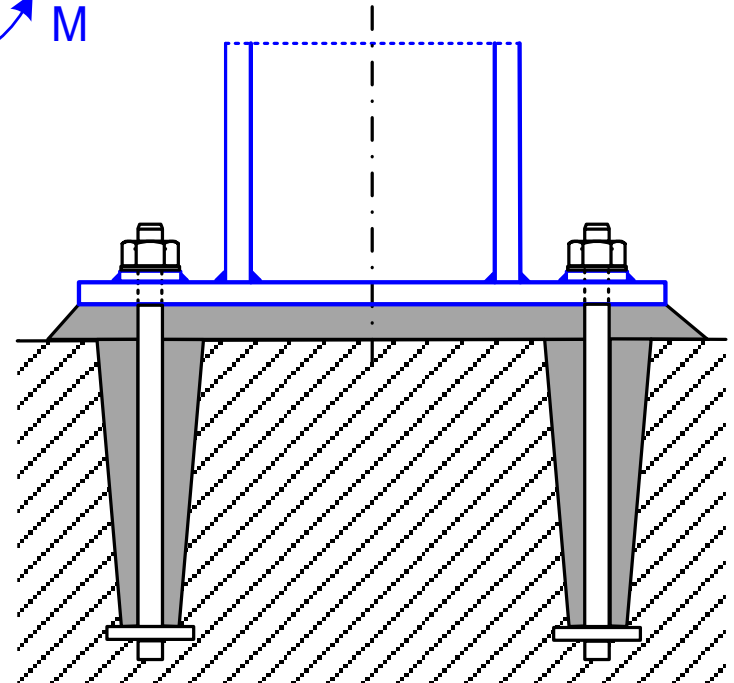


Apoyos empotrados (1)

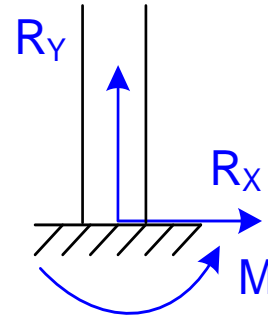
Apoyo empotrado típico



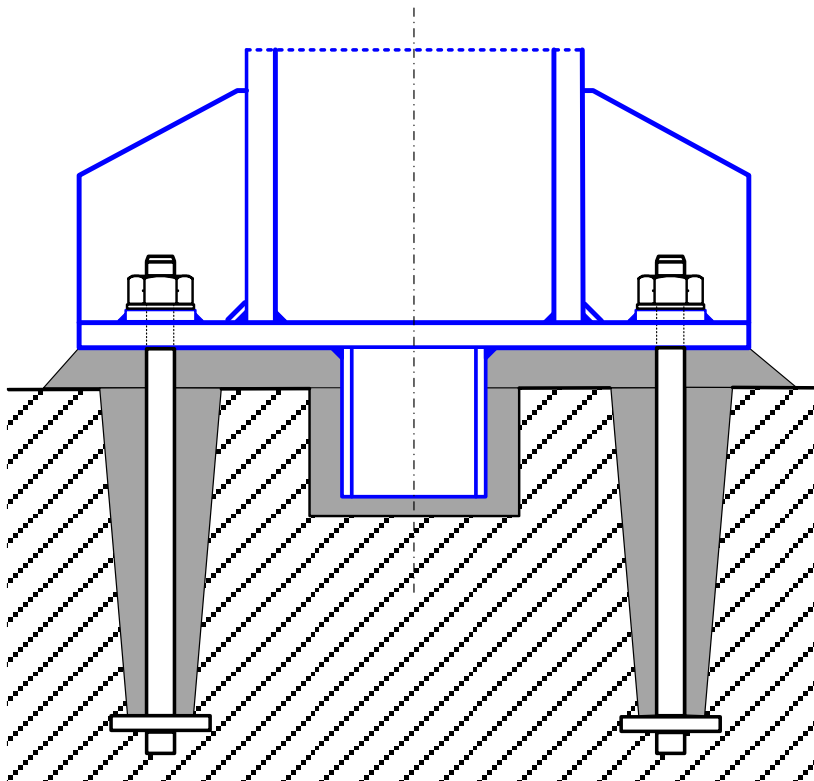
Sin rigidizar
(momento pequeño)



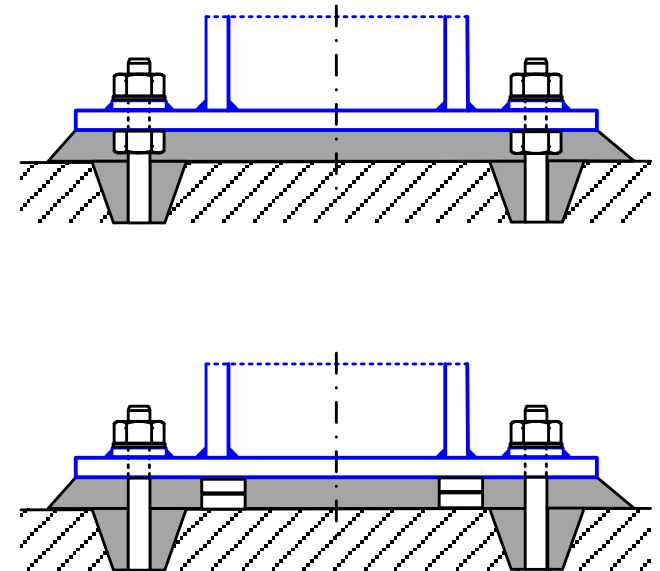
Apoyos empotrados (2)



Gran reacción horizontal R_x

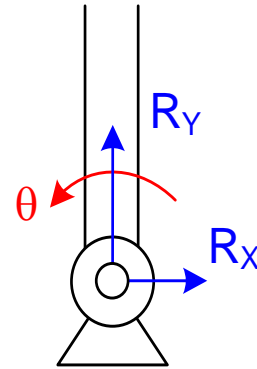
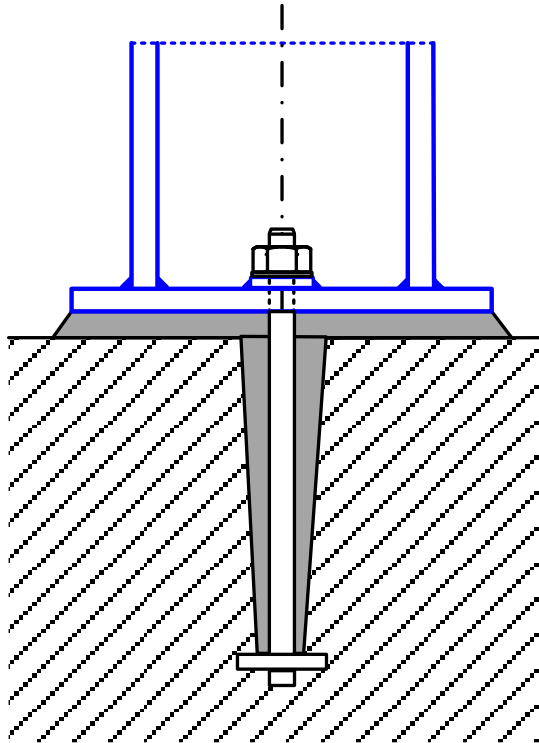


Elementos de nivelación

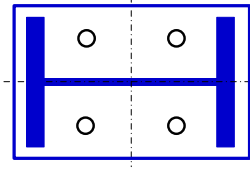
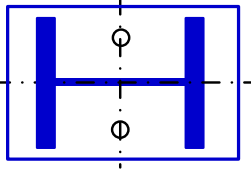
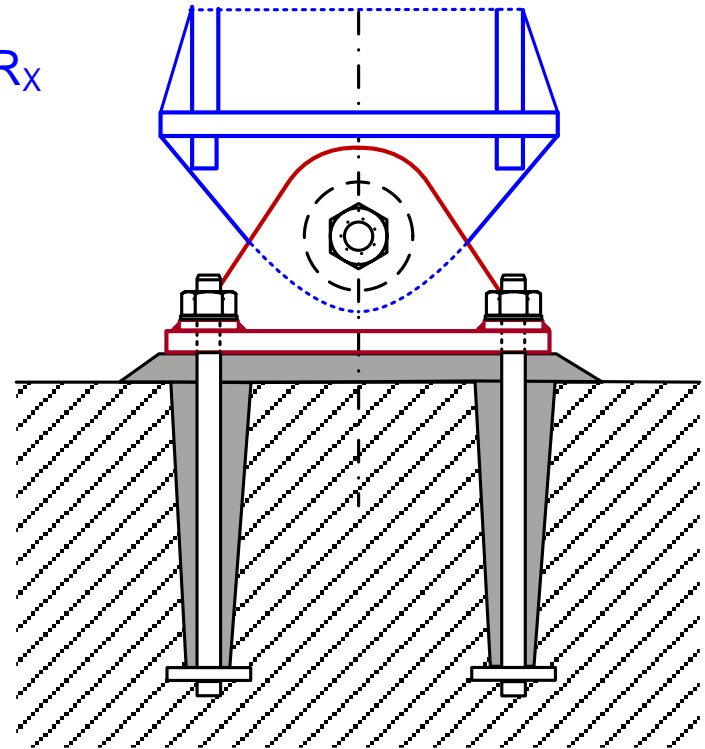


Apoyos articulados

Sencillo



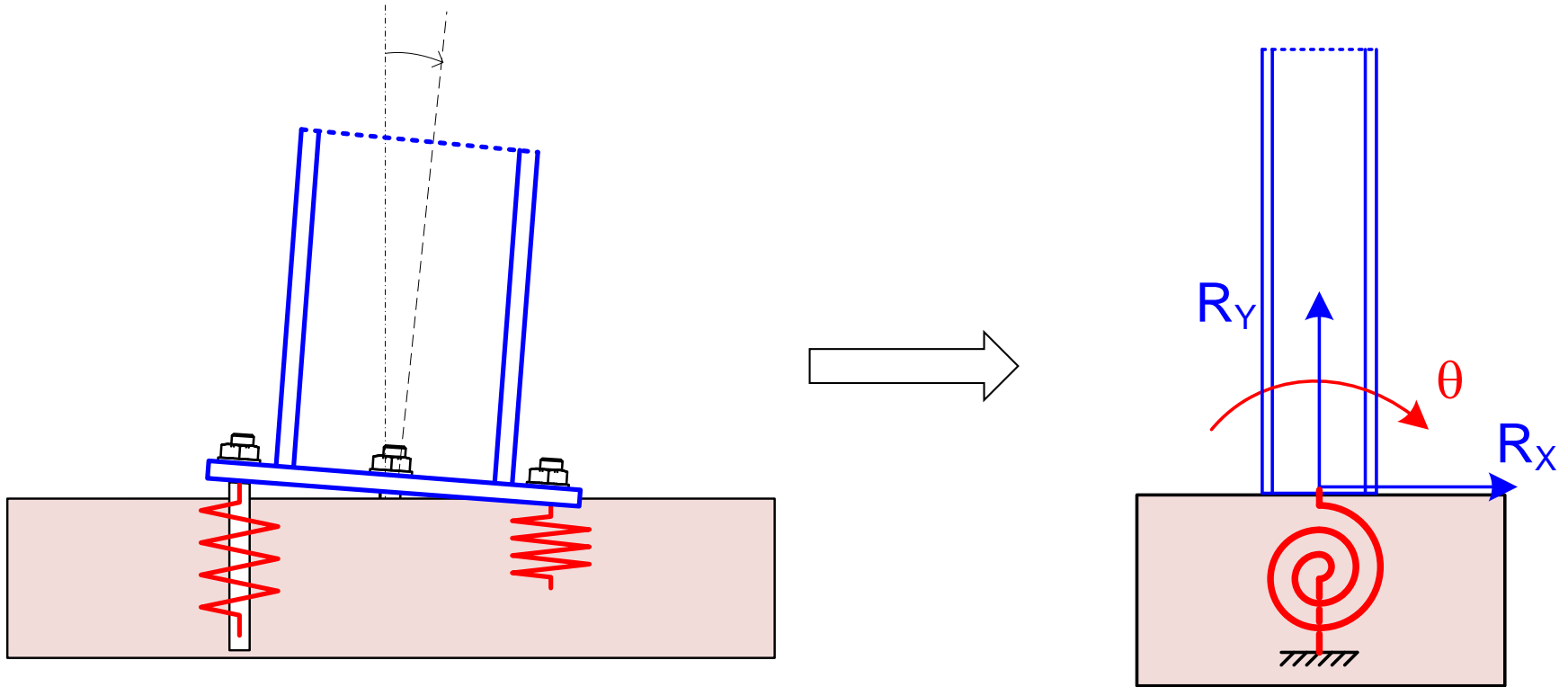
Grandes cargas



Reacción vertical grande
Reacción horizontal pequeña

Flexibilidad de los apoyos

Idealización de la flexibilidad de los componentes del apoyo (pernos, hormigón...)



Modelos de cálculo de la flexibilidad sencillos en EN 1993-1-8

Comportamiento de una nave con pórtico rígido. Carga vertical

Carga vertical de nieve en dintel

$$q_{k,NI,S} = 0.9 \text{ kN/m}^2 \quad q_{k,NI} = 5.4 \text{ kN/m}$$

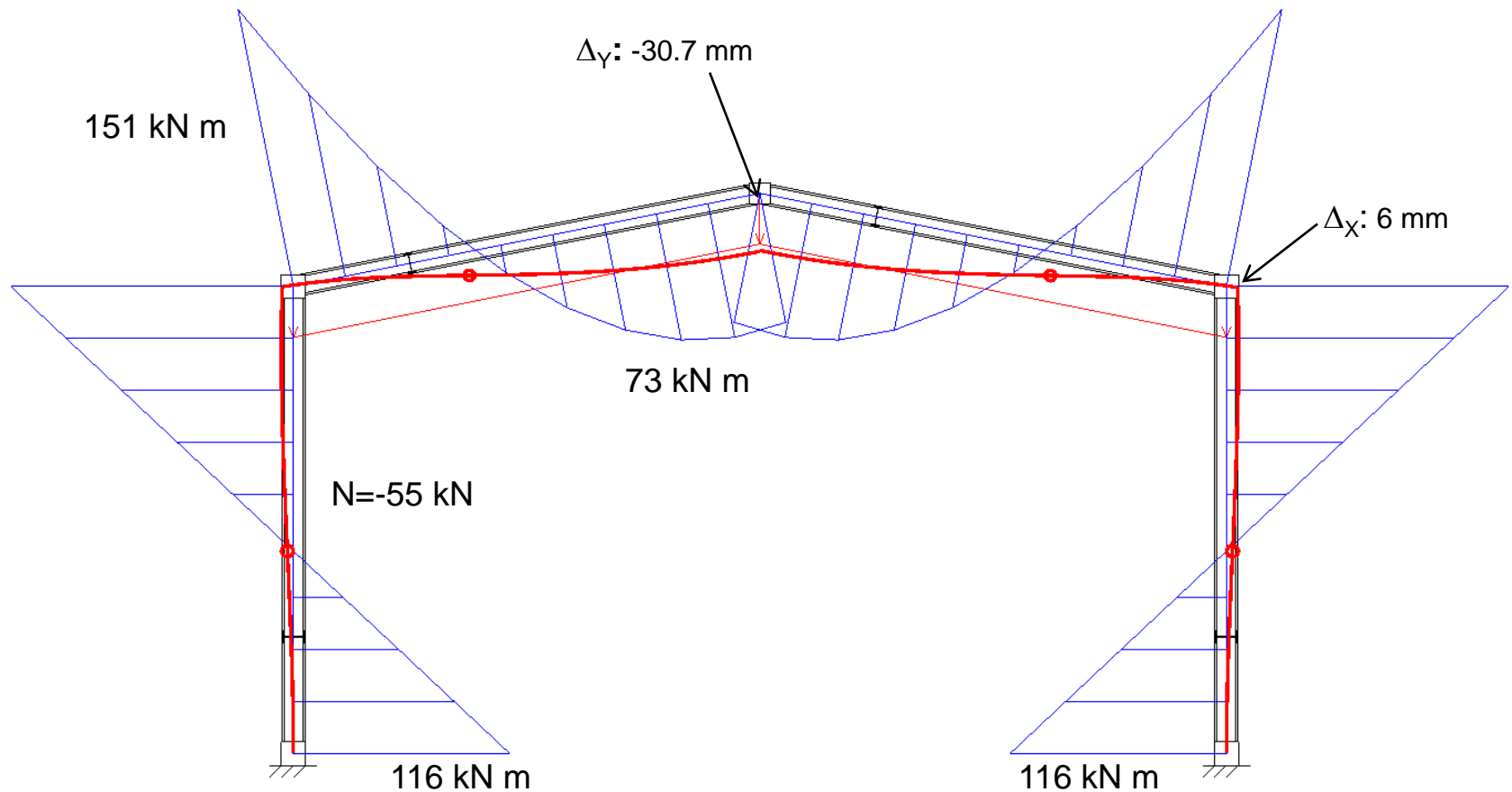
Valor característico

Luz= 20 m Altura de pilares: 10 m

Altura de cumbrera: 12 m

Separación: 6 m

Dintel: IPE 450, Postes: HEB 500



Comportamiento de una nave con pórtico rígido. Carga lateral

Carga de viento lado izquierdo

$$q_b = 0.5 \text{ kN/m}^2$$

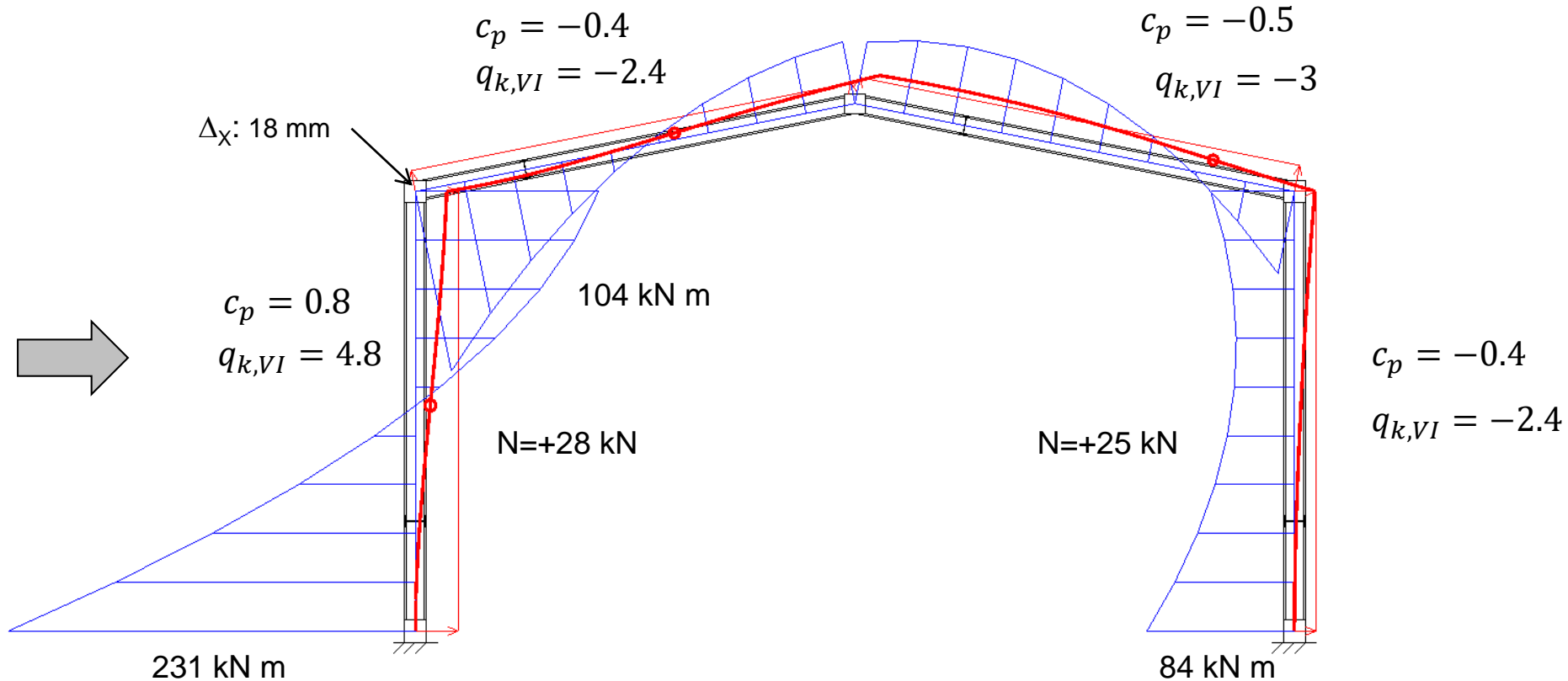
$$c_e = 2$$

$$q_e = q_b c_e c_p$$

Valor característico

$$q_{k,VI} = q_e \cdot sep$$

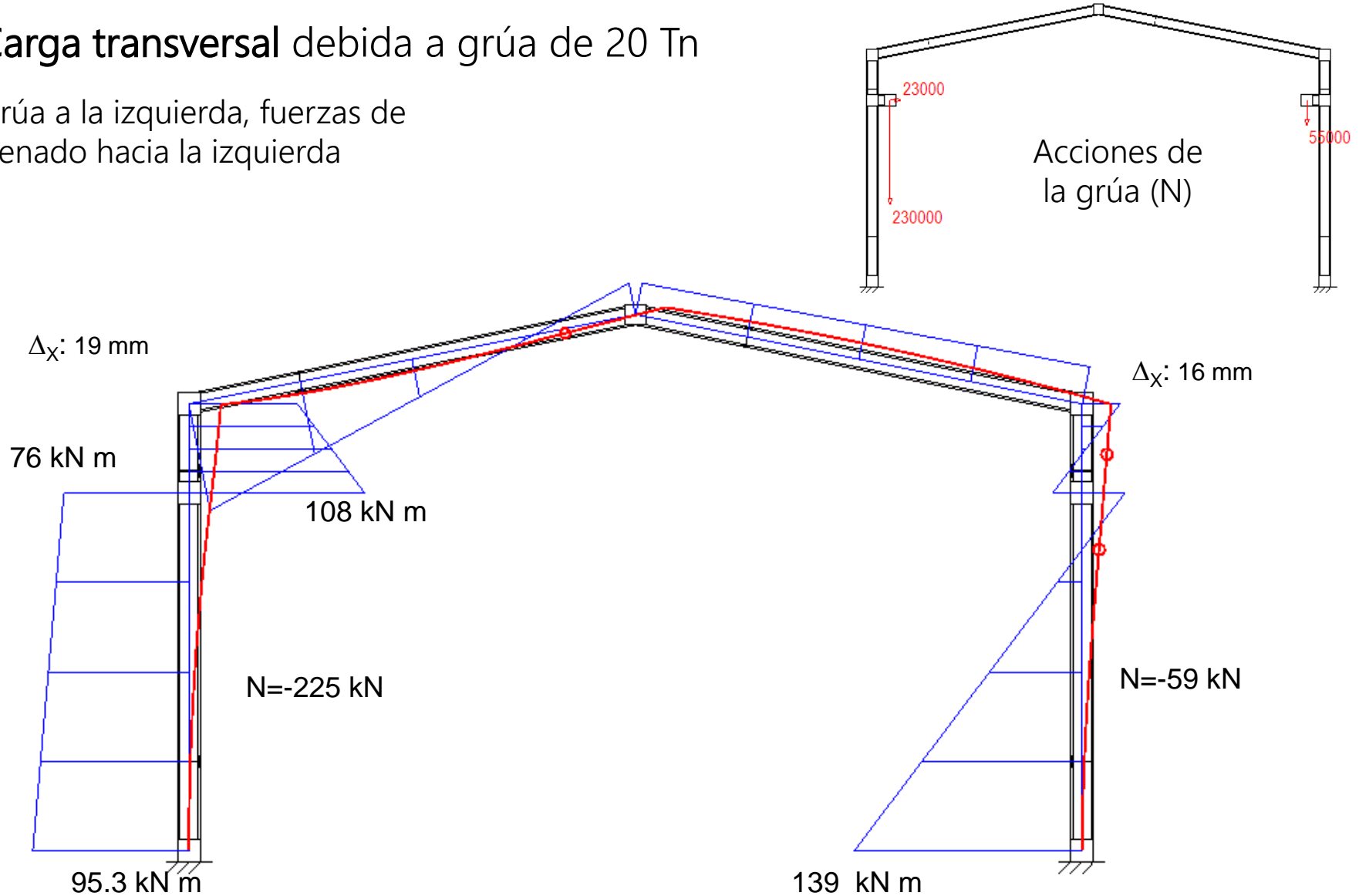
Separación: 6 m

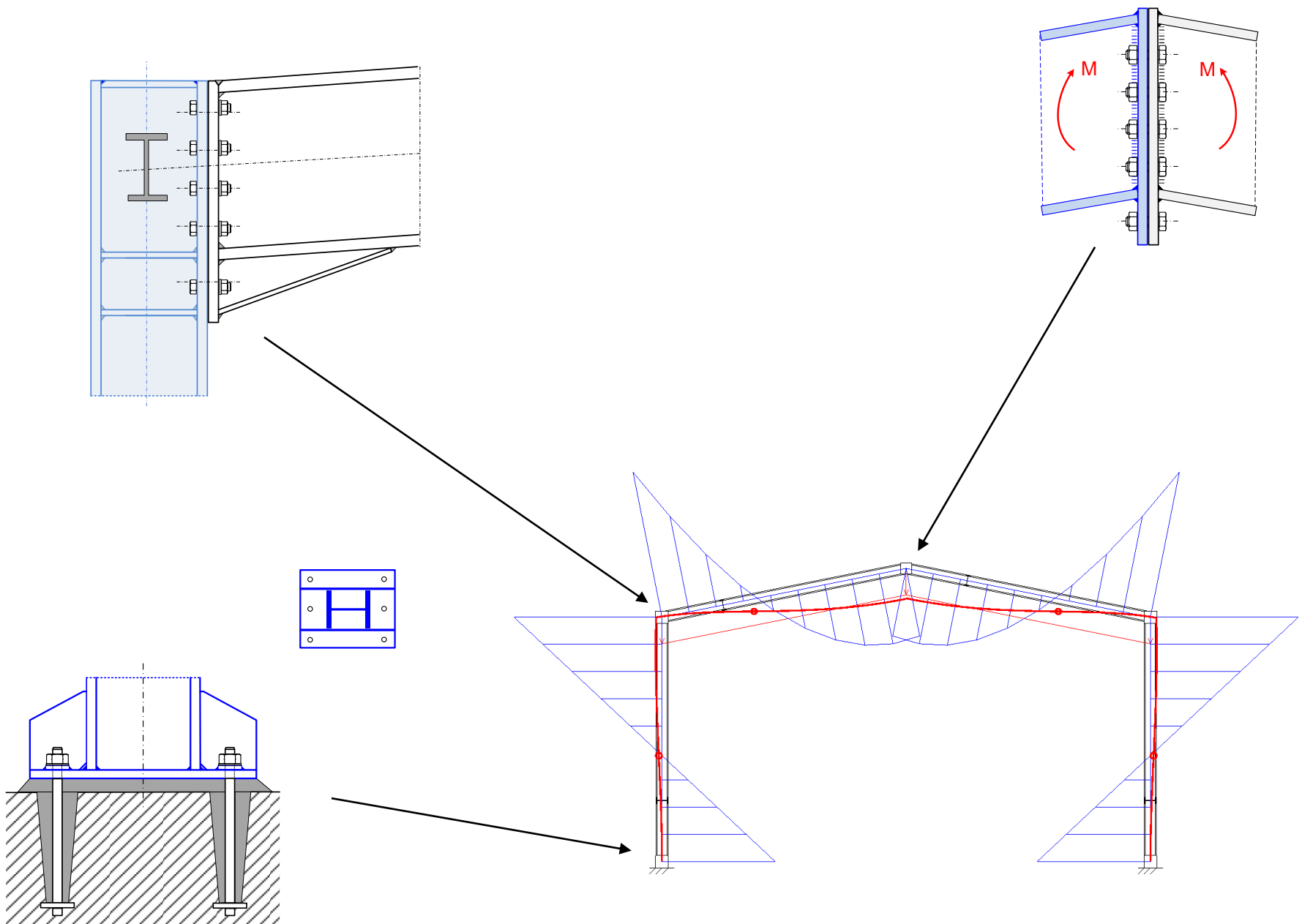


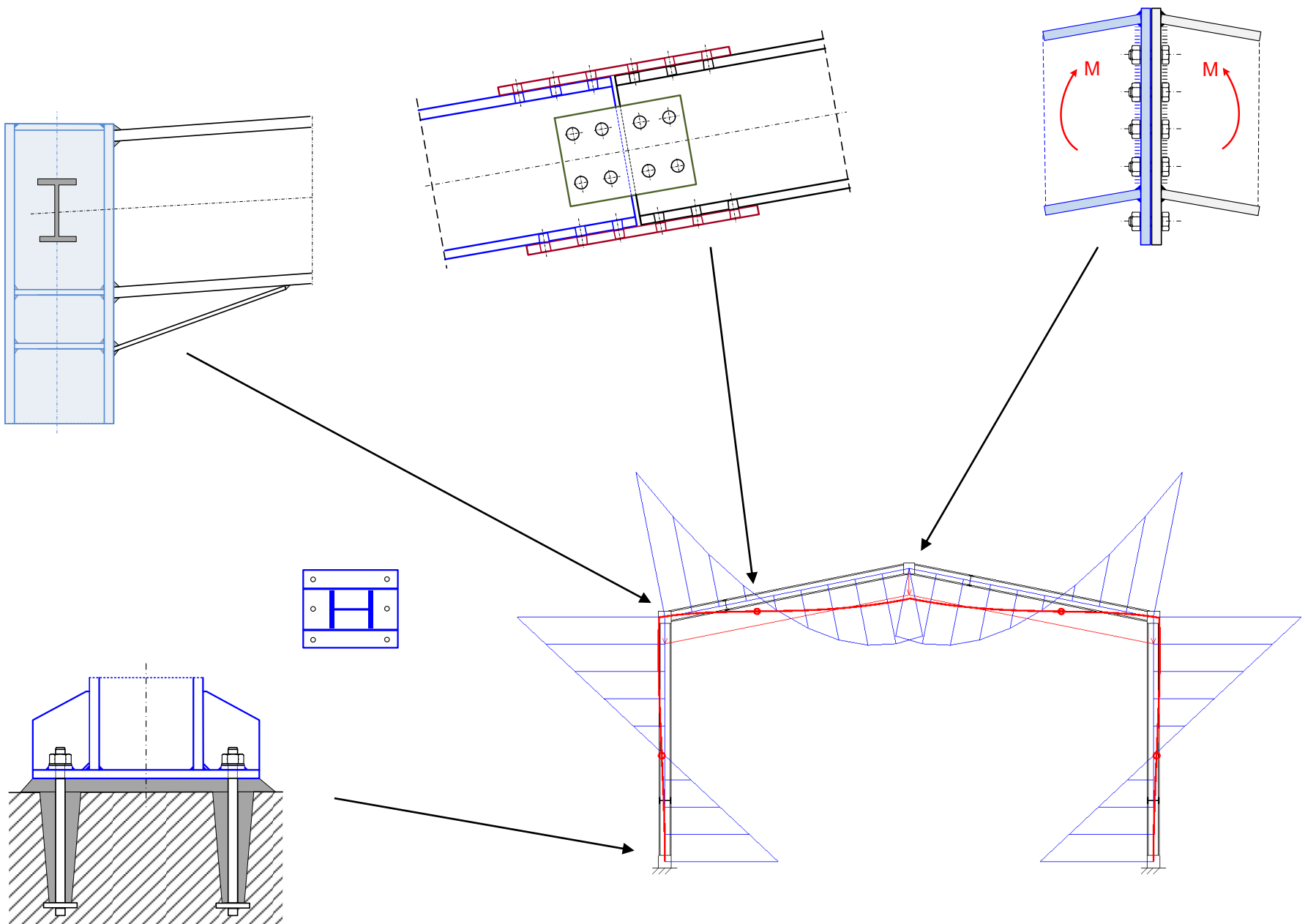
Comportamiento de una nave tipo con pórtico rígido. Carga de grúa

Carga transversal debida a grúa de 20 Tn

Grúa a la izquierda, fuerzas de frenado hacia la izquierda







Comportamiento de estructuras isostáticas e hiperestáticas

Estructuras isostáticas:

Esfuerzos interiores (axial N , flector M , cortante V):

No dependen del tamaño de las secciones de las barras (Área, Inercia)

No dependen de las temperaturas, ni de los asentamientos de los apoyos

Sólo dependen de las cargas y las dimensiones

Cálculo de esfuerzos fácil. No requiere predimensionamiento

Deformaciones: dependen de todo

Teóricamente más próximas al colapso si falla una barra o unión

Estructuras hiperestáticas:

Esfuerzos interiores dependen de:

Área e inercia relativa entre los perfiles $\frac{A_i}{A_j} \frac{I_i}{I_j}$ (Predimensionamiento)

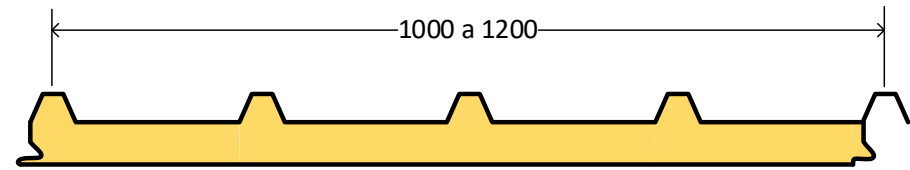
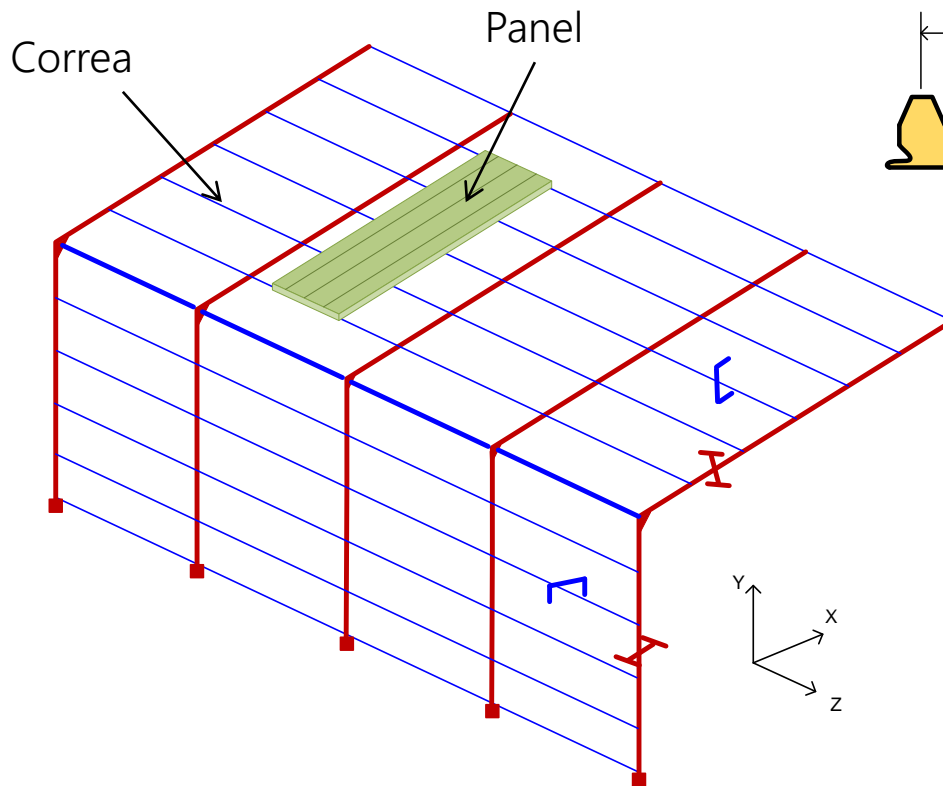
Temperaturas ($\propto E A \alpha T$)

Asentamientos de los apoyos ($\propto E I \delta$)

Deformaciones. Para la misma dimensión, menores que en las isostáticas

Pueden tener cierta reserva de resistencia si falla una barra o unión

Cubierta: panel sándwich



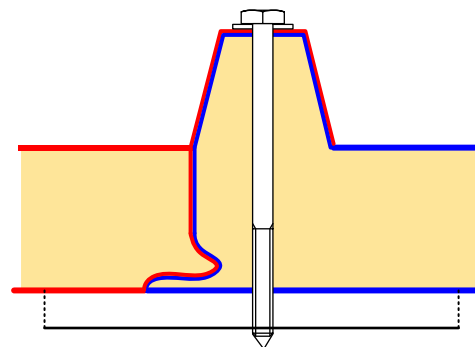
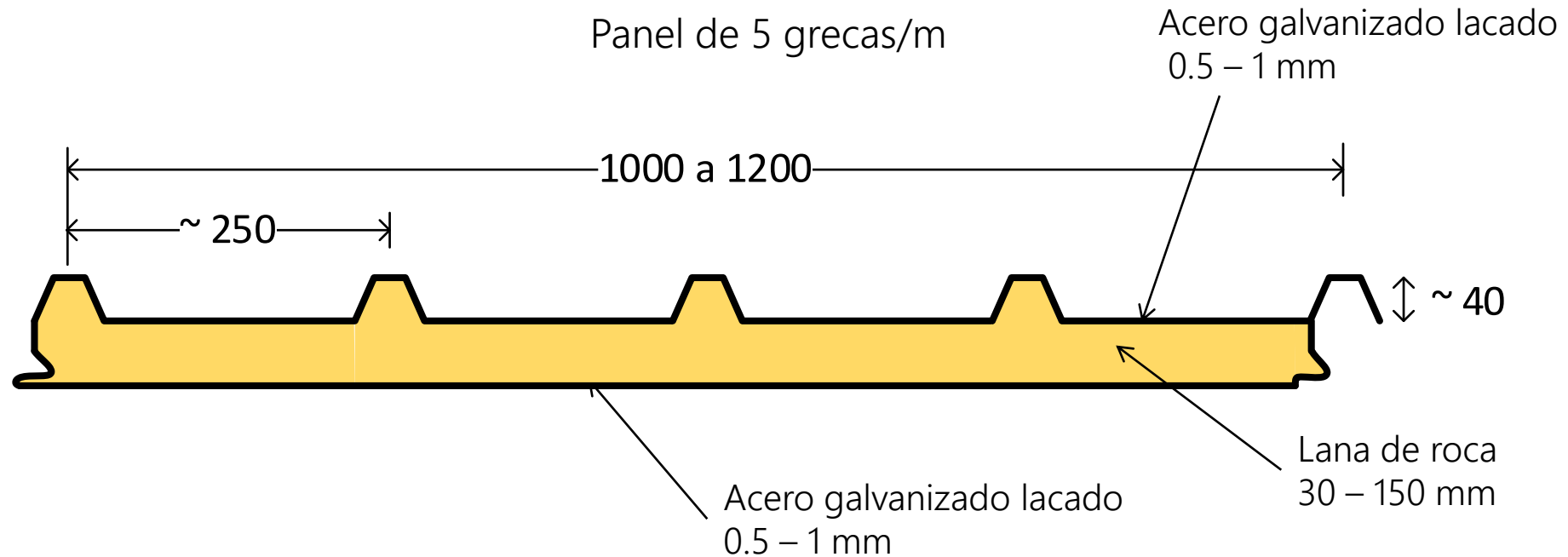
Trabaja como una viga continua de gran achura (1 m), apoyado en las correas

Luz de trabajo del panel = separación entre correas

Los fabricantes suministran tablas de carga máxima admisible, que tienen en cuenta la resistencia y la máxima deformación admisible.

Se dimensiona por resistencia y por aislamiento térmico

Cubierta: panel sándwich de lana de roca



Detalle de unión
entre paneles

Cubierta deck

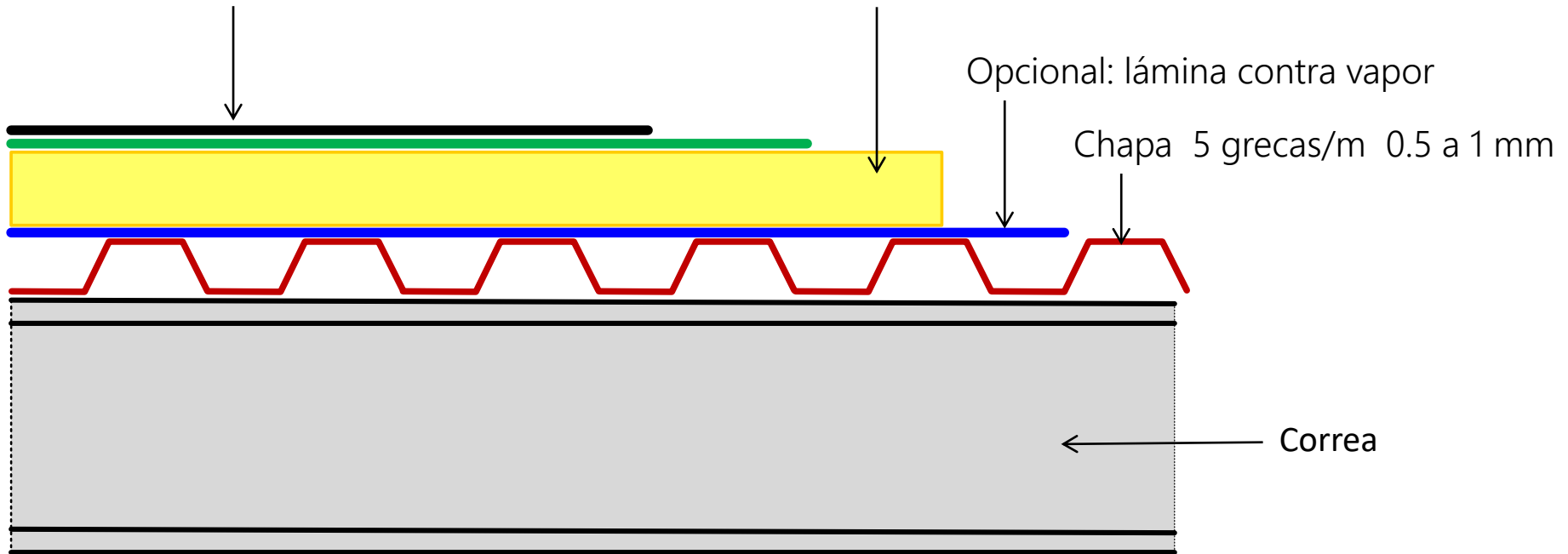
Fabricadas in-situ

Láminas impermeables (1 o 2):
Asfáltica o plástico
Espesor: 1.2 o 1.5 mm

Aislamiento térmico
Lana de roca 40 – 120 mm

Opcional: lámina contra vapor

Chapa 5 grecas/m 0.5 a 1 mm

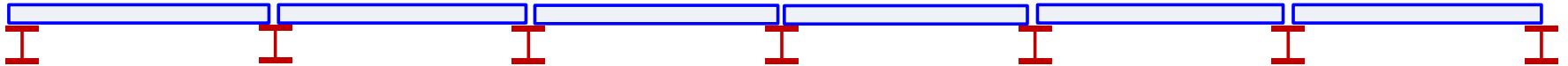


Correas: disposición estructural

Vigas apoyadas en los pórticos

Luz de las correas = separación entre pórticos principales (6 – 12 m)

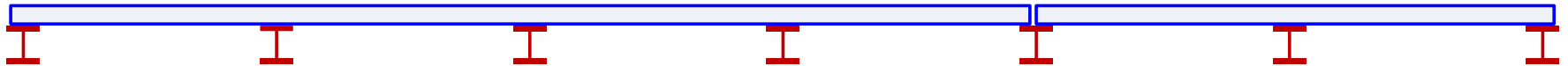
Apoyada



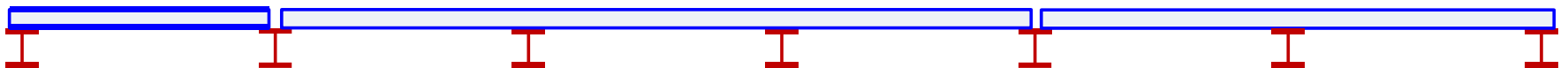
Continua n=2 vanos



Continua ≥ 4 vanos



Vano 1 articulado (axial) (I)

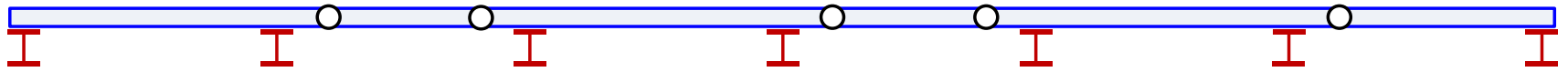


Apoyada enrasada (I) No es habitual

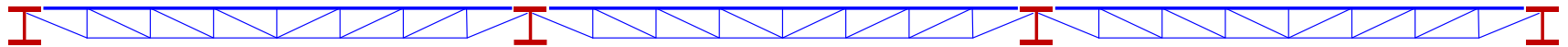


Correas: disposición estructural

Articulada (Gerber) (I, C, Z)



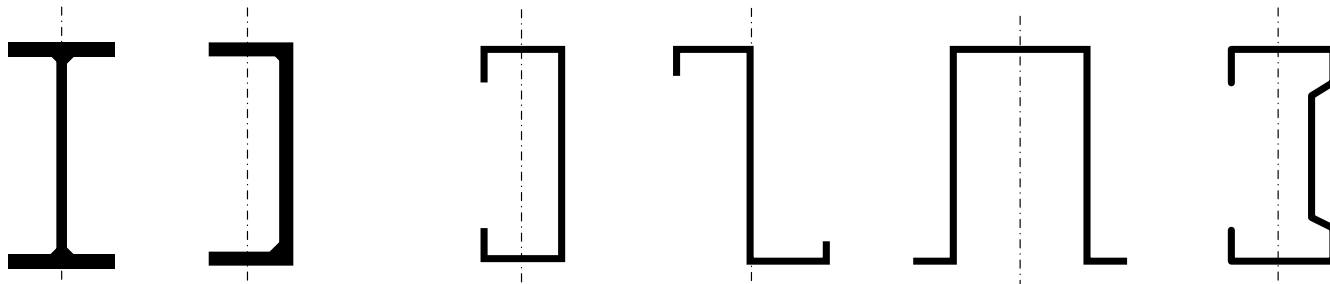
Celosía (separación pórticos grande)



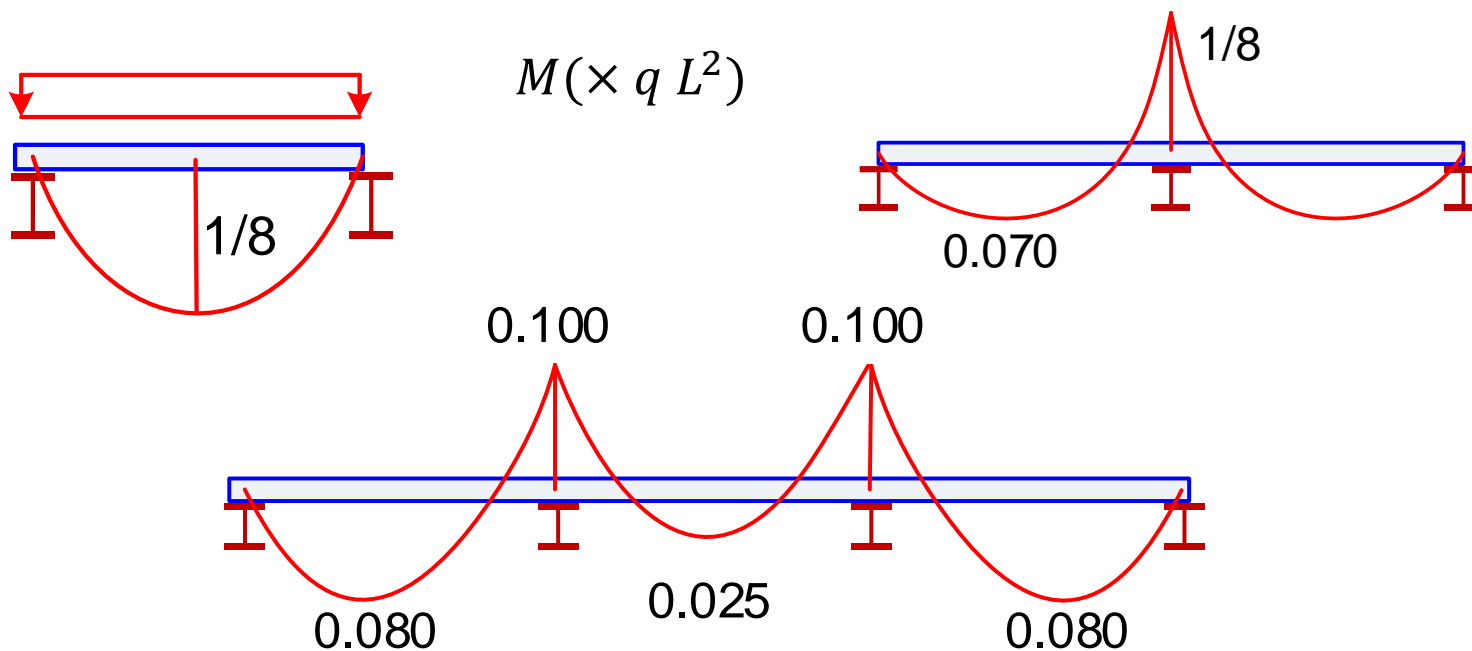
Perfiles para correas:

Laminados en caliente: IPE, UPE. Luces $\leq 10 - 12$ m

Conformados en frío (tendencia actual): C, Z, Ω , Σ . Luces $\leq 12 - 14$ m



Correas apoyadas y correas continuas

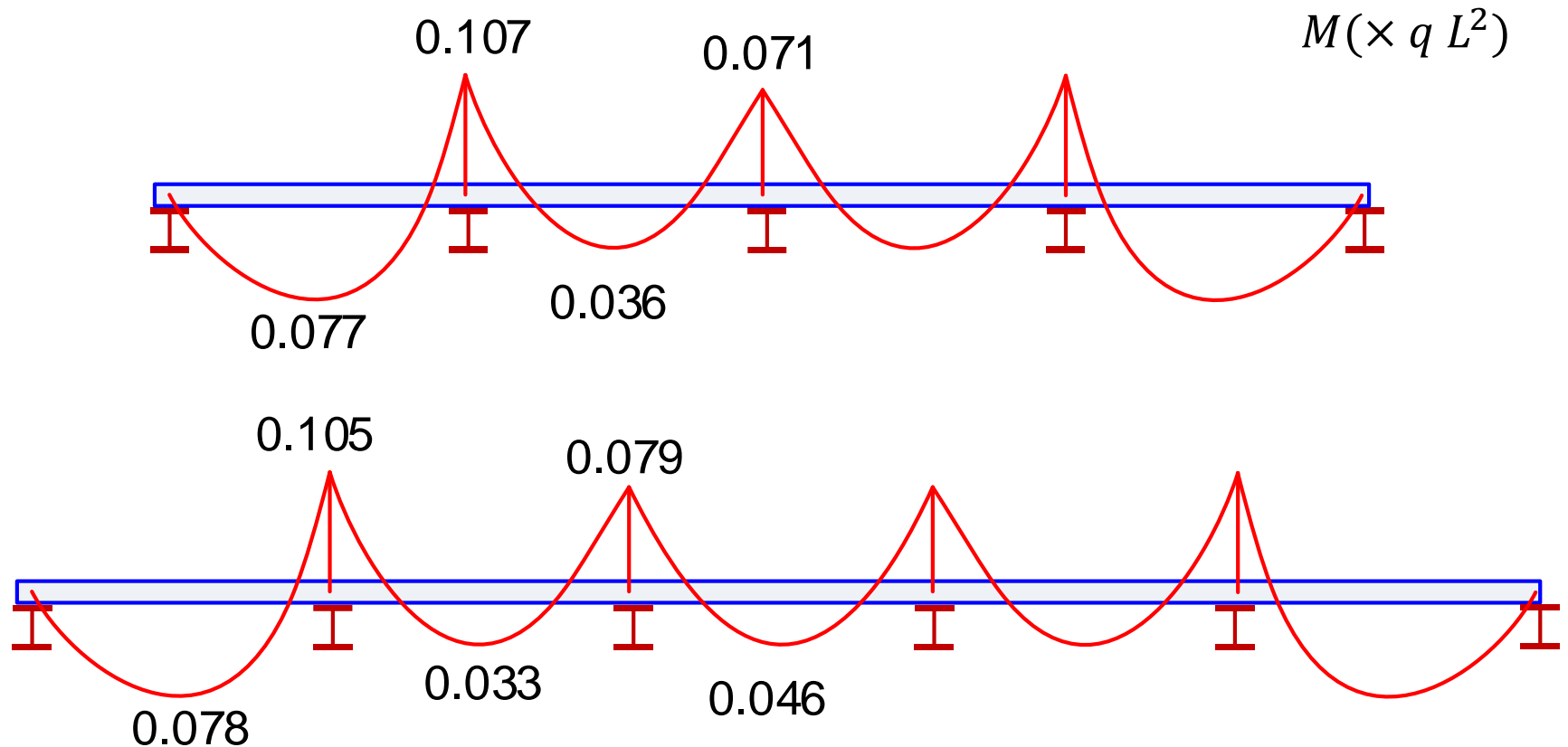


Correa apoyada $M_{vano} = 0.125 q L^2$ $\Delta_{centro} = 0.0130 \frac{q L^4}{E I}$

Continua 2 vanos $M_{apoyo2} = 0.125 q L^2$ $\Delta_{vano1} = 0.0054 \frac{q L^4}{E I}$

Continua 3 vanos $M_{apoyo2} = 0.100 q L^2$ $\Delta_{vano1} = 0.0069 \frac{q L^4}{E I}$

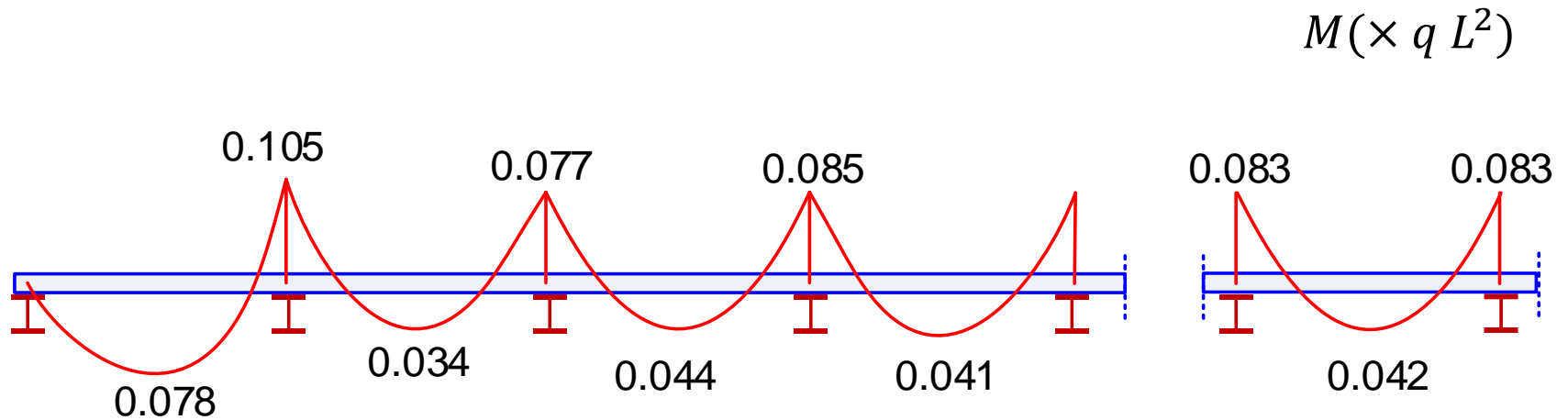
Correas continuas de 4 y 5 vanos



Continua 4 vanos $M_{apoyo2} = 0.107 q L^2$ $\Delta_{vano1} = 0.0065 \frac{qL^4}{EI}$

Continua 5 vanos $M_{apoyo2} = 0.105 q L^2$ $\Delta_{vano1} = 0.0066 \frac{qL^4}{EI}$

Correas continuas de muchos vanos



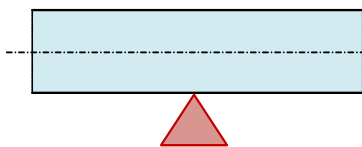
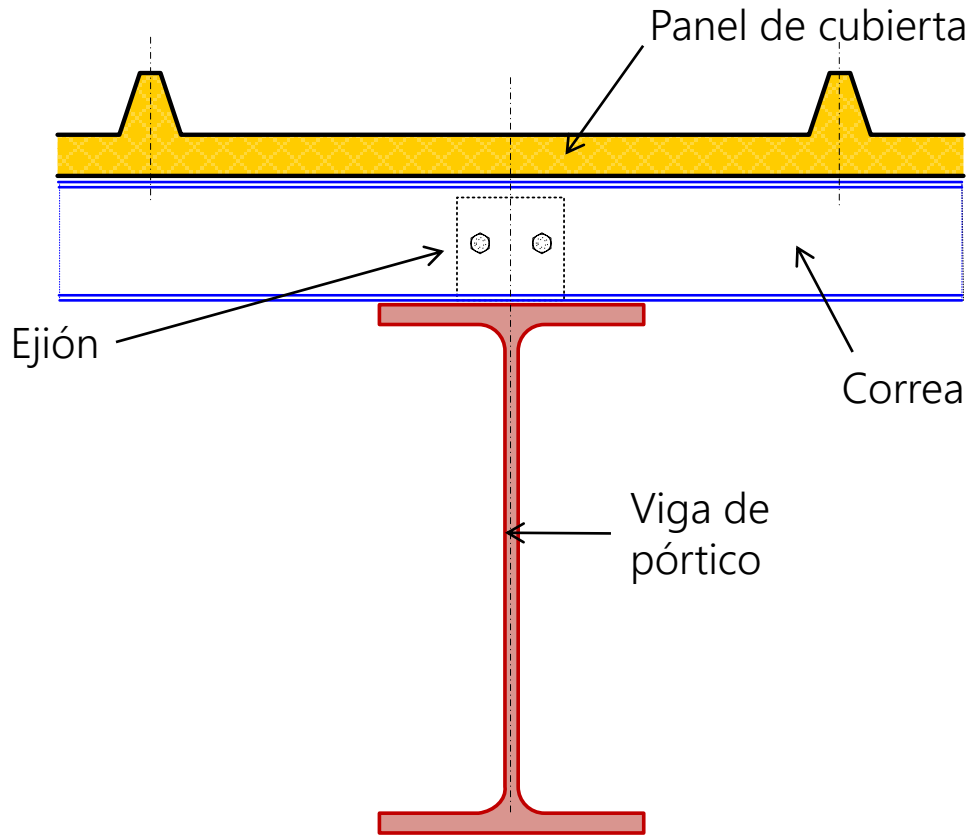
Continua de ∞ vanos $M_{apoyo2} = 0.105 qL^2$

$$\Delta_{vano1} = 0.0065 \frac{qL^4}{EI}$$

$$\Delta_{vanoCentral} = 0.0026 \frac{qL^4}{EI}$$

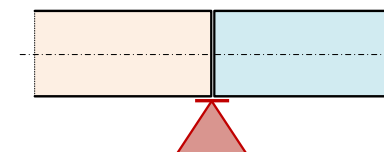
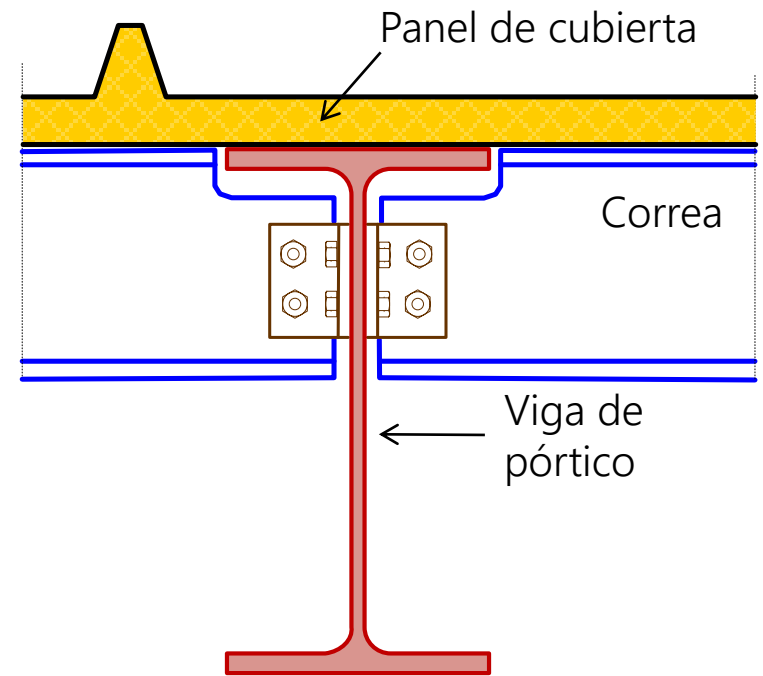
Apoyo de correas sobre pórtico

Correa continua



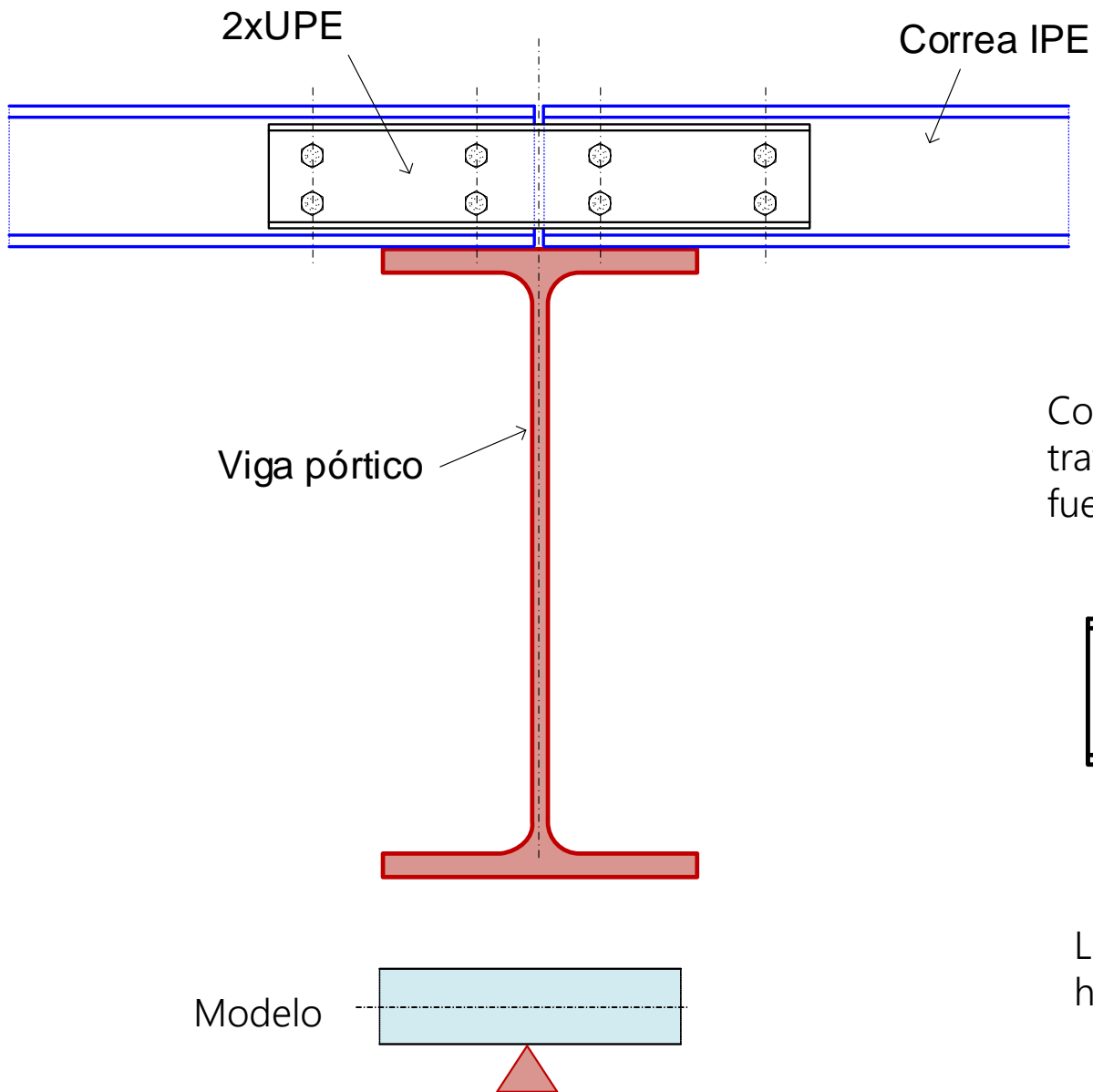
Apoyo continuo

Correa apoyada enrasada

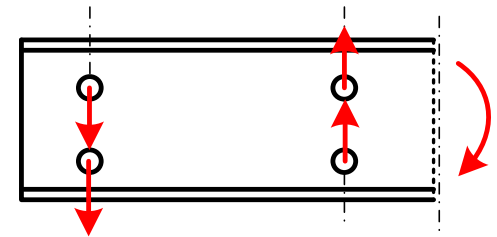


Apoyo simple

Apoyo de 2 correas sobre pórtico con continuidad de momento

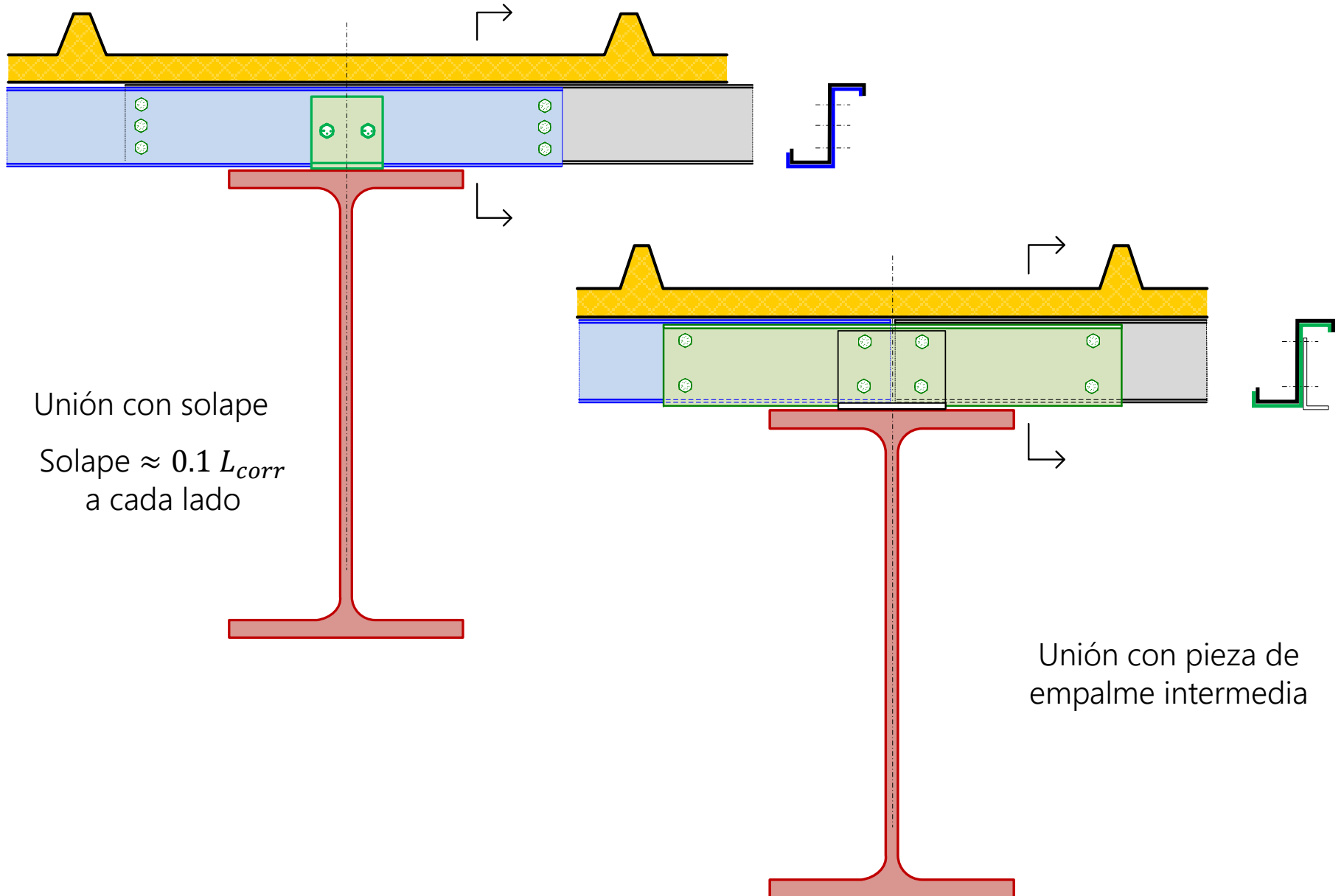


Continuidad del momento a través de las 2 UPE y las fuerzas en los tornillos



La misma unión puede hacerse desplazada del apoyo

Apoyo de correas en Z con unión continua sobre pórtico

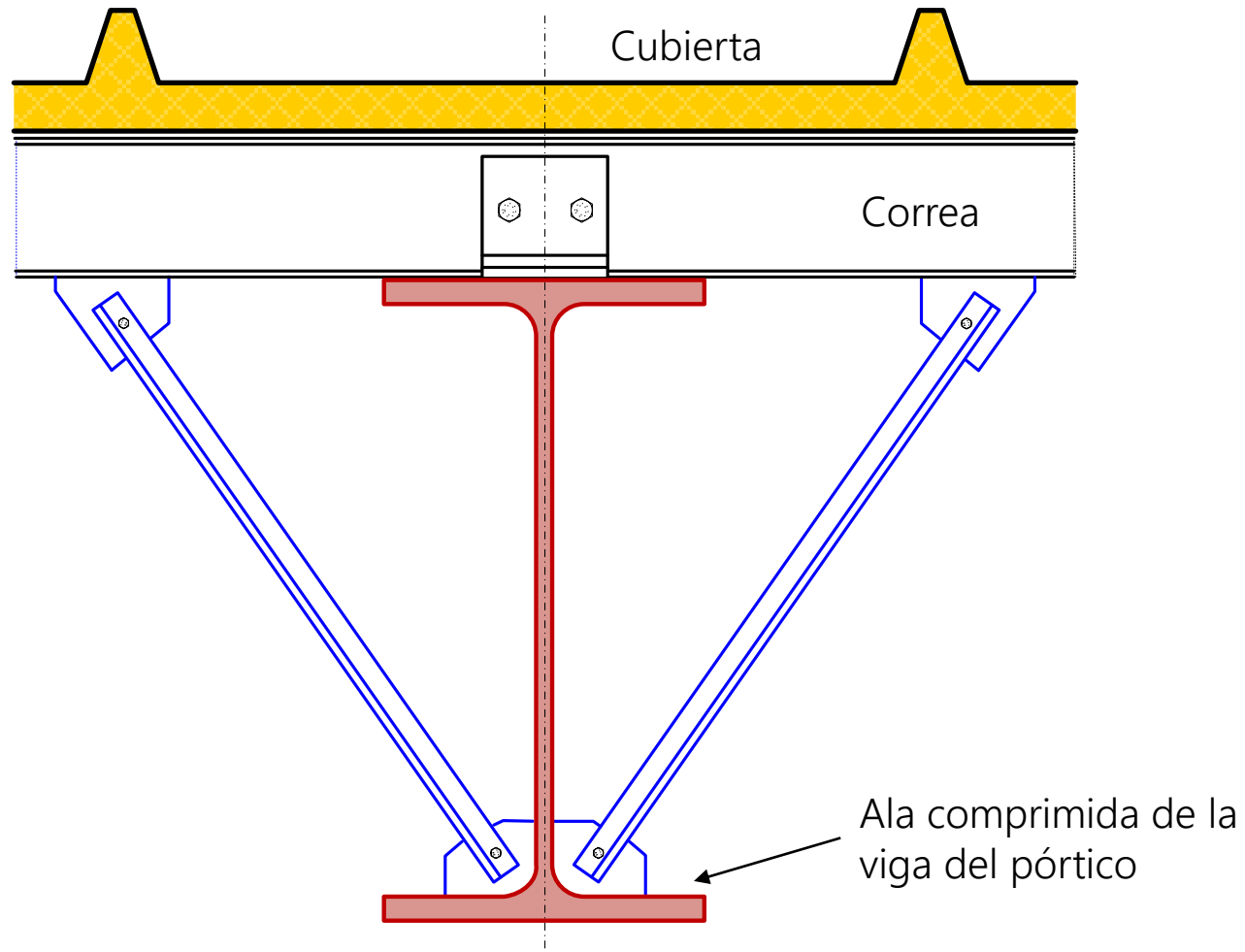


Unión con solape

Solape $\approx 0.1 L_{corr}$
a cada lado

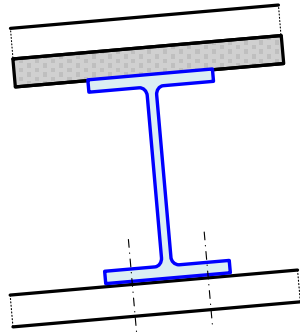
Unión con pieza de
empalme intermedia

Tornapuntas para estabilidad de la viga del pórtico



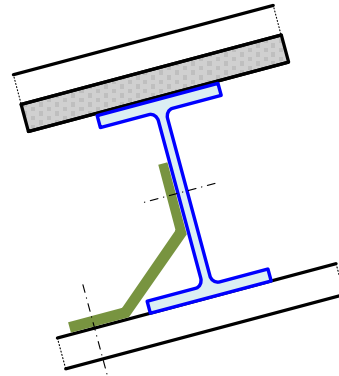
Sujeción lateral de las correas en sus apoyos

Atornillado directo
Fuerzas laterales muy pequeñas

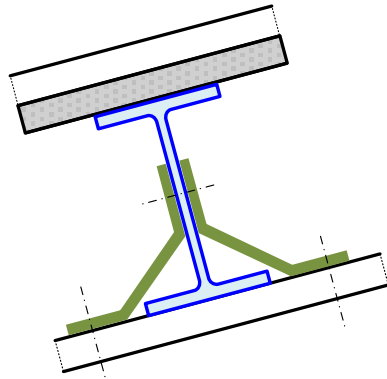


Eji3n simple de chapa

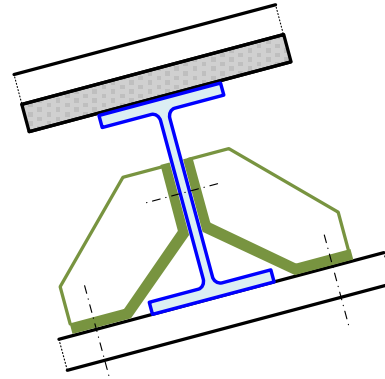
Fuerzas laterales moderadas



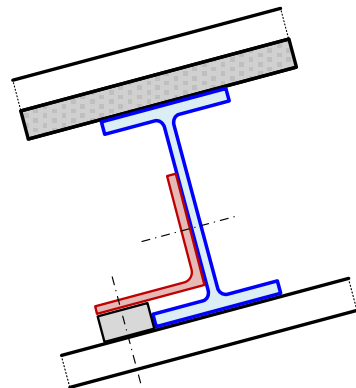
Fuerzas laterales grandes
Eji3n doble de chapa



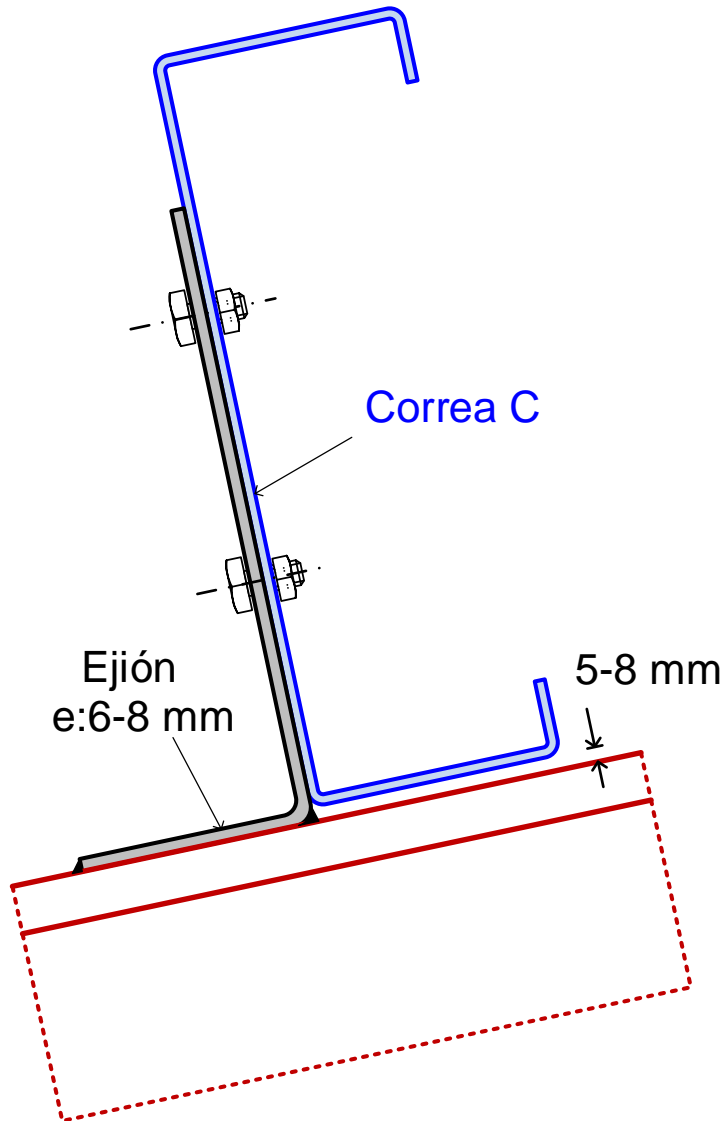
Eji3n doble rigidizado



Calzo y angular



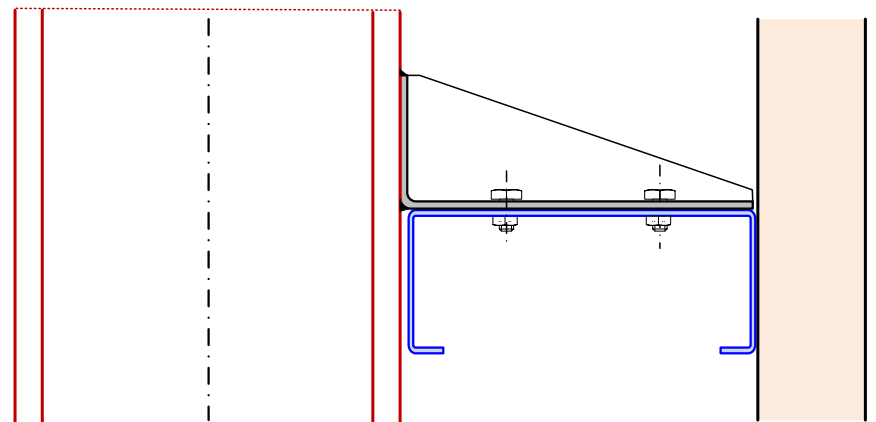
Apoyo de correas conformadas en frío



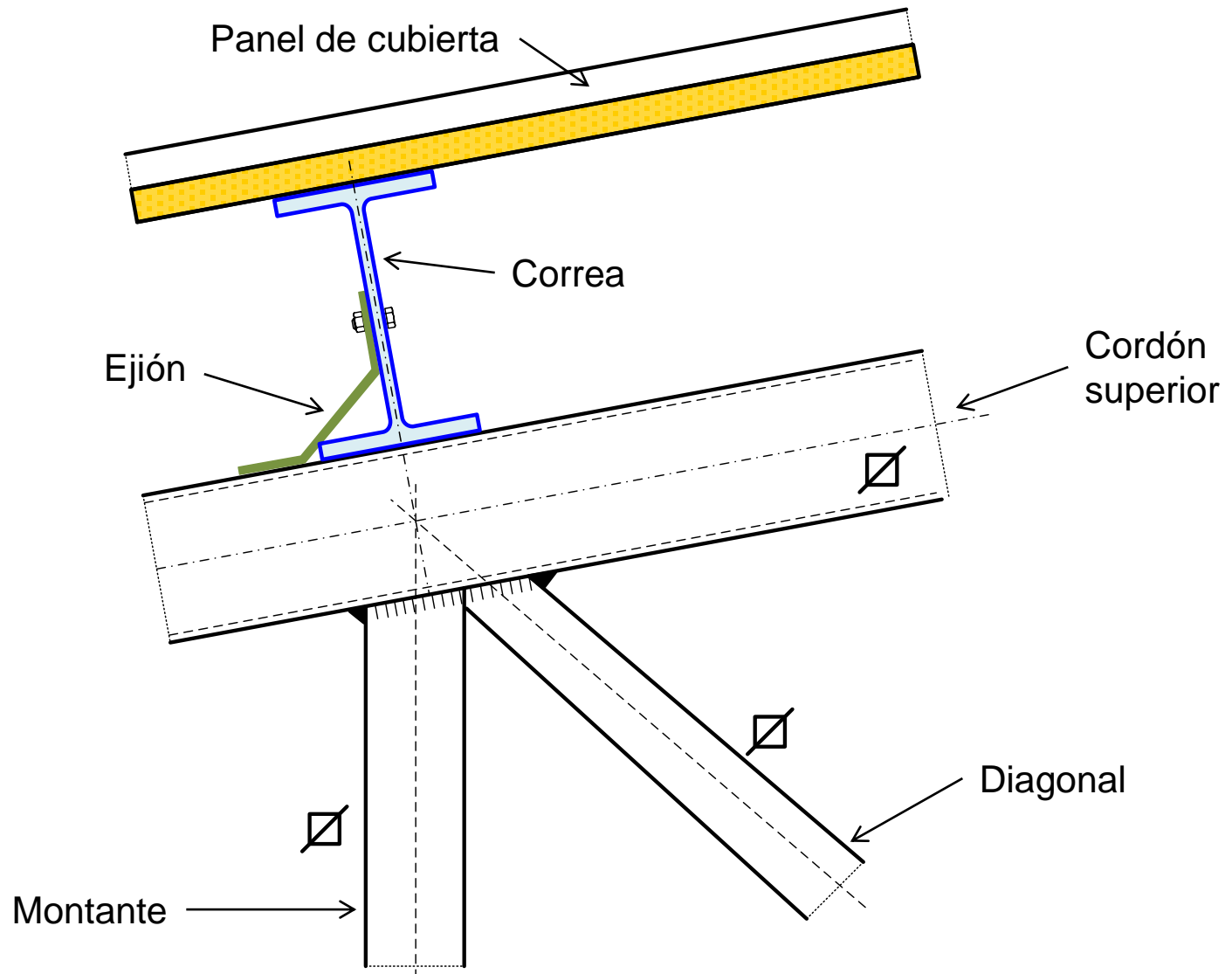
Ala inferior de la correa no en contacto con el cordón superior de la estructura principal, para que la reacción se entregue a través del alma de la correa

Ejión soldado al cordón superior, soporta toda la reacción

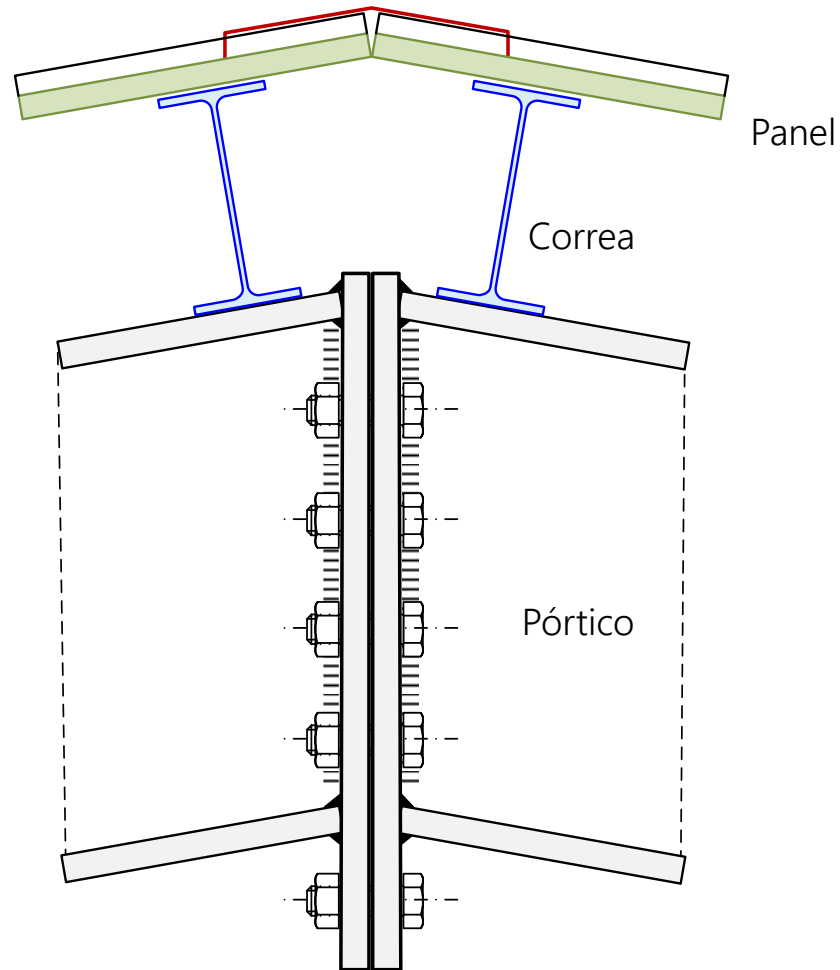
Apoyo de correa en C para fachada



Apoyo de correa sobre celosía



Correa doble en cumbrera y panel

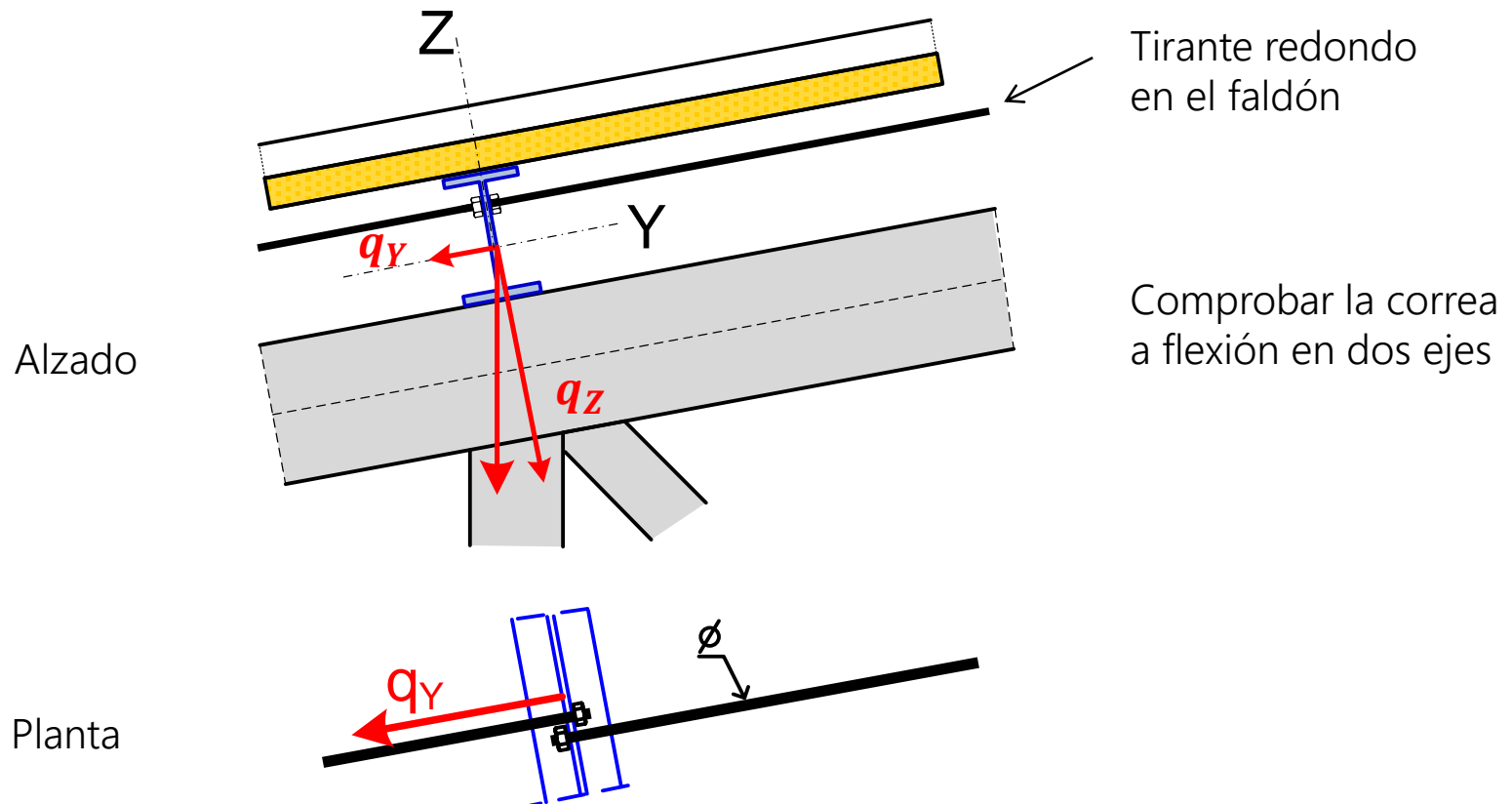


Sujeción lateral de las correas

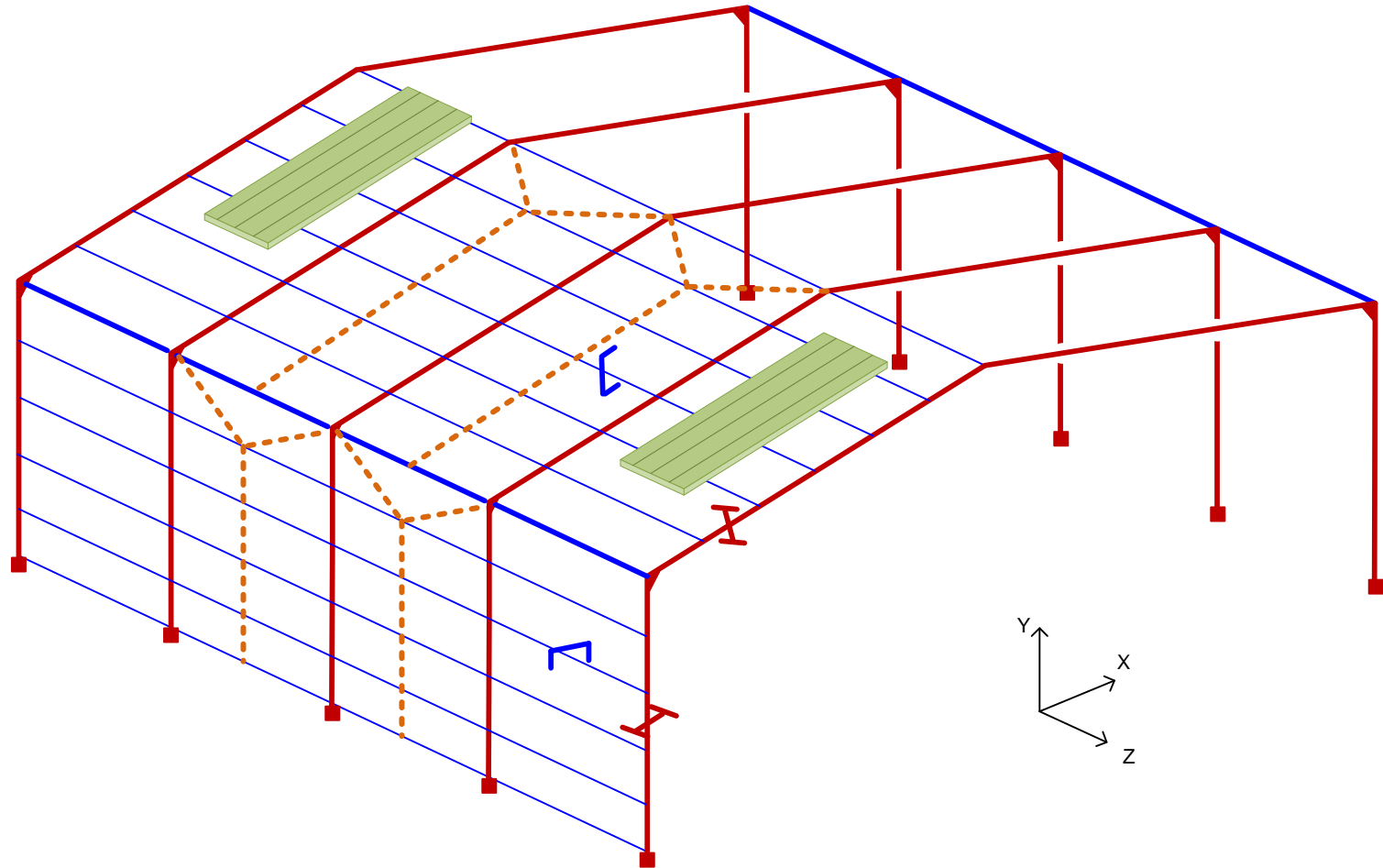
Cargas verticales (peso, nieve) producen una componente en la dirección del faldón q_Y . Flexión en el eje débil (Z) de la correa debido a la q_Y .

Evitar deformación lateral Y excesiva: sujetar las correas por su punto central entre dos apoyos en el pórtico

Se divide la luz por 2 para las cargas transversales a la correa q_Y .



Sujeción lateral de las correas mediante tirantes



Dimensionamiento de correas

Correas a flexión:

Perfiles laminados (IPE): son clases 1, 2 o 3

Comprobar a flexión en 2 ejes

Interacción flexión – cortante no es habitual

Perfiles en frío (C, Z, Ω ...): suelen ser clase 4 a flexión

Comprobación muy compleja EN 1993-1-3

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{M_{y,Ed}}{W_{pl,y} f_{yd}} + \frac{M_{z,Ed}}{W_{pl,z} f_{yd}} \leq 1 \\ \frac{M_{y,Ed}}{W_{el,y} f_{yd}} + \frac{M_{z,Ed}}{W_{el,z} f_{yd}} \leq 1 \end{array} \right.$$

Correas a flexión + axial (colaborantes en contravientos)

Perfiles laminados: IPE menor resistencia a pandeo. Recomendado HEA, HEB

Comprobar a pandeo por flexión - compresión

Límites de deformación:

Flecha activa: $w_{act} < L/250$ Sobrecargas

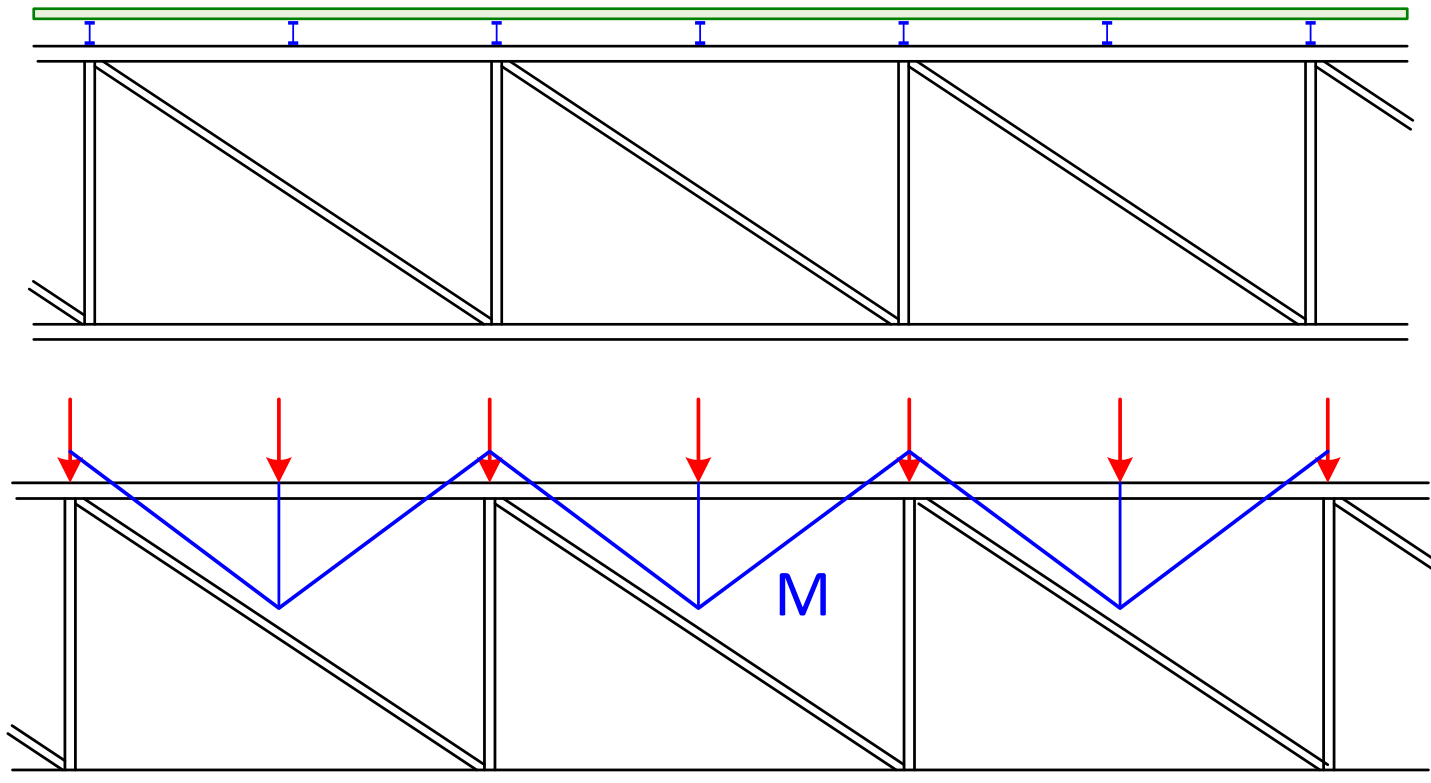
Flecha total: $w_{total} < L/200$ CP + sobrecargas

Correas no coincidentes con los nudos de la celosía

Celosía con gran separación entre montantes. Luz del panel pequeña

No aplicable el modelo de nudos articulados para calcular la celosía (cargas no sólo en los nudos).

Cordón superior sometido a momento flector. Perfil tipo IPE, H, \square . Calcular como modelo de nudos rígidos de toda la celosía o el cordón superior como viga continua



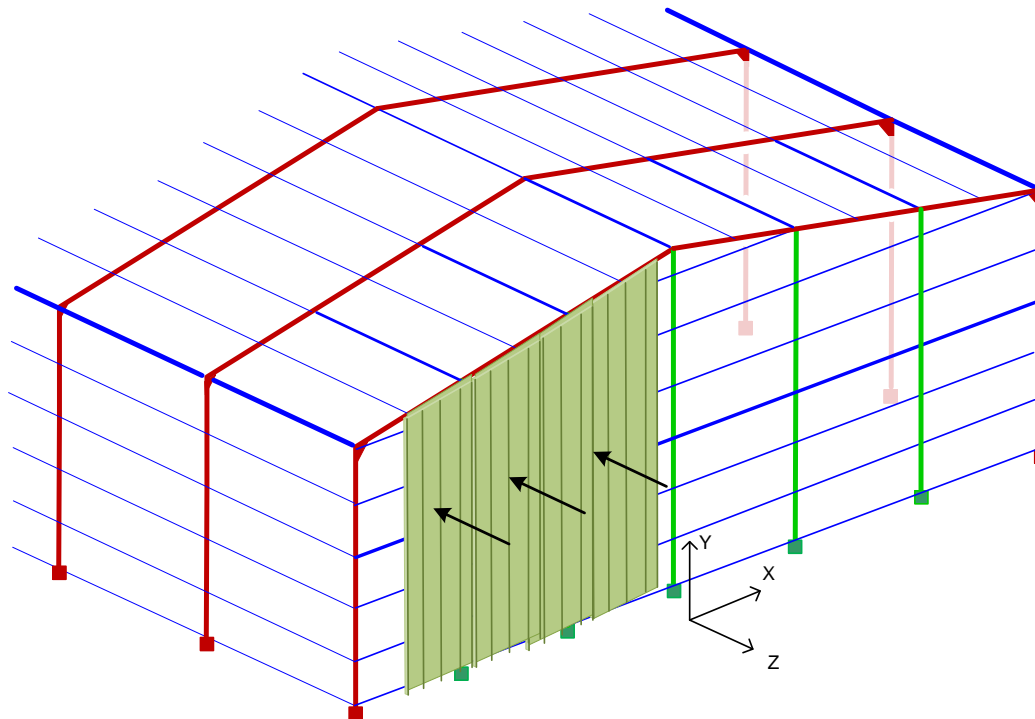
Cierre de fachada frontal

Soportar el viento frontal s/ Z.

Cierre con panel sándwich apoyado en correas de fachada

Tipo 1. Pórtico similar a los demás + postes de fachada

Tipo 2. Entramado de postes y vigas: muro testero (piñón)



1. Pórtico de fachada frontal + postes de fachada

A. Un **pórtico similar** a los demás de la nave. Dos opciones:

A.1 Pórtico exactamente igual que los demás (mismos perfiles) Sobredimensionado, pues sólo $\frac{1}{2}$ carga vertical. Sencillez, futuras ampliaciones

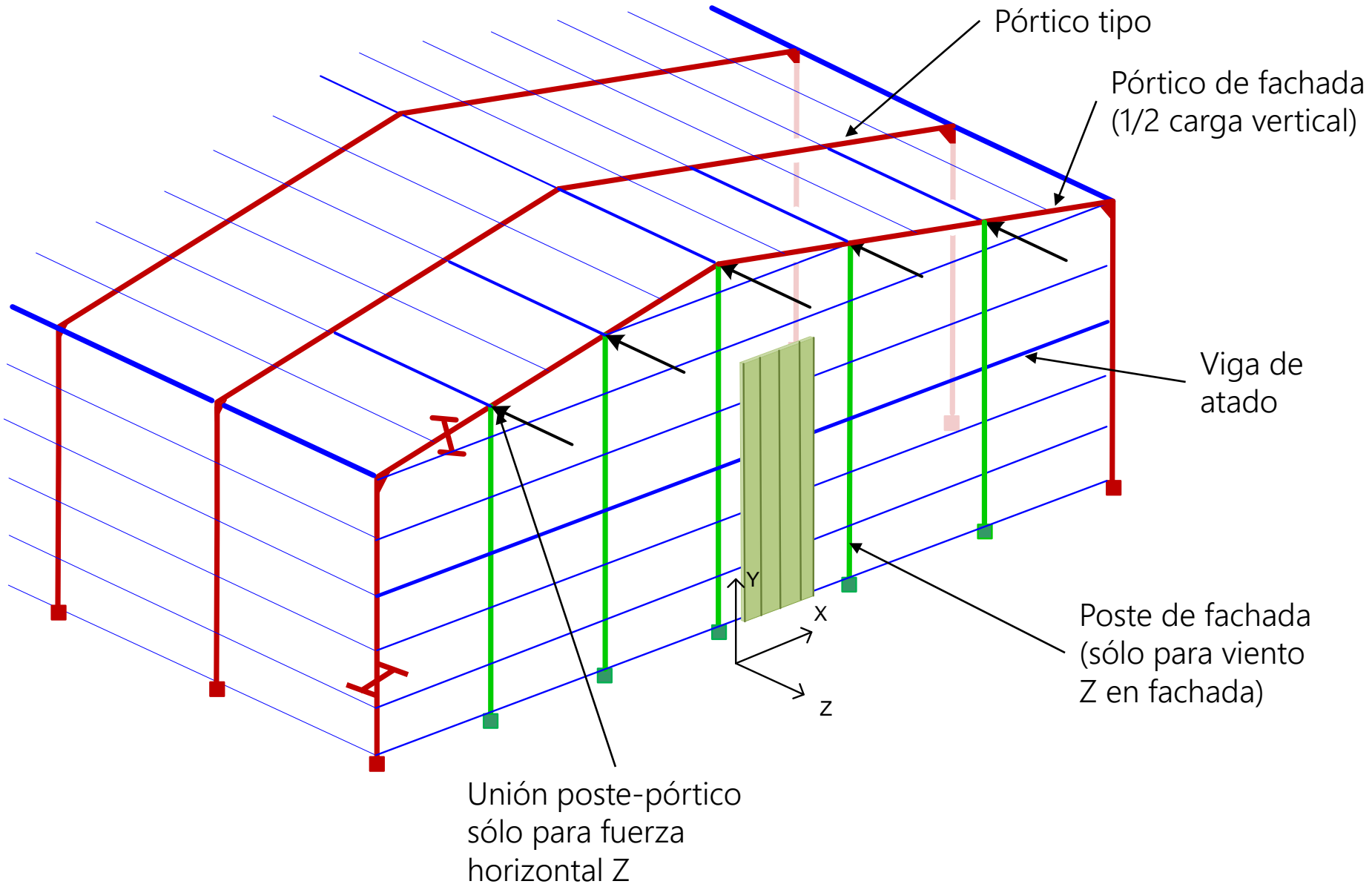
A.2 Pórtico del mismo tipo, con menores perfiles ($\frac{1}{2}$ carga)

B. **Postes en fachada** destinados a soportar sólo el viento en fachada, ninguna carga vertical. Las cargas verticales de cubierta las soporta el pórtico A.

Poste de fachada trabaja como una viga vertical, apoyada en el pórtico y empotrada en la cimentación (puede hacerse articulado en la cimentación)

Apoyo de la cabeza del poste de fachada en el pórtico transmite sólo fuerza horizontal

1. Pórtico de fachada frontal + postes de fachada



2. Cierre de fachada frontal con muro testero (piñón)

Entramado de postes de fachada y vigas

No existe un pórtico como los demás en la fachada frontal

Vigas simplemente apoyadas en los postes: cargas verticales (1/2) y menor luz

Postes soportan: cargas verticales de cubierta transmitidas por las vigas + cargas horizontales distribuidas debidas al viento.

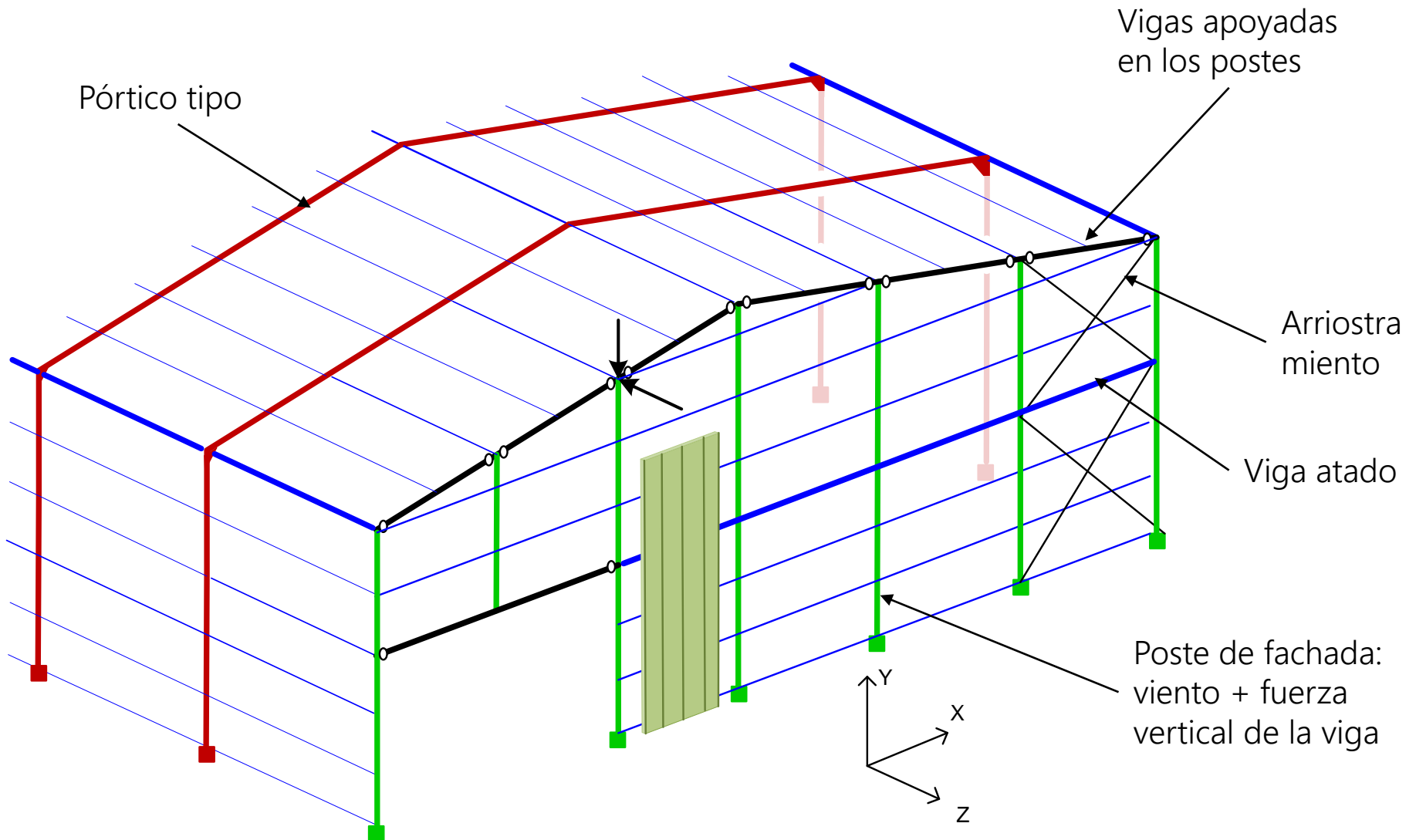
Poste trabaja como una viga vertical, apoyado en la parte superior y empotrado en la cimentación (puede hacerse articulado en la cimentación) soportando la fuerza Z del viento + fuerza vertical Y de la viga

Apoyo de la cabeza del poste de fachada: recibe la fuerza vertical Y de la viga y le transmite la fuerza horizontal Z

Necesario arriostramiento en el plano del muro testero para dar estabilidad frente a cargas laterales

Pueden disponerse vigas horizontales intermedias, para aberturas y arriostramiento

2. Cierre de fachada frontal con muro testero



Sistemas de arriostramiento contra viento

Absorben las cargas laterales debidas al viento en fachadas y las transmiten a la cimentación

Rigidizan la cubierta, dan estabilidad al edificio

Limitan la longitud de pandeo de los postes

Sistema complejo que requiere:

- Celosías planas en diversas posiciones (plano de cubierta, fachadas laterales)
- Postes auxiliares en fachadas frontales
- Colaboración de pórticos y correas

Viento en cubiertas:

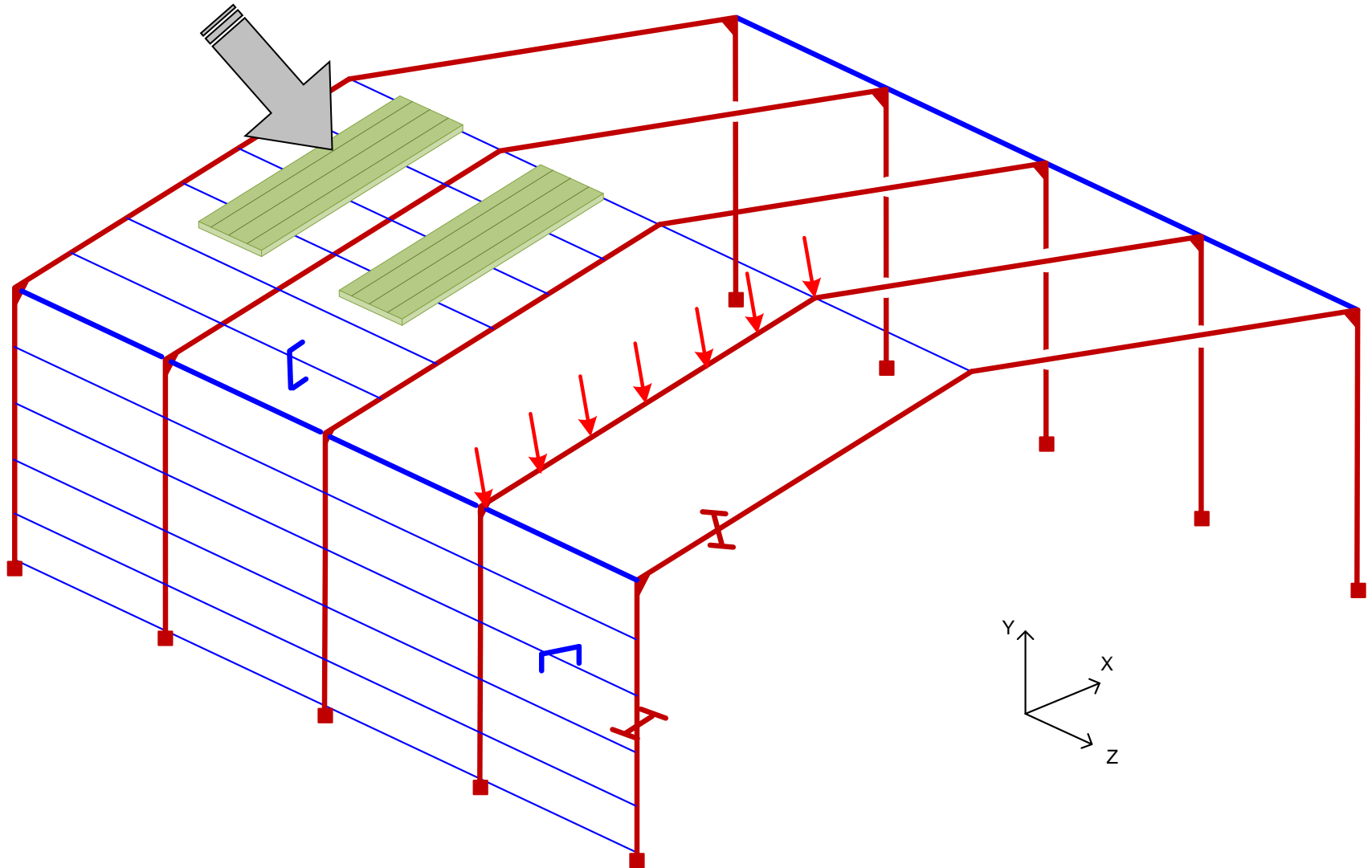
Actúa sobre los paneles de cubierta, que lo transmiten a las correas y éstas a los pórticos o celosías principales. No es necesario ningún elemento más.

Viento en fachadas:

Actúa sobre los paneles de fachada, que lo transmiten a las correas de fachada, y éstas a los postes principales. Son necesarios más elementos

Viento en cubiertas

Flujo de fuerzas de viento:
Paneles \rightarrow Correas \rightarrow dinteles del pórtico



Celosía de arriostramiento de cubierta

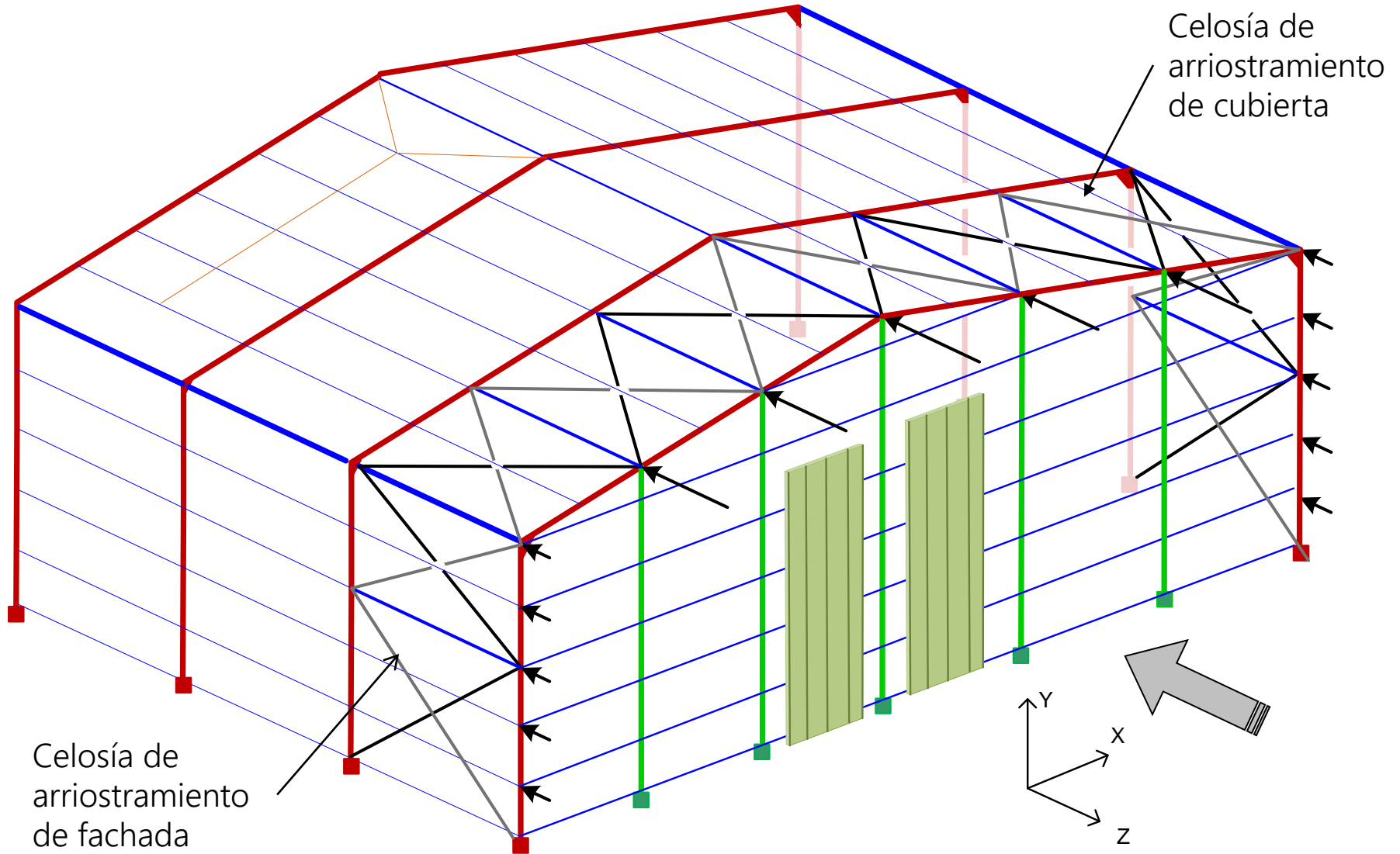
Funciones:

1. Recibir y soportar las **fuerzas** ejercidas por los postes de fachada, **provenientes del viento** actuante en las fachadas cortas (reacción horizontal). Transmitirlas a la celosía contra viento de fachada
2. **Dar estabilidad al plano de la cubierta**, formado por correas + dinteles de pórticos o cordón superior de la celosía. Unión correa – dintel es articulada, por lo que la cubierta es poco estable en su plano.
3. **Fijar el ala comprimida del dintel** (ala superior) del pórtico (o cordón superior de la celosía) y absorber las imperfecciones del cordón superior. Los nudos de la celosía de arriostramiento coincidentes con correas representan puntos fijos para el cordón superior.

Situárlas en ambos extremos de la nave.

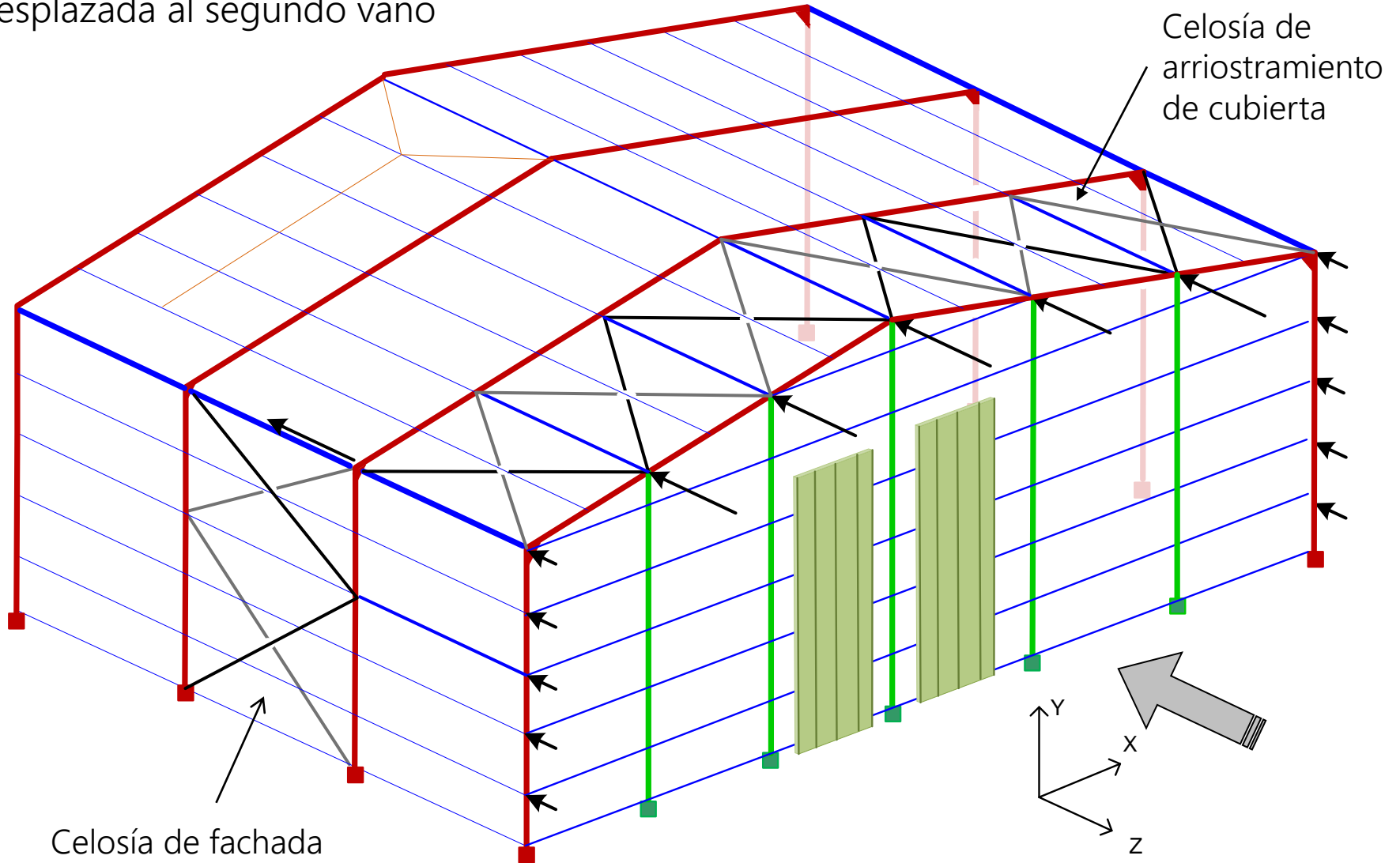
Trozo de la nave entre dos juntas de dilatación (sin viento): disponer en el centro una celosía de arriostramiento en cubierta.

Arriostramiento contra viento frontal (1)



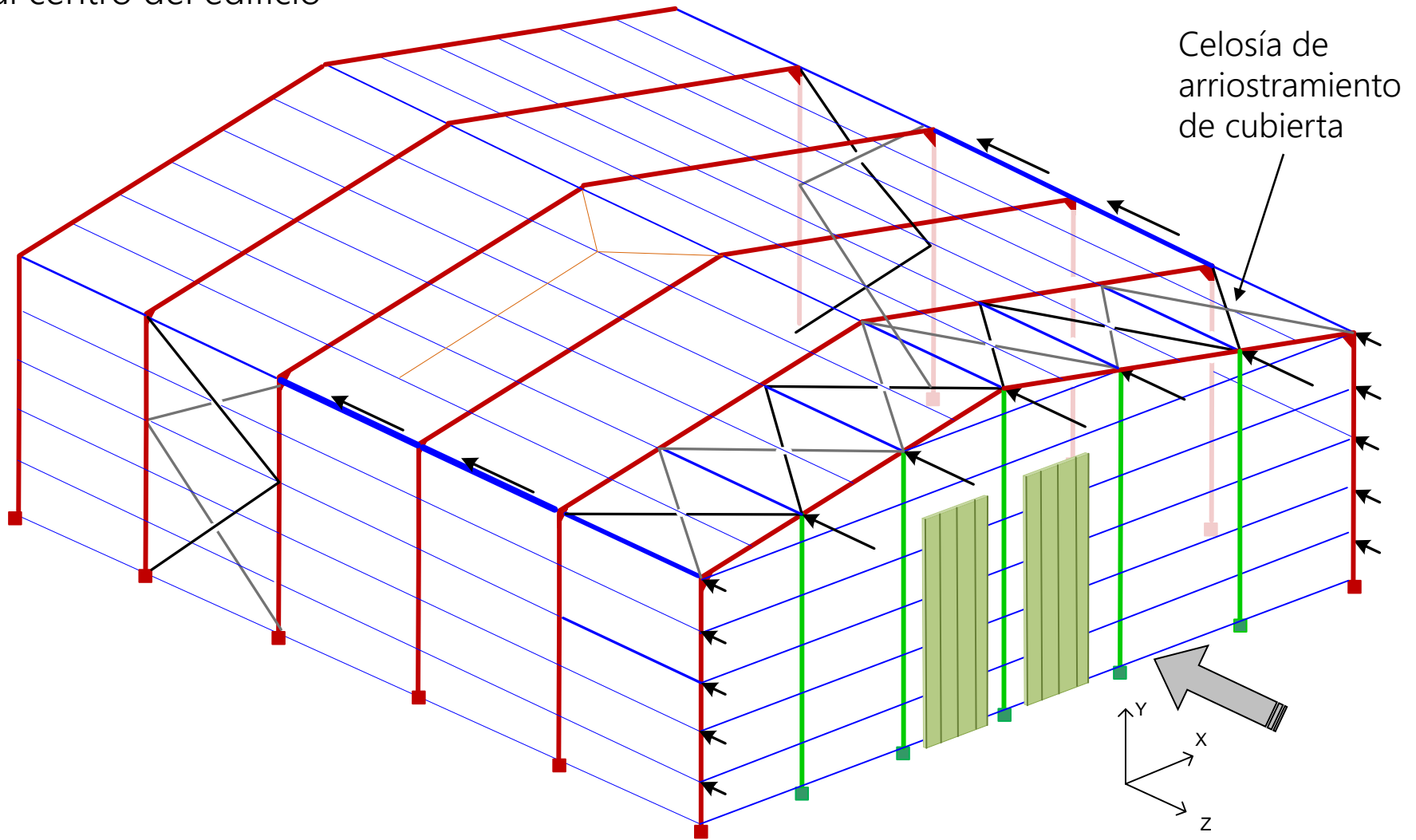
Arriostramiento contra viento frontal (2)

Celosía de fachada
desplazada al segundo vano



Arriostramiento contra viento frontal (3)

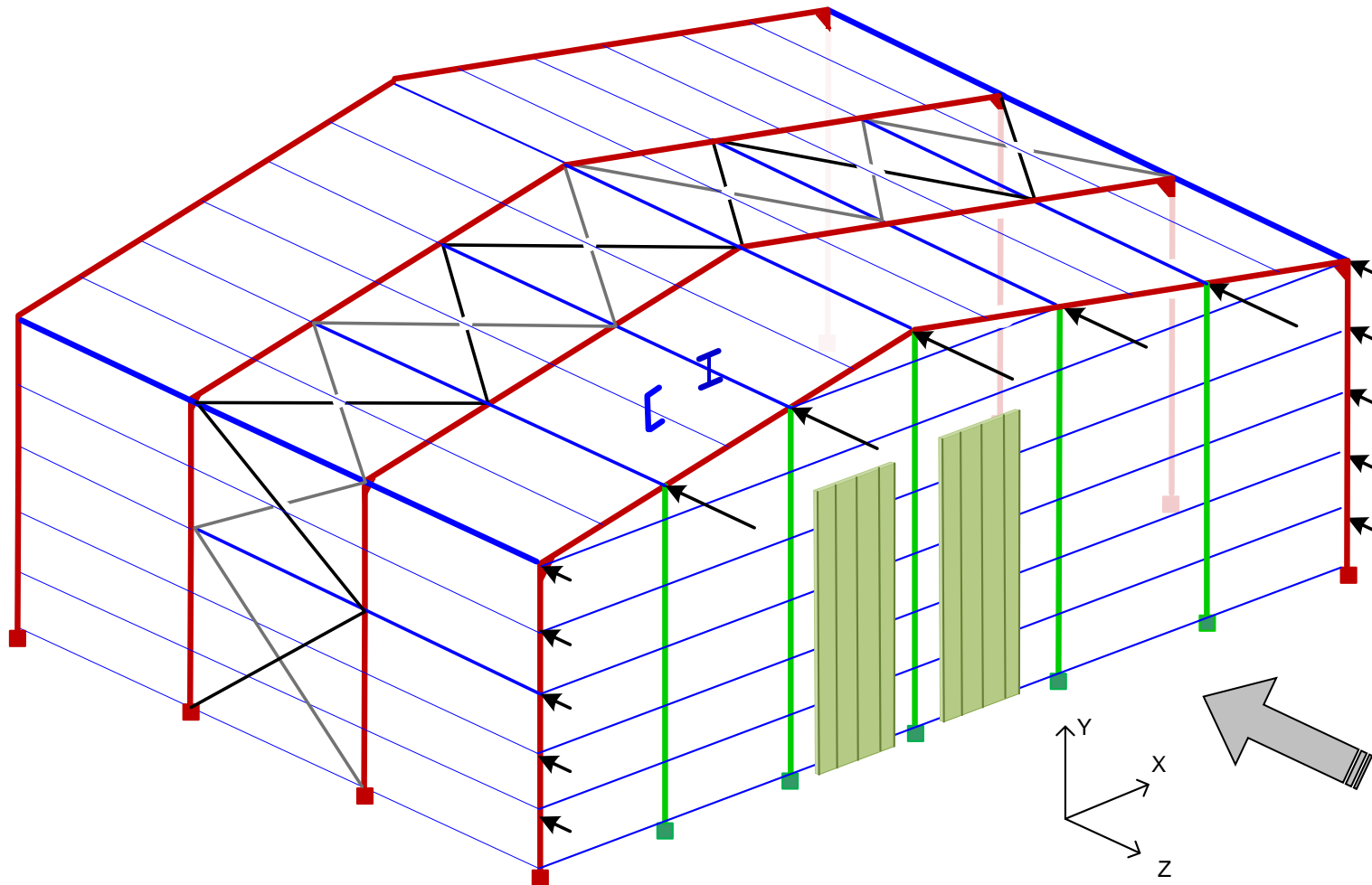
Celosía de fachada desplazada al centro del edificio



Arriostramiento contra viento frontal (4)

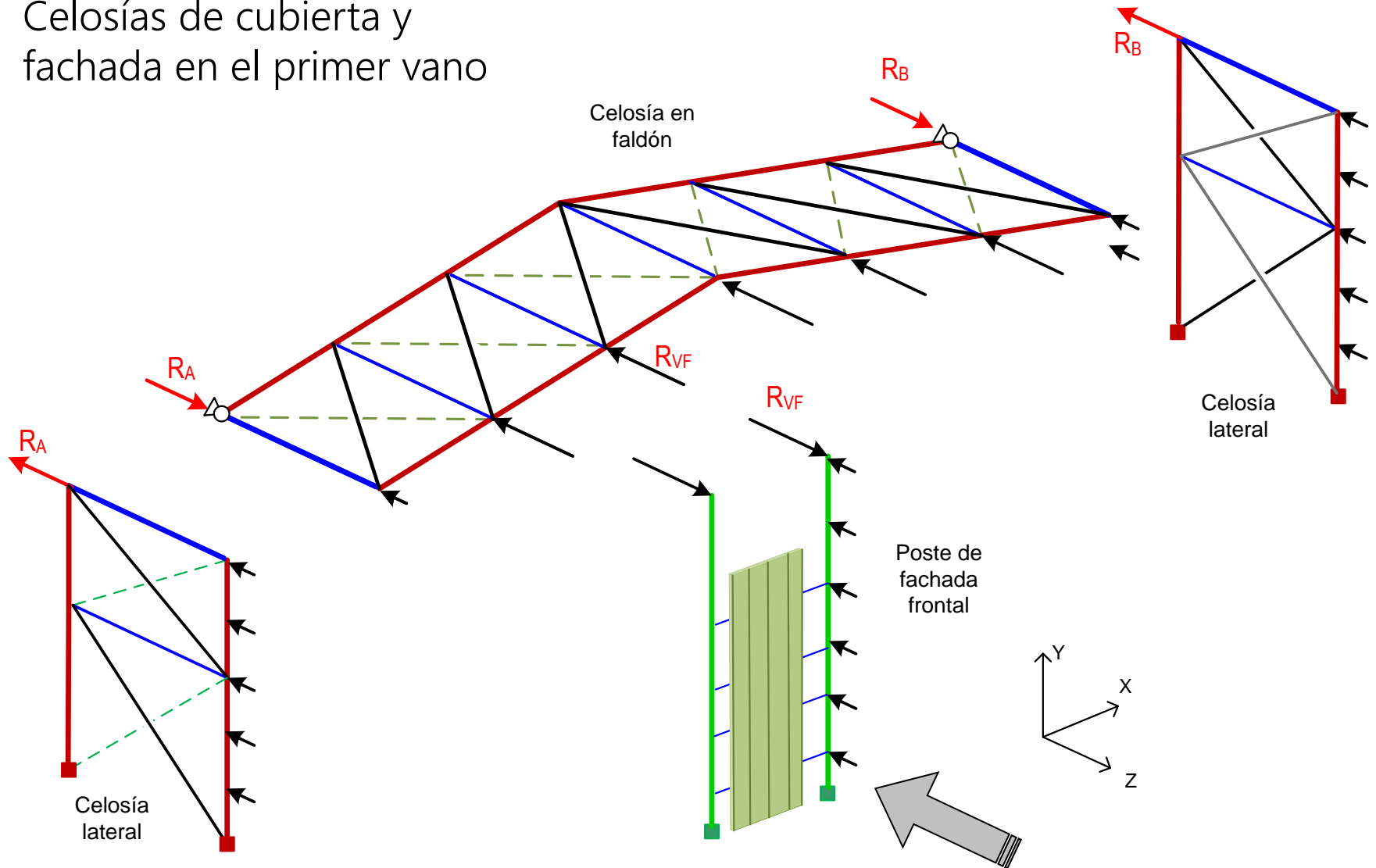
Celosía de cubierta desplazada del primer vano

Reacciones en los postes de fachada se deben transmitir a la celosía de cubierta por las correas, a compresión



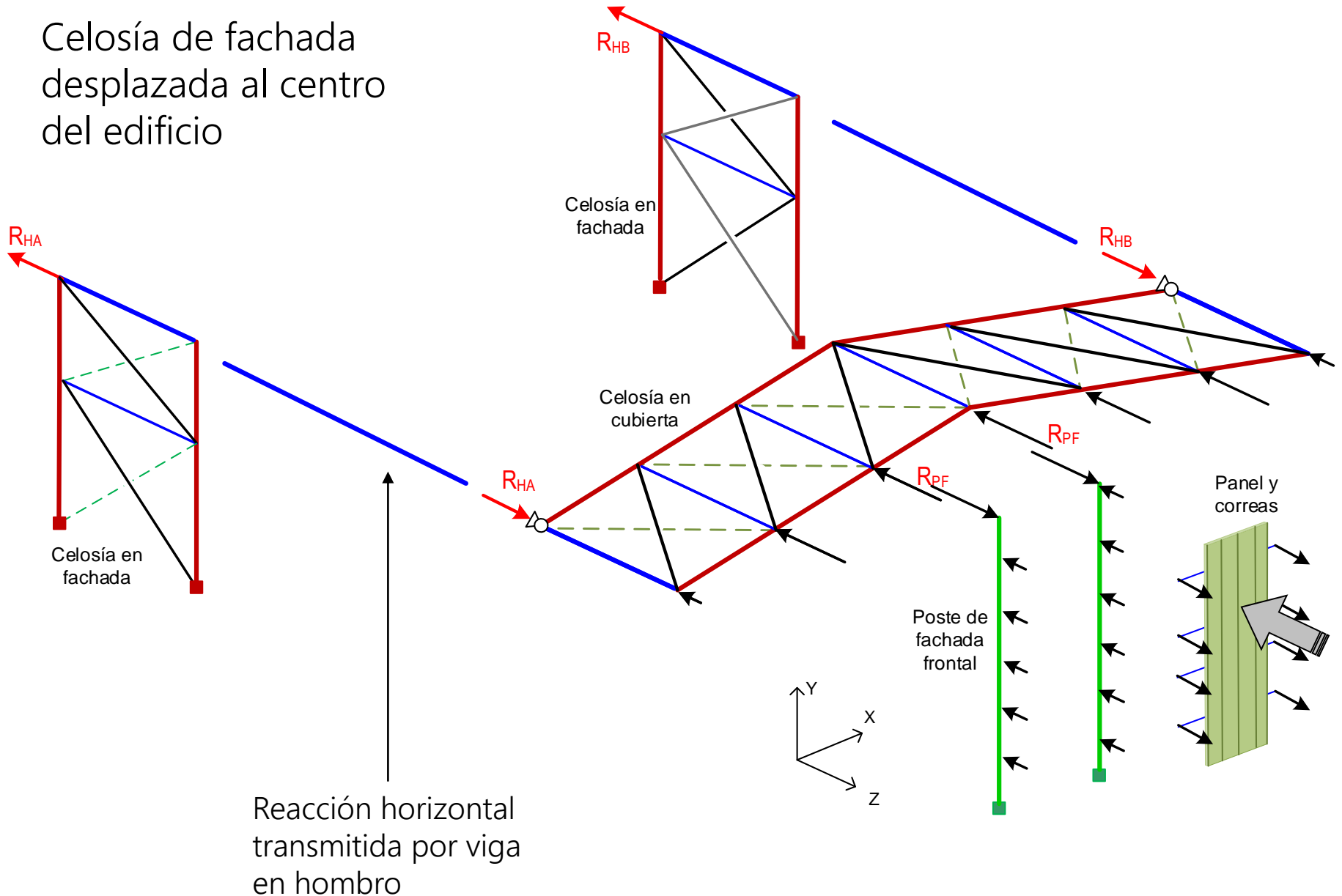
Sistema contra viento frontal

Celosías de cubierta y fachada en el primer vano

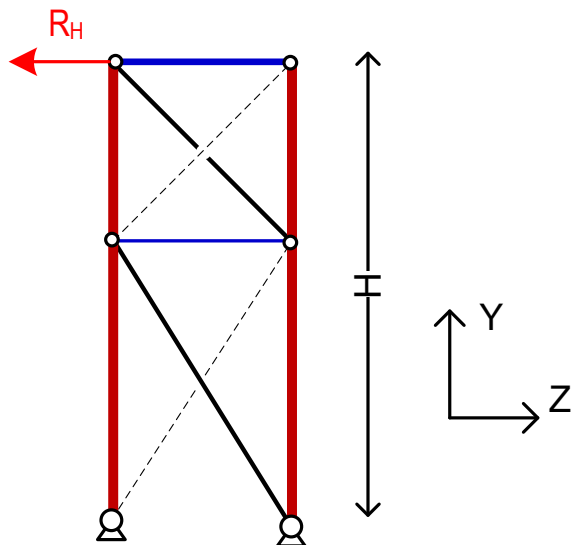
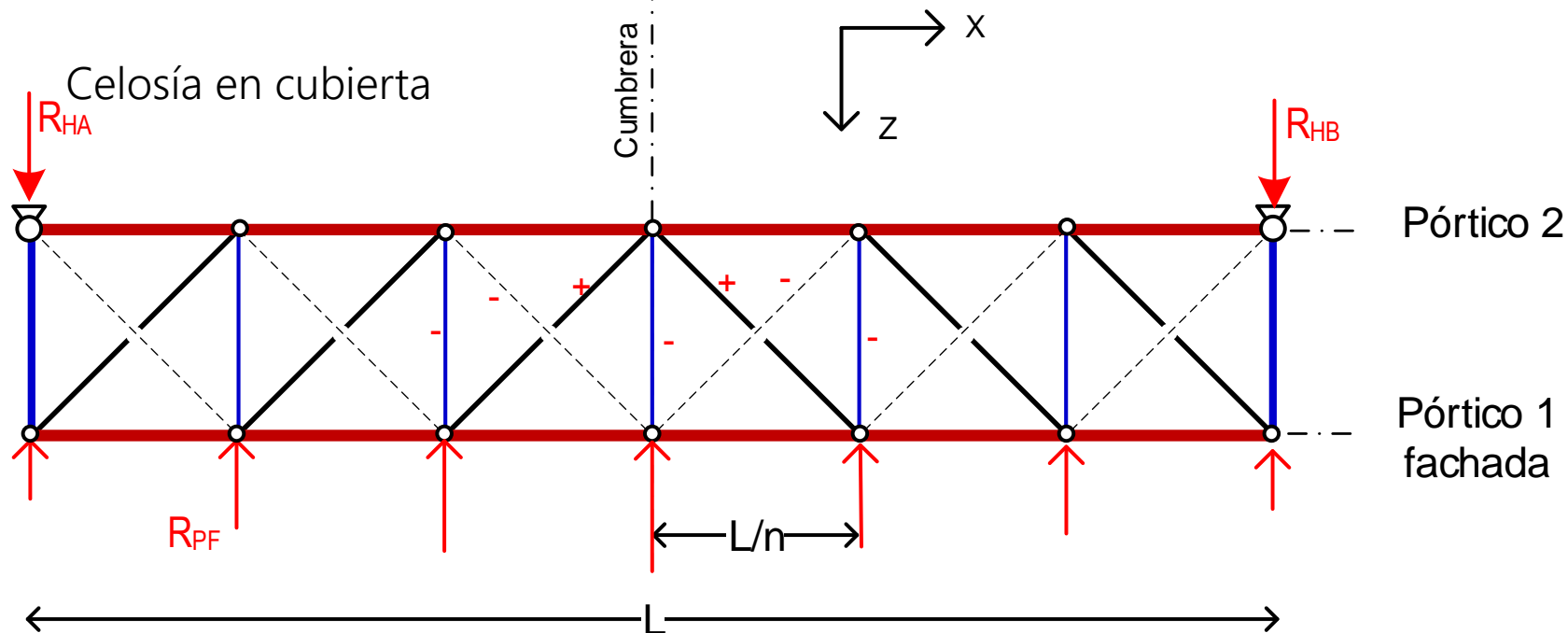


Sistema contra viento frontal

Celosía de fachada desplazada al centro del edificio



Celosía contra viento frontal - Cálculo

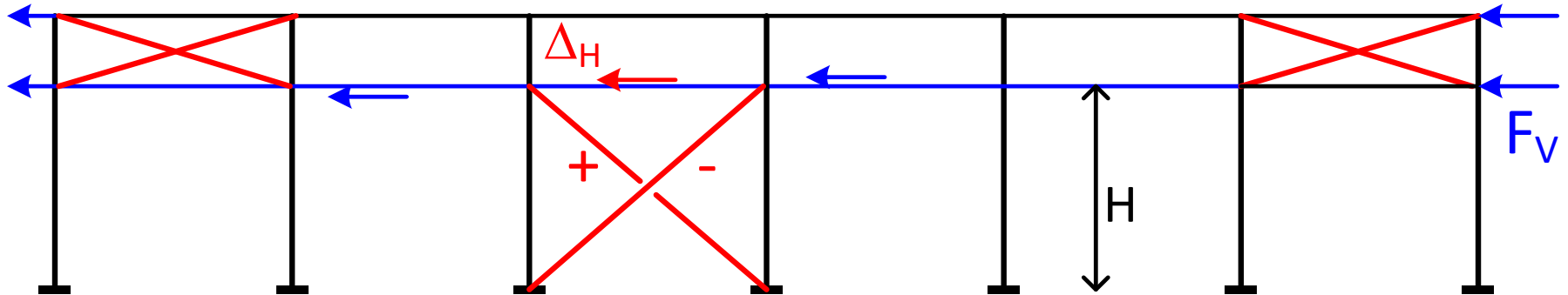


Celosía en fachada lateral

Considerar sólo las diagonales que trabajan a tracción

Celosía de arriostramiento en fachada lateral. Funciones

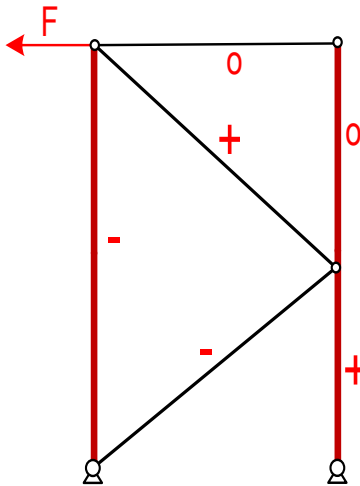
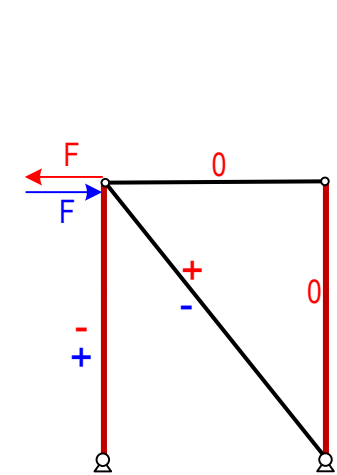
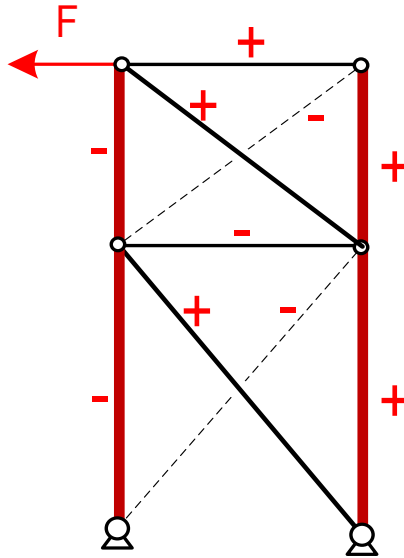
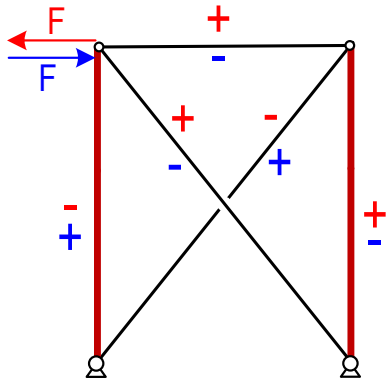
1. Recibir y soportar las **fuerzas ejercidas por la celosía de cubierta**. Transmitirlas a la cimentación.
2. **Dar estabilidad y rigidez longitudinal a la fachada lateral**, formada por correas + postes. Absorber las imperfecciones (desplome) de los postes
3. En naves con puente grúa, pueden colaborar a soportar las fuerzas de frenado longitudinales.



Vista lateral

Criterio de rigidez típico $\Delta_H \leq \frac{H}{150}$

Celosía de arriostramiento en fachada lateral. Tipos



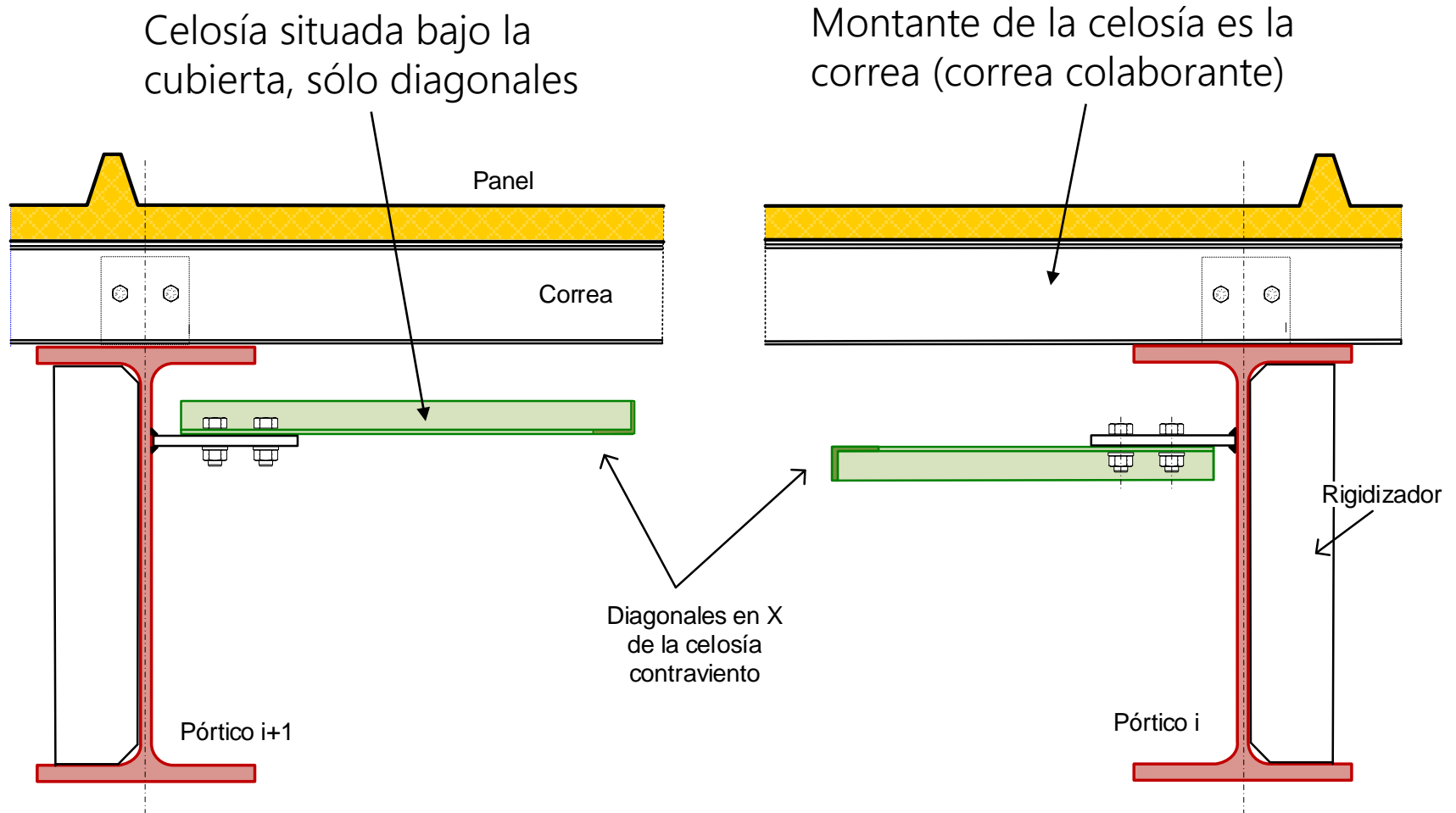
Cruz de San Andrés (X). Hiperestática. Suponer que sólo trabajan las barras a tracción.

Perfiles deben ser de poca inercia en un eje (L, chapas planas) para pandeo elástico en compresión. Ángulos $\approx 30^\circ$ a 60°

Diagonal simple. Isostática. Puede trabajar a tracción o compresión, según sentido de la fuerza. Paños \approx cuadrados. Perfiles deben resistir a pandeo en dos ejes: Tubos

Diagonales K. Isostática. Pueden trabajar a tracción o compresión, según sentido de la fuerza. Paños con $H > base$. Perfiles deben resistir a pandeo en dos ejes: Tubos

Celosía de cubierta contra viento con correa colaborante

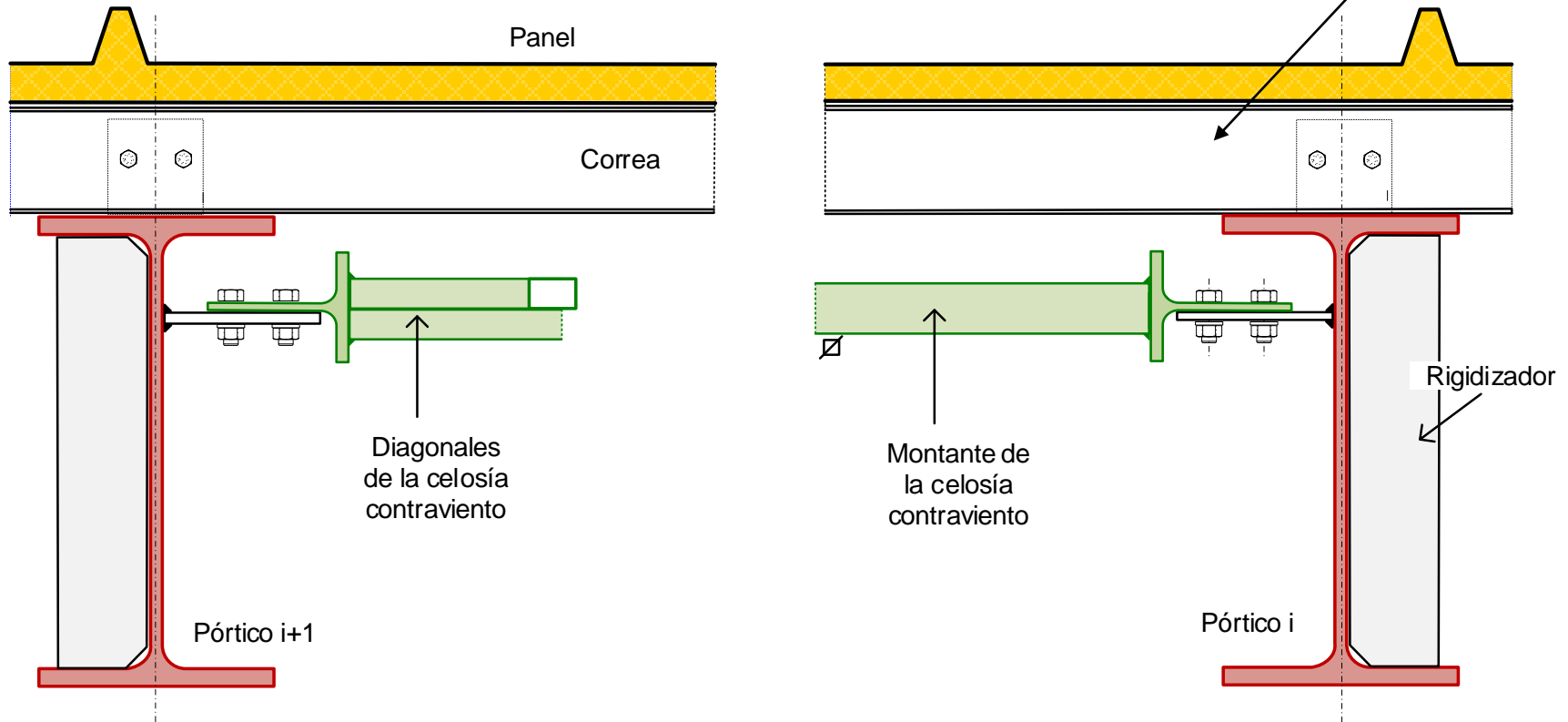


Diagonales: tubos alternados o perfil L, se pueden sustituir por cables tensores redondos

Celosía de cubierta contra viento con correa no colaborante

La correa no colabora como montante de la celosía contraviento
Celosía contraviento completa, con montantes y diagonales.

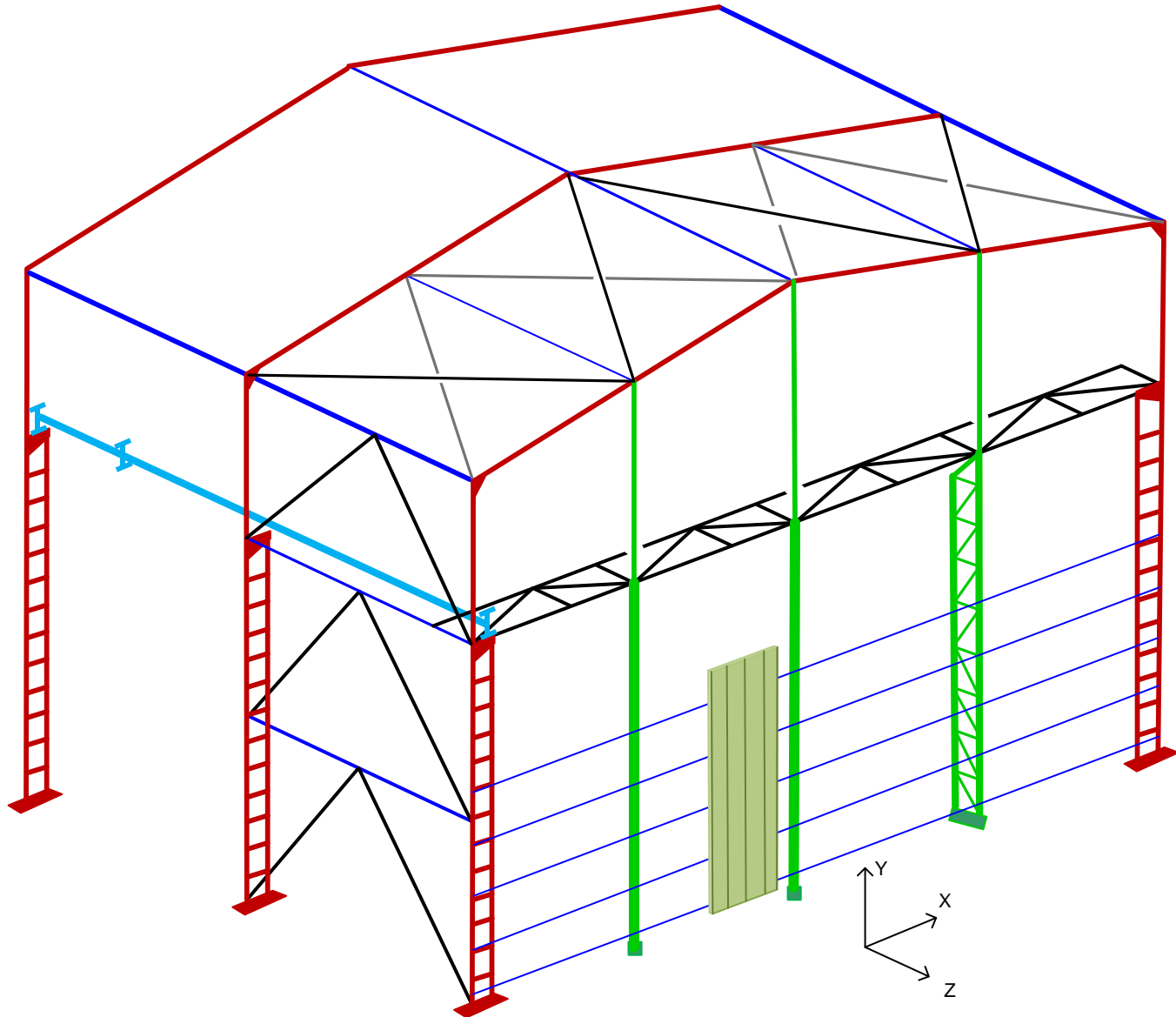
Correa sólo a flexión



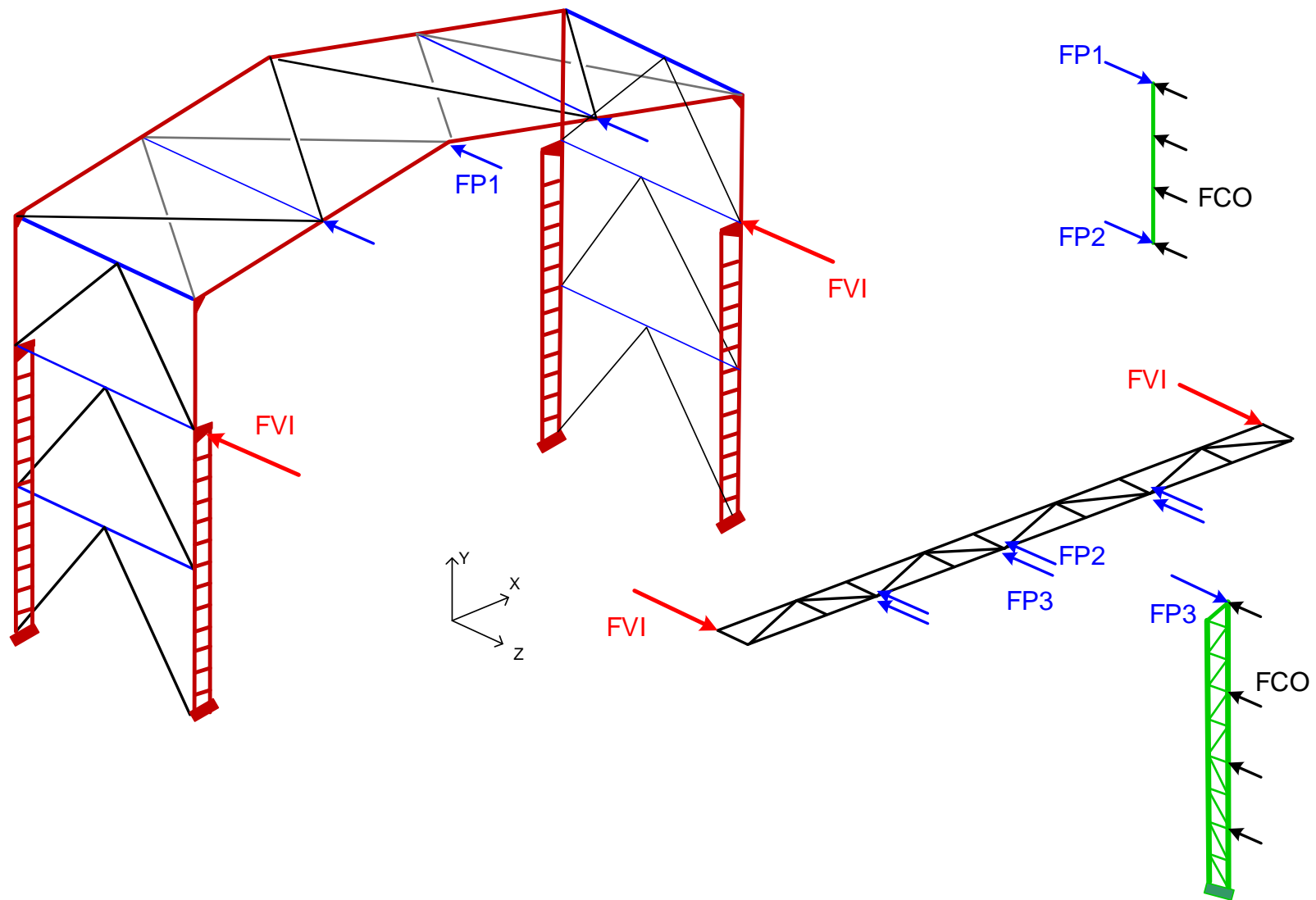
Montante: tubo o perfil H para soportar la carga de compresión debida al viento

Diagonales: tubos alternados o perfil L, se pueden sustituir por cables tensores redondos

Cierre frontal. Nave de gran altura. Celosía intermedia

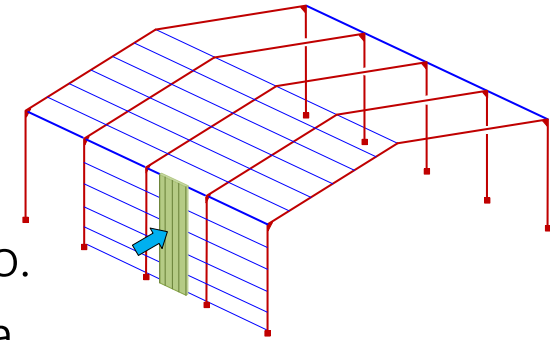


Cierre frontal. Nave de gran altura. Funcionamiento



Arriostramiento contra viento transversal en fachada

Naves cortas (< 50 m)



A. Celosía longitudinal en el faldón.

Ata las cabezas de pilares. Un cordón = viga de alero.

Otro cordón = una correa, o viga paralela a la correa.

Diagonales: perfil L o redondo. Montantes = dintel del pórtico o cordón de celosía principal

B. Celosías situadas en fachadas extremas (pórticos de fachada)

Sirven de apoyo a la celosía longitudinal

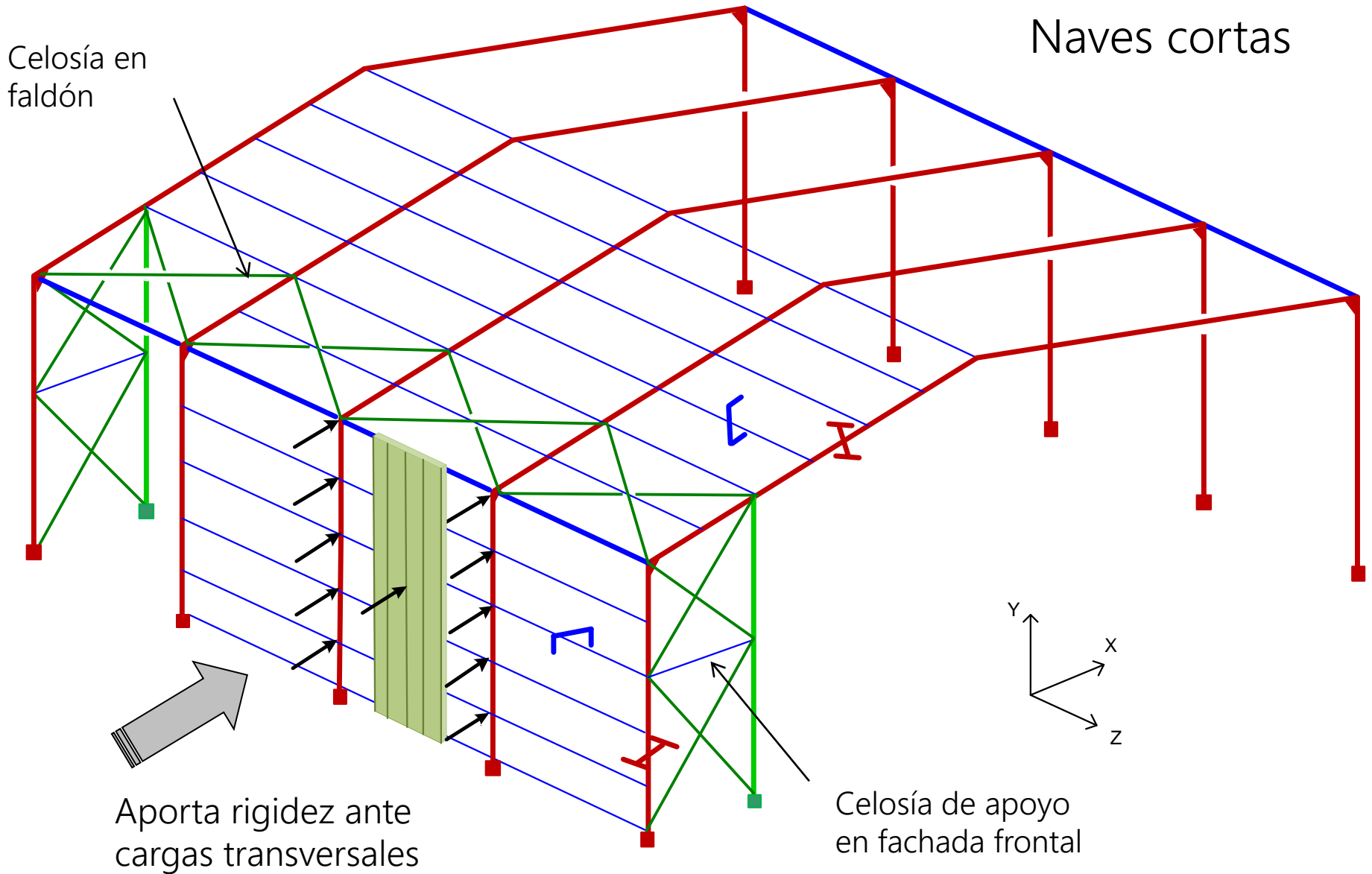
Naves largas

La celosía en el faldón resulta de mucha luz. Resulta muy pesada para soportar las cargas de viento. No aporta rigidez al sistema.

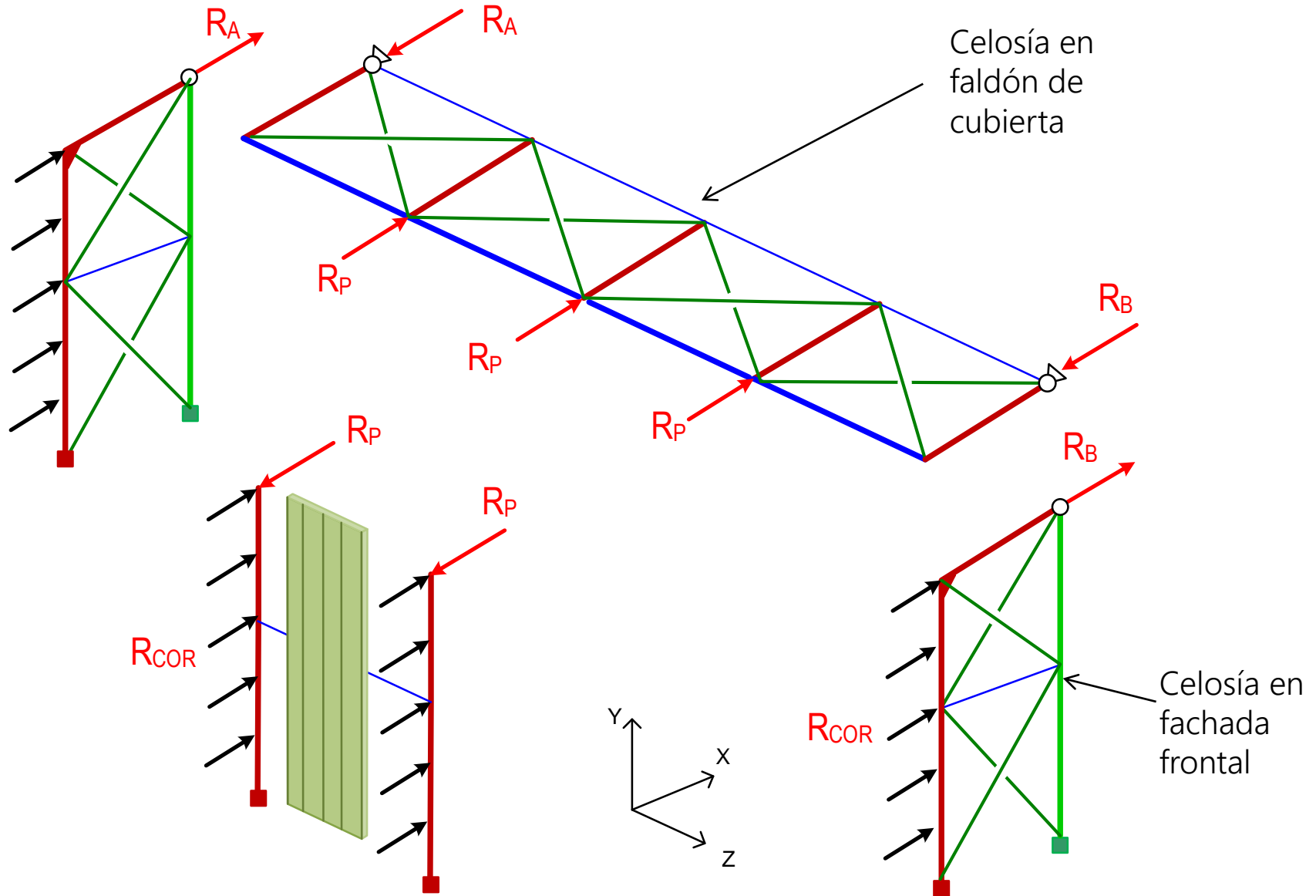
El viento transversal se absorbe por los postes de fachada lateral y los pórticos principales.

Se trata conjuntamente con el viento en cubierta

Celosía de arriostramiento contra viento transversal en fachada

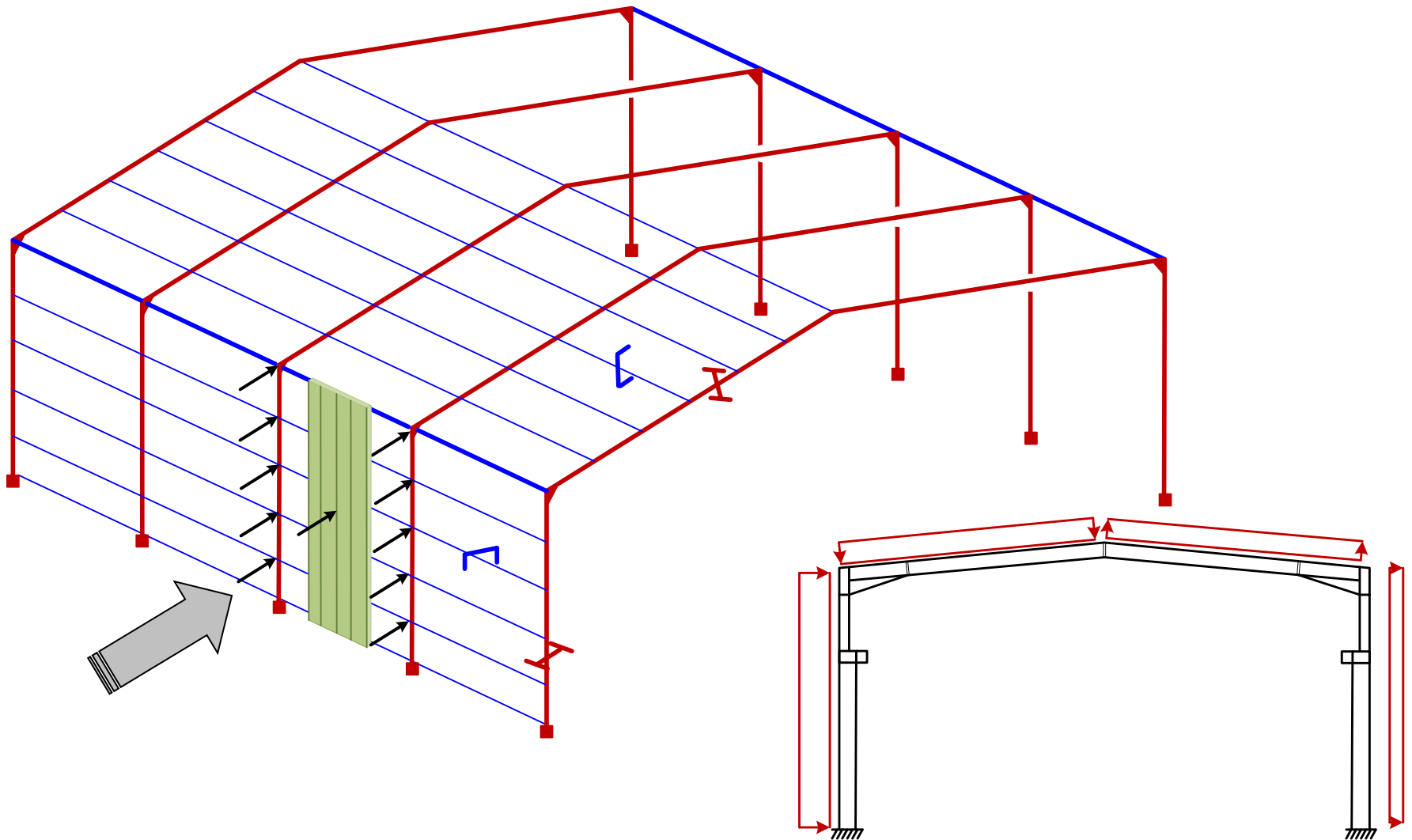


Celosía de arriostramiento contra viento transversal en fachada



Viento transversal absorbido por los pórticos principales

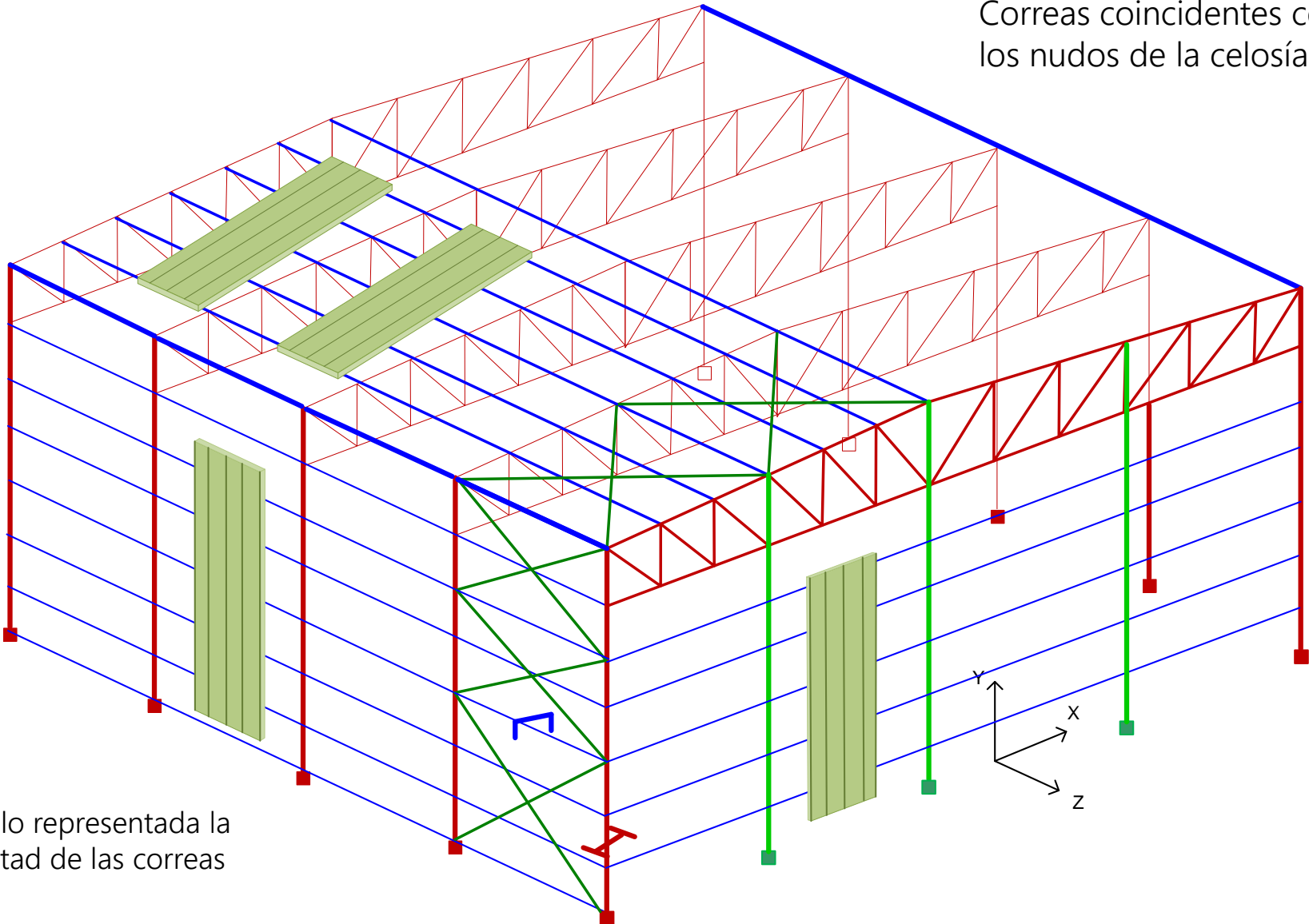
Naves largas. En el cálculo, se trata a la vez que el viento en cubierta



Nave con cubierta de celosía

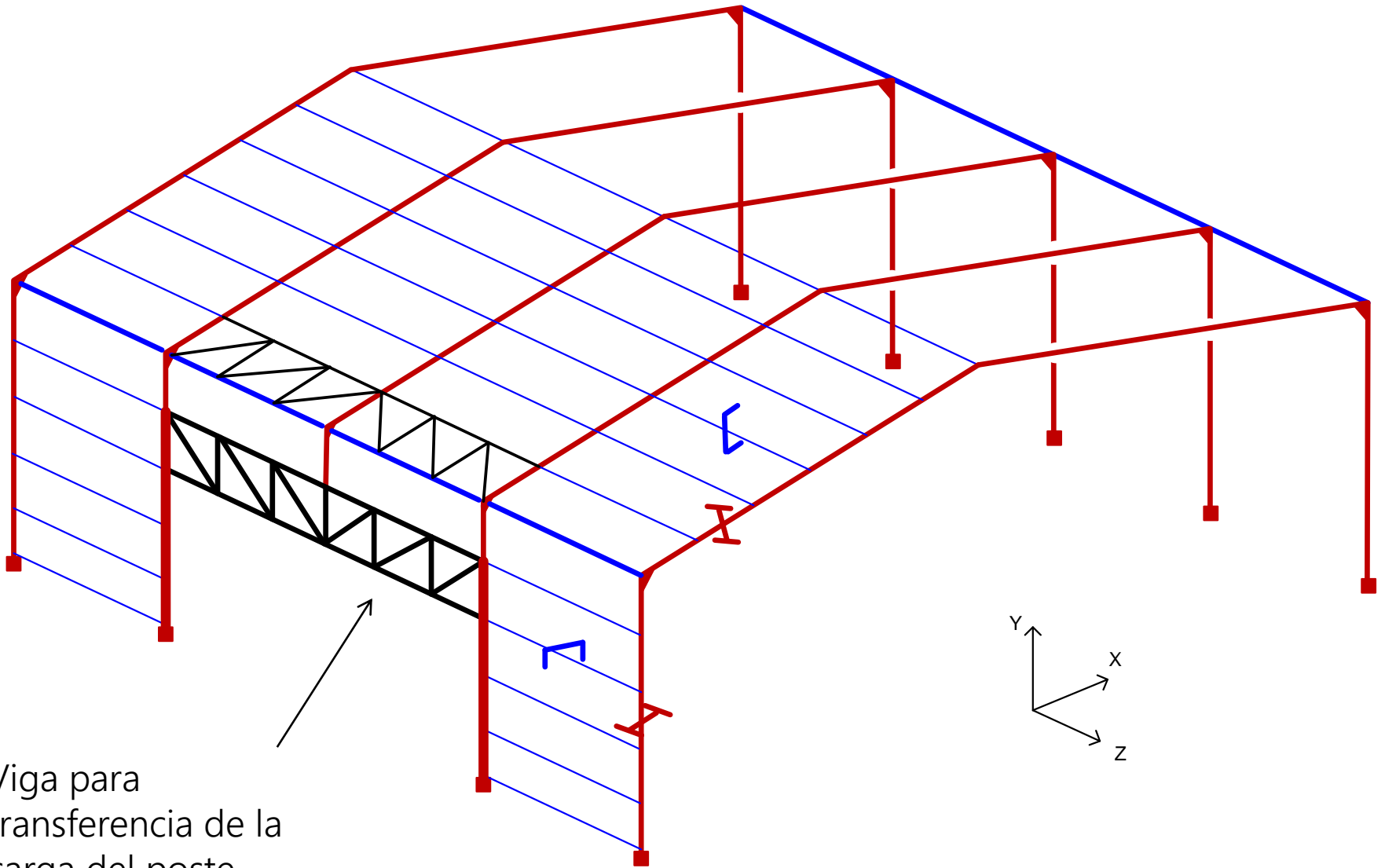
$$\text{Canto celosía} \approx \frac{L}{15 \text{ a } 20}$$

Correas coincidentes con los nudos de la celosía



Sólo representada la mitad de las correas

Supresión de un poste



Viga para
transferencia de la
carga del poste
(Celosía o IPE)

Organización estructural. Grúas puente

Grúas – puente: máquinas móviles que se desplazan sobre la estructura en la parte superior de la nave

Generan grandes cargas verticales y horizontales (frenado)

Vigas carril: soportan las grúas y se apoyan en los postes de los pórticos principales

Dirección Z Luz viga carril = separación entre pórticos

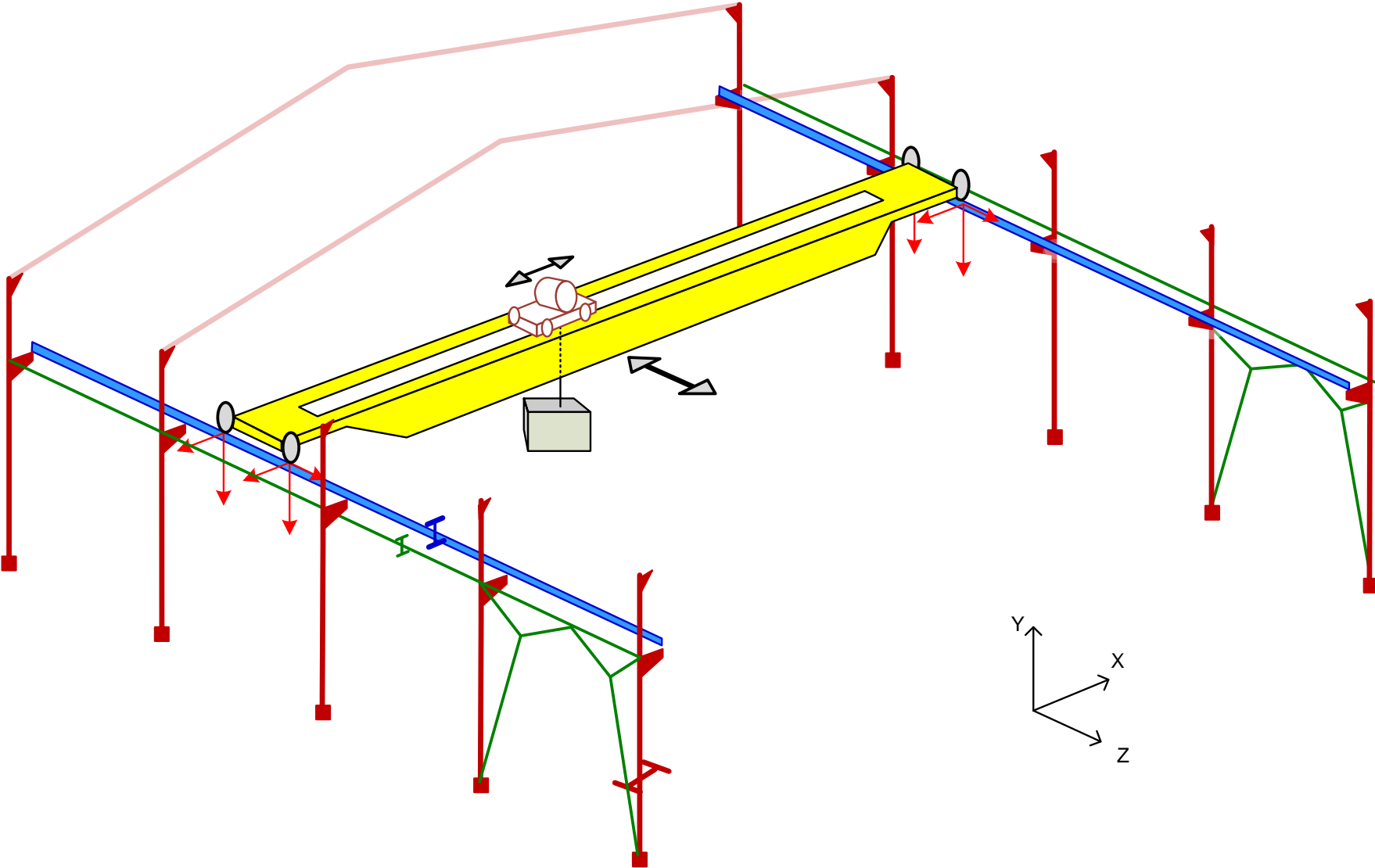
Perfiles I o viga armada

Efectos dinámicos por aceleración y frenado

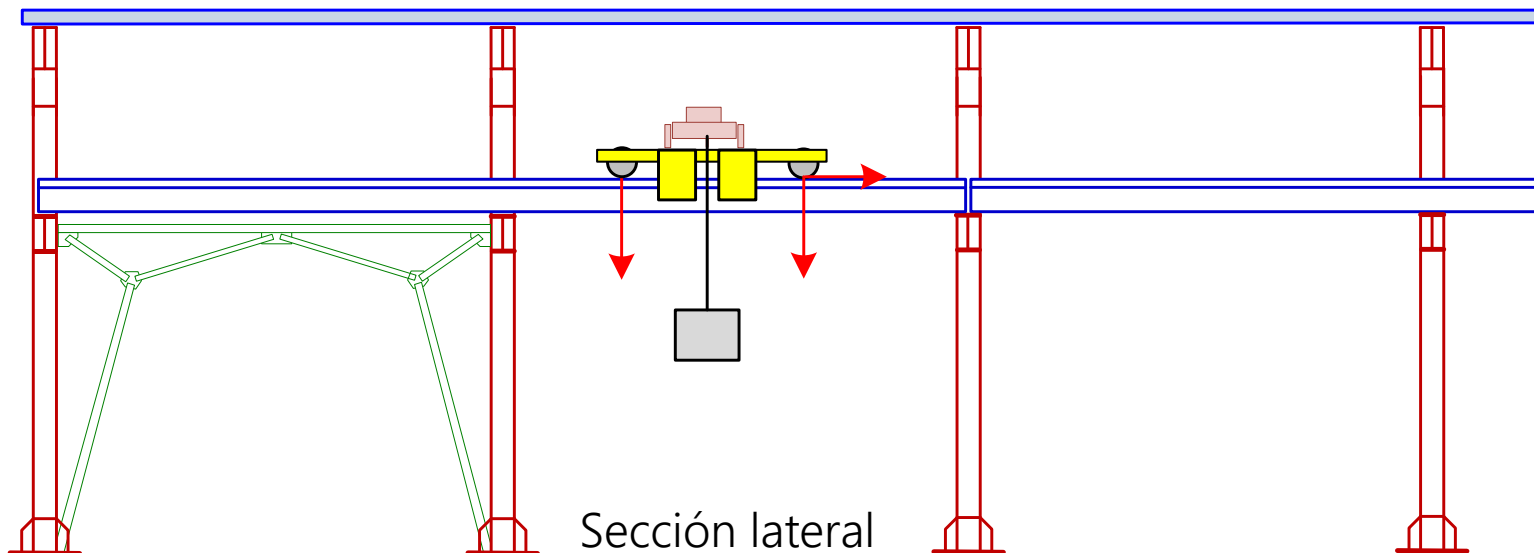
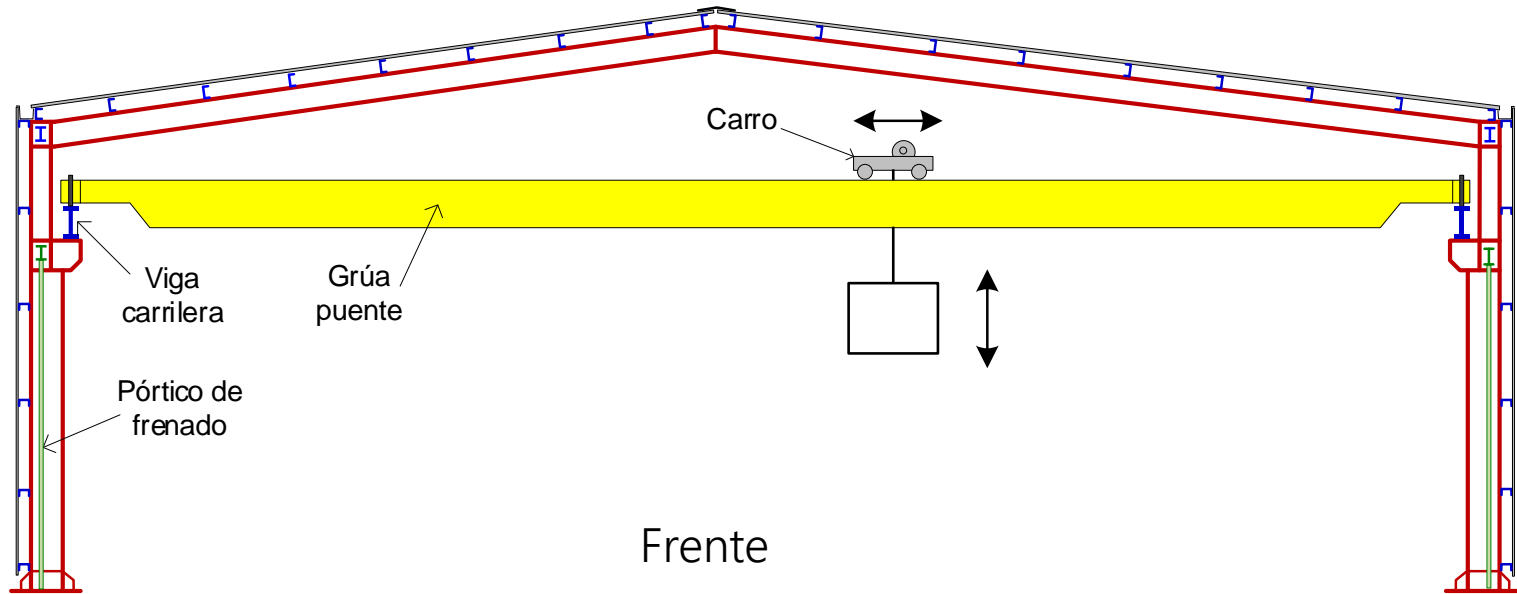
Fuertes limitaciones de deformación.

Sistemas de arriostramiento específicos para absorber las fuerzas horizontales: pórtico de frenado, viga de acompañamiento

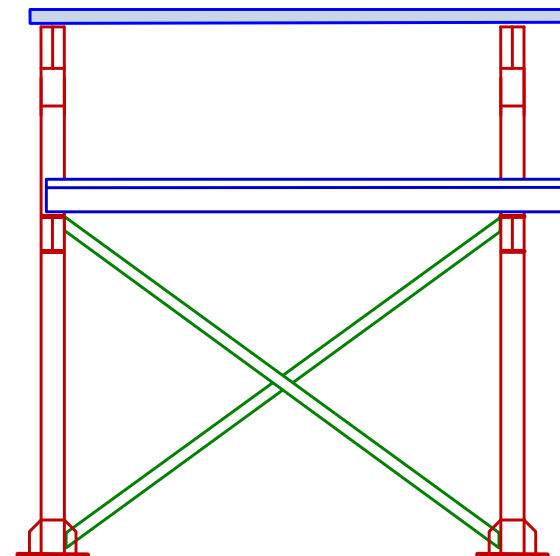
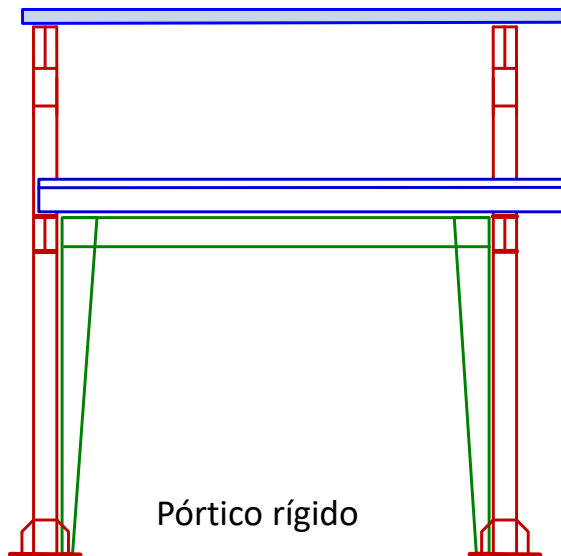
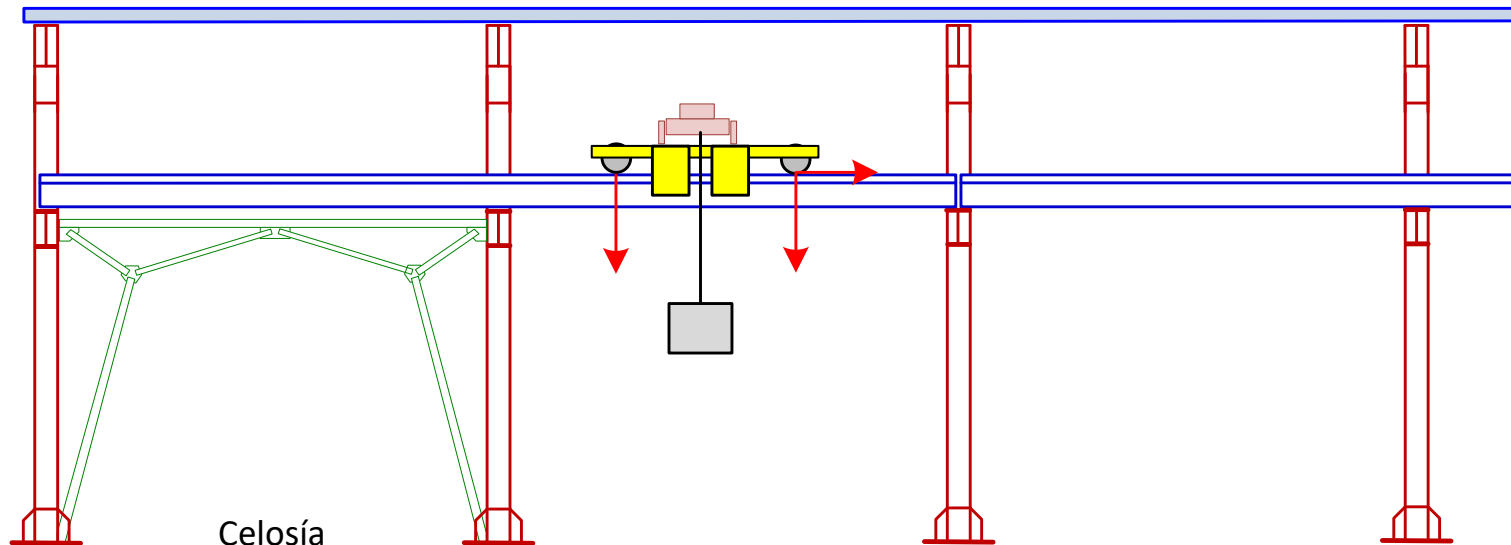
Nave industrial con grúa puente



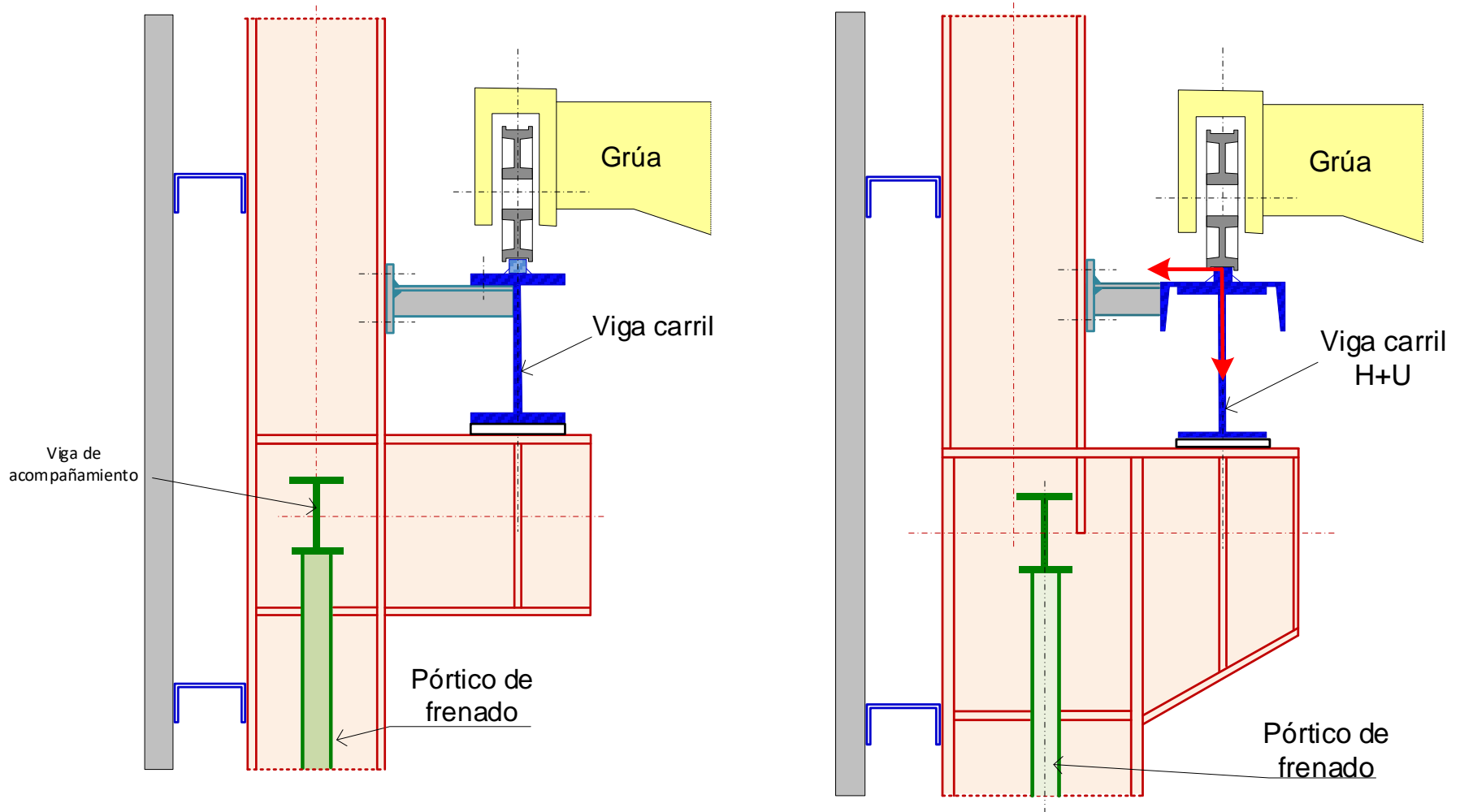
Nave industrial con grúa puente



Grúa puente – Pórticos de frenado longitudinal



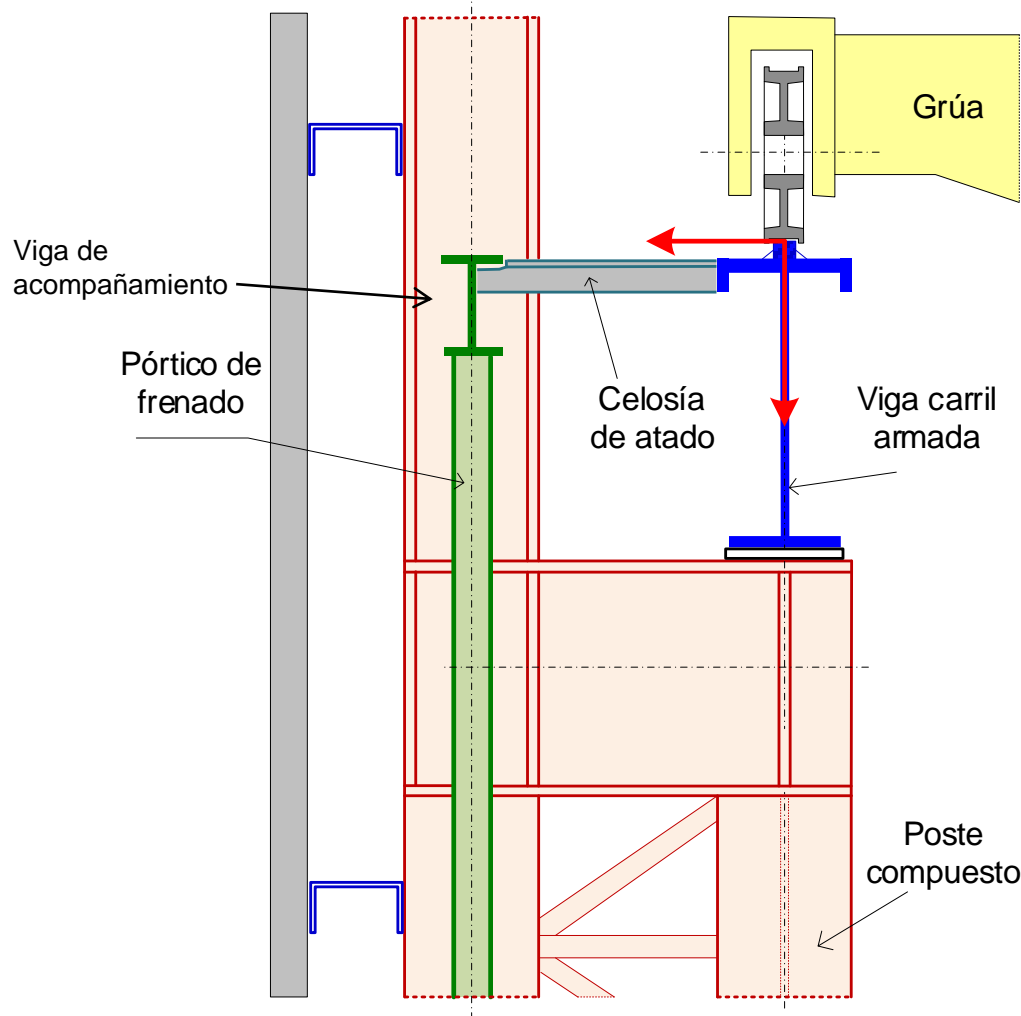
Apoyos de vigas carril sobre el pórtico principal



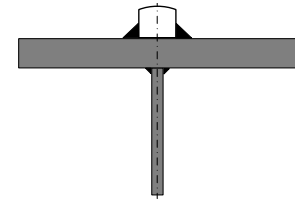
Solución muy habitual:

1. Ménsula voladizo en el poste
2. Atado horizontal de la viga carril al poste (L, U)

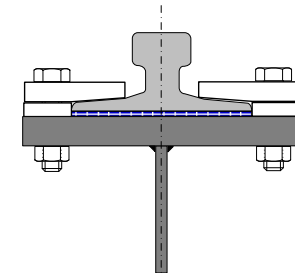
Apoyos de vigas carril sobre el pórtico principal



Sujeción de carril básica
Sólo para cargas pequeñas

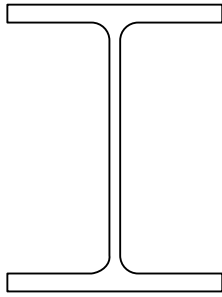


Sujeción de carril (DIN 536)

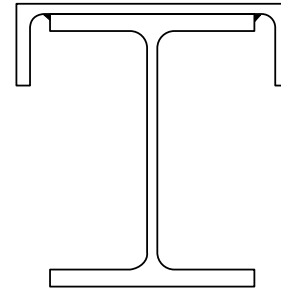


- Grandes cargas:
1. Viga carril de chapa soldada
 2. Celosía horizontal entre viga carril y viga de acompañamiento
 3. Poste compuesto de 2 perfiles (H, U): un perfil bajo la viga carril

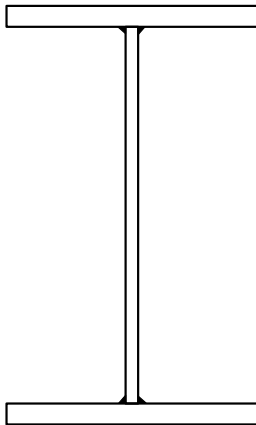
Perfiles típicos para vigas carril



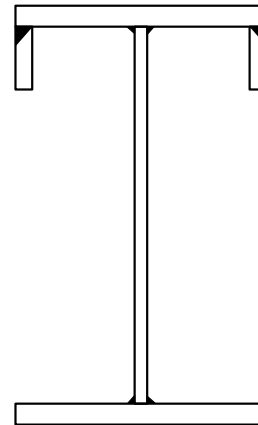
IPE
HEB/HEA/HEM



IPE,
HEB/HEB/HEM
UPE para esfuerzos horizontales

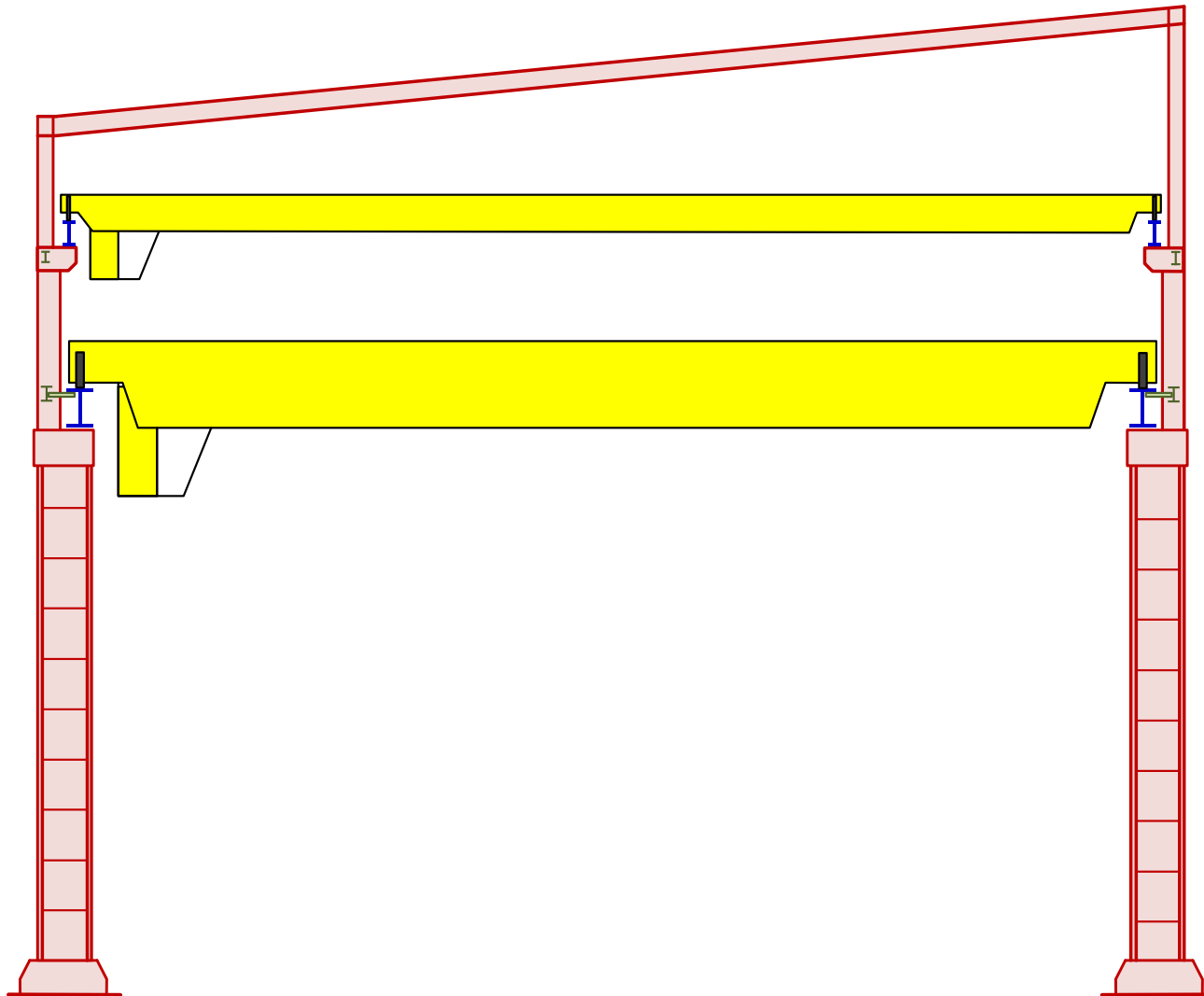


Viga armada



Viga armada reforzada para
esfuerzos horizontales

Nave con grúas a dos niveles – Postes de alma llena

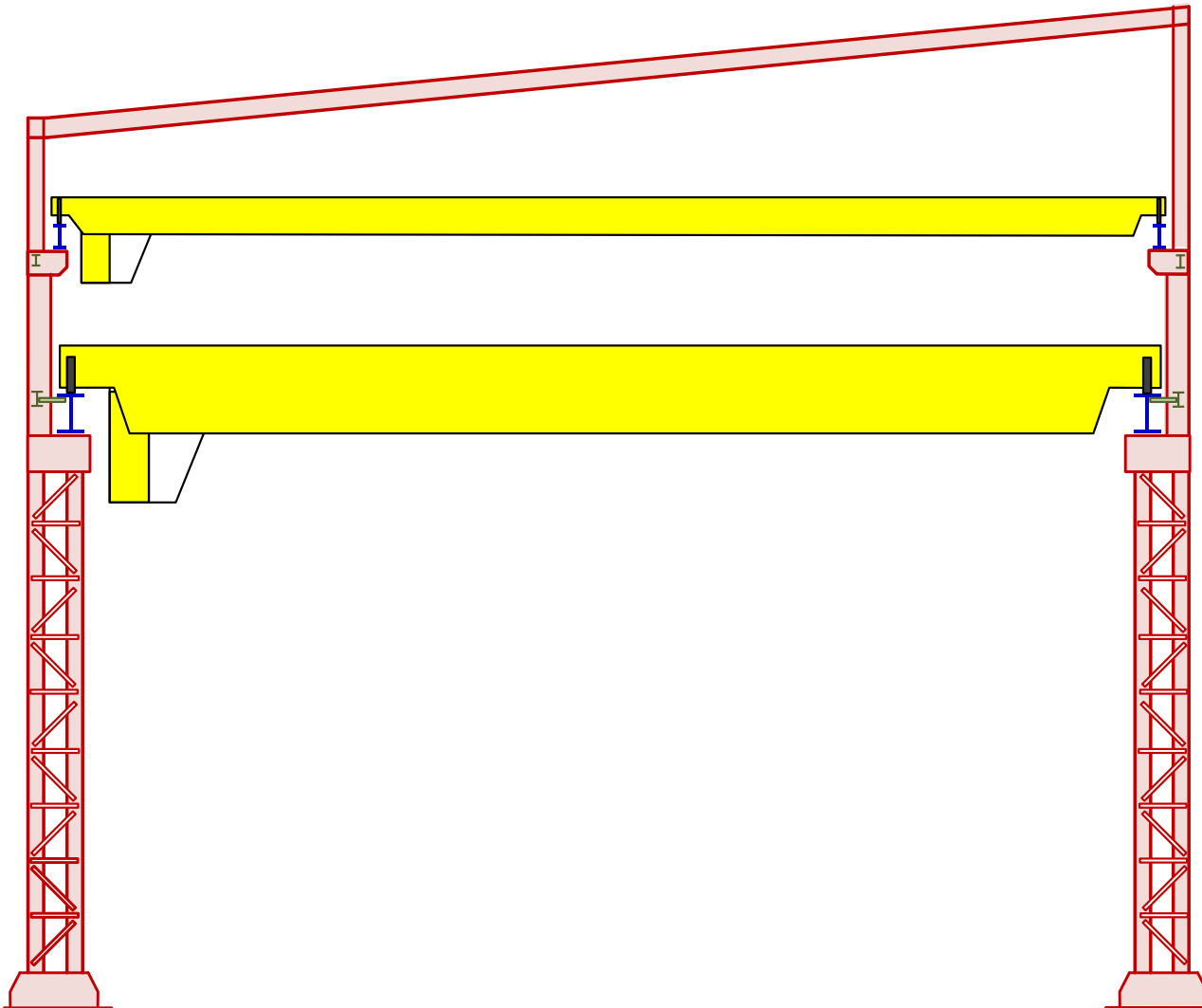


Grúa auxiliar

Grúa principal

Poste alma llena
rigidizado

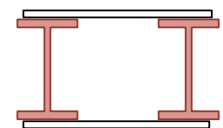
Nave con grúas a dos niveles – Postes compuestos



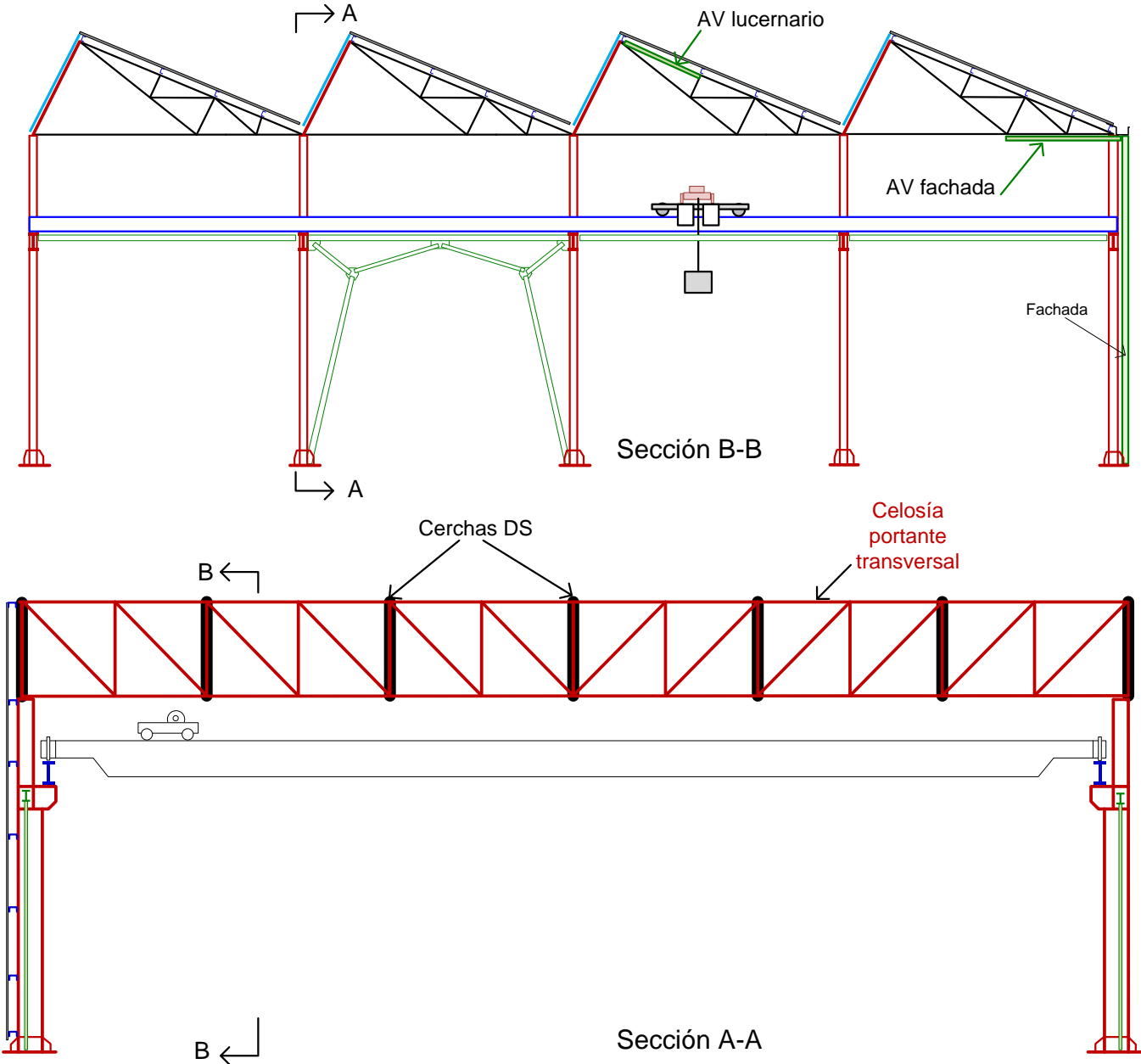
Grúa auxiliar

Grúa principal

Poste compuesto
2 H + celosía



Nave en diente de sierra



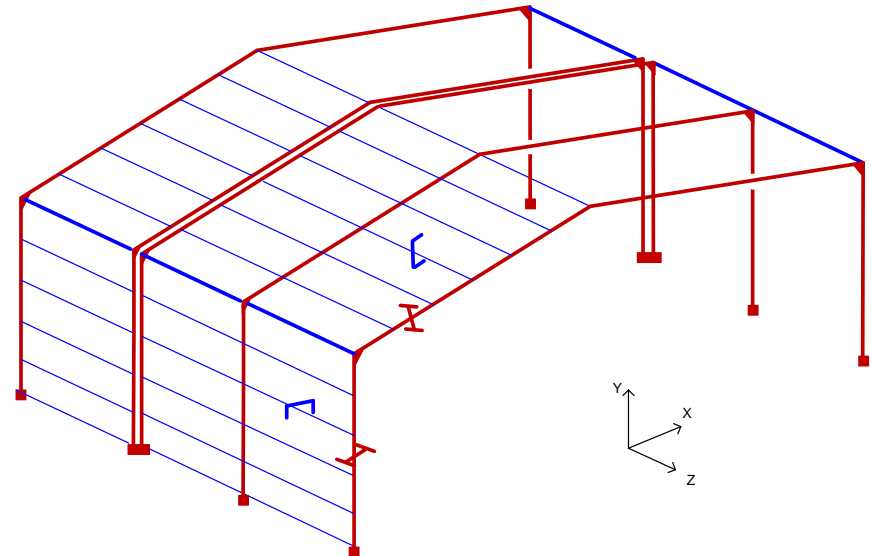
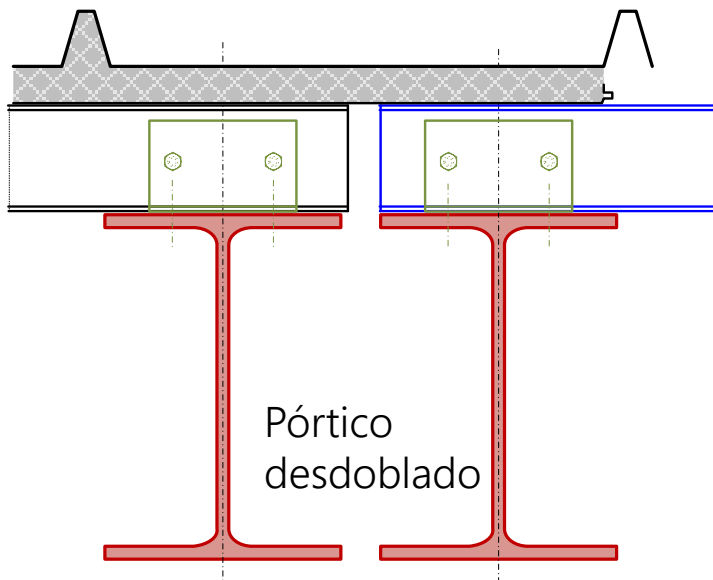
Efectos térmicos, juntas de dilatación

CTE: No es necesario considerar efectos térmicos si se disponen juntas de dilatación tales que **ningún elemento continuo mida más de 40 m**

Otros países. Francia: utilizar juntas para longitudes > 50 m.

UK: juntas recomendadas a partir de 75-100 m.

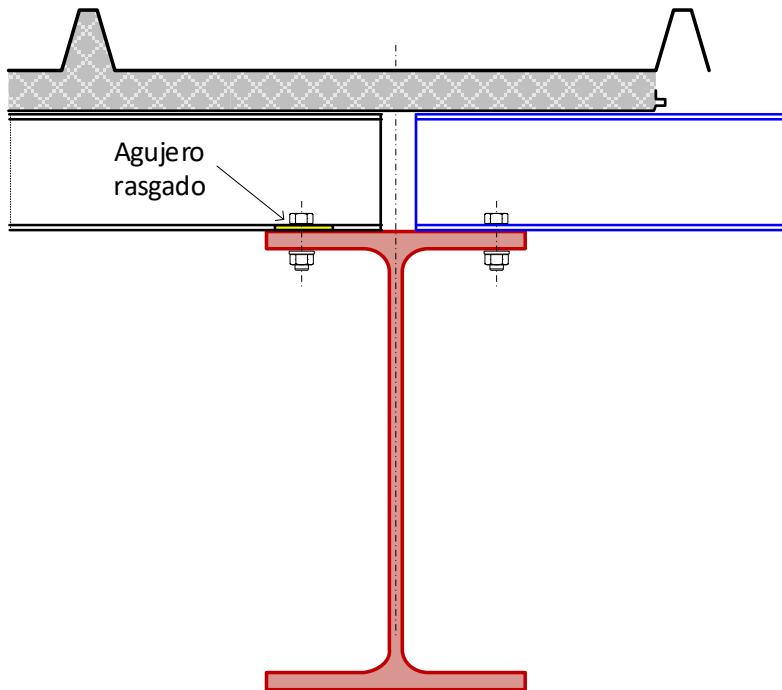
A. Desdoblar la estructura principal (pórtico o celosía) y sus postes. Cada pórtico desdoblado soporta la mitad de la carga. Cimentación no se desdobla. Correas terminan sobre cada pórtico desdoblado, sin continuidad. Solución cara.



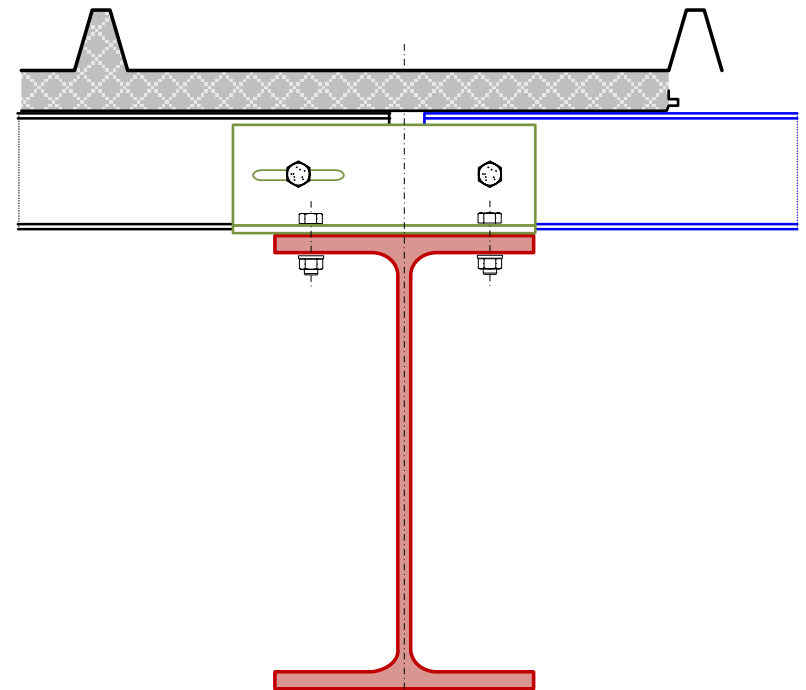
Efectos térmicos, juntas de dilatación

B. No desdoblarse la estructura principal (pórtico o celosía) ni sus postes.

Interrumpir correas, vigas carril y de atado en el plano de dilatación. Usar un apoyo que permita la dilatación



Pórtico no desdoblado
Sin abrazadera

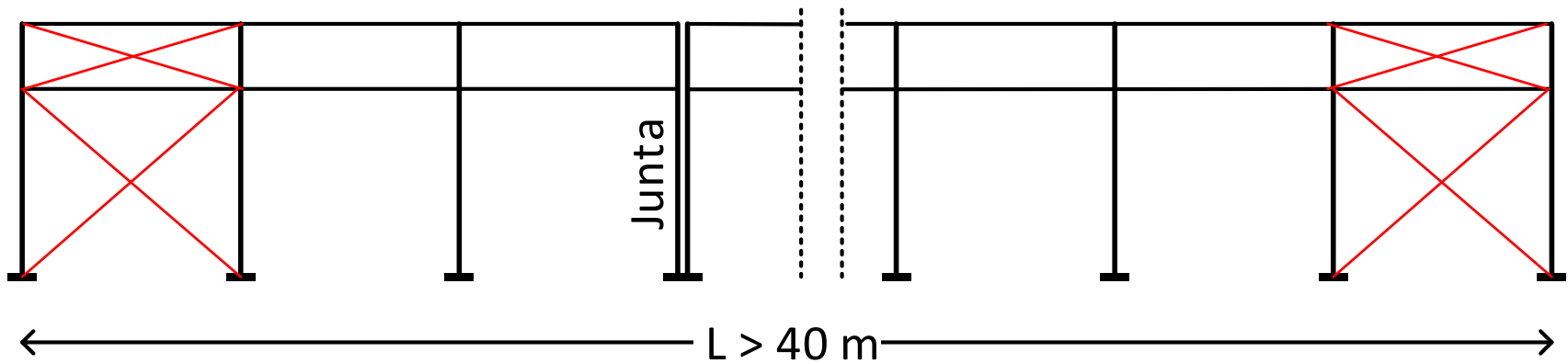


Pórtico no desdoblado
Con abrazadera

Dilatación térmica y contravientos

Arriostramientos contra viento en cubierta y fachada impiden la libre dilatación.

No situar contraviento de cubierta y fachada lateral en ambos extremos si no hay una junta intermedia, para edificios con longitud total $> 40\text{ m}$

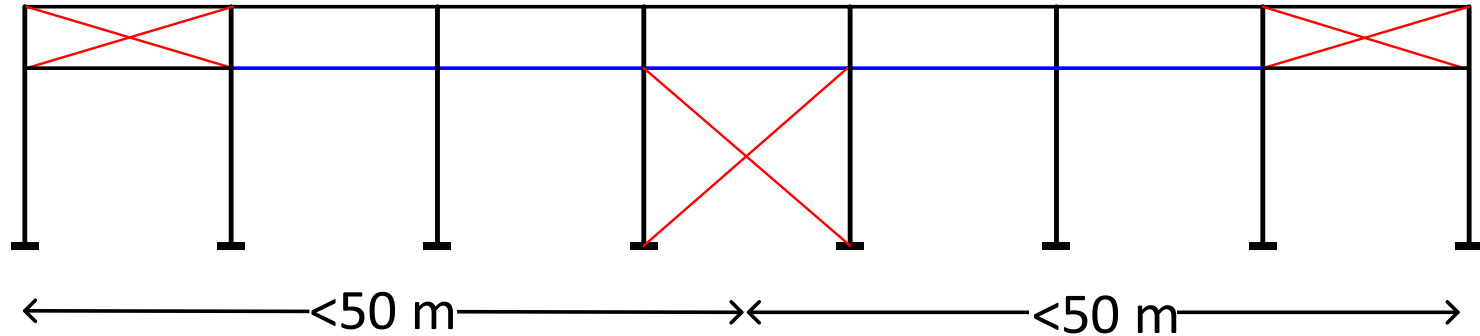


No recomendado para naves largas, sin junta intermedia

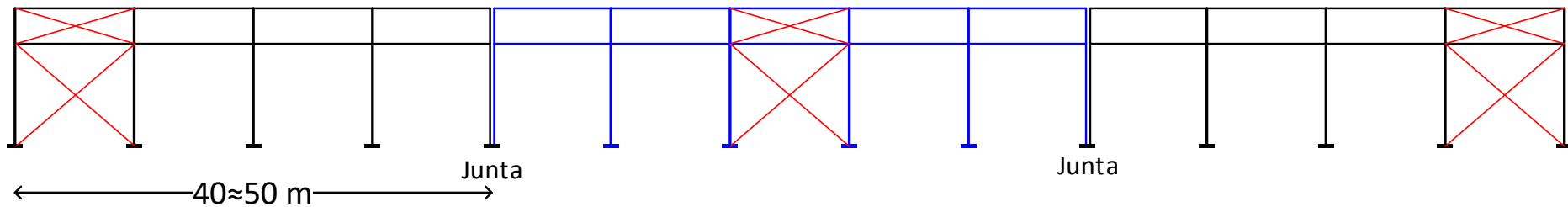
Excesiva rigidez. Dilataciones impedidas

Colocar junta en el centro

Dilatación térmica y contravientos



Contraviento en fachada lateral centrado



Nave larga con varias secciones



tecnun
Universidad
de Navarra
Escuela de Ingeniería

Naves de planta cuadrada

© tecnun, J. T. Celigüeta, 2021



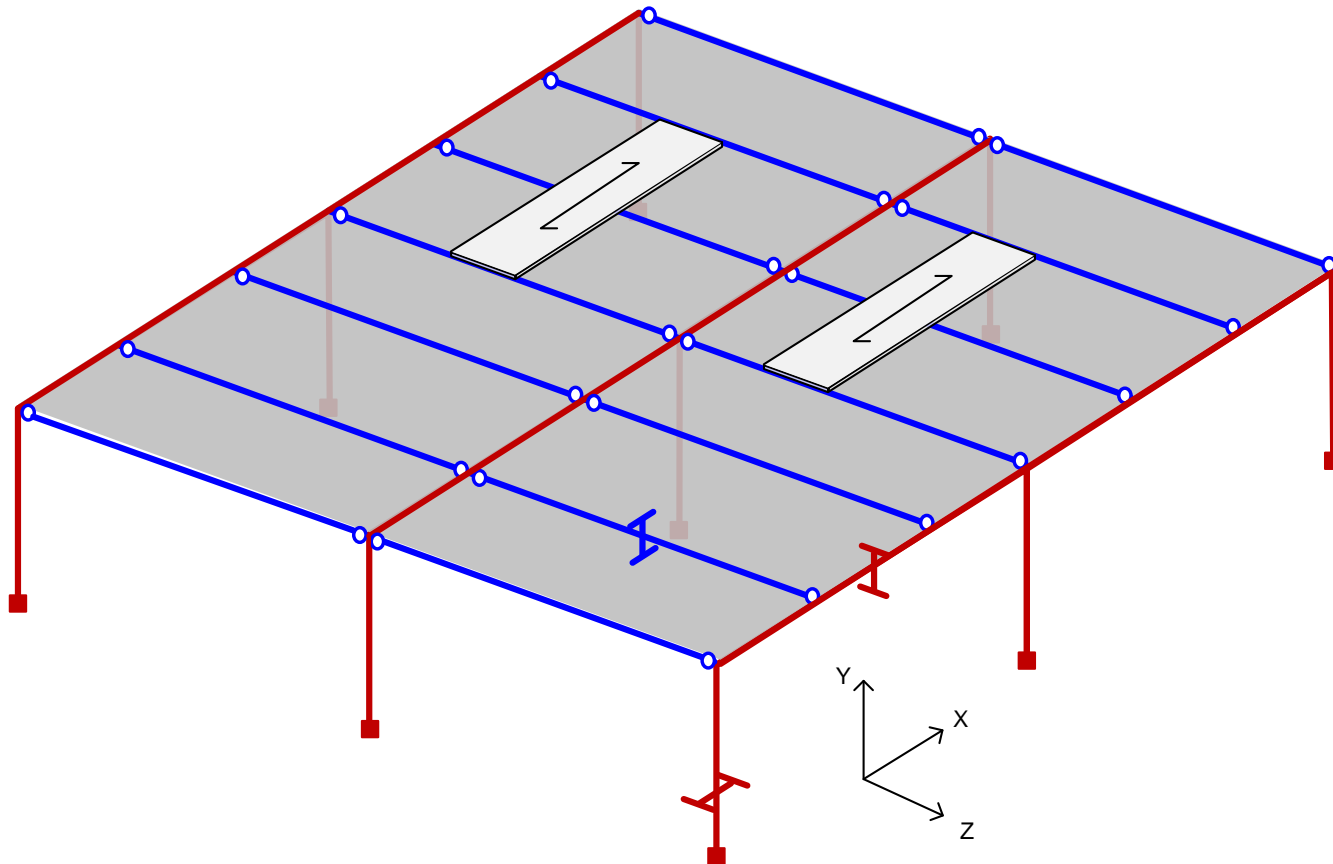
Naves de planta cuadrada

Luces similares en las dos direcciones (>10 m).

Gran superficie en planta. Una sola altura. Cubierta ligera (panel o deck)

Retícula ortogonal de postes y vigas. Dos órdenes de vigas.

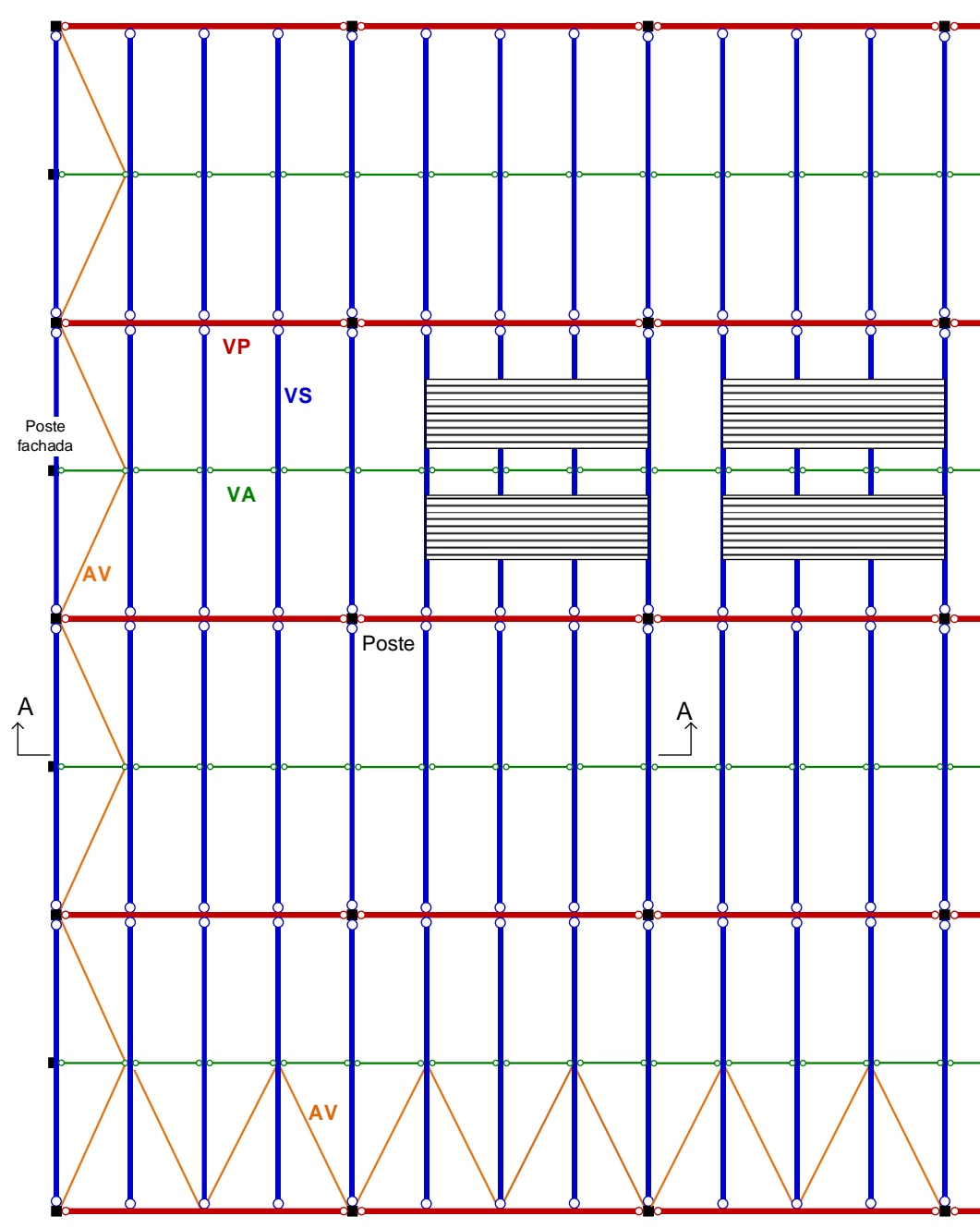
Grúas de baja capacidad o sin grúas.



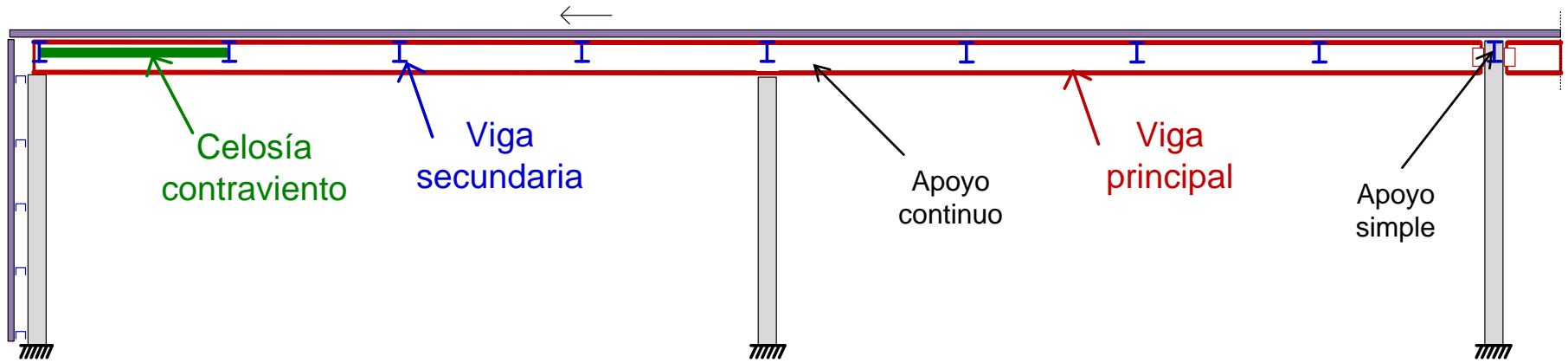
Nave de planta cuadrada

Retícula ortogonal de postes y vigas.
Dos órdenes de vigas.

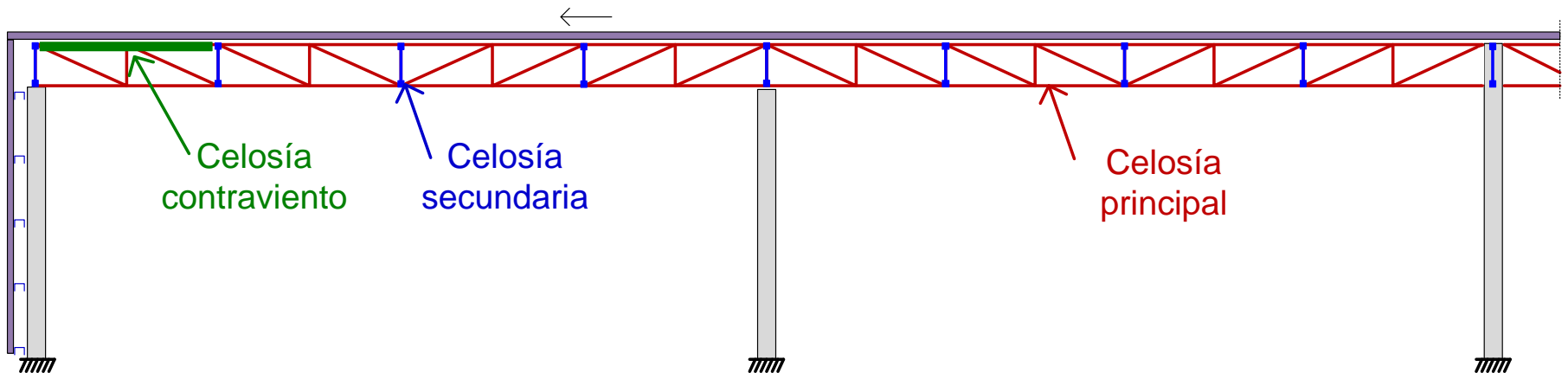
VP: viga principal
VS: viga secundaria
VA: viga auxiliar de atado
AV: arriostramientos contra viento



Nave de planta cuadrada – Alzado A-A

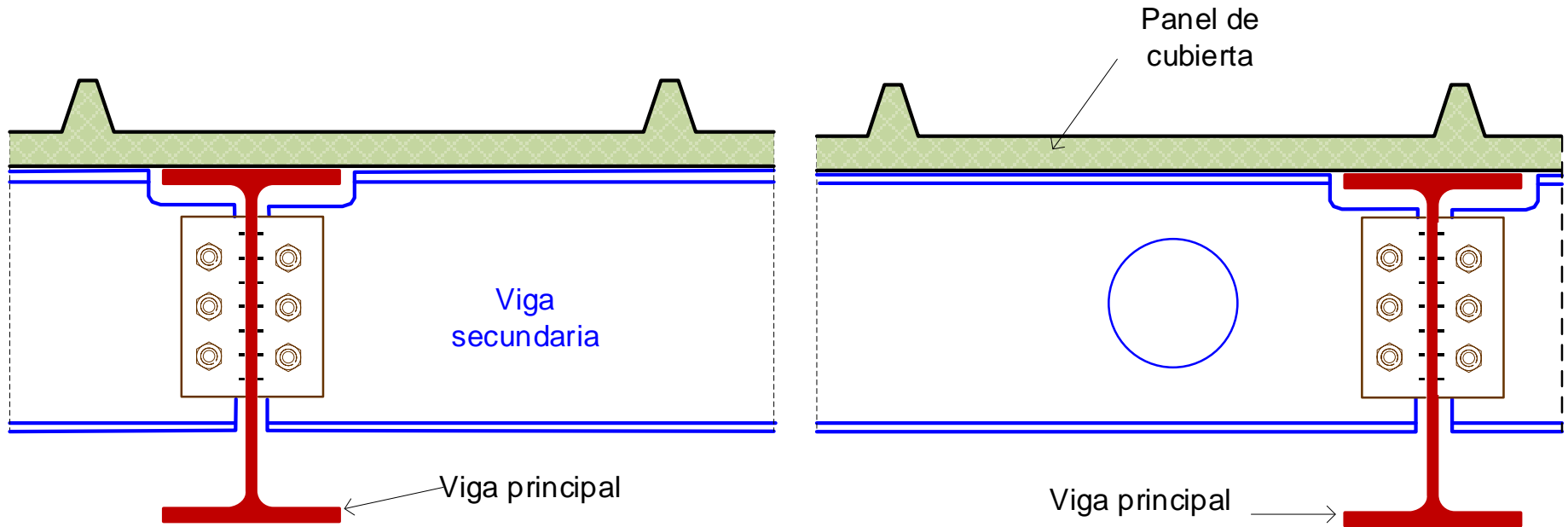


Vigas de alma llena (acero, madera, HP)



Vigas de celosía: luces grandes

Detalle de cubierta plana con dos familias de vigas



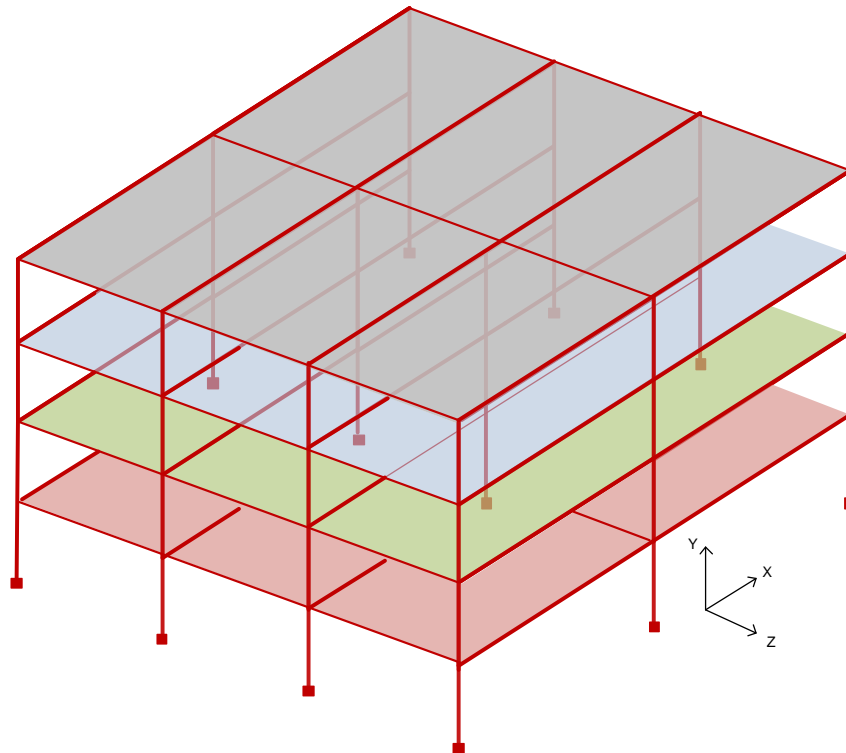
Apoyo de vigas secundarias con aleta soldada al alma de la viga principal

Estructuras para edificios de plantas en altura



tecnun
Universidad
de Navarra
Escuela de Ingeniería

Definición. Organización estructural general.
Pórticos planos para edificios (8 tipos)
Edificios formados por pórticos planos y vigas
Edificios formados por pórticos rígidos 3D



© tecnun, J. T. Celigüeta, 2021



Edificios de plantas en altura

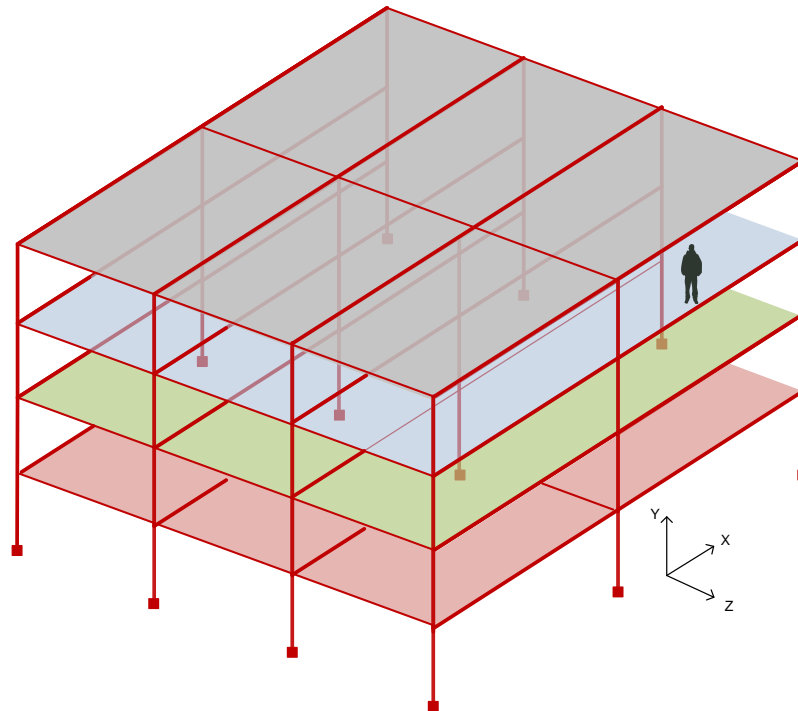
Plantas: estructuras **planas horizontales**, muy **rígidas**, **monolíticas**, paralelas unas a otras, destinadas a soportar cargas verticales importantes. Formadas por:

Forjados en base a losa de hormigón armado, o chapa de acero + losa de HA

Vigas de acero o HA, a veces monolíticas con el forjado

Postes verticales que soportan las plantas, de acero o HA

Arriostramientos contra viento (pueden no existir)



Edificios de plantas en altura

Postes dispuestos según una retícula \approx ortogonal regular.

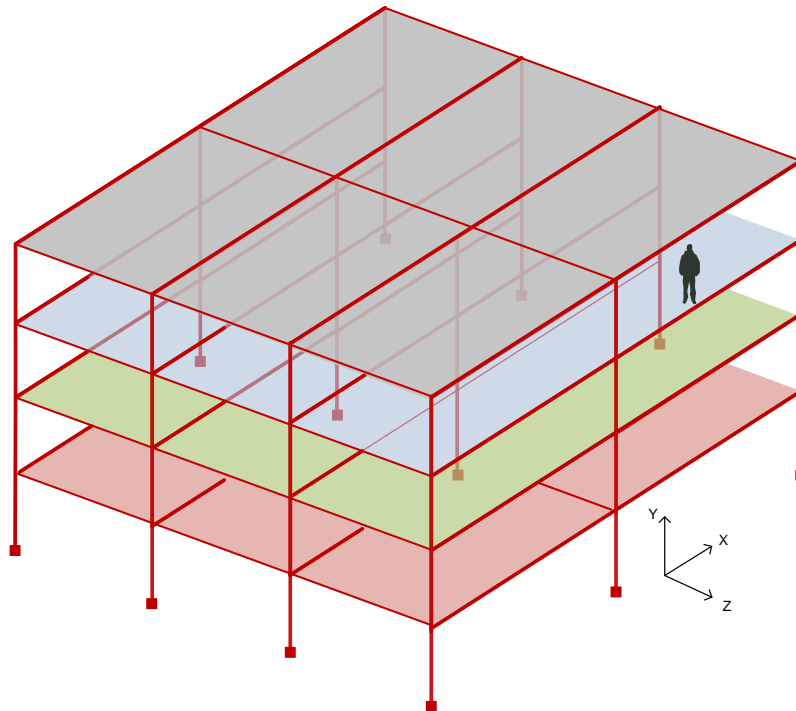
Altura total $>$ o \approx dimensiones de la base

Alturas de las plantas similares

Luz horizontal de cada vano similar

Forma en planta aproximadamente rectangular

Las paredes y fachadas no son resistentes en muchos casos (hay excepciones)



Edificios de plantas en altura. Cargas

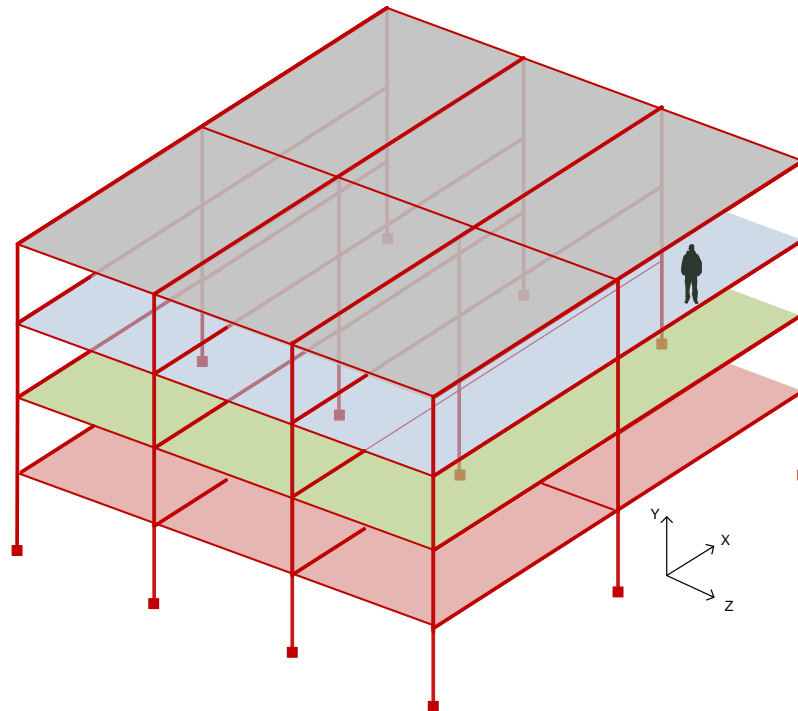
Verticales en las plantas: peso propio, sobrecarga de uso

Nieve en la cubierta

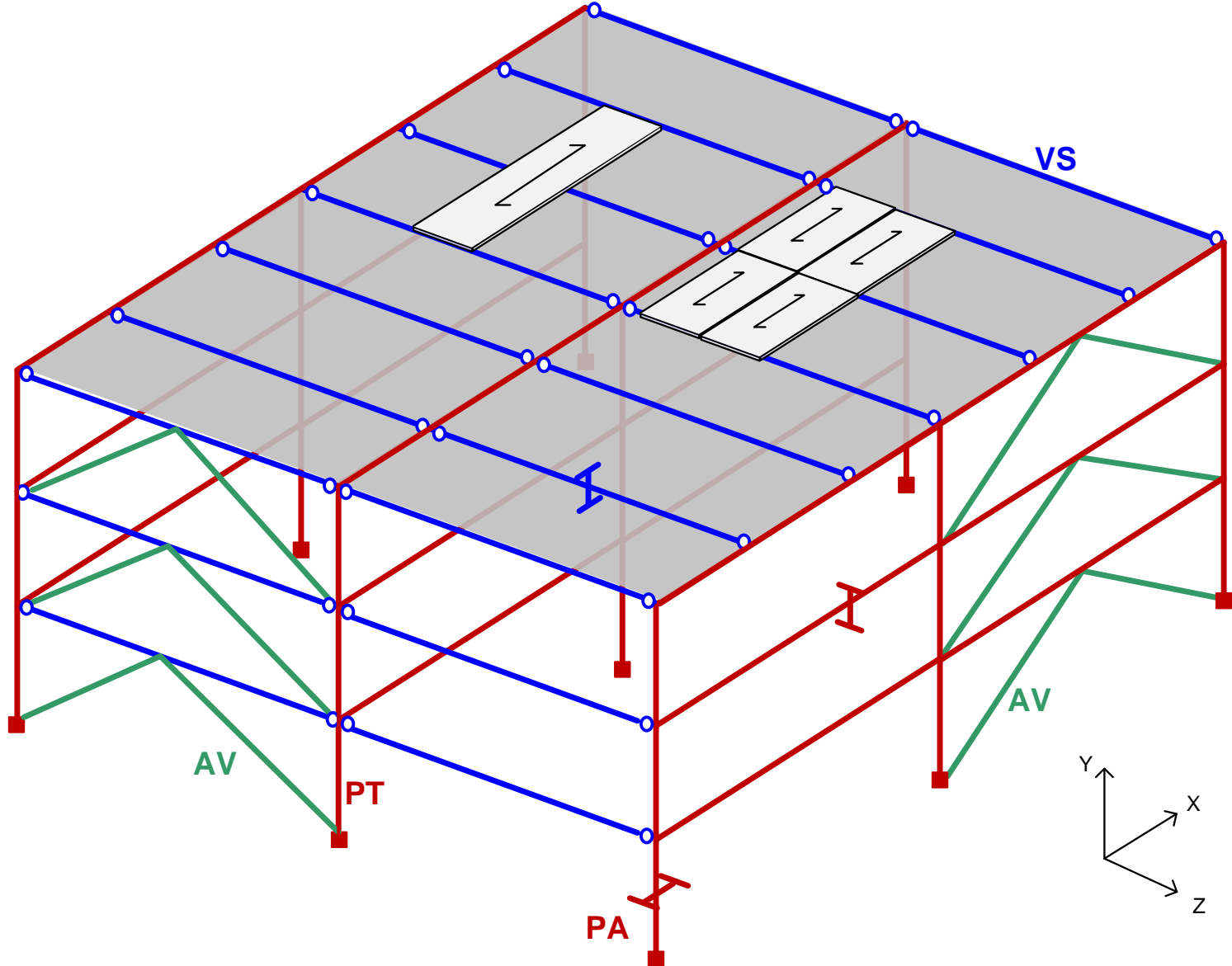
Viento en fachadas. Se transmite a las plantas como fuerzas puntuales

Viento en cubierta. No suele ser importante

Seísmo: fuerzas de inercia horizontales en las plantas



Componentes de un edificio de plantas en altura



Organización estructural de un edificio de plantas (1)

A. Estructura resistente principal

A.1 Un conjunto de **pórticos planos** unidos por **vigas**. Acero, HA.

Pórticos principales planos: PT (tipo) o PA (arriostrado).

Transmiten todas las cargas a la cimentación.

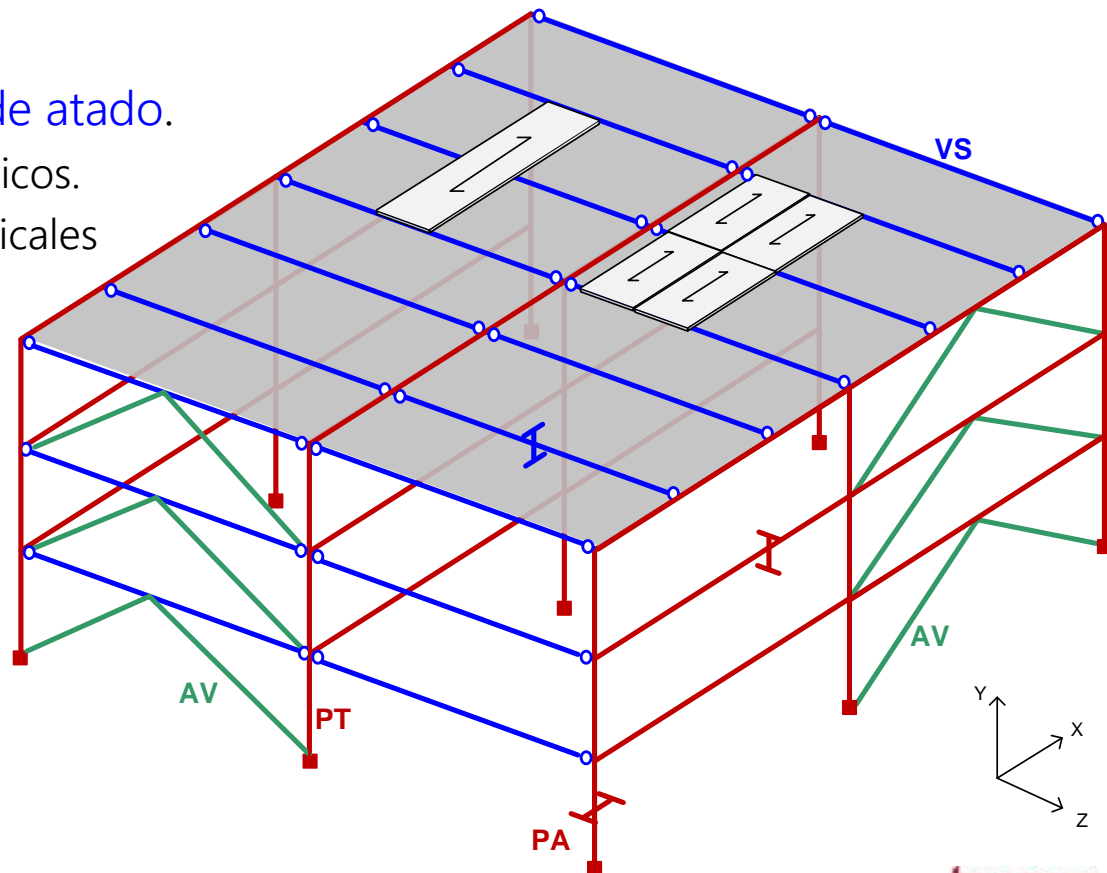
Nudos rígidos y/o articulados.

Diversas disposiciones

Vigas secundarias (VS) o de atado.

Perpendiculares a los pórticos.

Transmiten las cargas verticales a los pórticos principales



Organización estructural de un edificio de plantas (2)

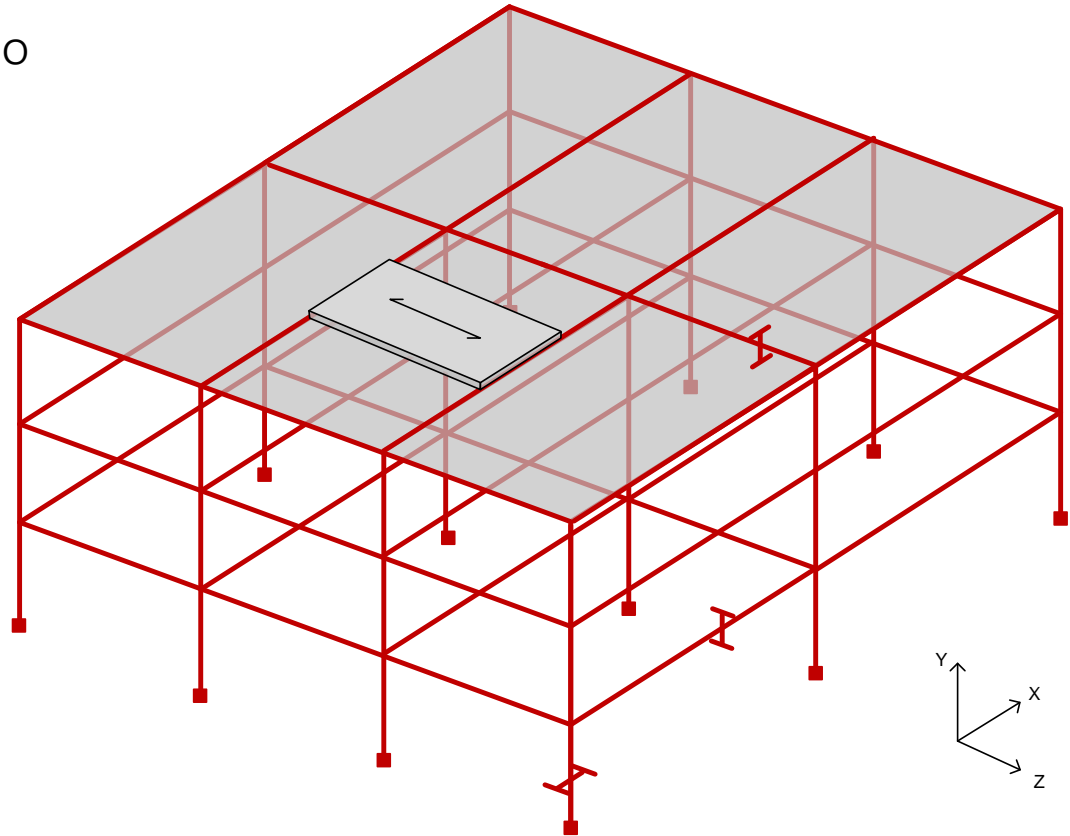
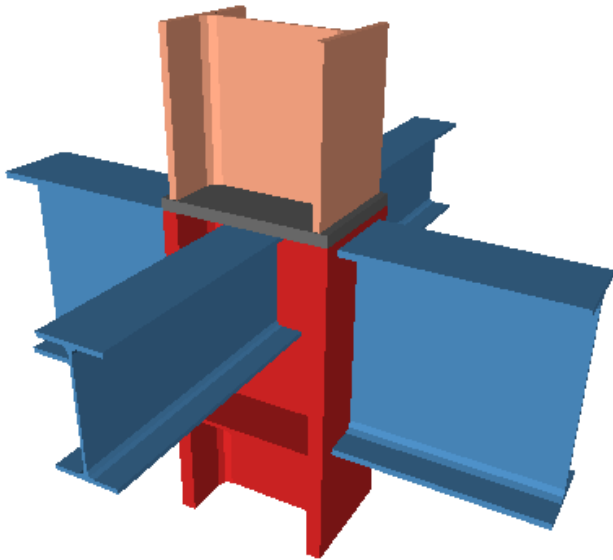
A. Estructura resistente **principal**

A.2 Un solo **pórtico espacial** tridimensional para toda la estructura

Normalmente de nudos rígidos.

Postes y vigas en 3D

Acero, hormigón armado



Organización estructural de un edificio de plantas (3)

B. Forjado: estructura de cada planta

Estructura horizontal plana muy rígida en su plano.
Soporta las cargas verticales exteriores y las transmite a las vigas y a los pórticos.
Distribuye las cargas horizontales entre los pórticos.

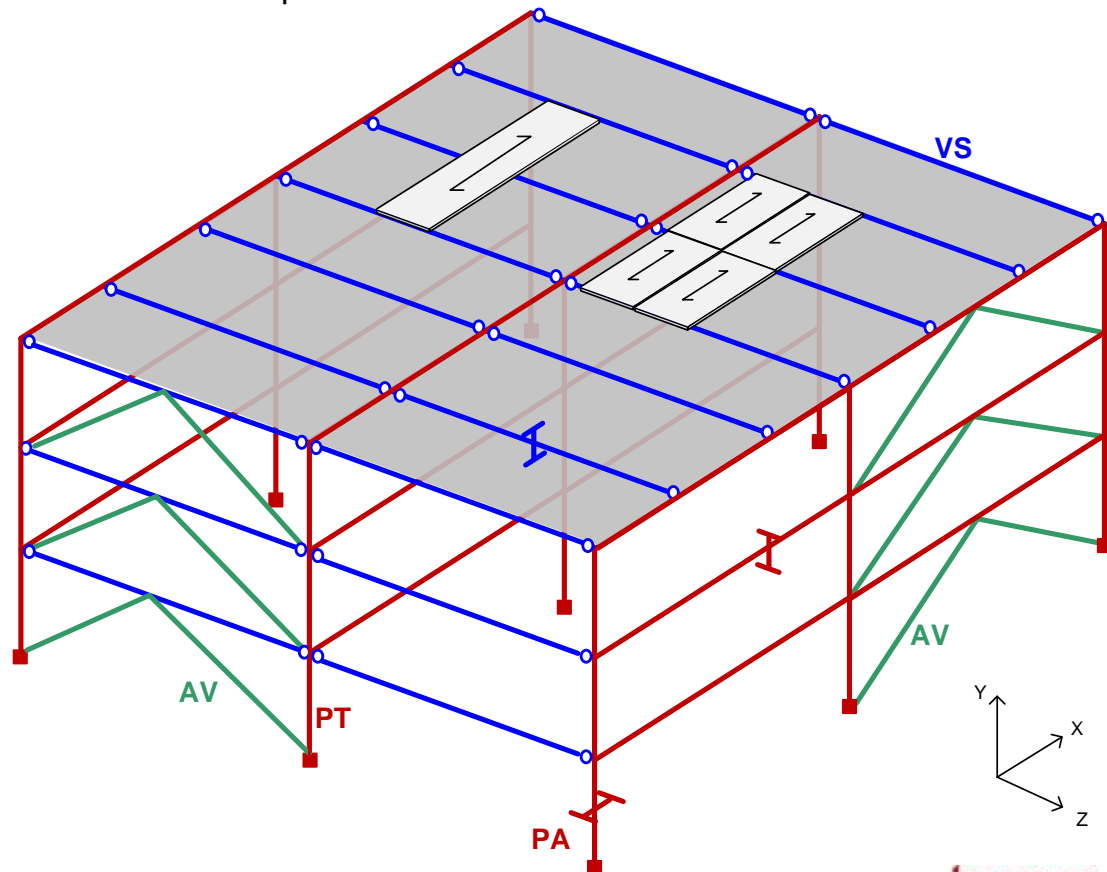
Material:

HA

HA aligerado

Chapa de acero + HA

Puede estar embebido en las vigas de los pórticos



Organización estructural de un edificio de plantas (4)

C. Sistemas de **arriostramiento contra viento** y cargas laterales (AV)

Soportan las cargas horizontales y las transmiten a los pórticos.

Dan estabilidad y rigidez lateral a la estructura

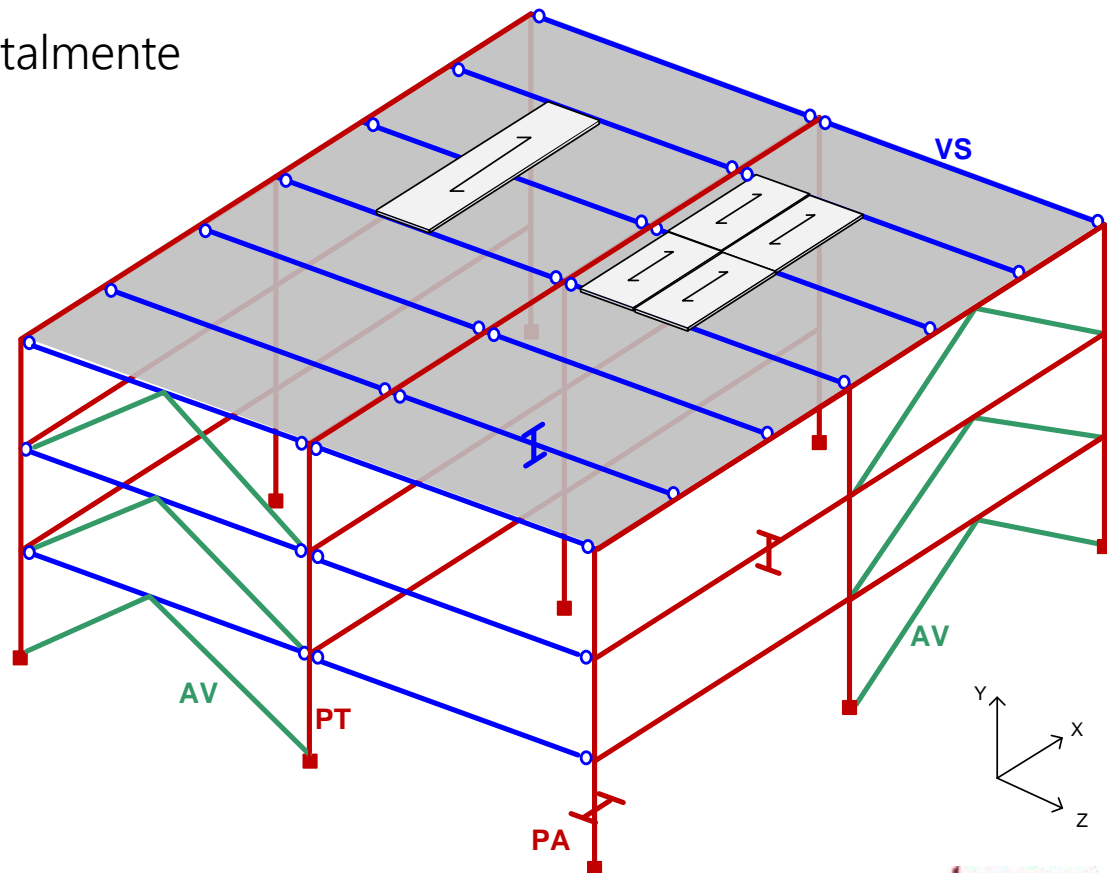
Forman parte de ellos las VS y las vigas y/o postes de los PA.

No se emplean en pórticos totalmente rígidos de poca altura.

D. Cerramientos:

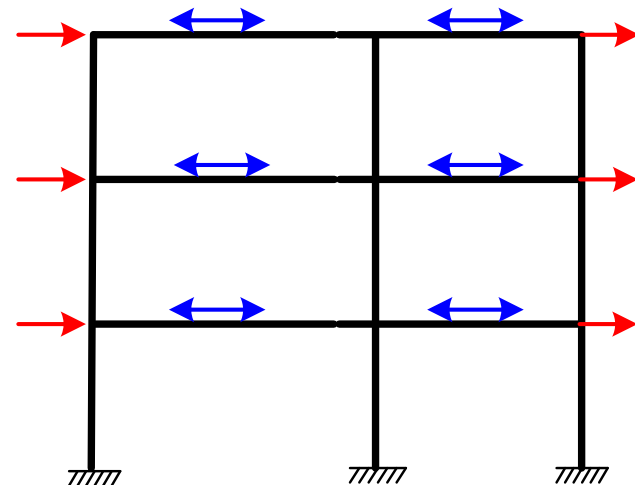
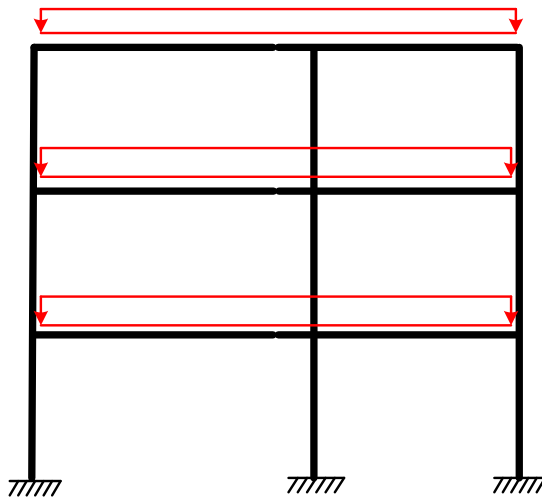
Fachadas y divisiones interiores

No forman parte de la estructura resistente



Pórticos tipo para edificios

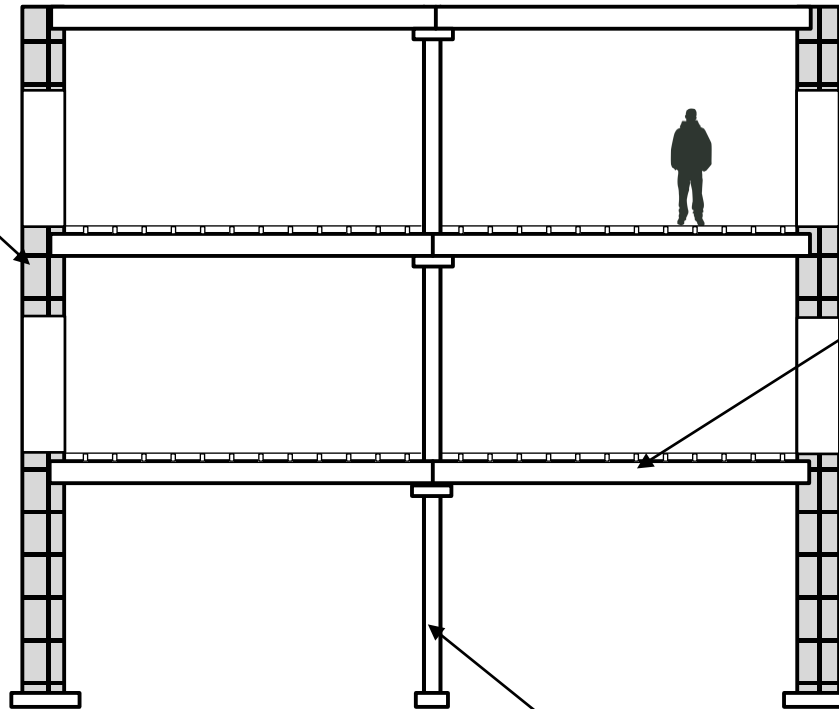
0. Muros de carga
1. Pórtico de nudos rígidos
2. Vigas articuladas a los postes + celosía contraviento
3. Vigas continuas apoyadas en postes continuos + contraviento
4. Vigas continuas apoyadas en postes articulados + contraviento
5. Vigas articuladas a ménsulas de postes
6. Pórtico rígido + pantallas macizas
7. Núcleo rígido + vigas articuladas + postes



Edificios con muros de carga. Tipo 0

En desuso actualmente,
salvo edificios muy pequeños

Muro de carga perimetral
(piedra, mampostería)

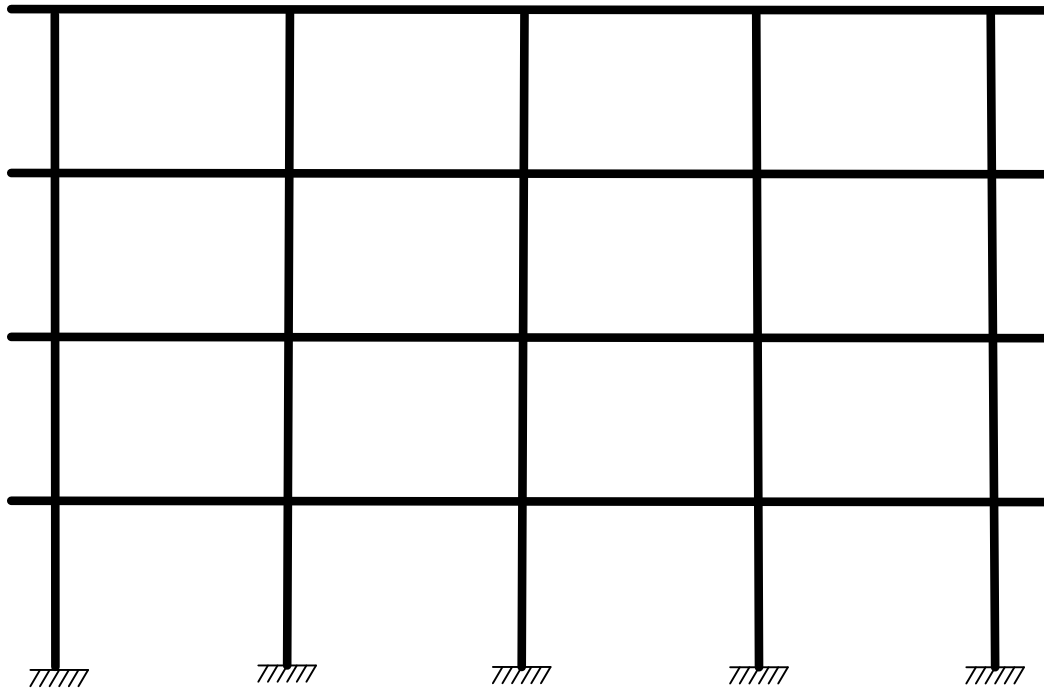


Vigas apoyadas en
muros y postes

Soporta bien las cargas verticales
Soporta muy mal las cargas horizontales

Postes no
continuos

Pórticos para edificios tipo 1. Rígidos (acero, HA)

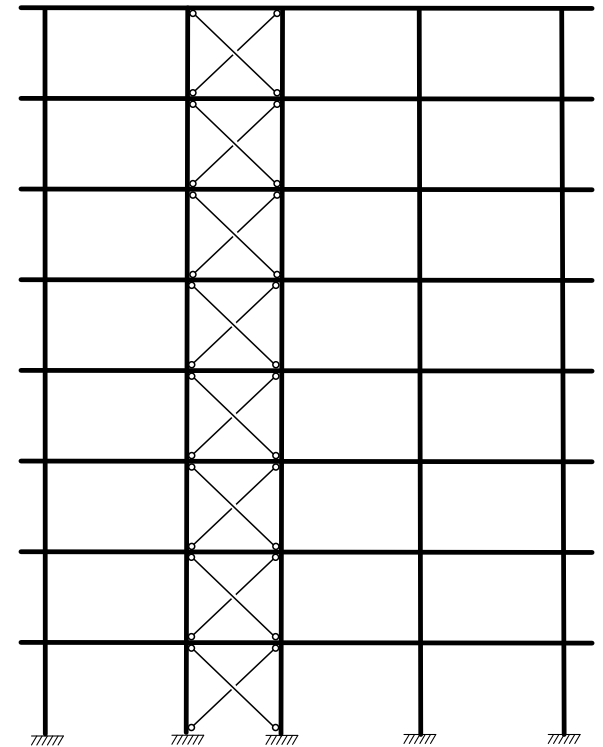


$L < 8\sim 10$ m Plantas $< 12-15$

Buena capacidad de absorber cargas verticales y horizontales.

Si nº de plantas es bajo o cargas de viento pequeñas, no requiere arriostramientos

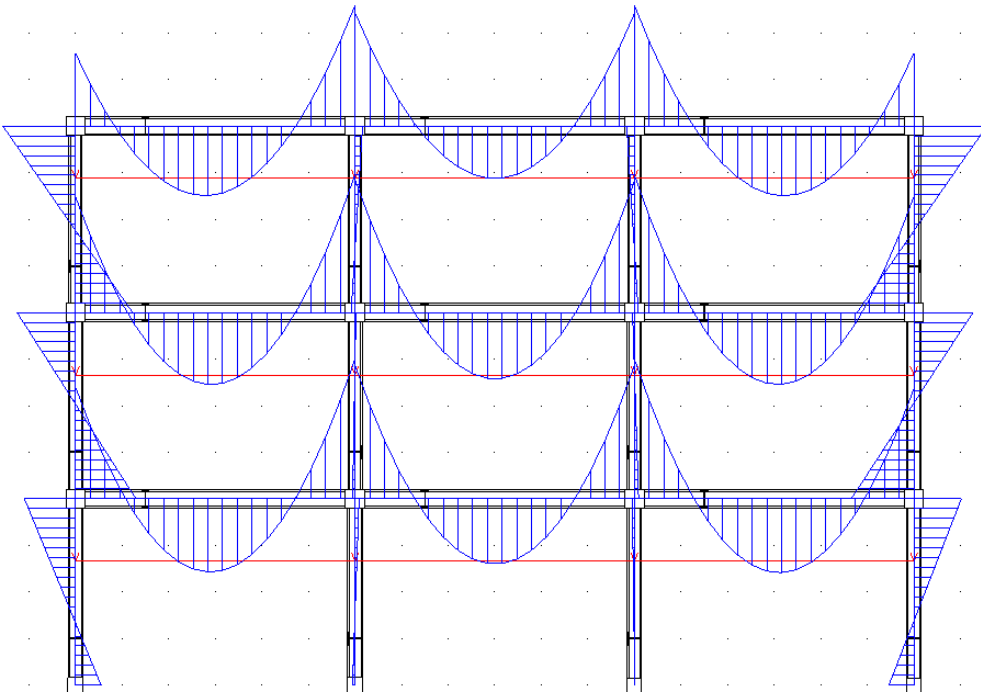
Sensible a movimientos de los apoyos y cargas térmicas



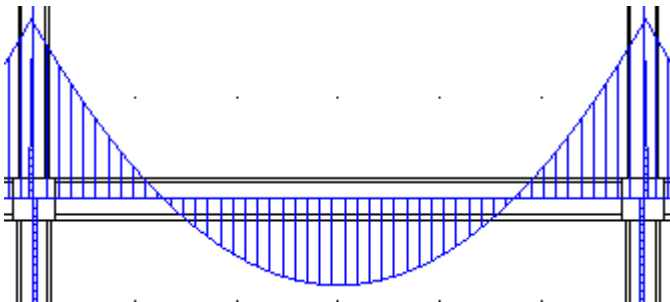
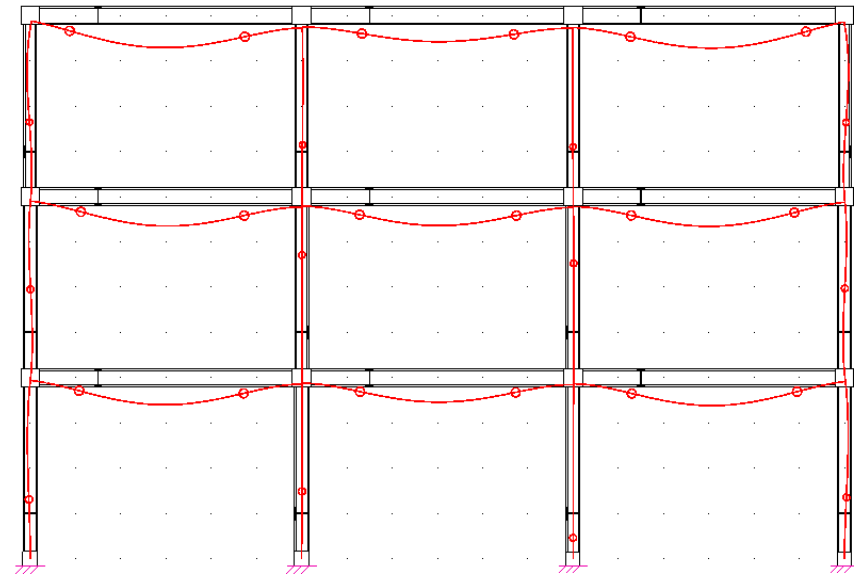
- (+) Utilización óptima del material
- (-) Cálculo complejo: h alto
- (-) Fabricación y montaje algo más complejos que otras soluciones (uniones rígidas)

Pórticos para edificios tipo 1 (rígidos)

Diagrama de momentos para carga vertical

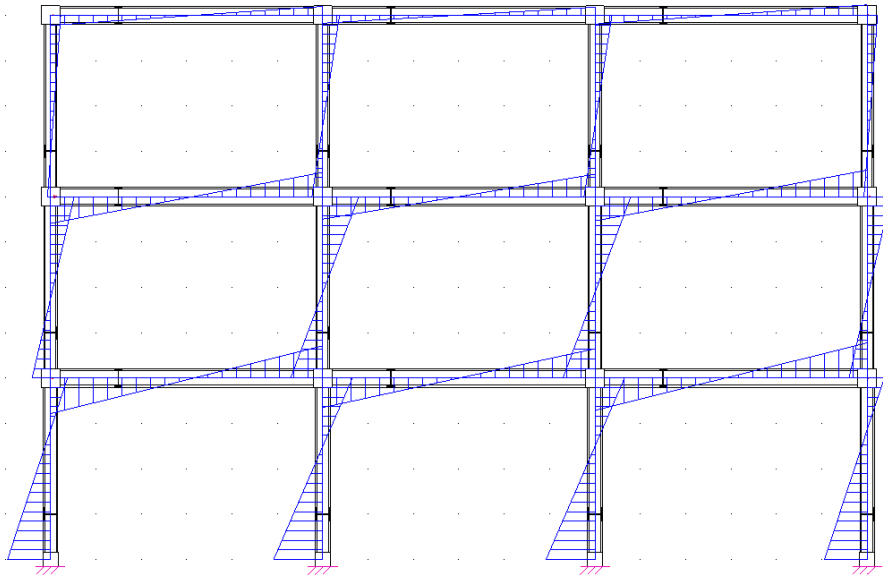


Deformada para carga vertical

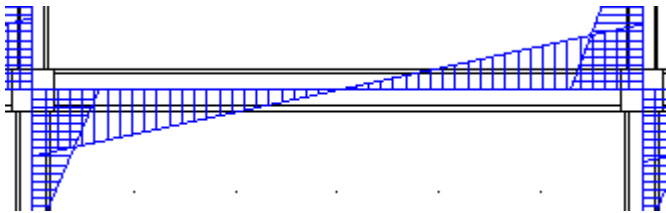
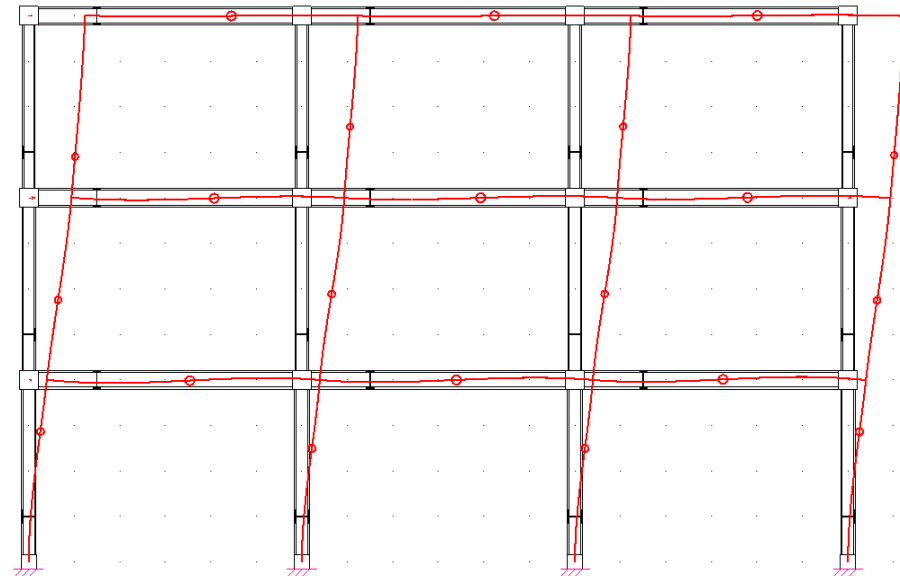


Pórticos para edificios tipo 1 (rígidos)

Diagrama de momentos para
viento desde la izquierda
Cargas puntuales en las plantas

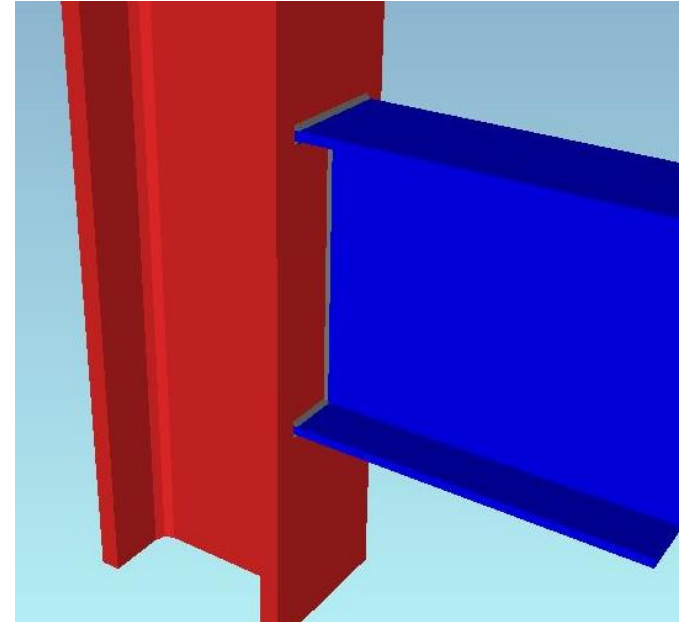
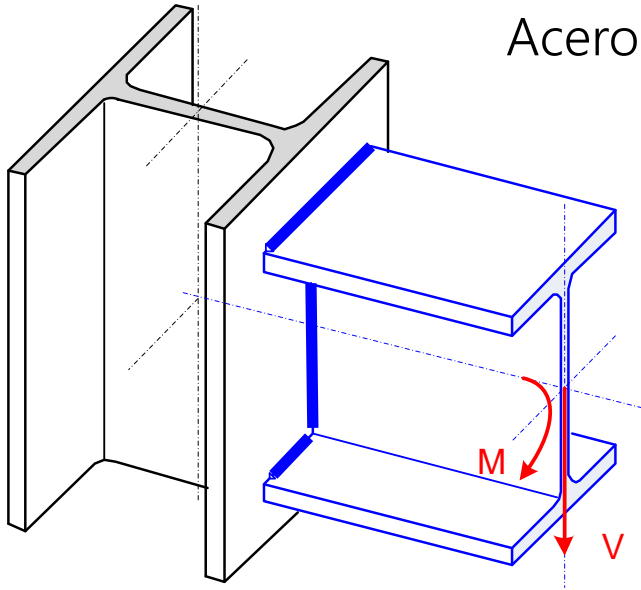


Deformada para viento
desde la izquierda

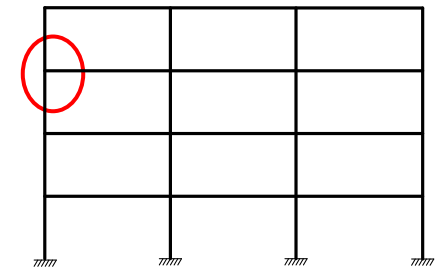
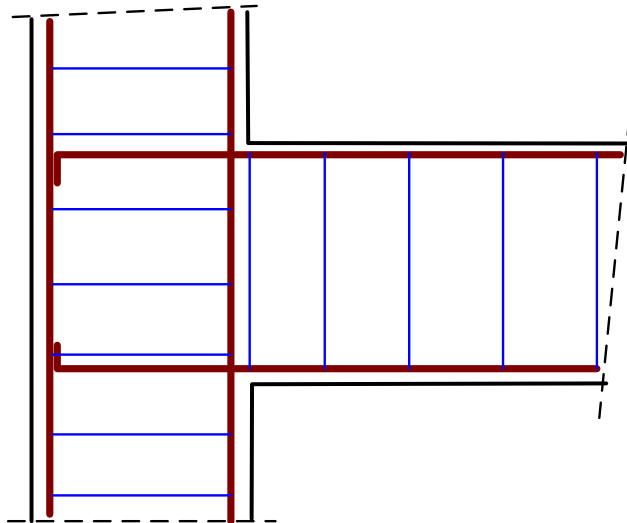


Uniones rígidas viga -poste

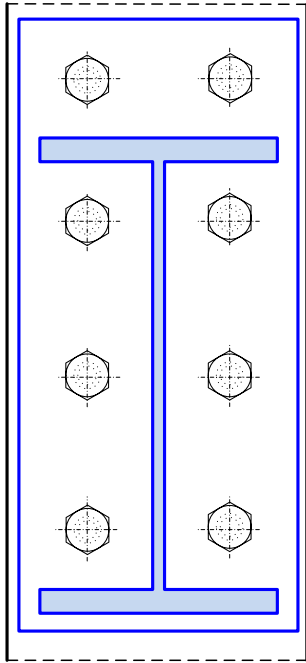
Acero - Soldada



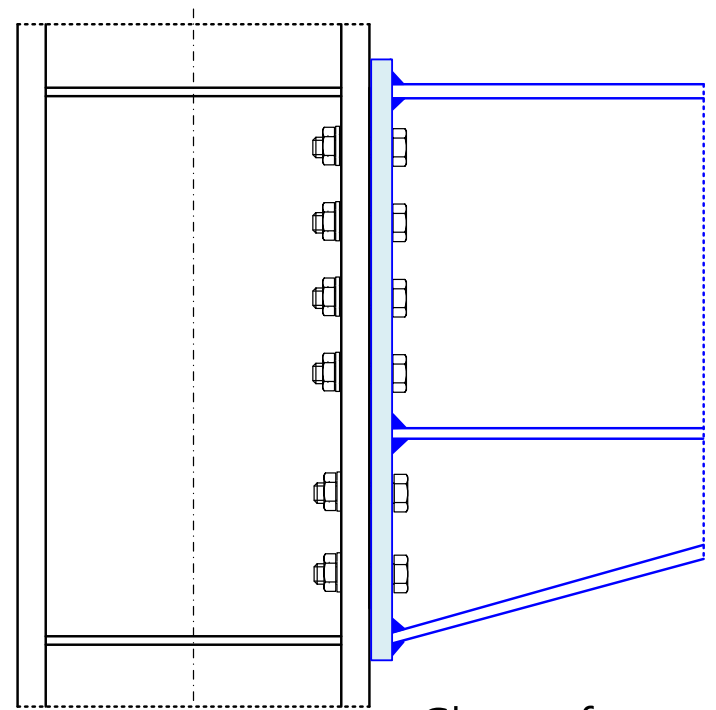
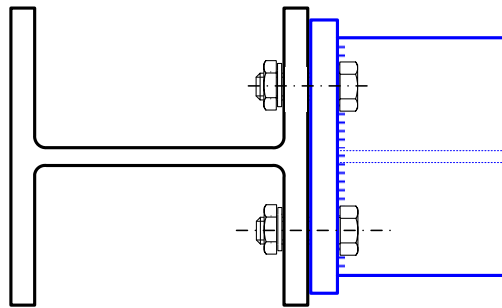
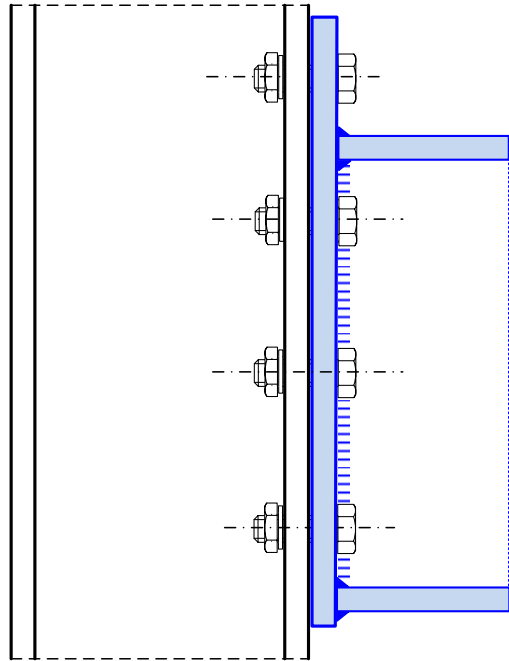
Hormigón armado



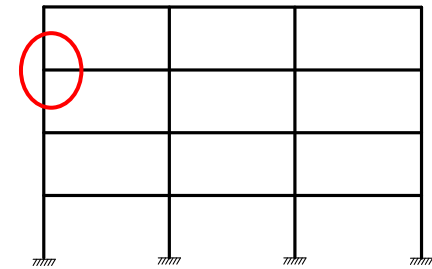
Uniones rígidas viga – poste atornilladas



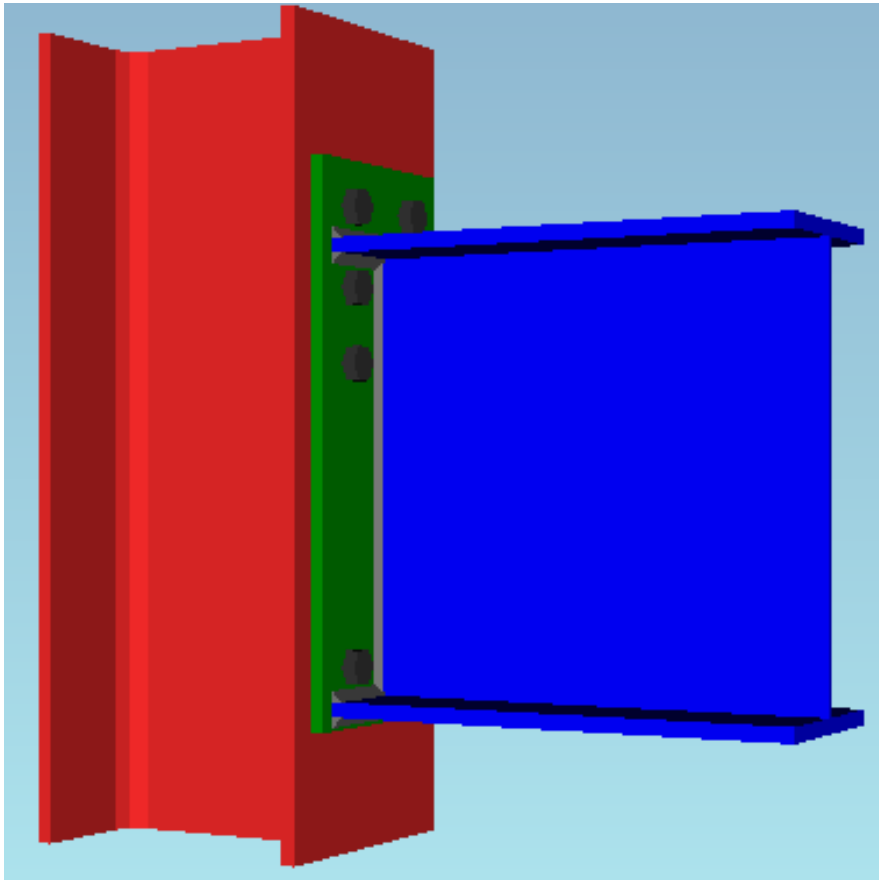
Chapa frontal extendida



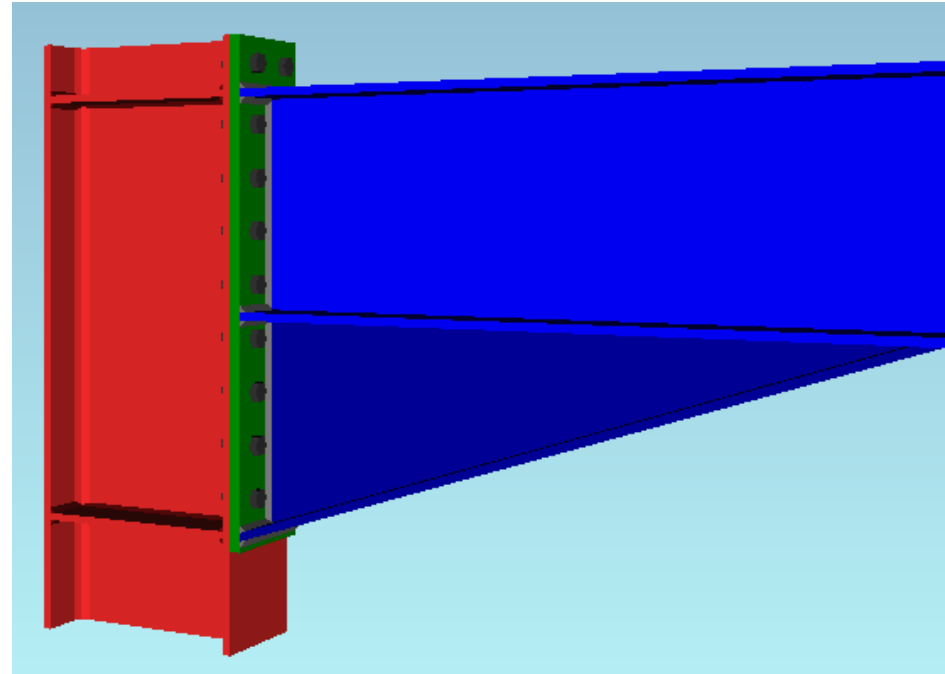
Chapa frontal + refuerzo



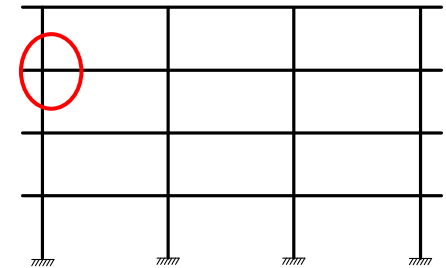
Uniones rígidas viga – poste atornilladas



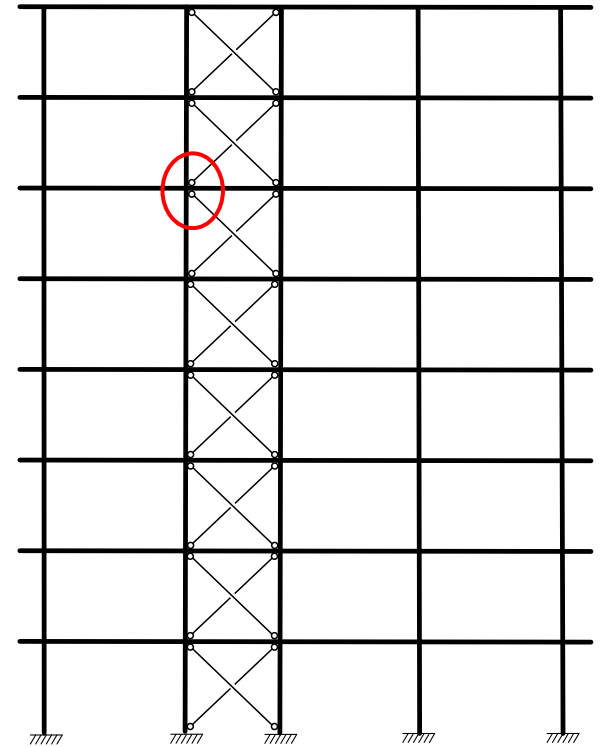
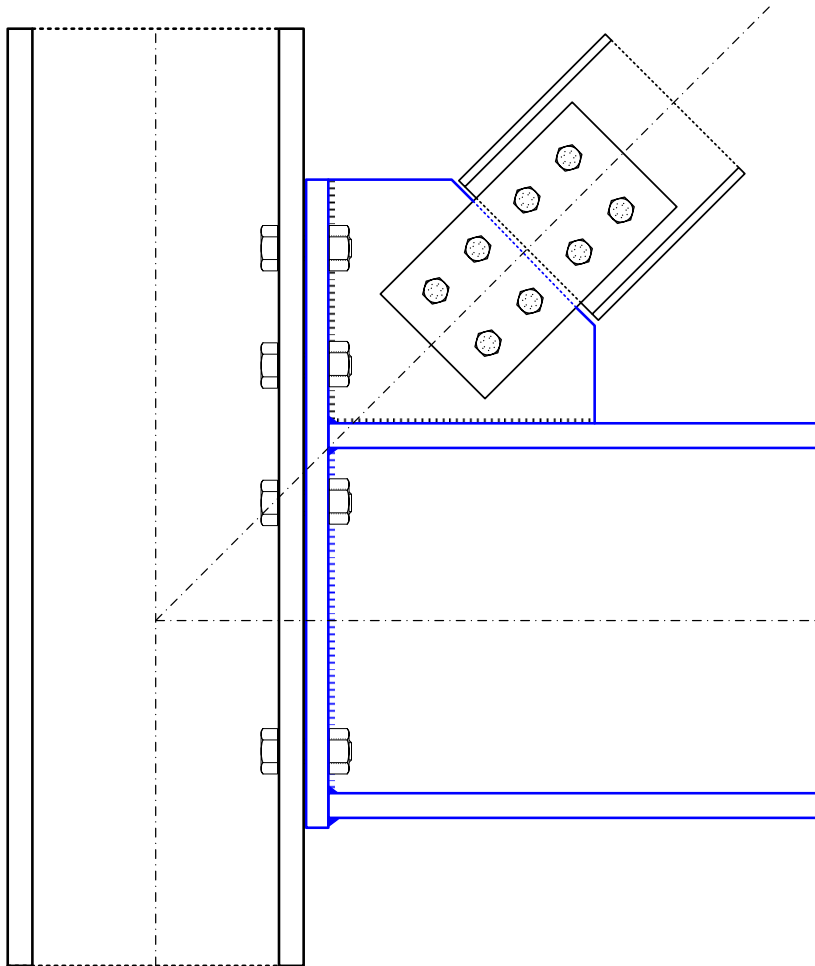
Chapa frontal extendida



Chapa frontal + refuerzo

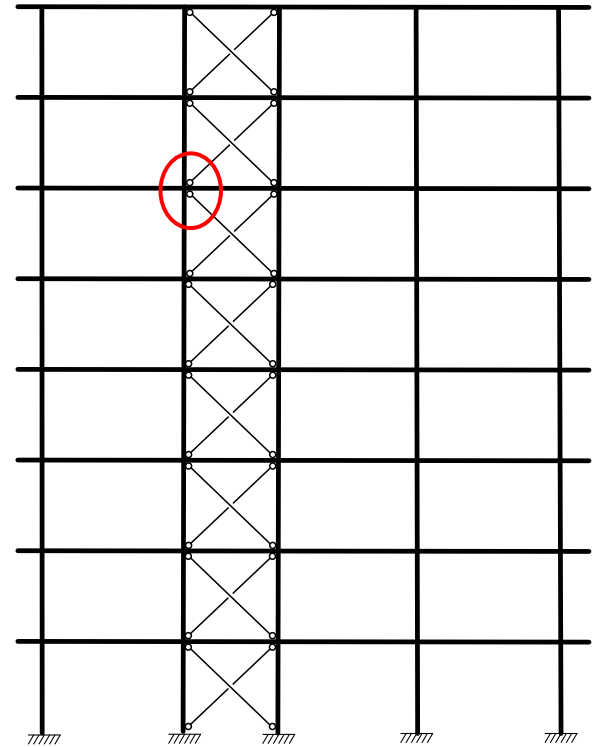
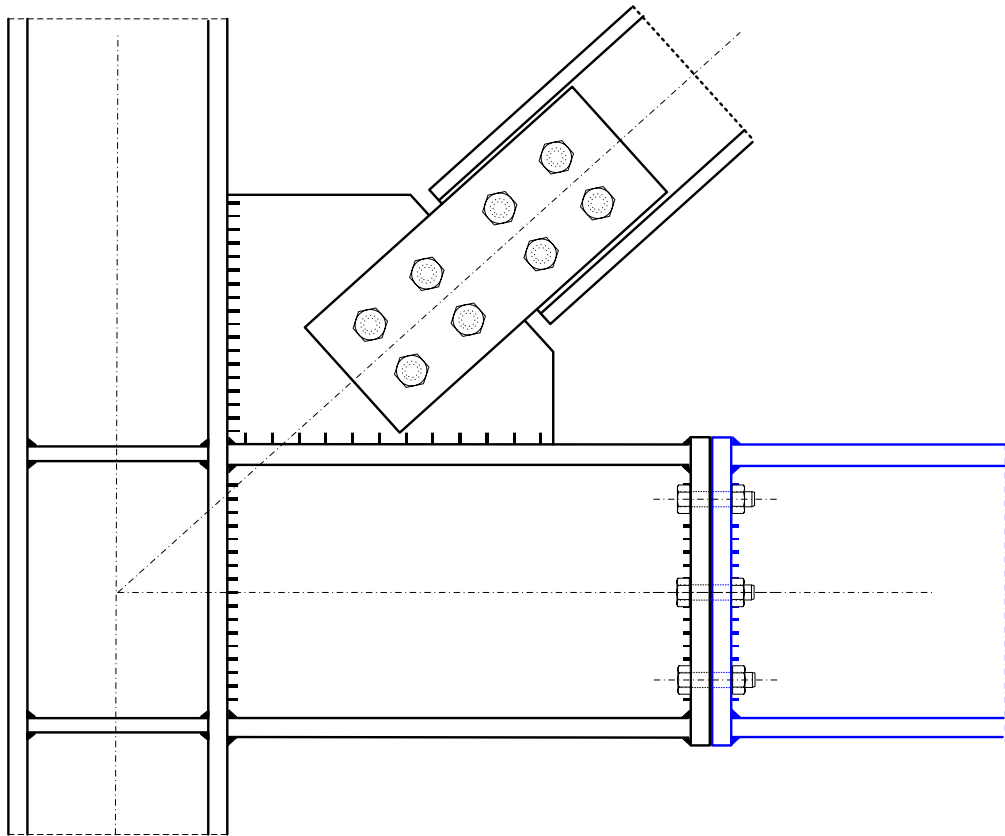


Unión rígida viga – poste con arriostramiento



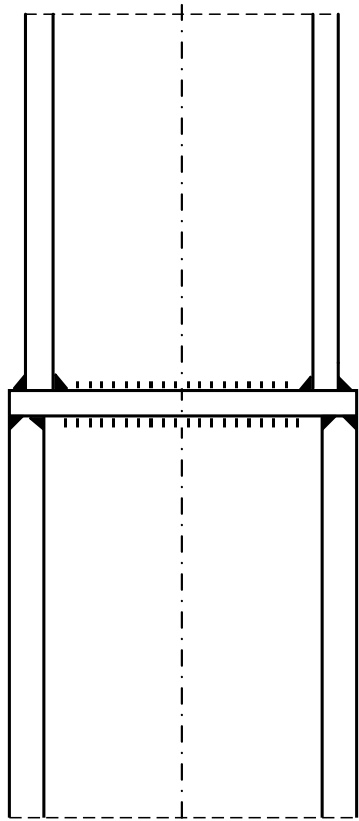
Cartela soldada a la viga y a la chapa frontal

Unión rígida viga – poste con arriostramiento

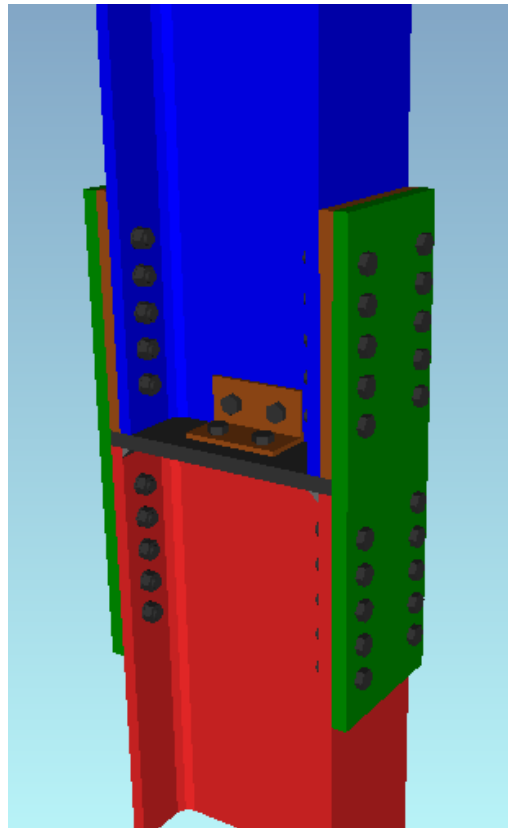


Unión rígida en la viga está desplazada a una zona con menor momento flector
Ménsula de la viga soldada al poste

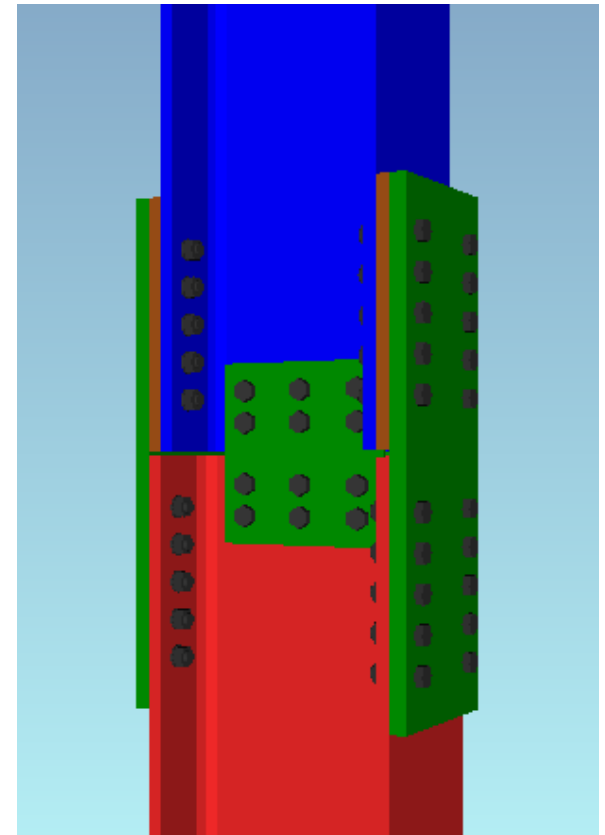
Uniones de continuación de pilares



Soldada

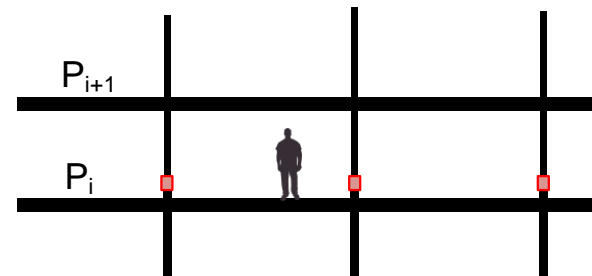


Con chapa intermedia

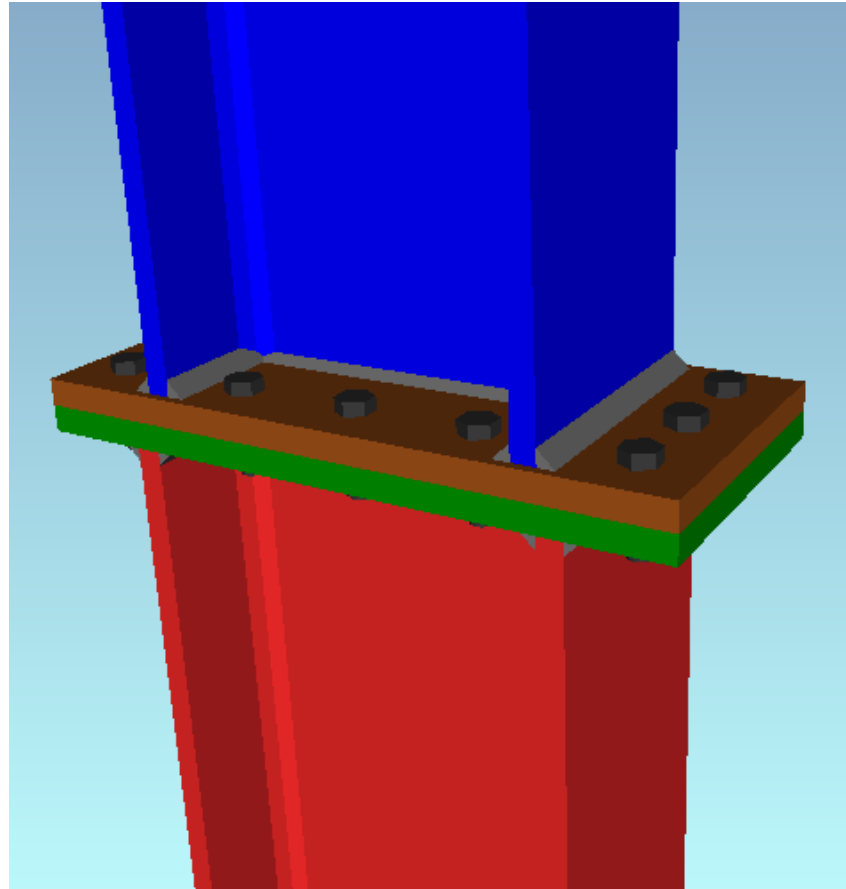


Con cubrejuntas de alma

Situadas por encima del forjado,
Cada varias plantas, según longitud del poste

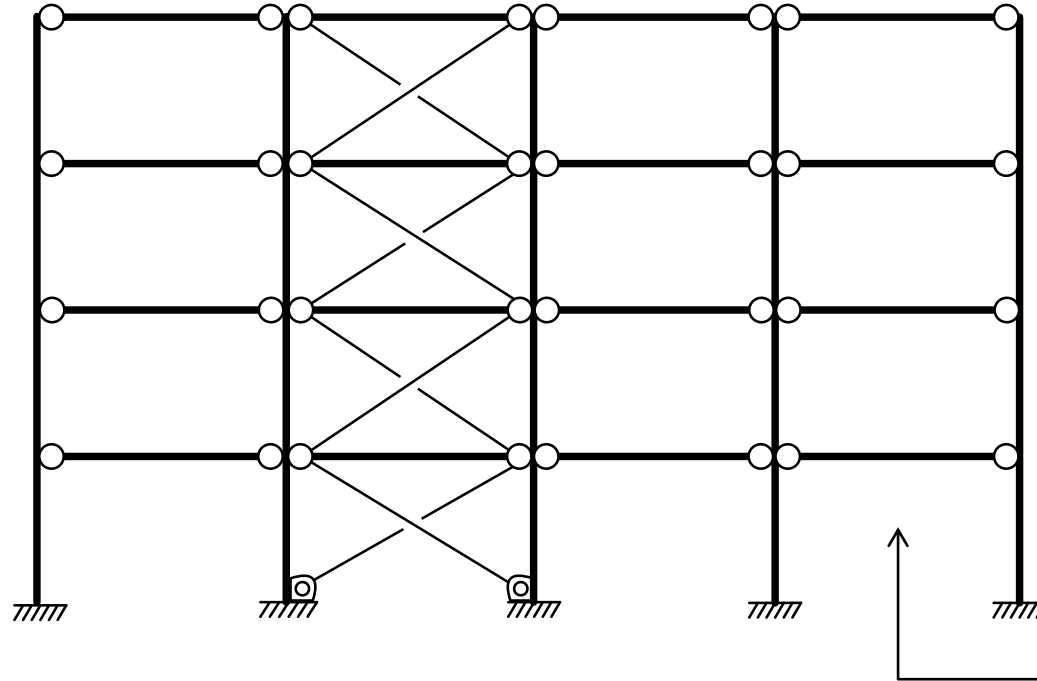


Uniones de prolongación de poste con chapa frontal



Pórticos para edificios tipo 2

Vigas articuladas isostáticas sobre postes + arriostramiento contra viento (acero)



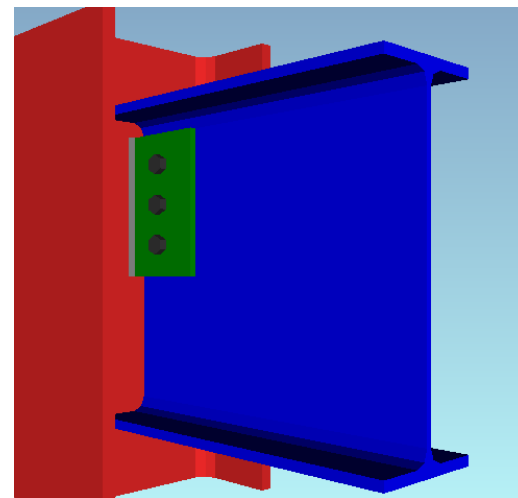
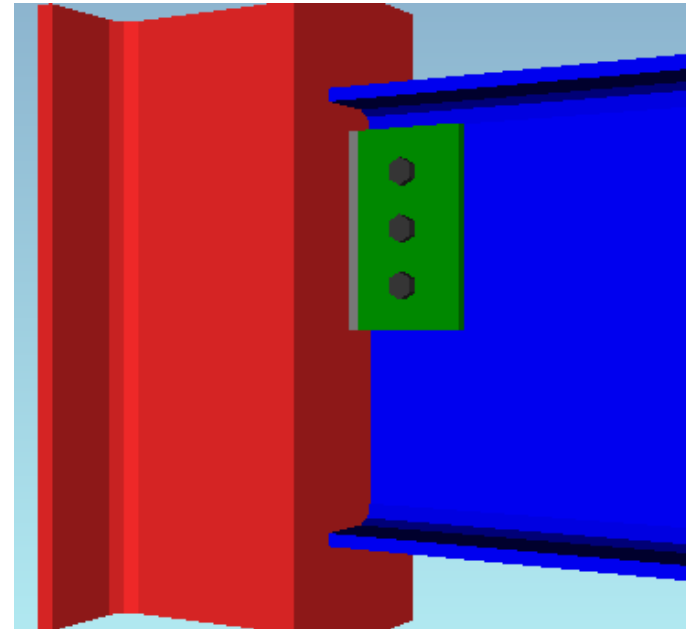
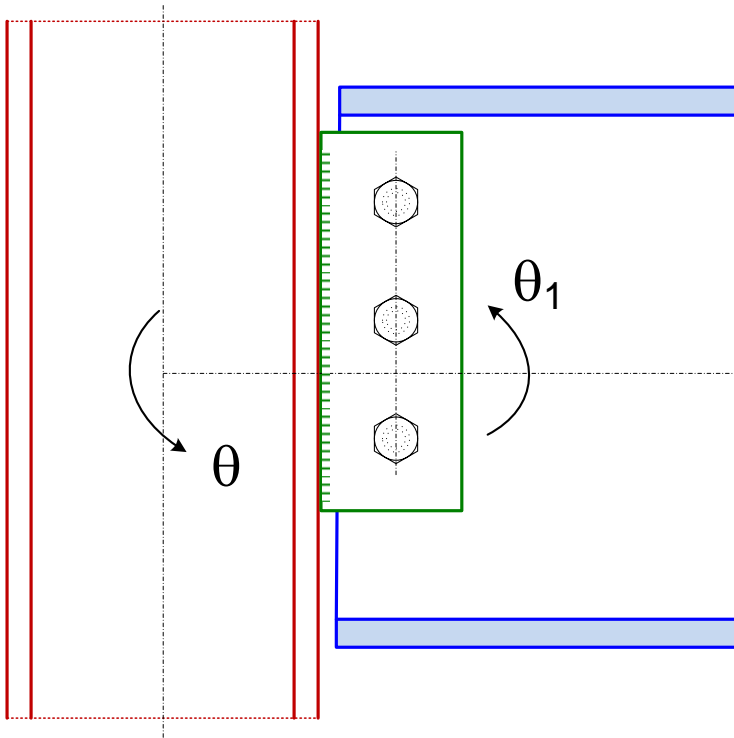
Plantas < 12-15

$L < 6$ m: alma llena (IPE, HEA)
 $L > 6$ m: especial (celosía...)

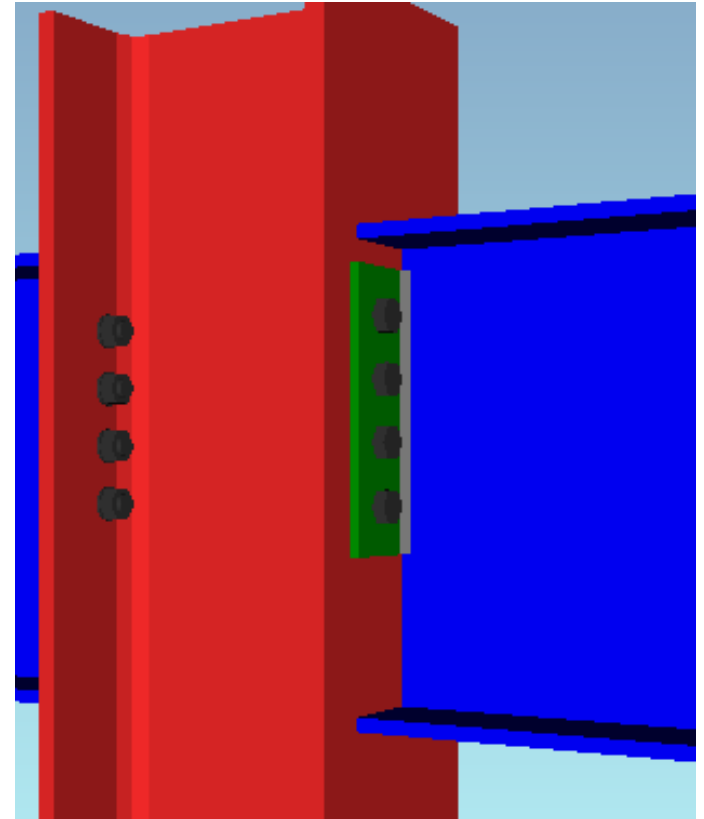
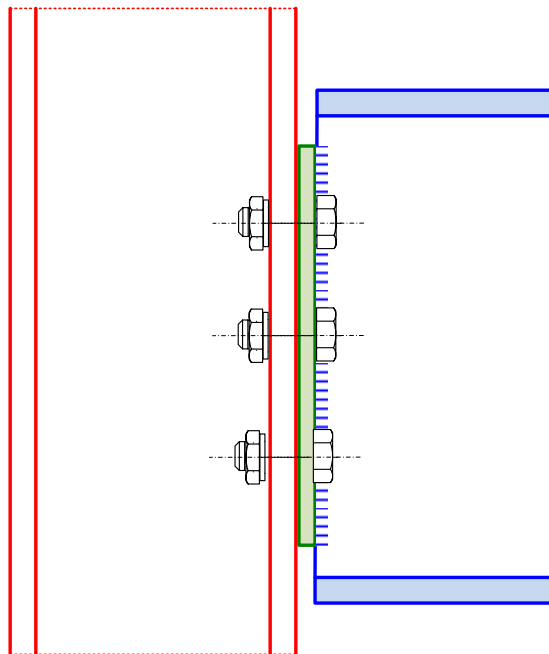
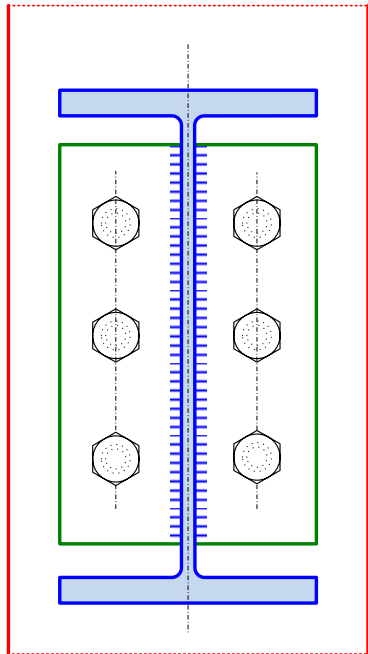
Buena capacidad de absorber cargas verticales.
Requiere arriostramientos extra para cargas horizontales

- (-) Arriostramientos: limitación arquitectónica
- (-) Utilización poco óptima del material
- (+) Cálculo sencillo (simplificado)
- (+) Poco sensible a movimientos de los apoyos
- (+) Economía y rapidez de fabricación y montaje

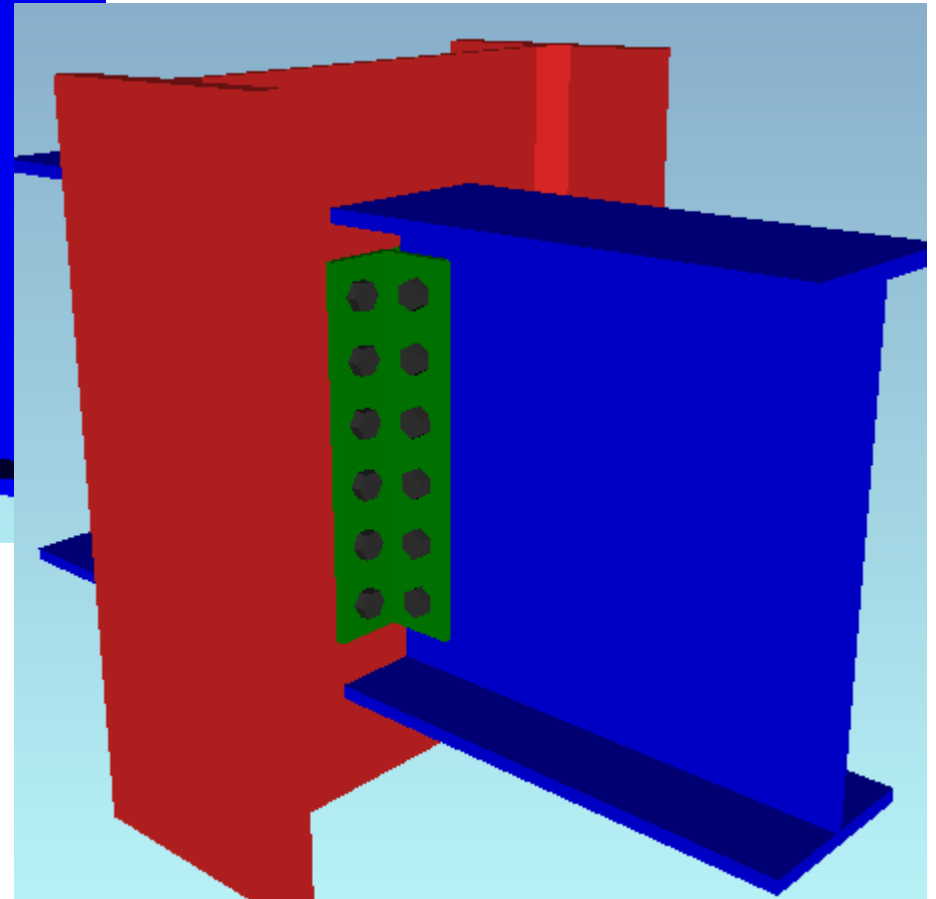
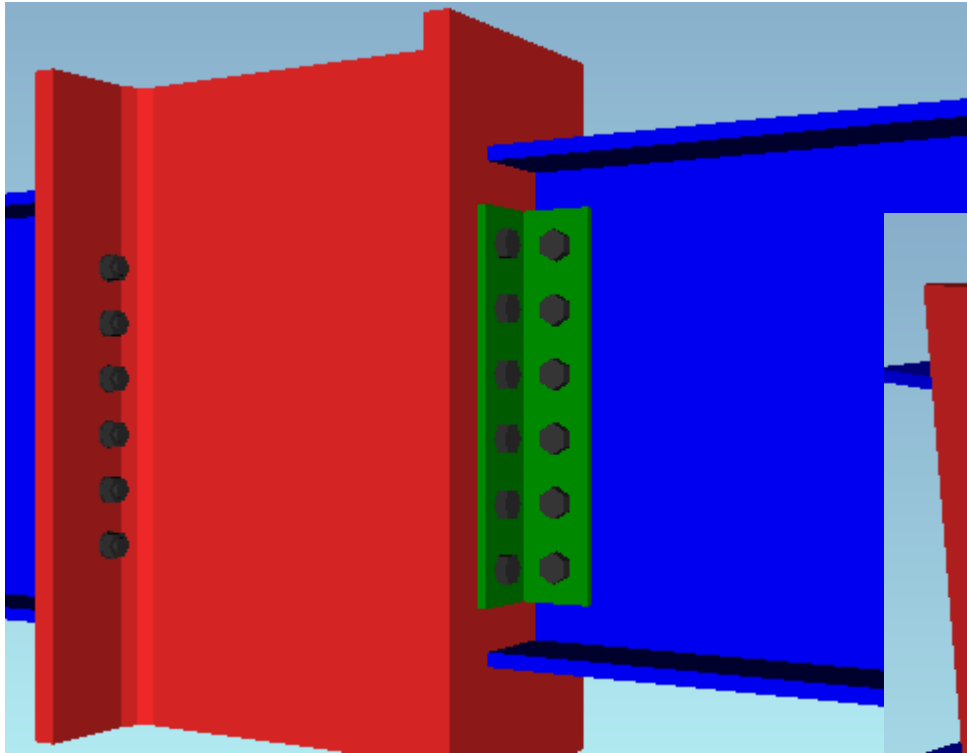
Apoyo de la viga principal del pórtico sobre el poste mediante chapa de aleta lateral



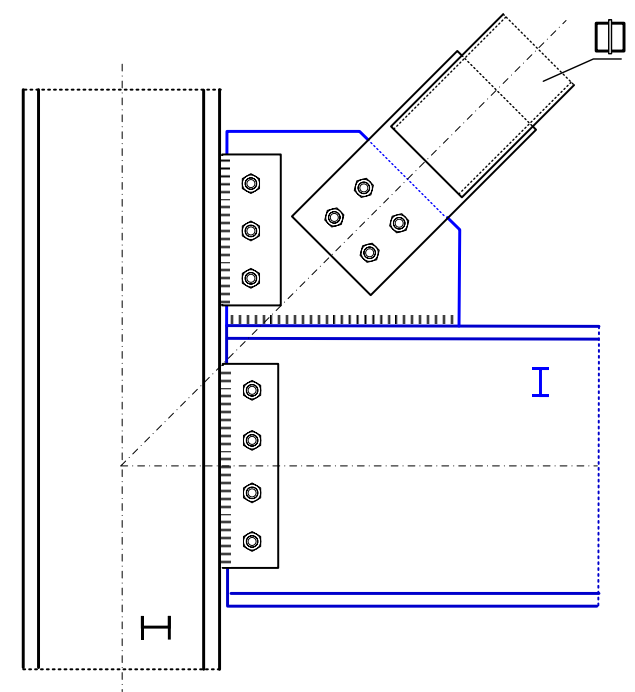
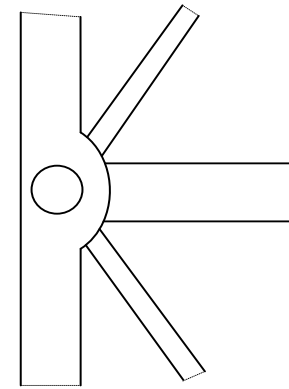
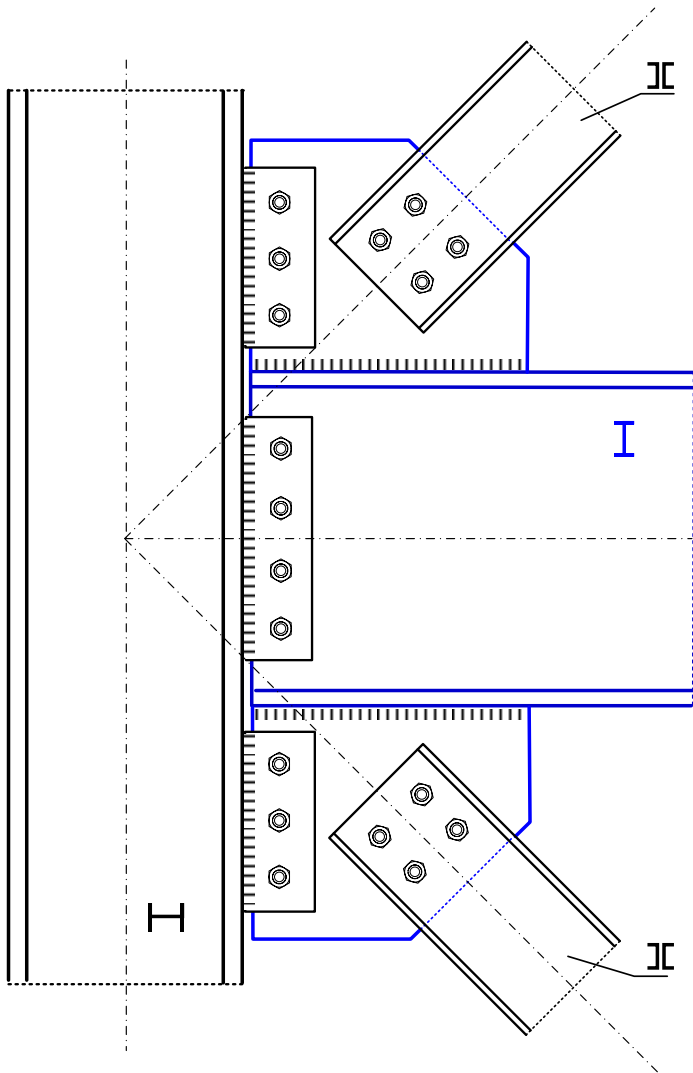
Apoyo de la viga principal del pórtico sobre el poste mediante chapa frontal de alma



Apoyo de la viga principal del pórtico sobre el poste mediante angulares de alma



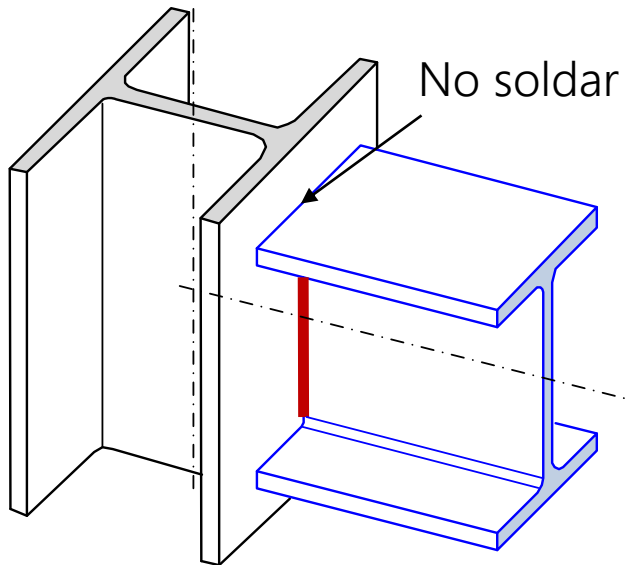
Viga articulada al poste + diagonales de celosía contraviento



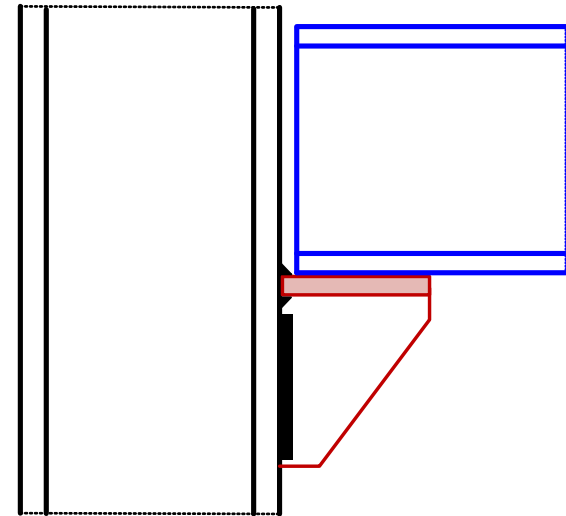
Apoyos de viga en poste soldadas

Transmiten muy poca fuerza axial

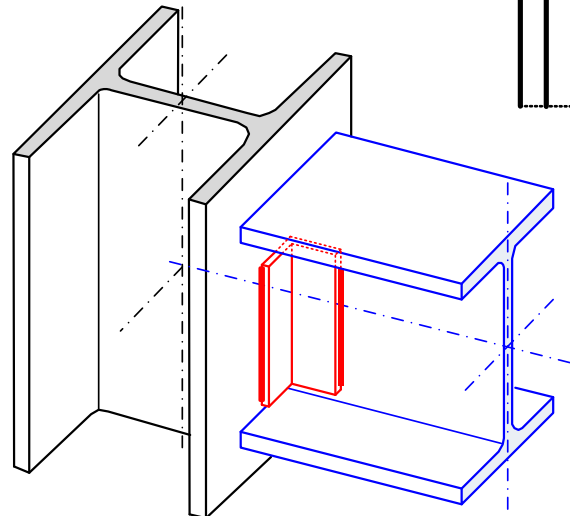
Soldadura directa del alma



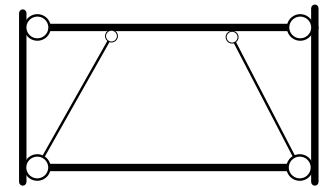
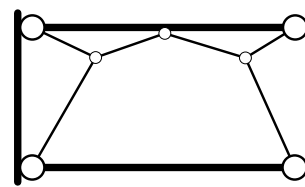
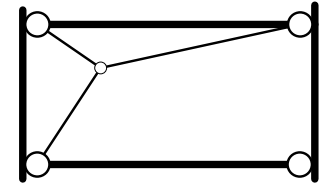
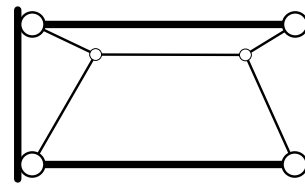
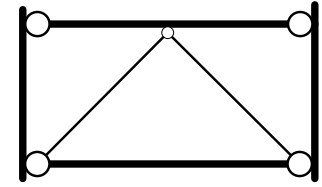
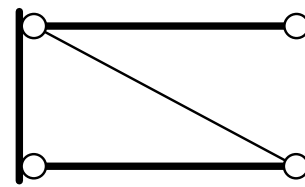
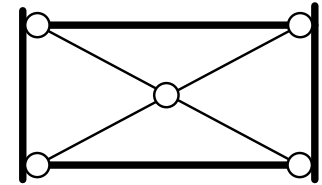
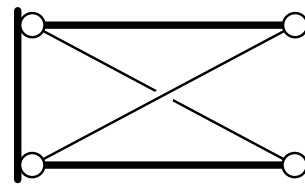
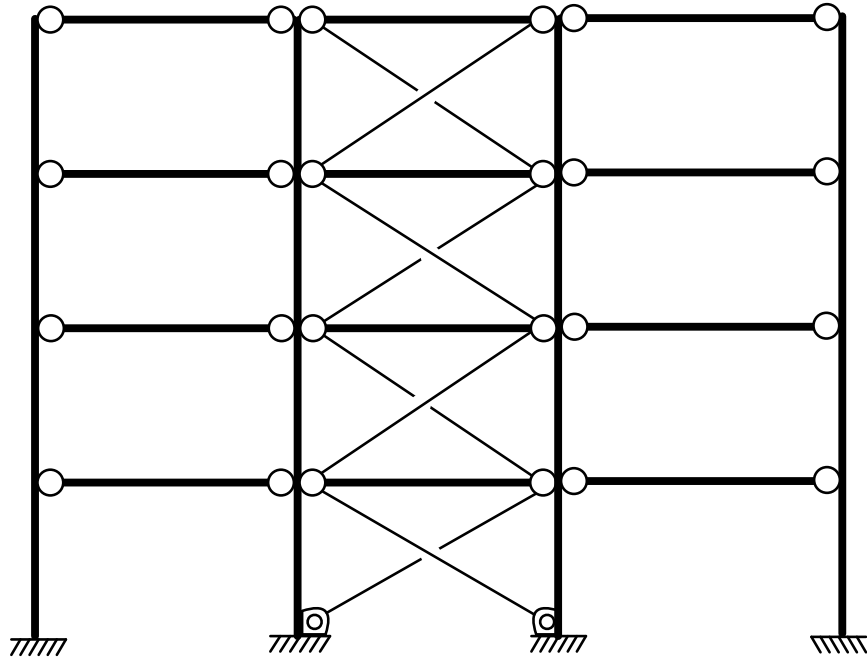
Casquillo en T rigidizado



Casquillo de L soldado al alma

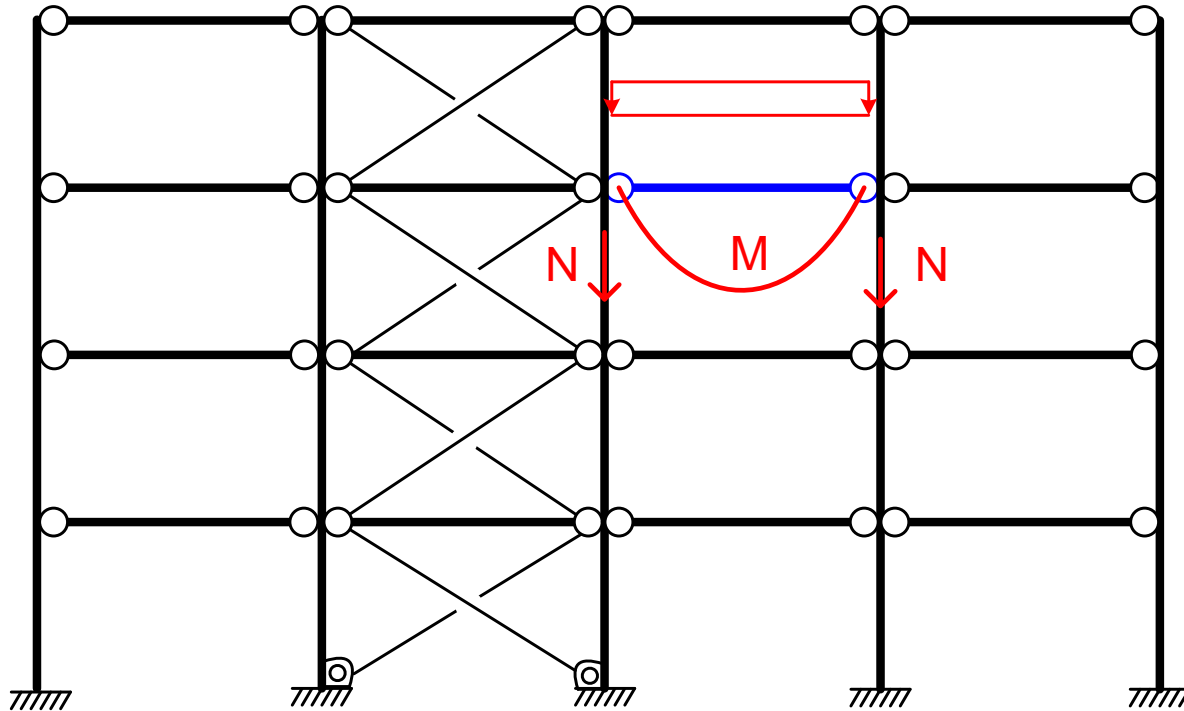


Triangulaciones para arriostramiento lateral



Pórticos para edificios tipo 2. Cargas verticales

Vigas isostáticas articuladas sobre postes + arriostramiento contra viento (acero)



$$M = \frac{qL^2}{8}$$

$$\Delta = \frac{5}{384} \frac{qL^4}{EI}$$

$$R = \frac{qL}{2}$$

$$N = \Sigma R_{pisos}$$

Cargas verticales:

Vigas apoyadas: flexión es isostática

Límite de deformación vertical en vigas

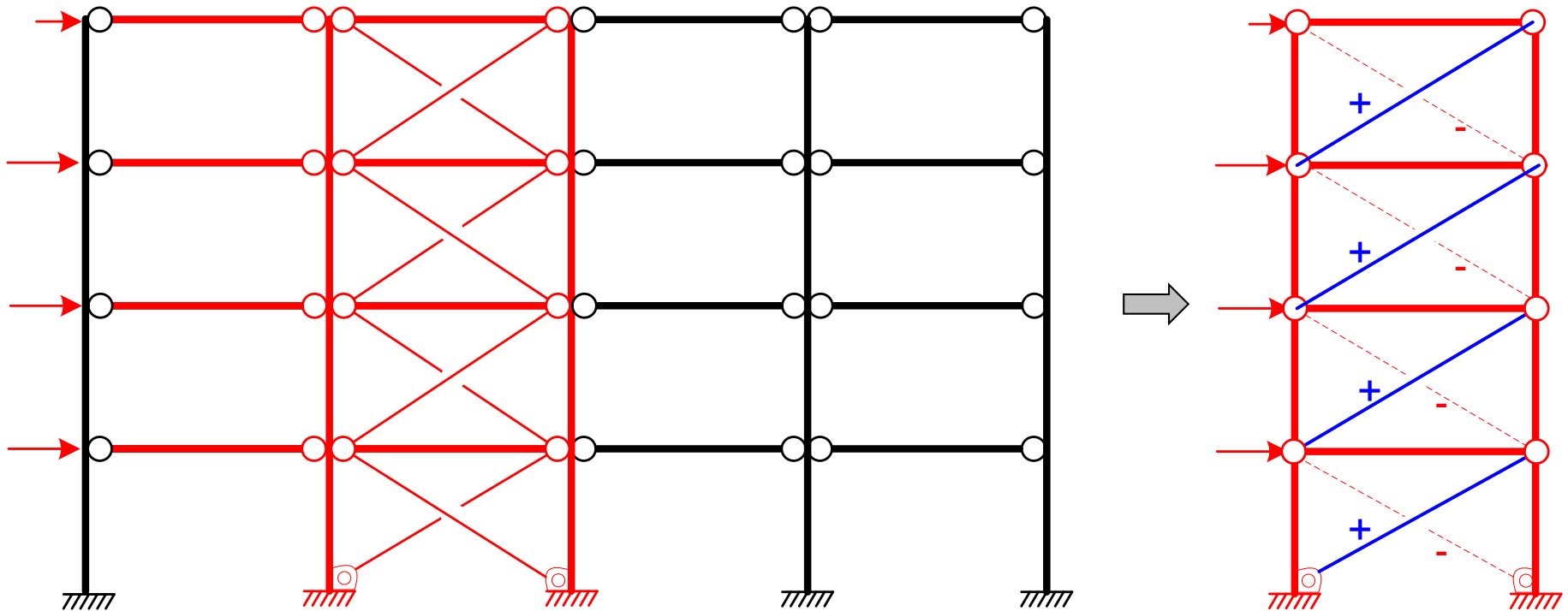
Postes sólo con esfuerzo axial

(-) Utilización poco óptima del material

(+) Cálculo sencillo

Pórticos para edificios tipo 2. Cargas laterales

Vigas isostáticas articuladas sobre postes + arriostramiento contra viento (acero)



Cargas laterales:

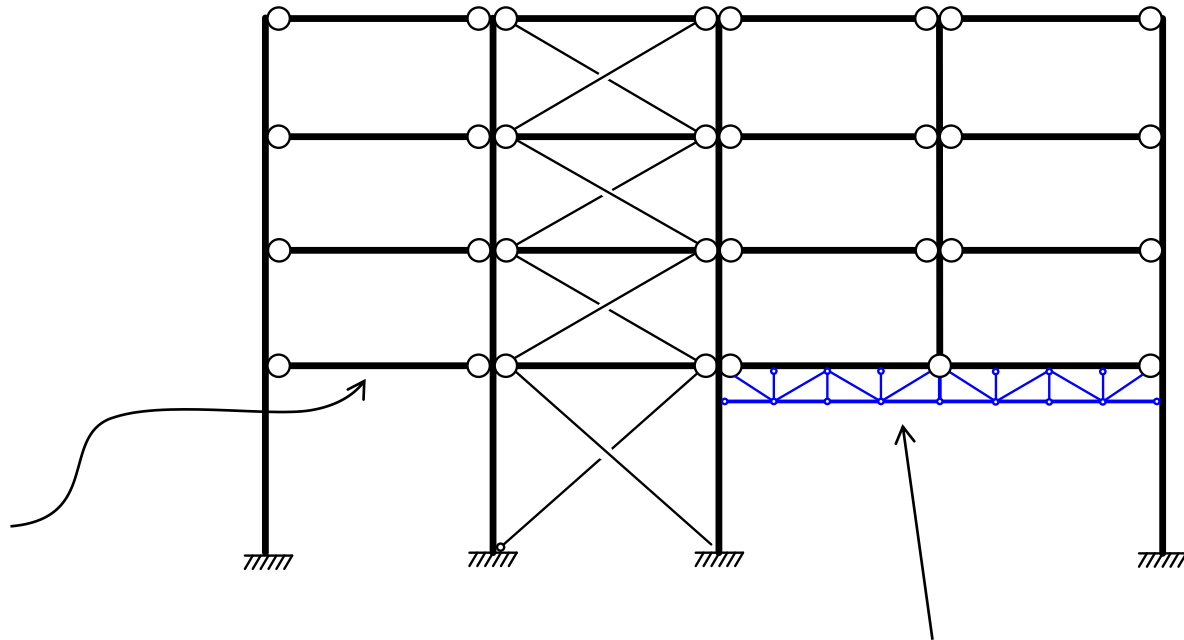
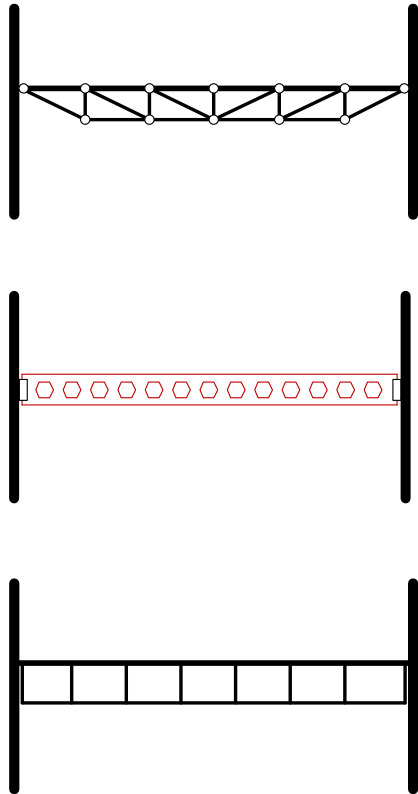
Celosía contra viento formada por elementos diagonales + postes + vigas

Cargas en fachada se trasladan a la celosía contra viento por compresión de las vigas

En realidad todos los esfuerzos axiales en las vigas son hiperestáticos, pero se suelen simplificar para cálculo manual. Los postes soportan algo de la fuerza horizontal

Pórticos para edificios tipo 2. Variantes

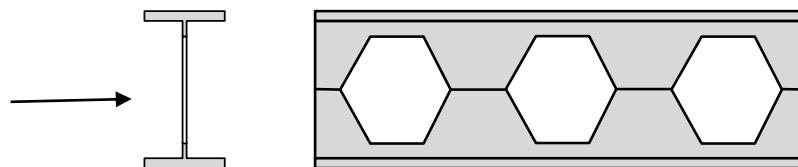
Vigas isostáticas articuladas sobre postes + arriostramiento contra viento. Variantes



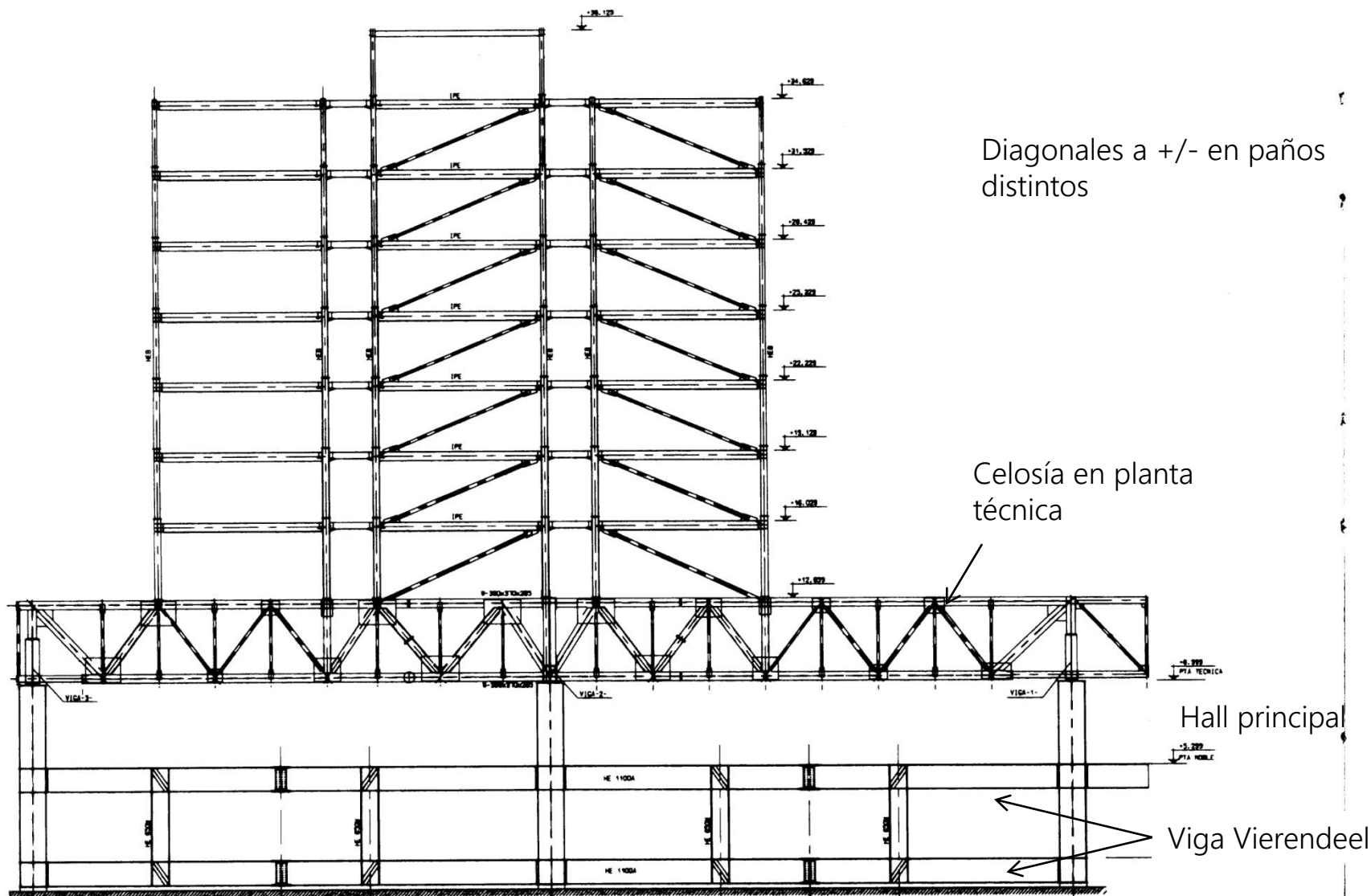
Supresión de poste mediante viga de celosía de transferencia de esfuerzos

Para grandes luces:

- . Viga de celosía
- . Viga armada (chapas soldadas)
- . Viga de alma aligerada (alveolos)
- . Viga Vierendeel



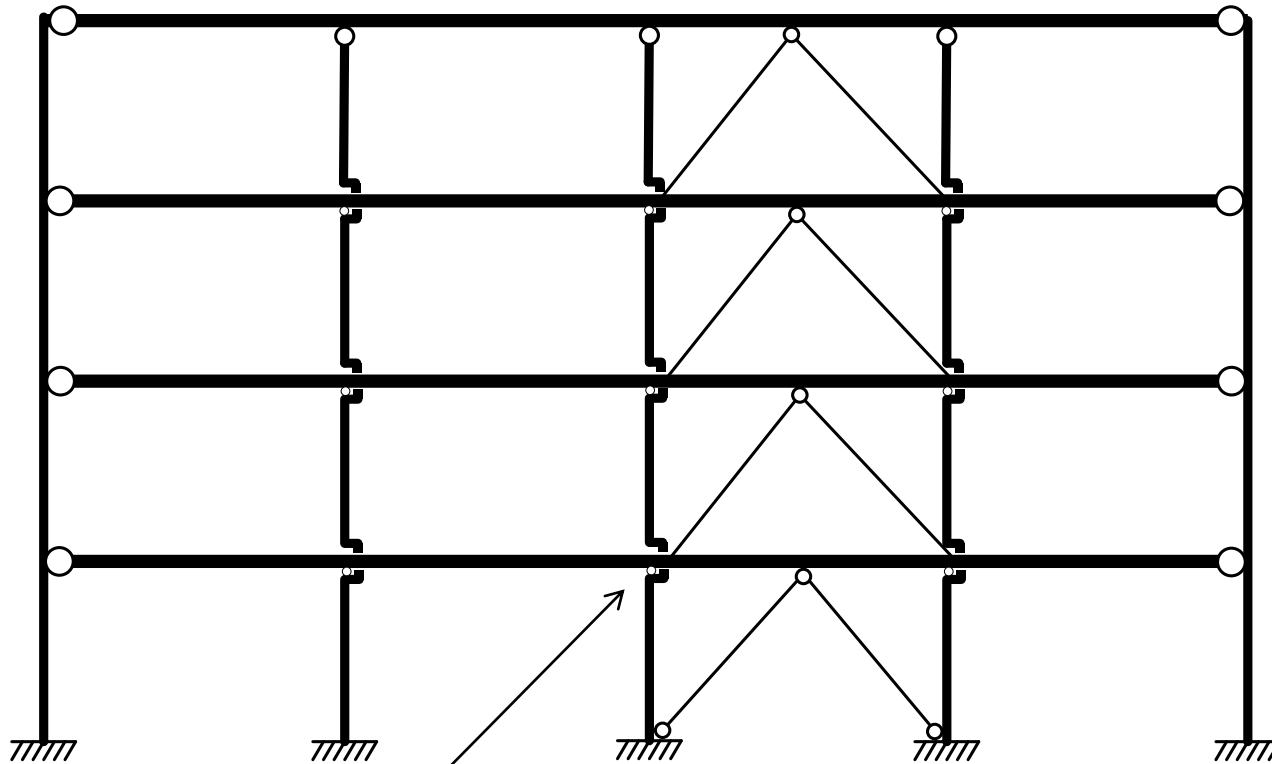
Ejemplo: Hotel Sants (Barcelona) 1992



Reproducido de "Construir con Acero" – © Ensidesa

Pórticos para edificios tipo 3

Vigas continuas apoyadas sobre postes continuos (acero)



$L < 8$ m
Plantas $< 12-15$

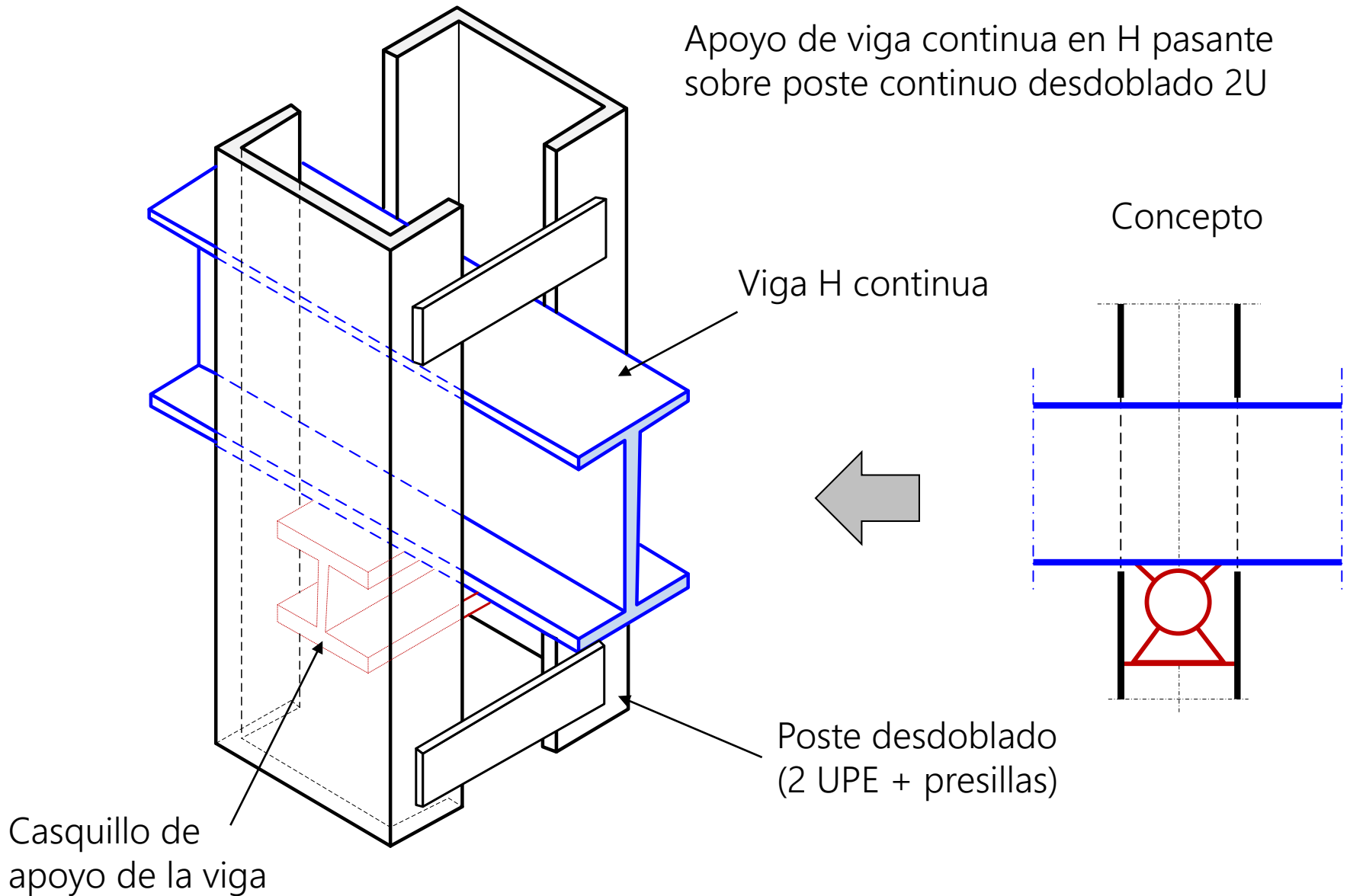
Cargas verticales:
Flexión en las vigas continuas
Postes sólo con esfuerzo axial

Cargas horizontales:
Necesita arriostramiento

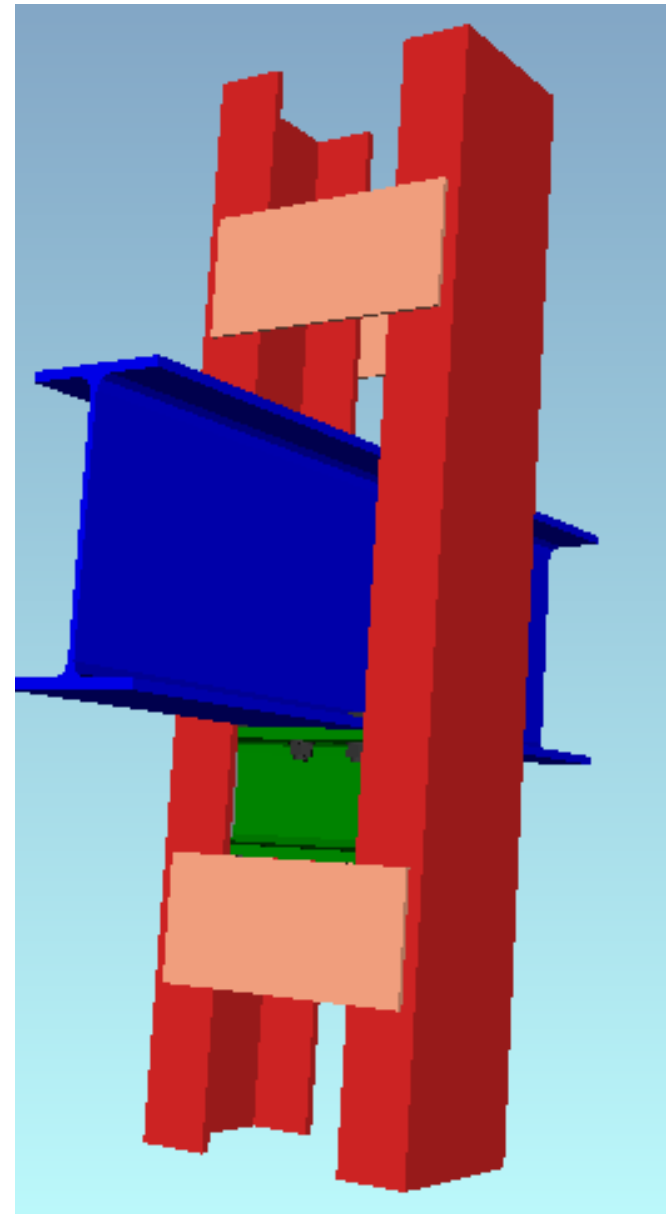
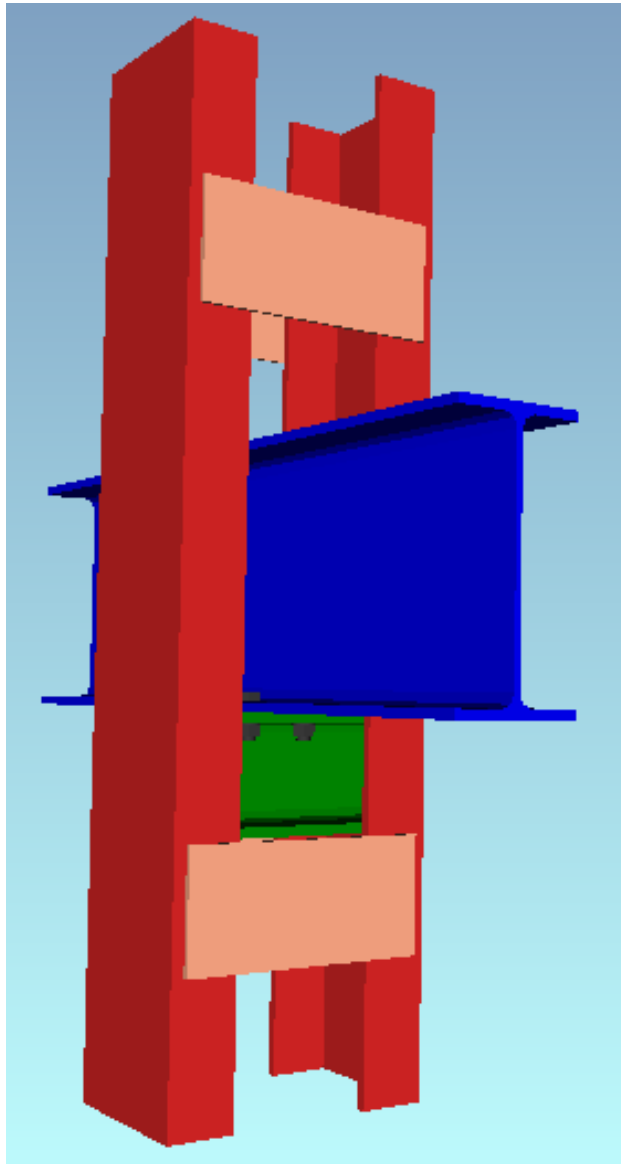
Apoyo de viga en poste sólo transmite fuerzas X, Y
No transmite momentos

Utilización bastante óptima del material
Cálculo relativamente sencillo (vigas continuas)
Fabricación y montaje sencillos

Pórticos para edificios tipo 3. Detalle de nudo. Poste desdoblado

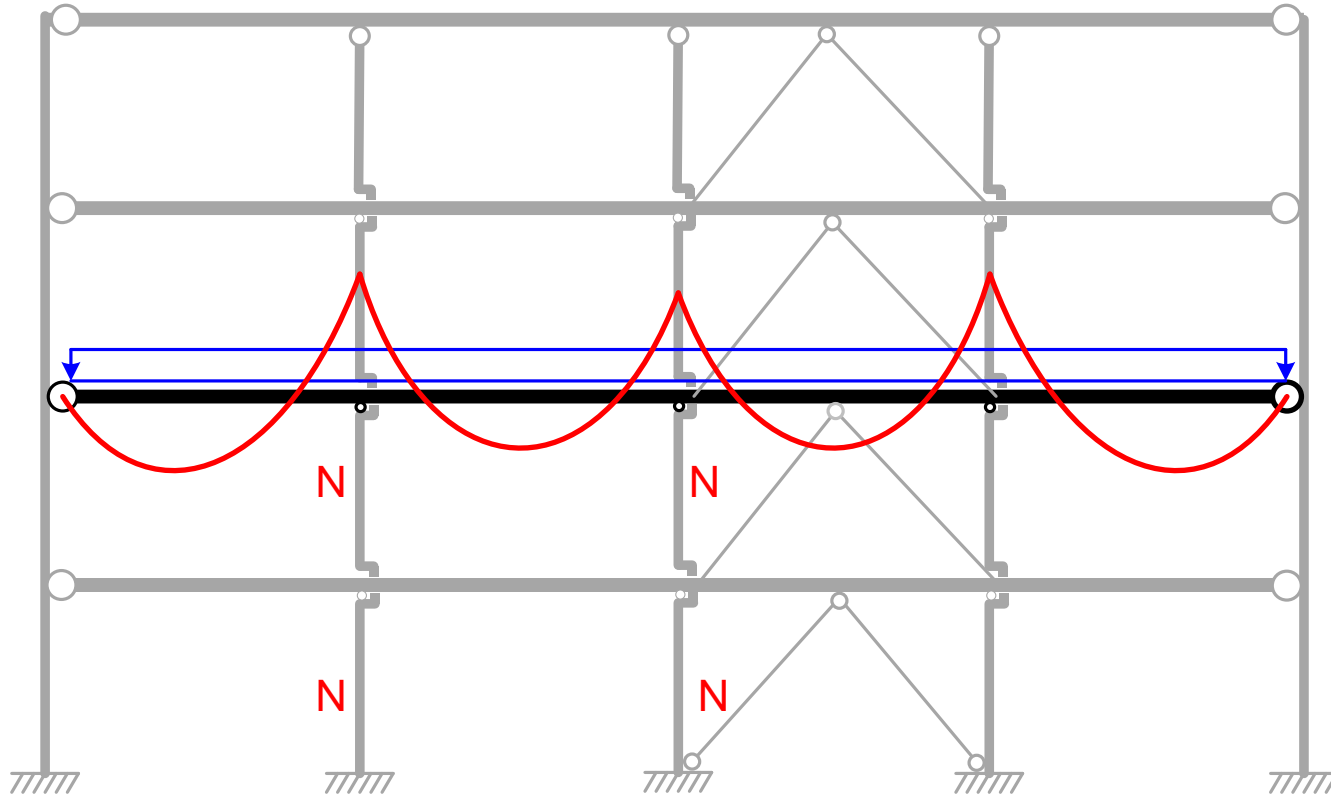


Poste desdoblado y viga pasante



Pórticos para edificios tipo 3. Cargas verticales

Vigas continuas apoyadas sobre postes continuos (acero)



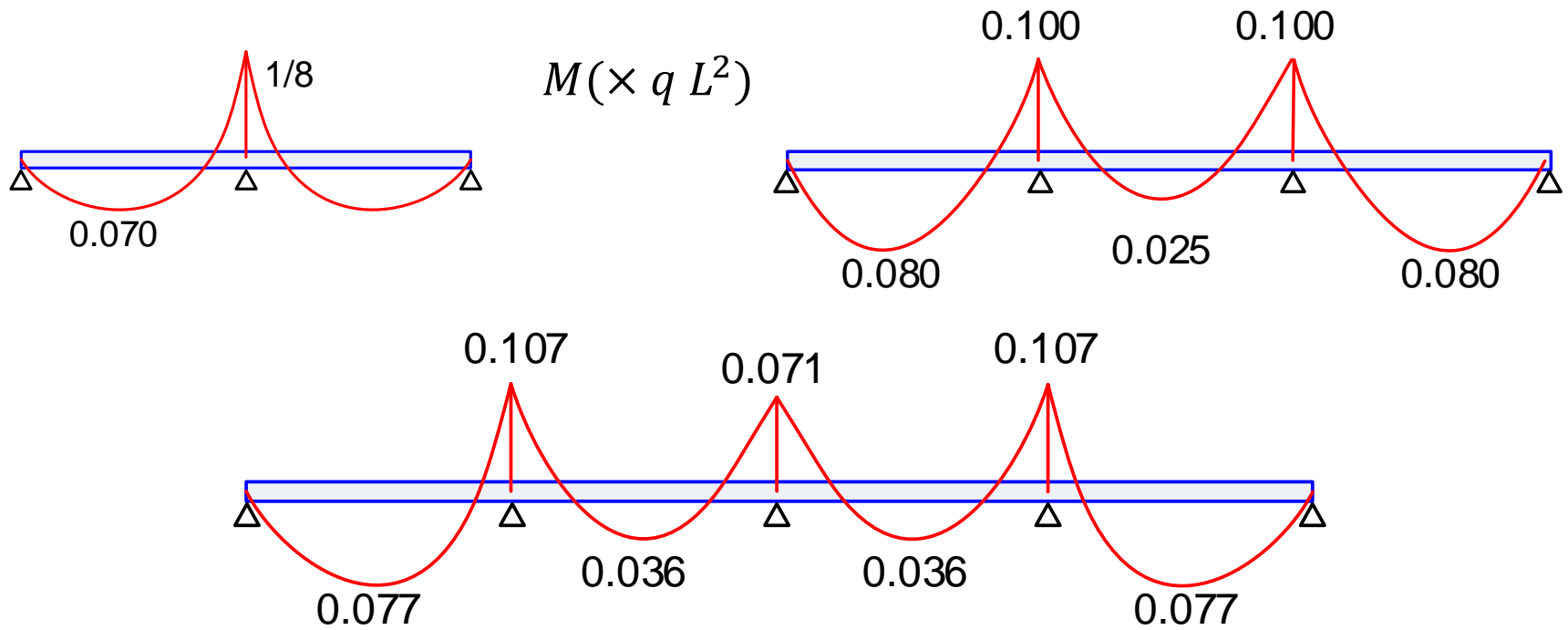
Cargas verticales:

Vigas continuas ($n_{vanos} \leq 4$) hiperestáticas

Menor momento y menor flecha que las apoyadas (mejor aprovechamiento)

El nudo sólo transmite fuerzas verticales \Rightarrow Postes sólo con esfuerzo axial N

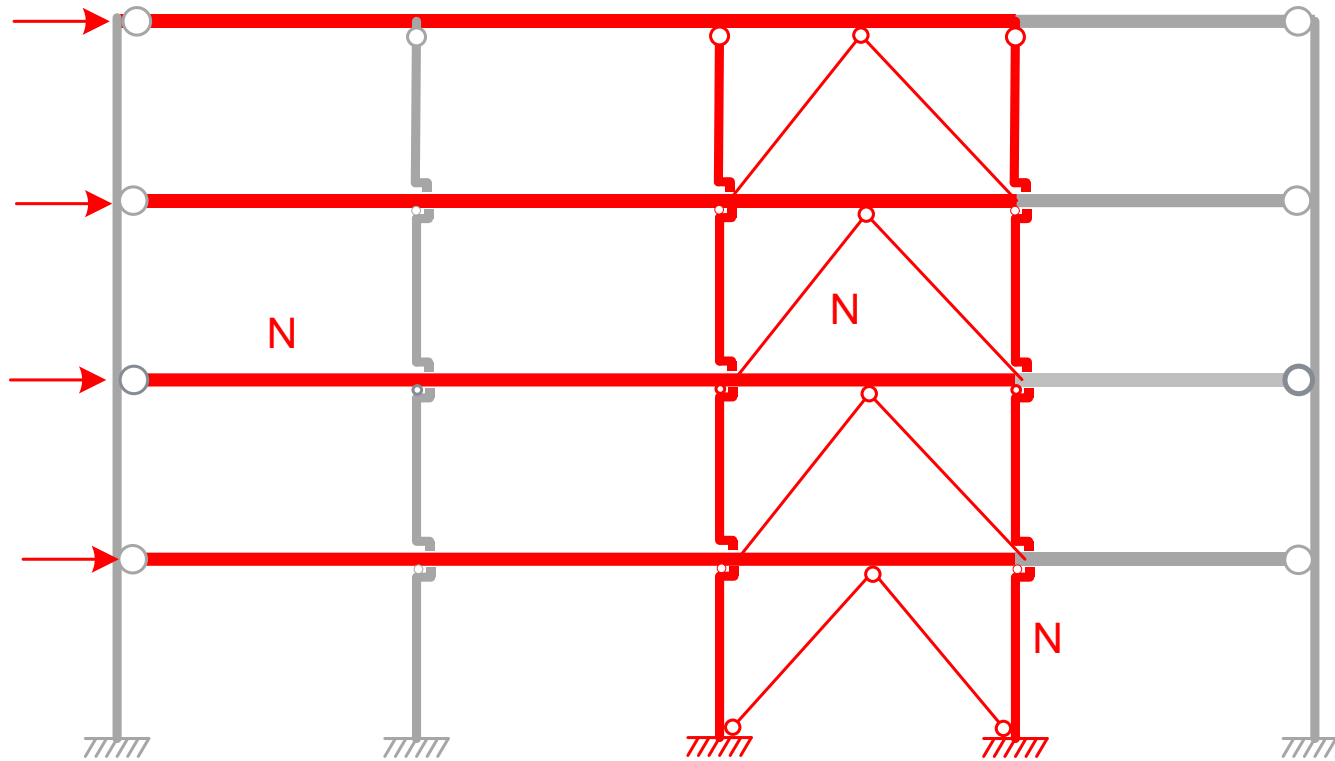
Pórticos tipo 3. Disposiciones de vigas continuas



2 vanos	$M_{apoyo2} = 0.125 q L^2$	$\Delta_{vano1} = 0.0054 \frac{qL^4}{EI}$
3 vanos	$M_{apoyo2} = 0.100 q L^2$	$\Delta_{vano1} = 0.0069 \frac{qL^4}{EI}$
4 vanos	$M_{apoyo2} = 0.107 q L^2$	$\Delta_{vano1} = 0.0065 \frac{qL^4}{EI}$

Pórticos para edificios tipo 3. Cargas laterales

Vigas continuas apoyadas sobre postes continuos (acero)



Cargas laterales:

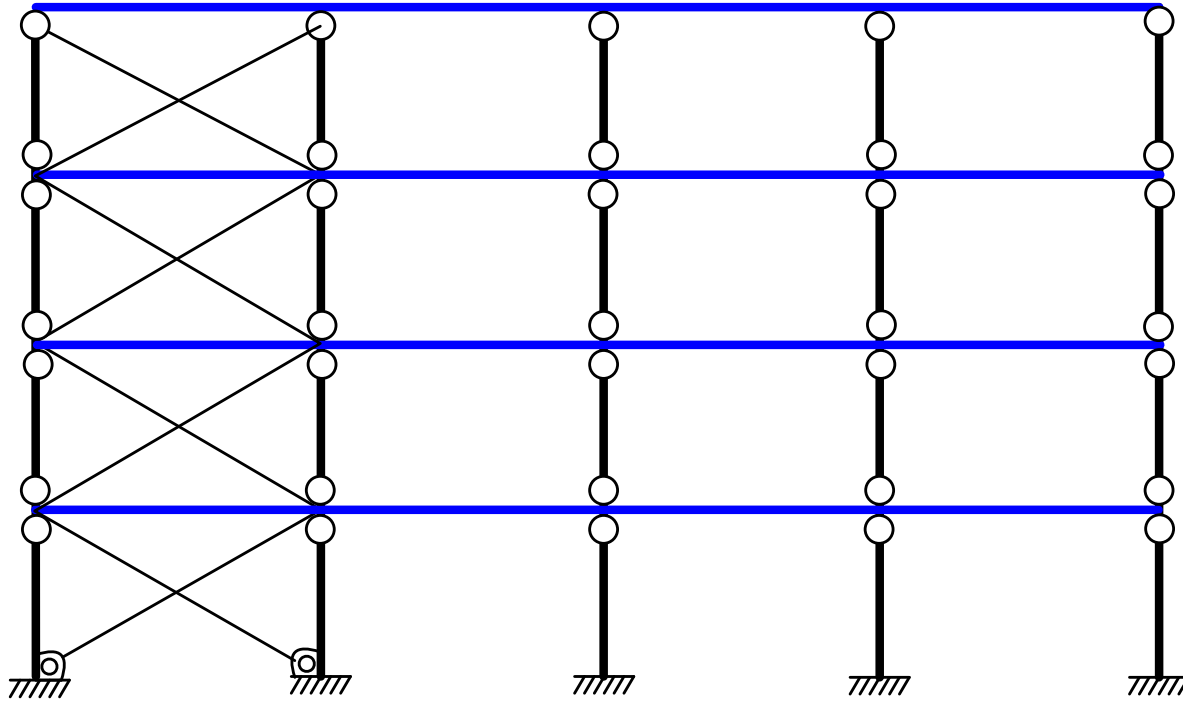
Celosía contra viento formada por elementos diagonales + postes + vigas

Cargas en fachada se trasladan a la celosía contra viento por compresión de las vigas

En realidad todos los esfuerzos axiales en las vigas son hiperestáticos, pero se suelen simplificar. Los postes soportan parte de la fuerza horizontal

Pórticos para edificios tipo 4

Vigas continuas y postes biarticulados (acero)



No usado

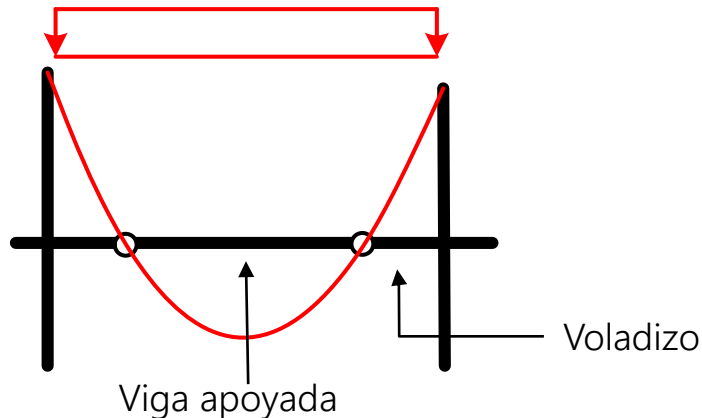
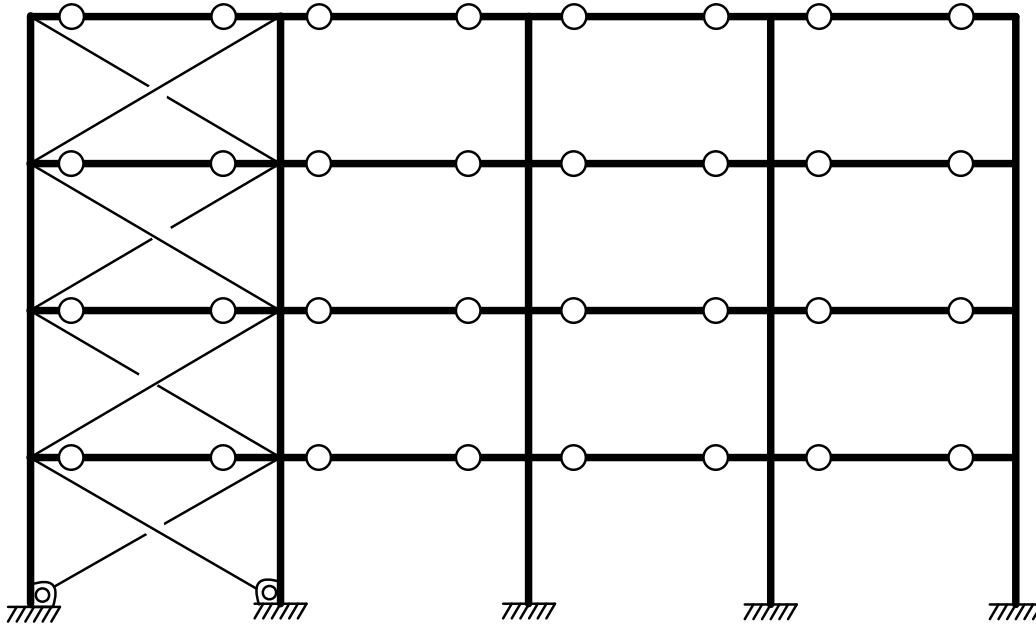
Cargas verticales:
Flexión en las vigas continuas
Postes sólo con esfuerzo axial

Cargas horizontales:
Necesita buen arriostramiento

Si falla un paño de la
triangulación es inestable

Pórticos para edificios tipo 5

Vigas articuladas a ménsulas (acero)



Articulaciones se sitúan ~ en los puntos de momento nulo de las vigas en un pórtico rígido ante cargas verticales ($\sim L/5$)

Vigas centrales: simplemente apoyadas en las articulaciones (menor luz)

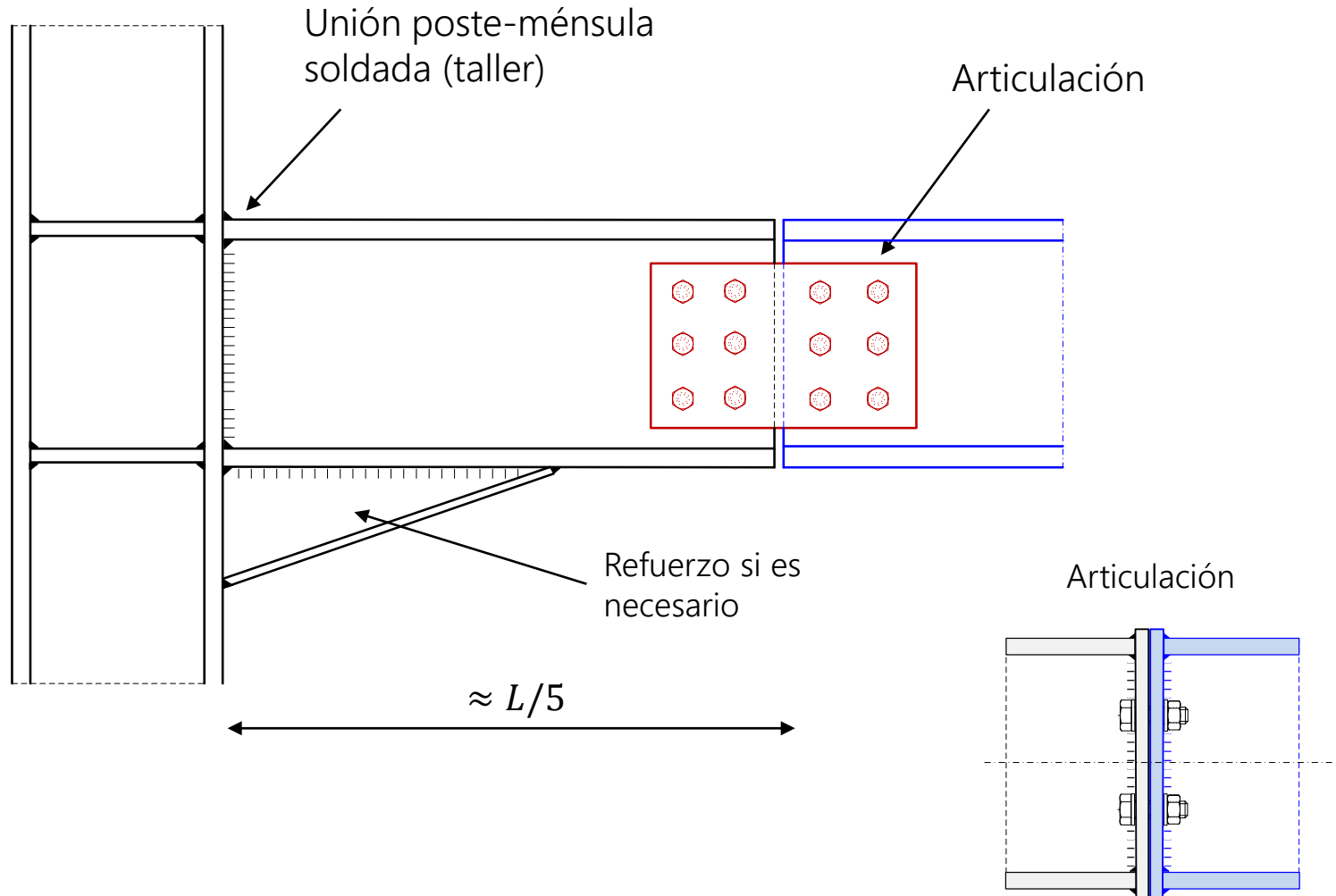
Cálculo sencillo para cargas verticales

$L < 10\sim 12$ m Plantas $< 12-15$

Cargas horizontales:
Necesita arriostramiento,
como los tipos anteriores

Pórticos para edificios tipo 5

Vigas articuladas a ménsulas (acero)



Pórticos para edificios tipo 6

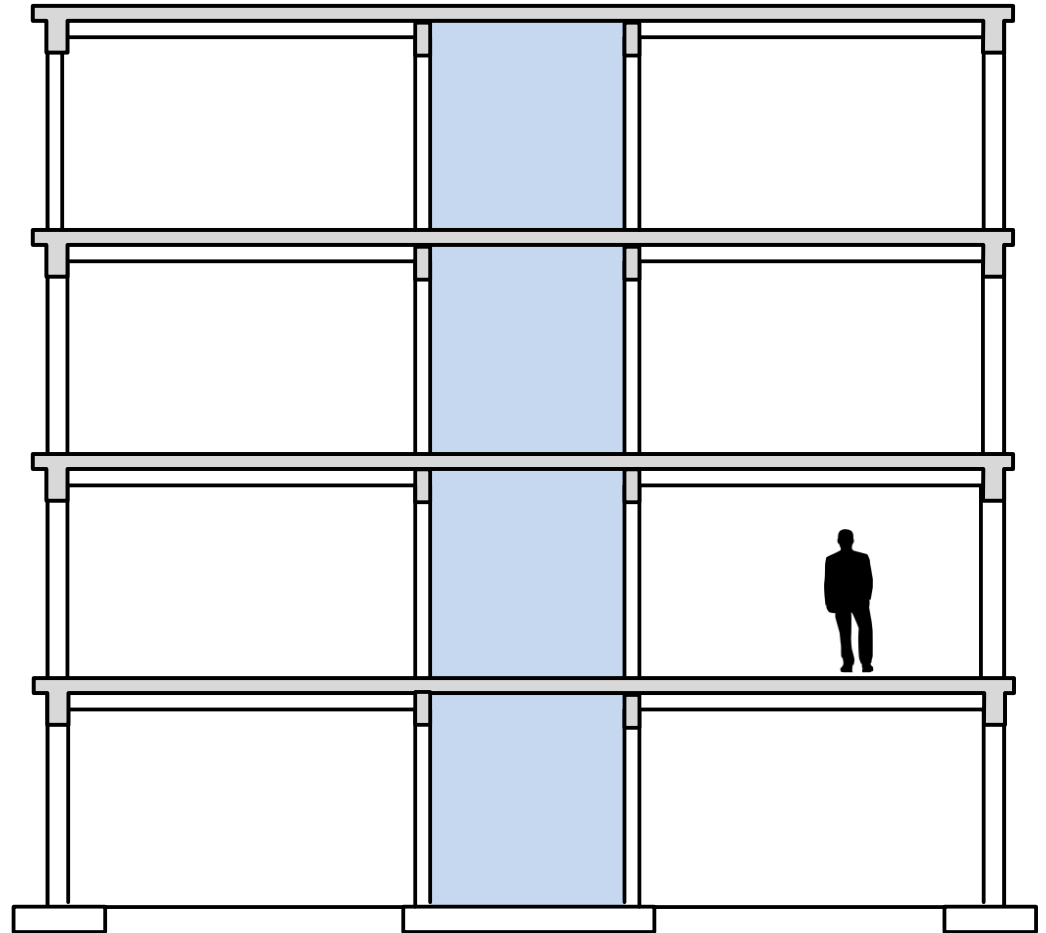
Pórtico rígido + pantallas macizas

Sustituir el arriostramiento para las cargas laterales por un núcleo rígido, de paredes macizas.

$L < 10\sim 12$ m Plantas $\sim 10-15$

Normalmente en HA.
Puede ser también en acero,
con el núcleo en HA

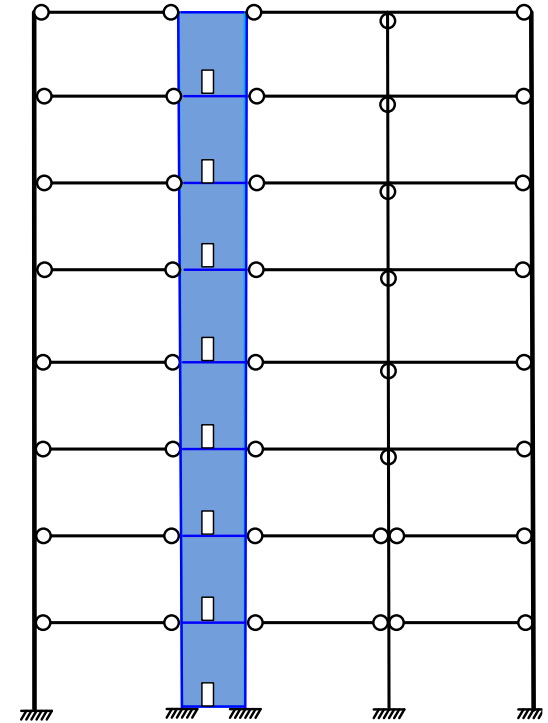
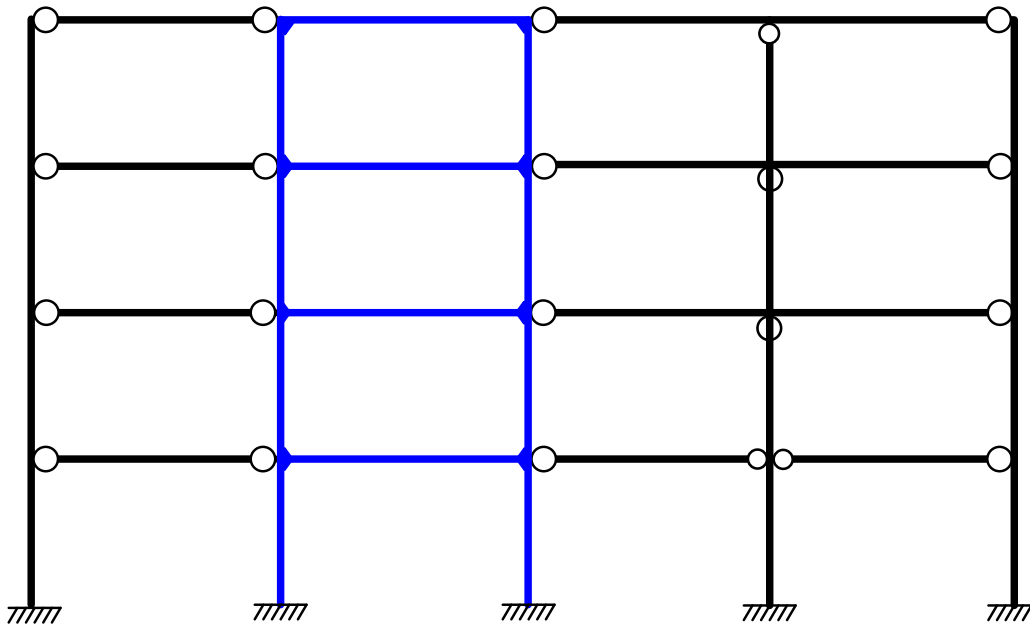
Muy buen comportamiento
ante cargas laterales y
seísmos



Pórticos para edificios tipo 7 (Acero)

Núcleo rígido + vigas articuladas sobre postes. Acero. Alturas grandes.

Sustituir el arriostramiento para las cargas laterales por un núcleo rígido, que las soporta.



El núcleo rígido puede ser un pórtico de acero o de hormigón, incluso con paredes macizas de hormigón (diafragma)

$L < 10\sim 12$ m Plantas $\sim 15\text{-}25$

Pórticos para edificios tipo 7 (HA)

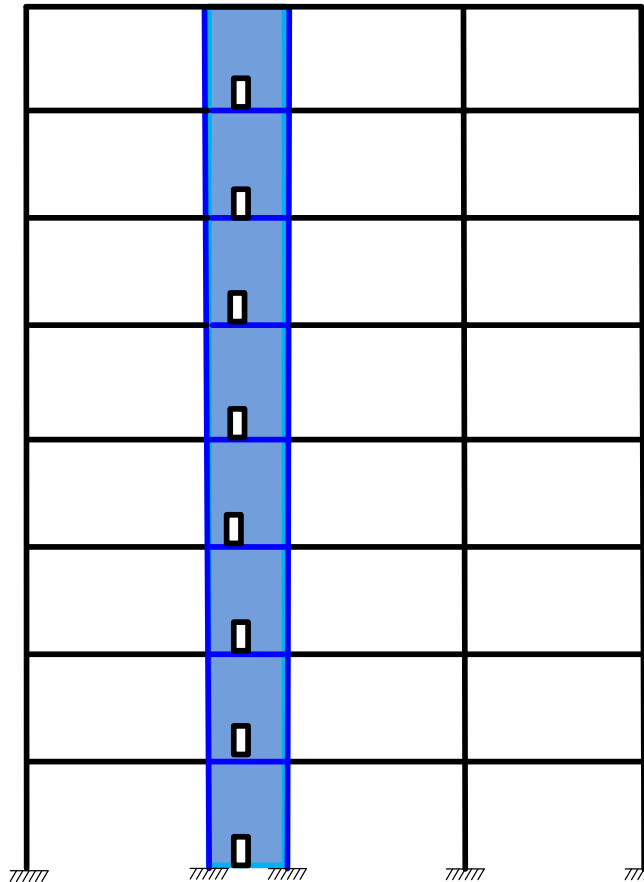
Núcleo rígido de hormigón + pórticos de hormigón. Alturas grandes.

Núcleo rígido de hormigón: paredes macizas de hormigón (diafragma)

$L < 10\sim 12$ m
Plantas ~ 15-25

Puede haber varios núcleos rígidos

Muy buen comportamiento ante viento y seísmos

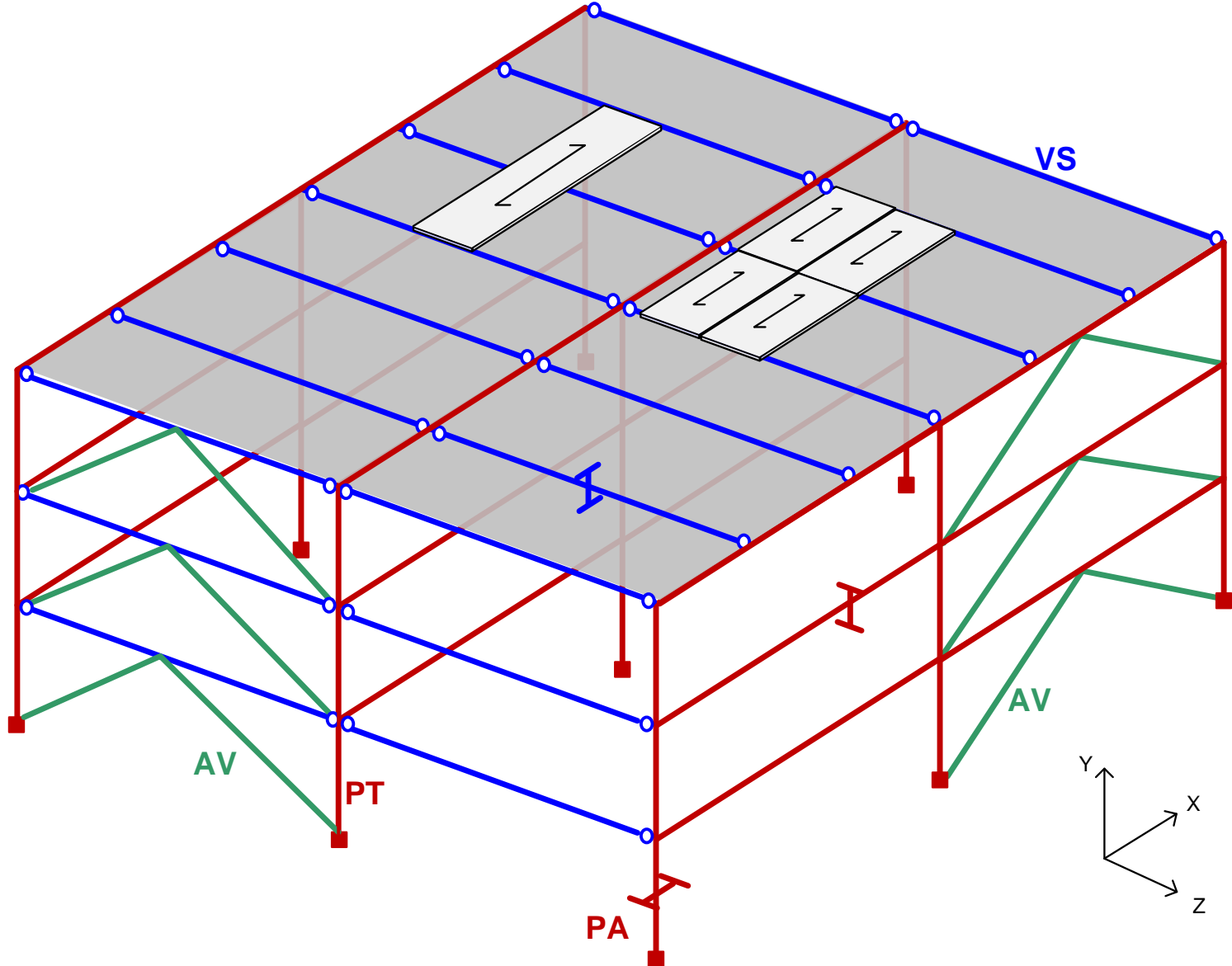




tecnun
Universidad
de Navarra
Escuela de Ingeniería

Estructuras para edificios basadas en pórticos planos y vigas

Estructura con 2 órdenes de vigas

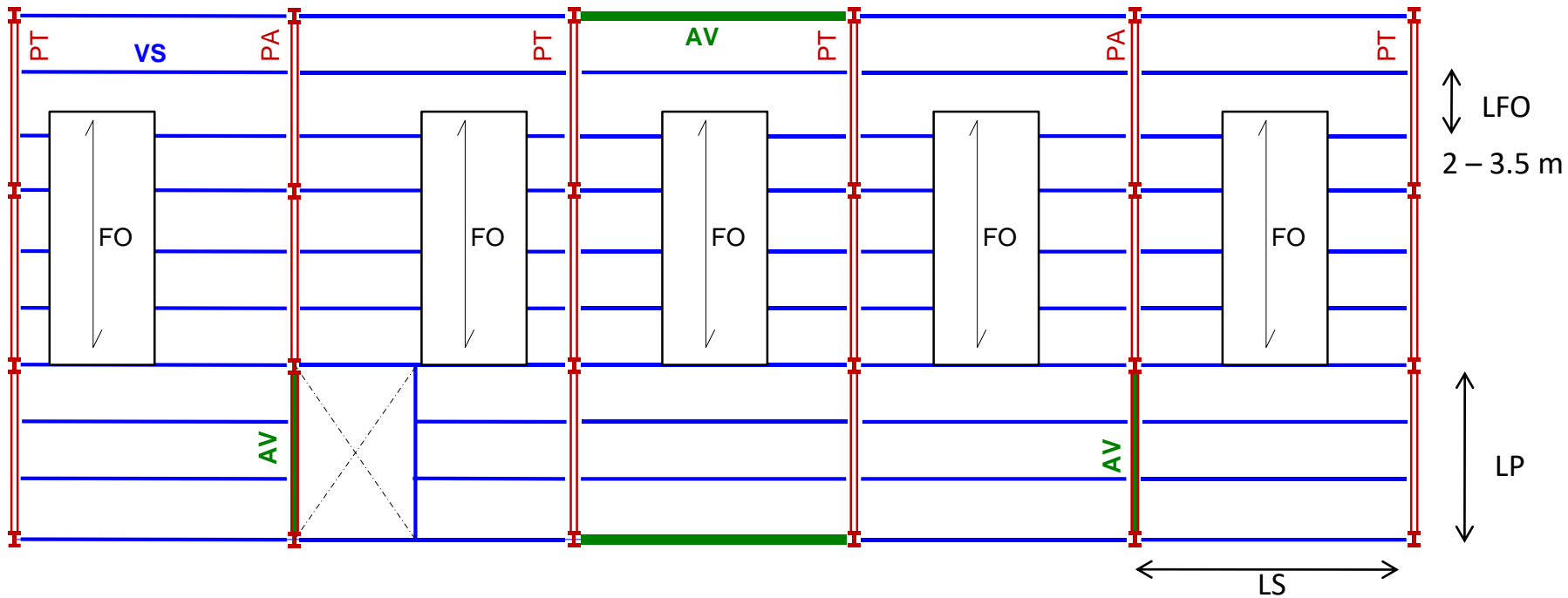


Edificio Musikene (San Sebastián)

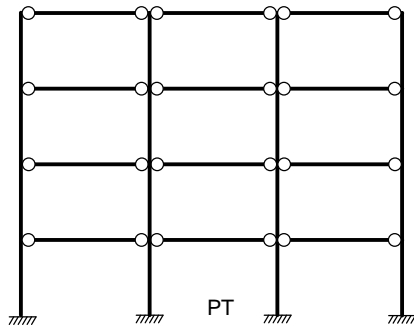
Estructura de acero con dos órdenes de vigas



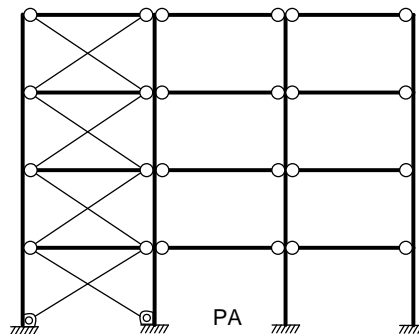
Planta tipo con 2 órdenes de vigas



Cualquiera de los pórticos planos anteriores



PT: pórtico tipo no arriostrado



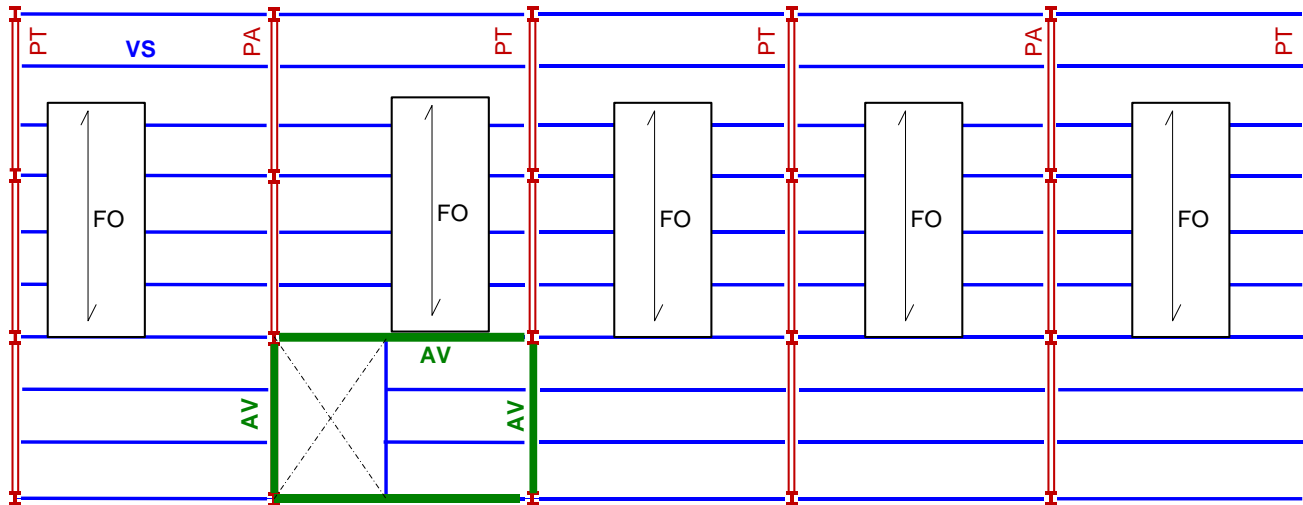
PA: pórtico arriostrado contra viento

VS: Vigas secundarias
Apoyadas en los pórticos

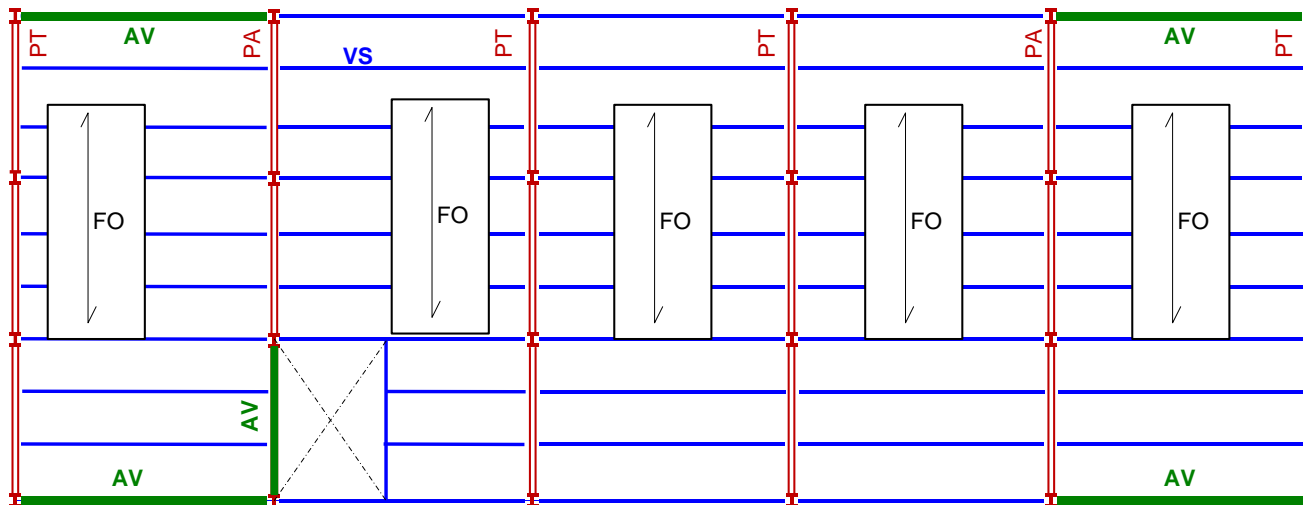
FO: forjado apoyado
en las VS

AV: arriostamiento
vertical contra viento

Disposición no adecuada de los contravientos

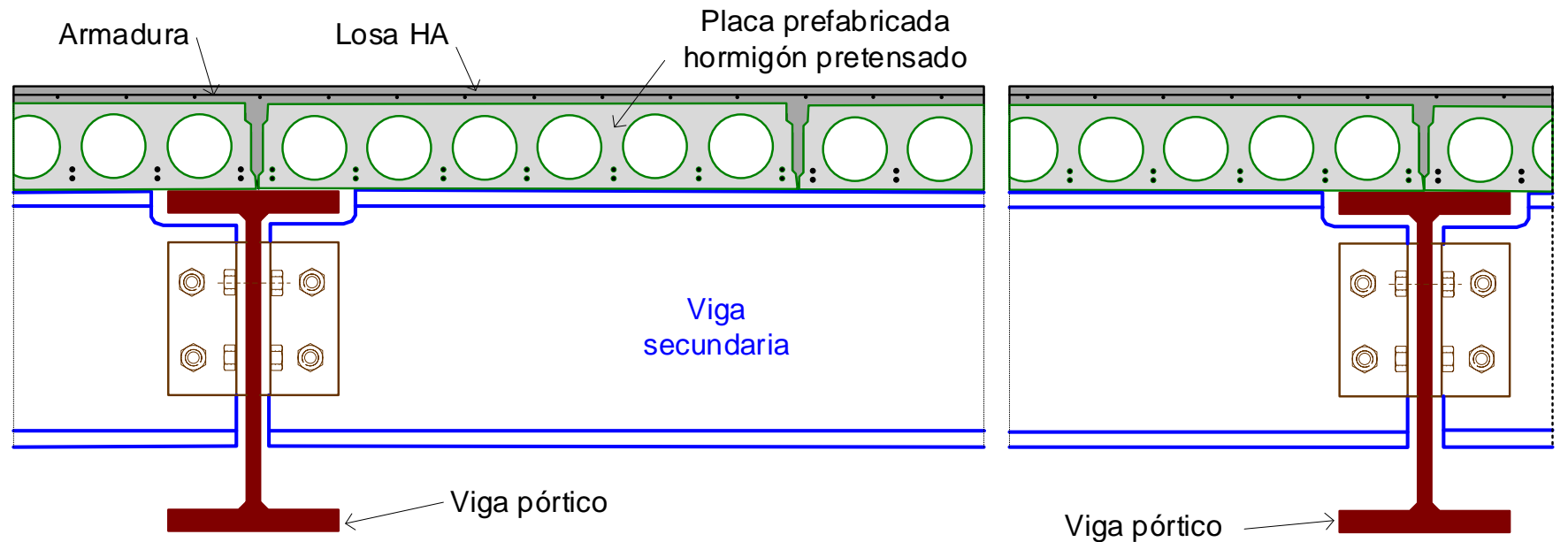
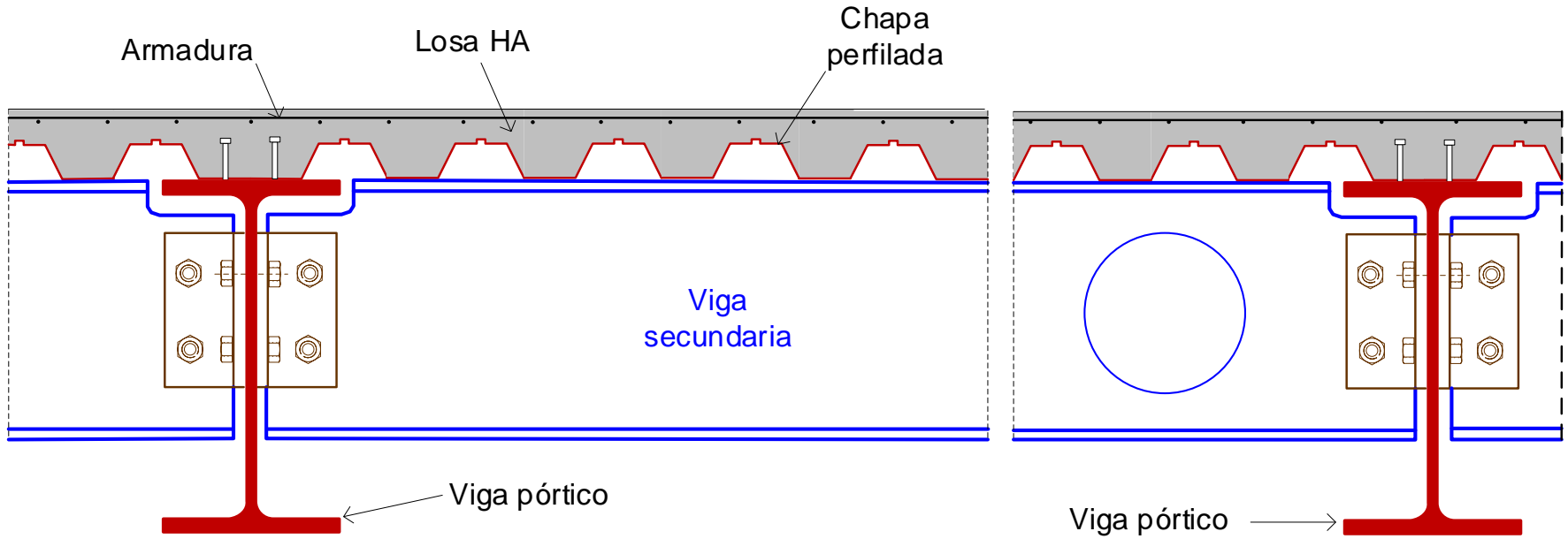


Poca rigidez a torsión del edificio en su conjunto

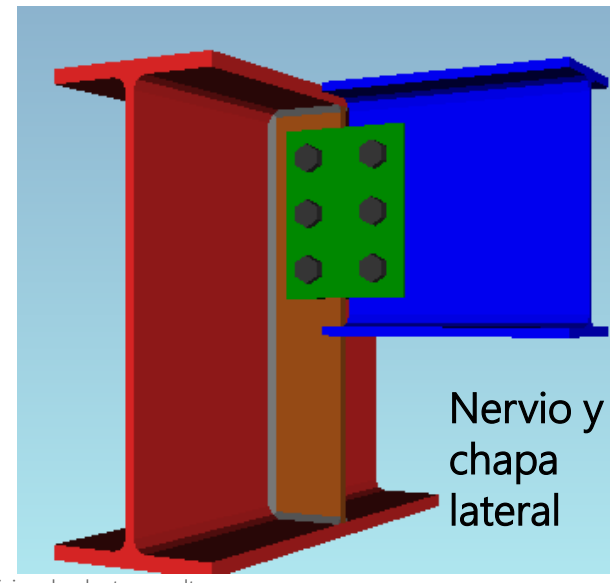
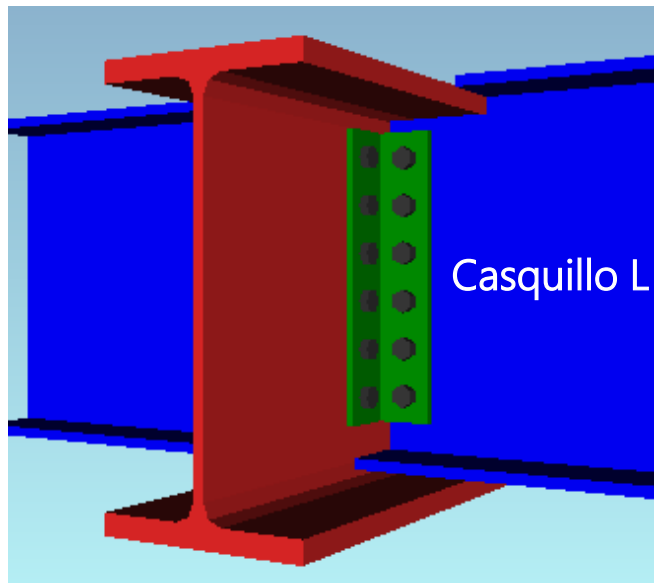
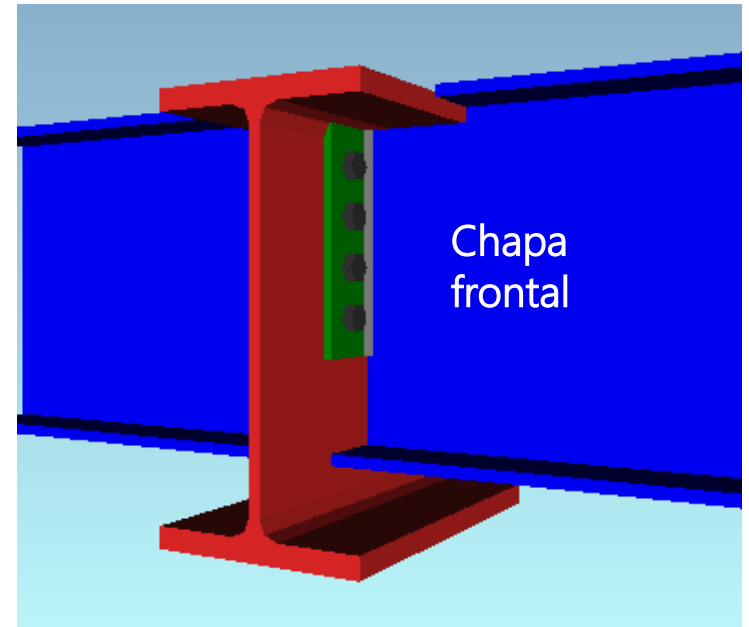
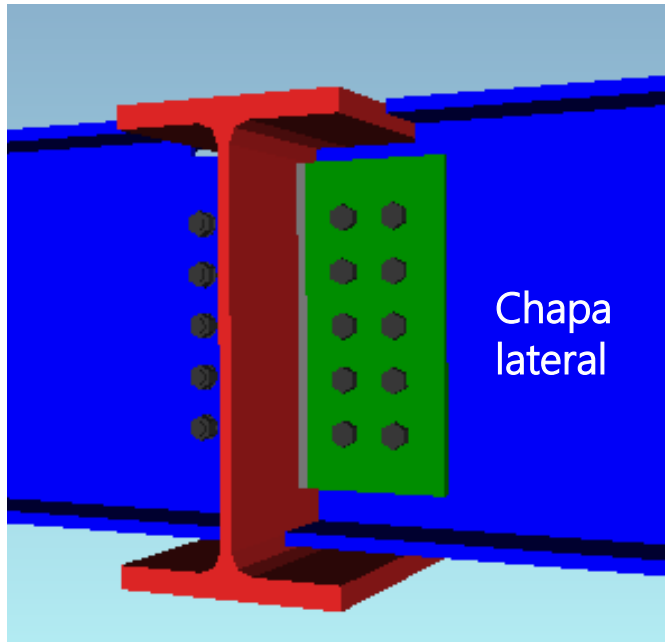


Impiden la dilatación

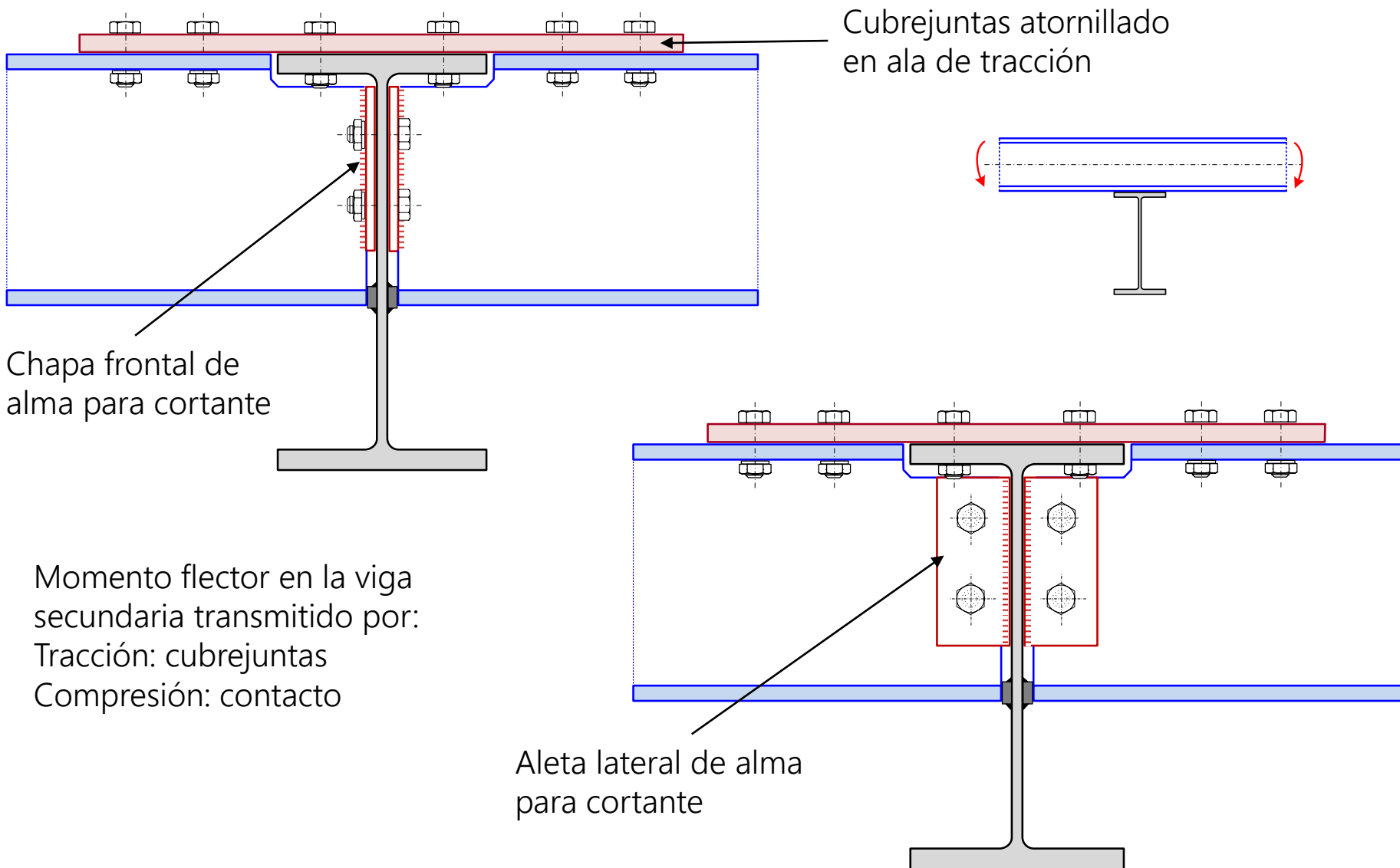
Forjado apoyado sobre vigas secundarias



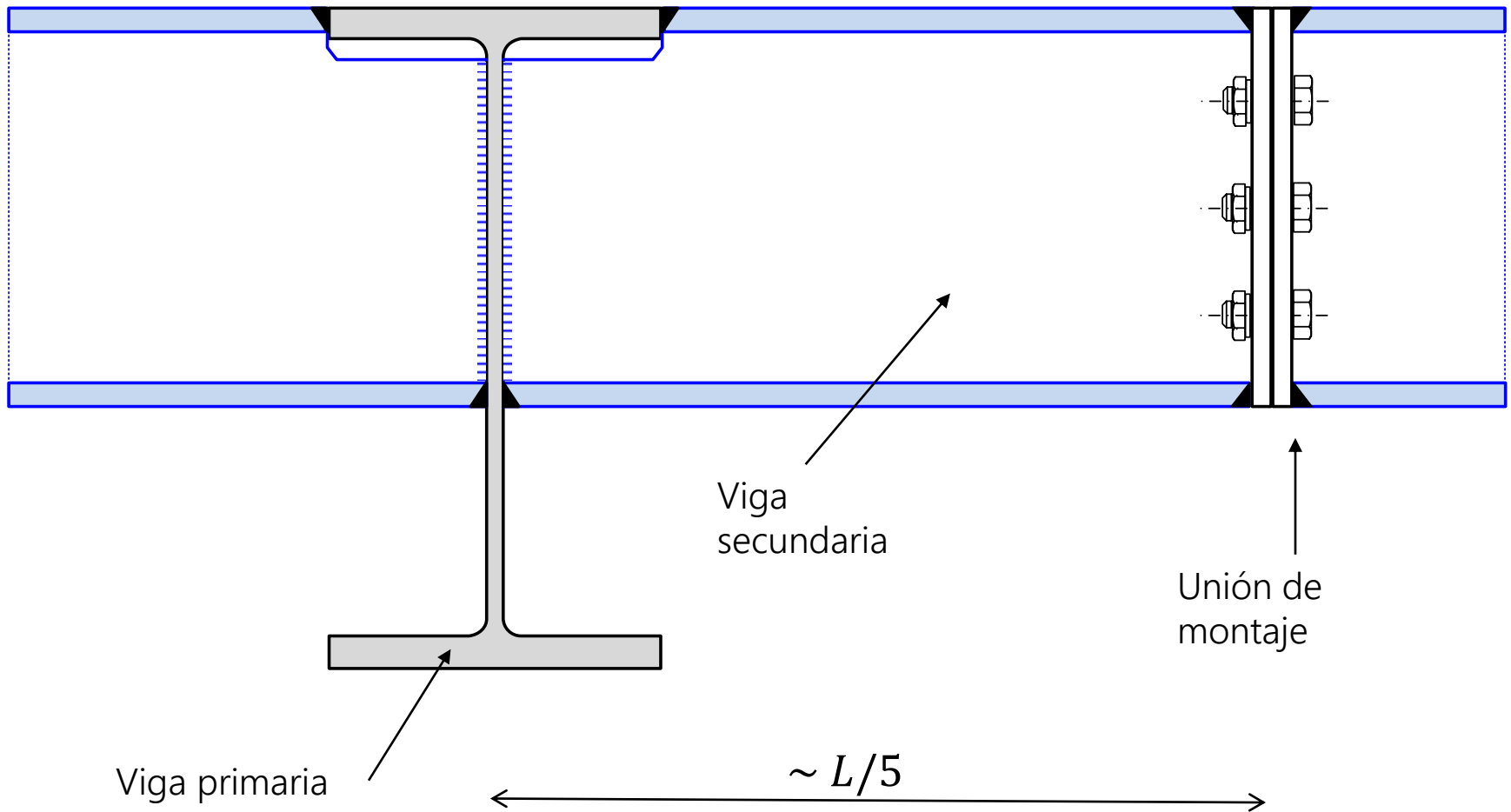
Apoyo de viga secundaria en viga primaria



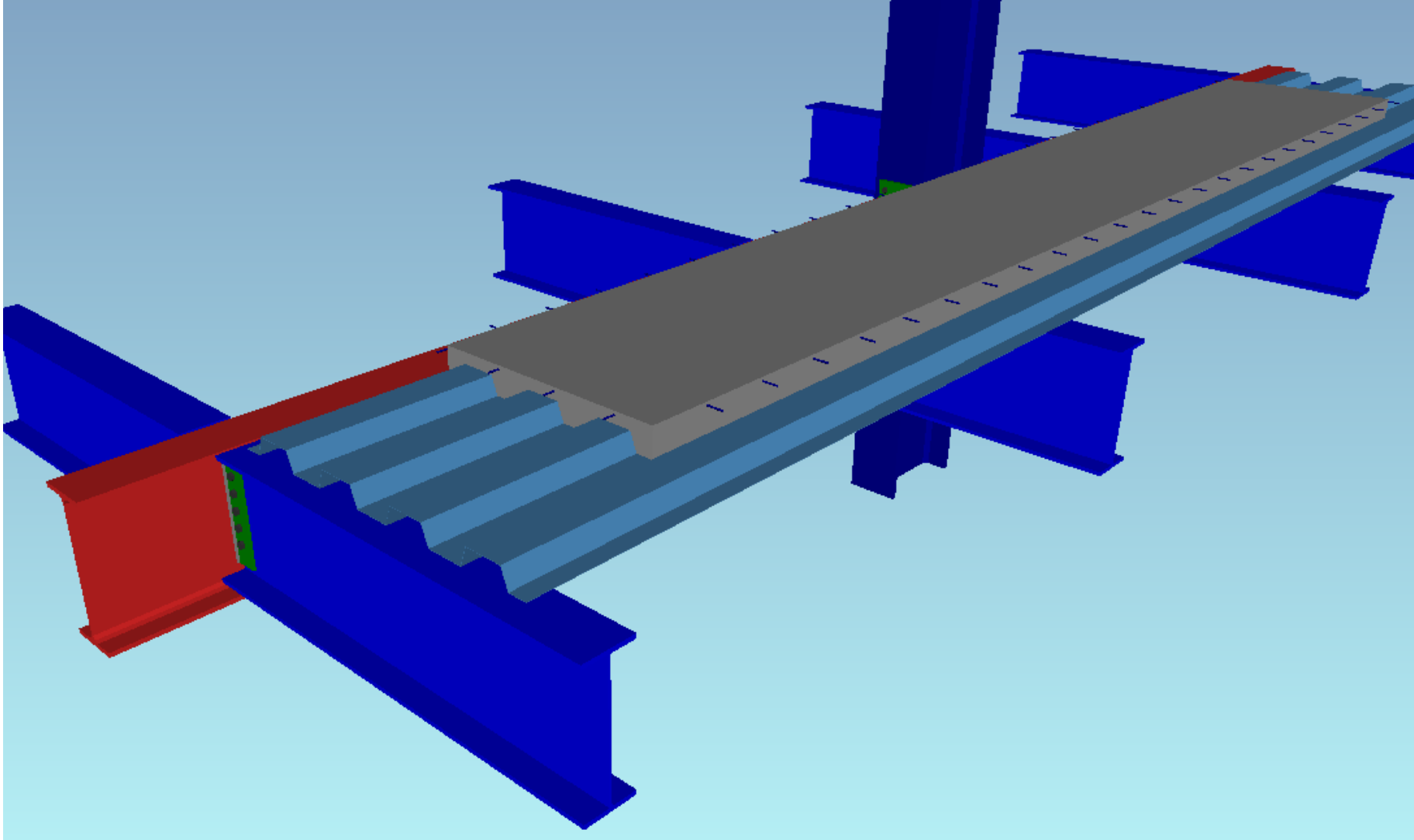
Unión atornillada de viga secundaria con continuidad



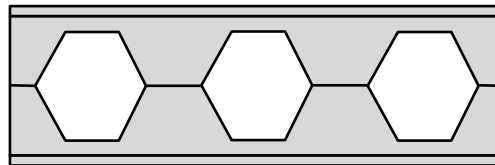
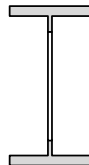
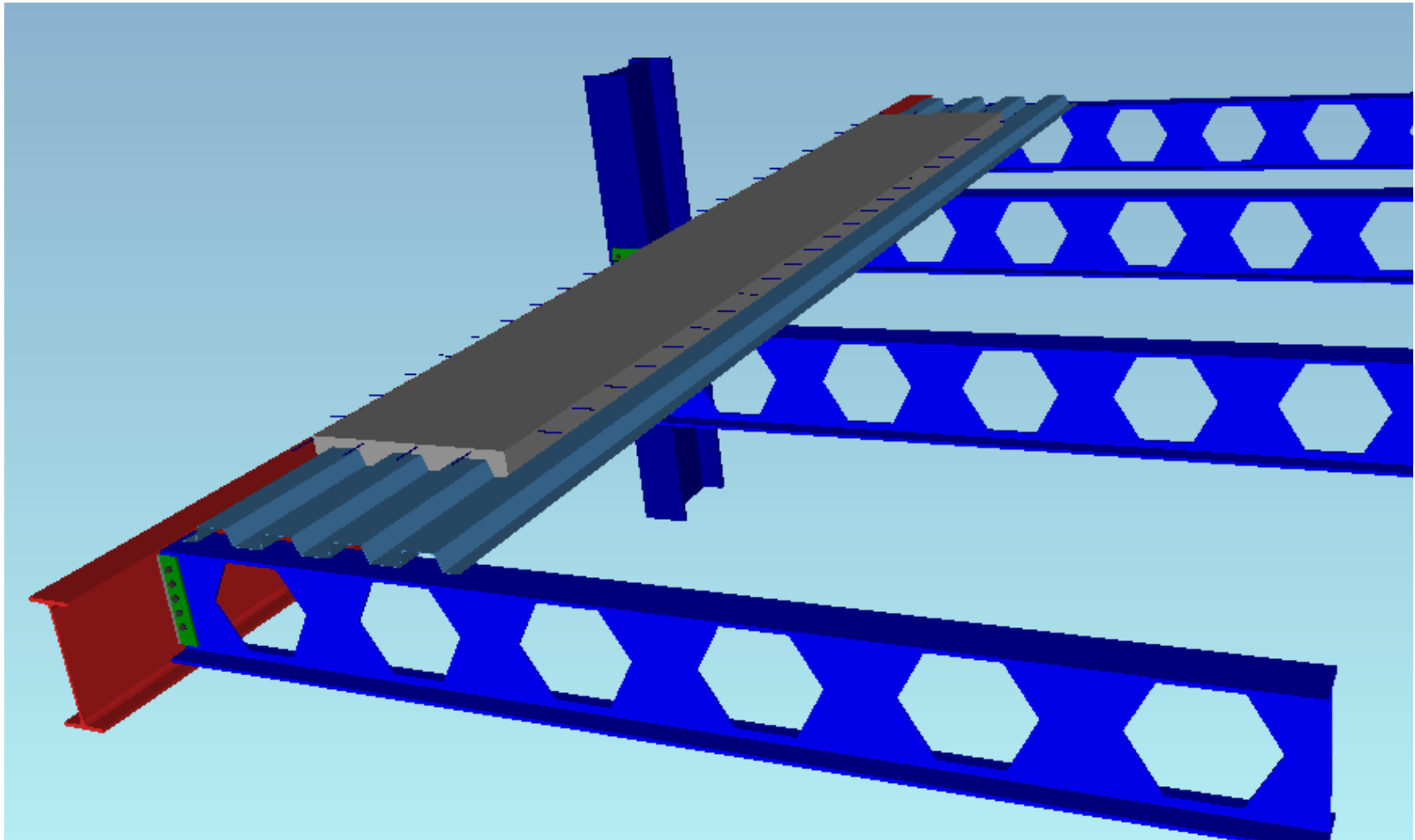
Unión soldada de viga secundaria con continuidad



Forjado de chapa perfilada + hormigón (2 órdenes de vigas)



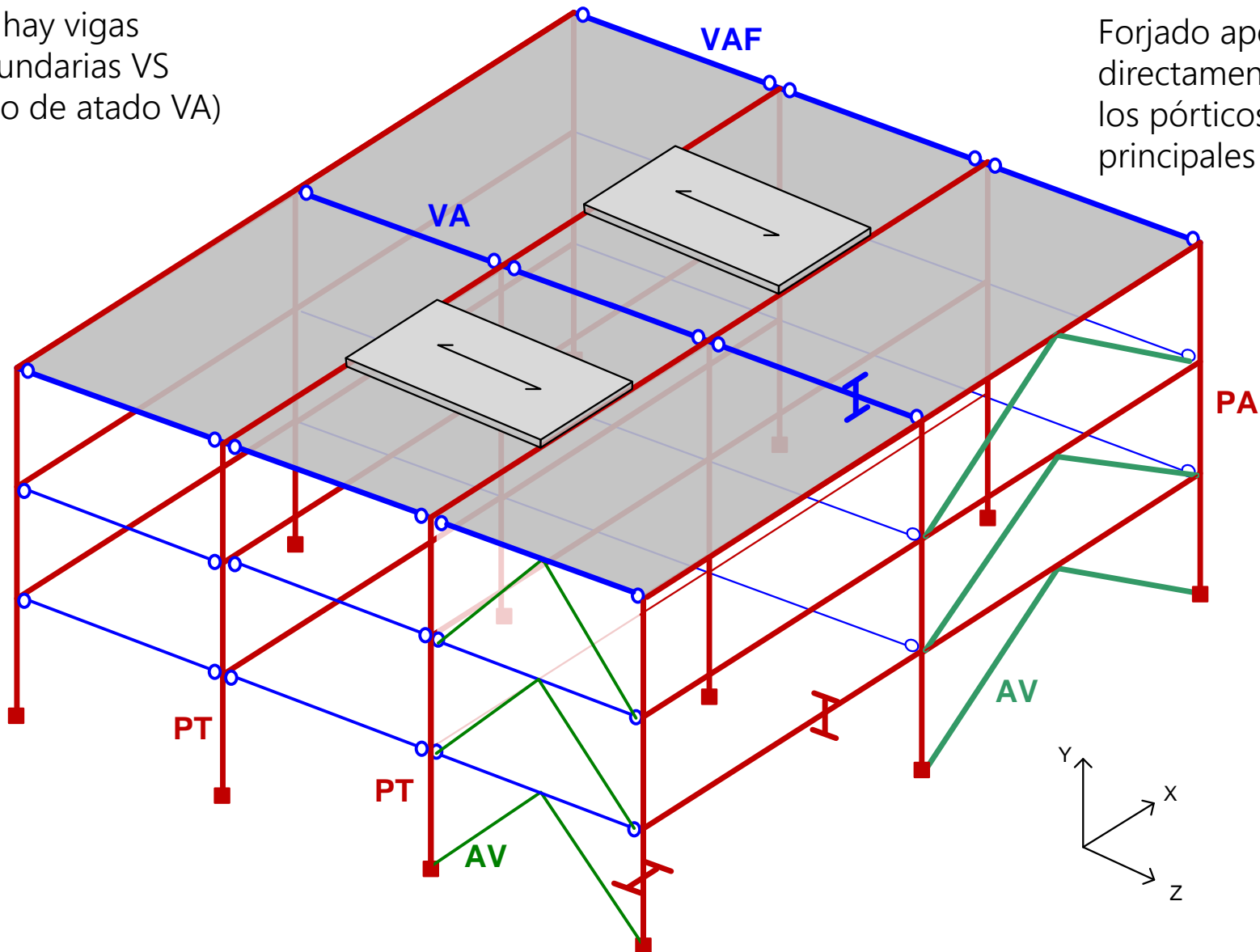
Vigas aligeradas alveolares



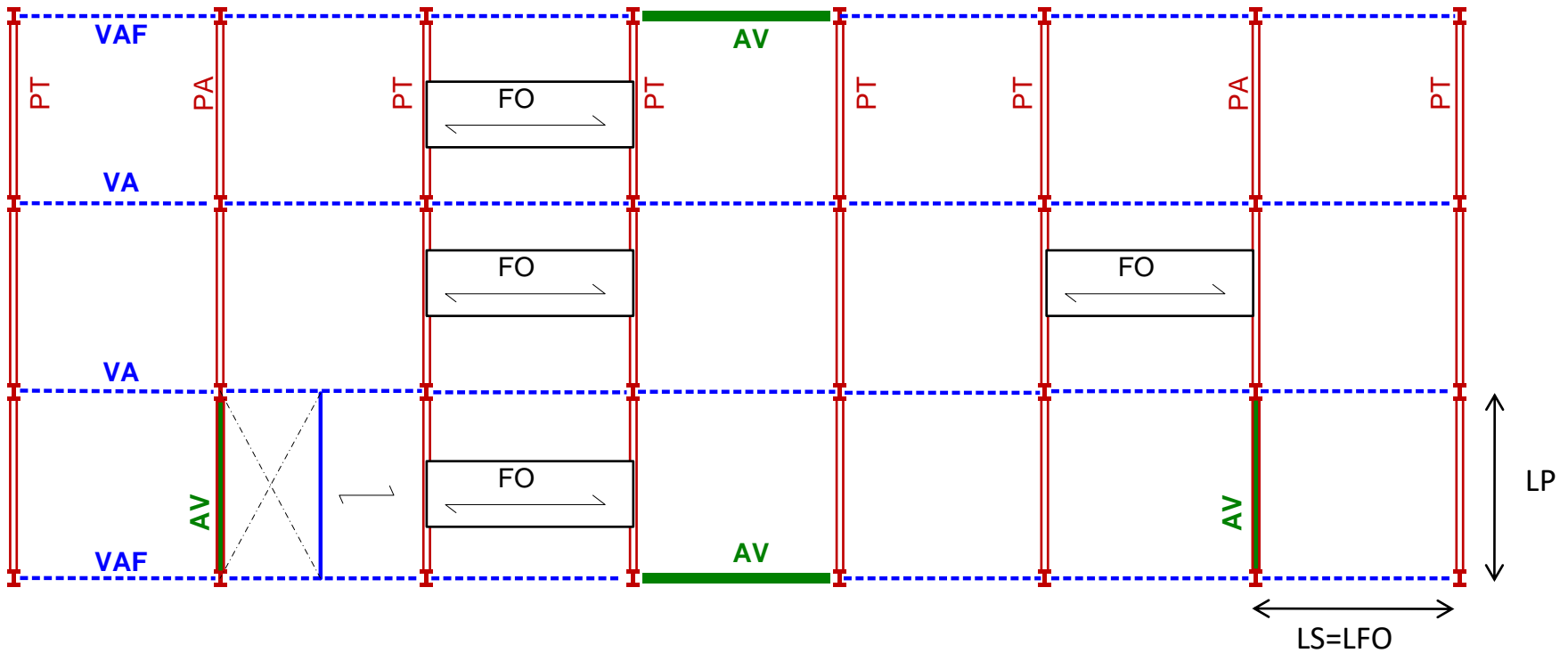
Estructura con un orden de vigas

No hay vigas secundarias VS (sólo de atado VA)

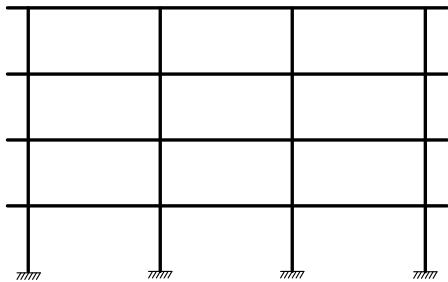
Forjado apoyado directamente en los pórticos principales



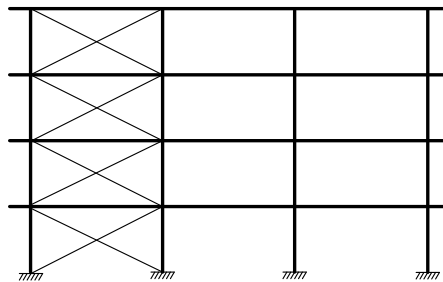
Planta tipo con un orden de vigas



Cualquiera de los tipos anteriores



PT: pórtico tipo no arriostrado

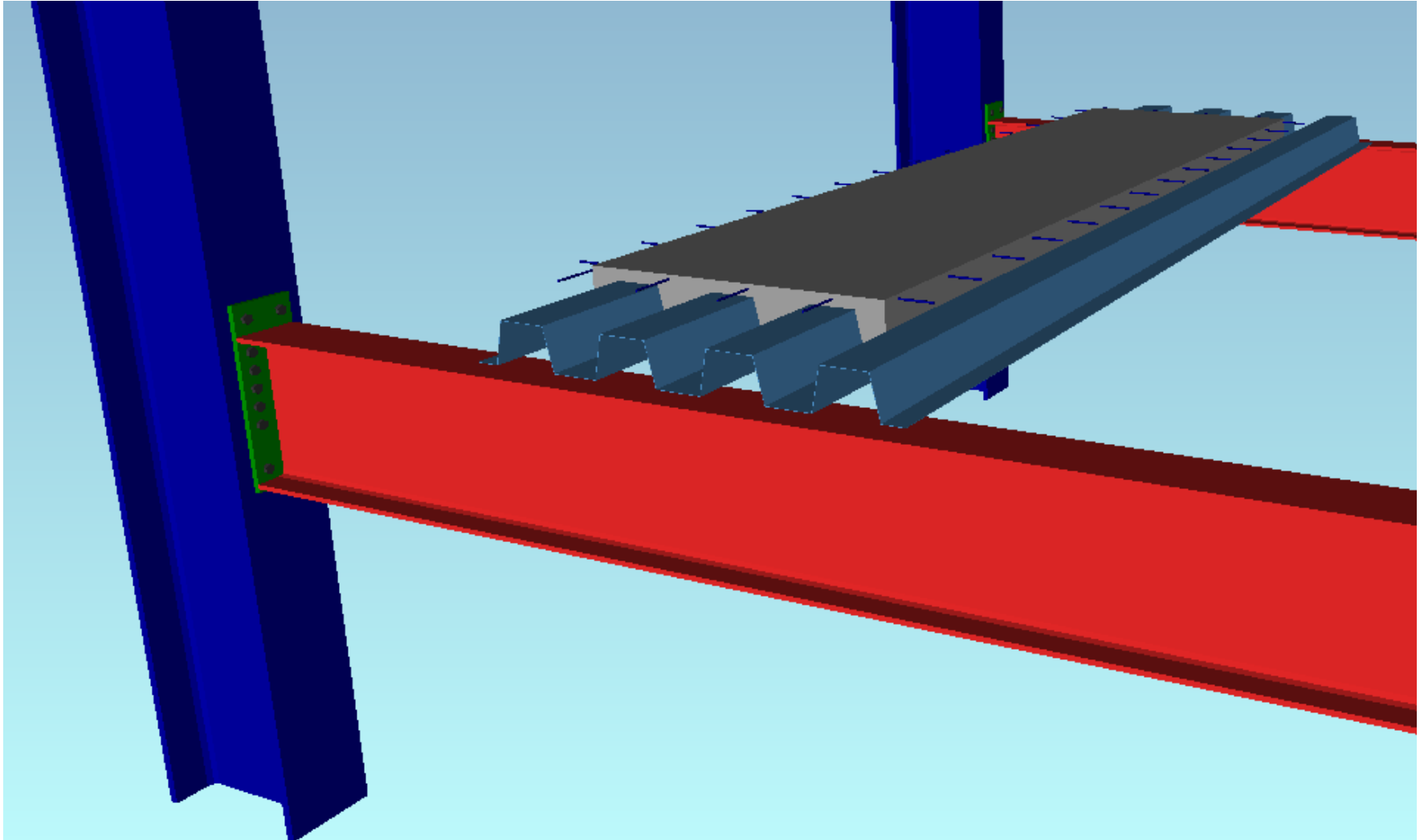


PA: pórtico arriostrado contra viento

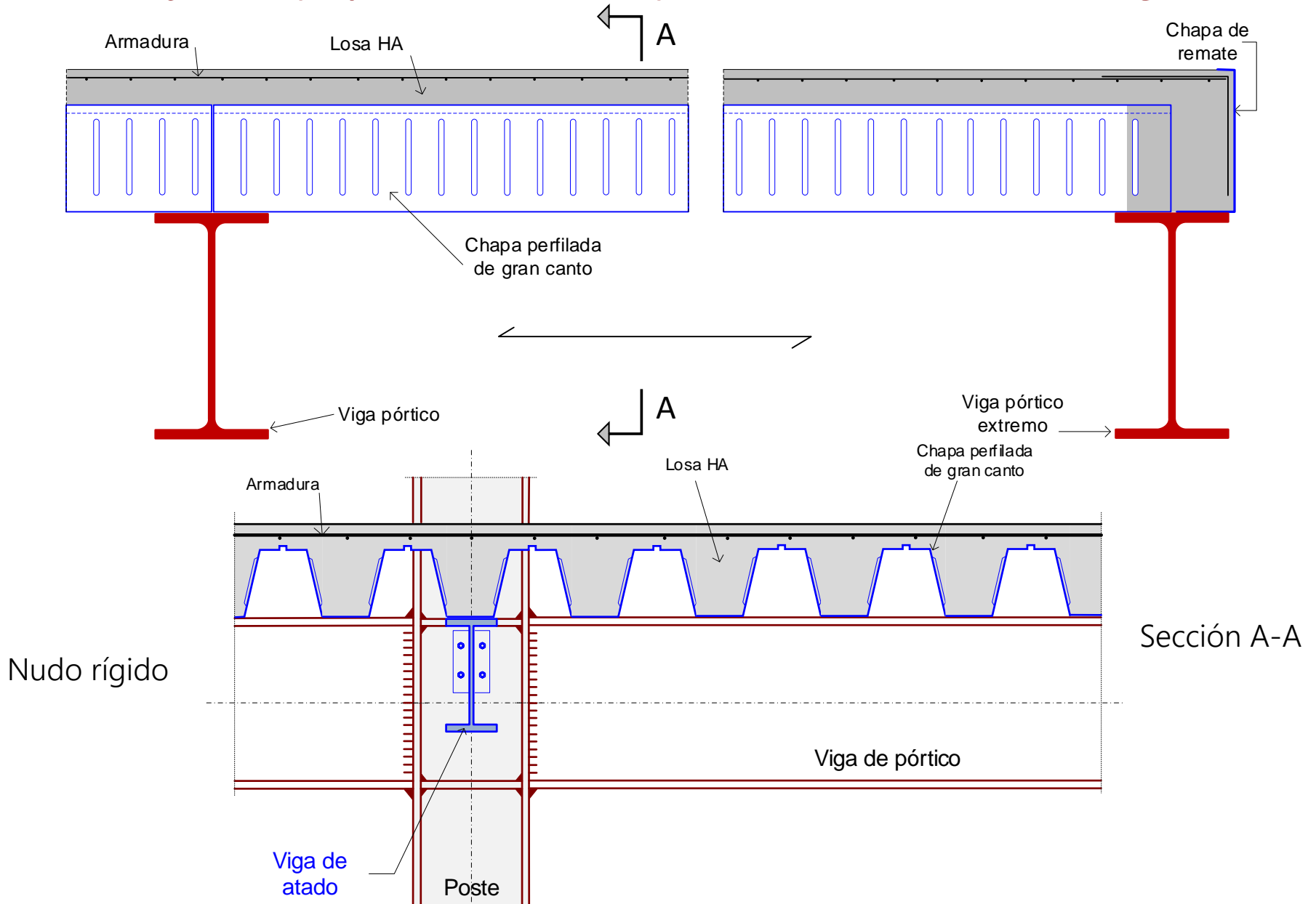
VA: Vigas secundarias de atado

AV: arriostramiento vertical contra viento

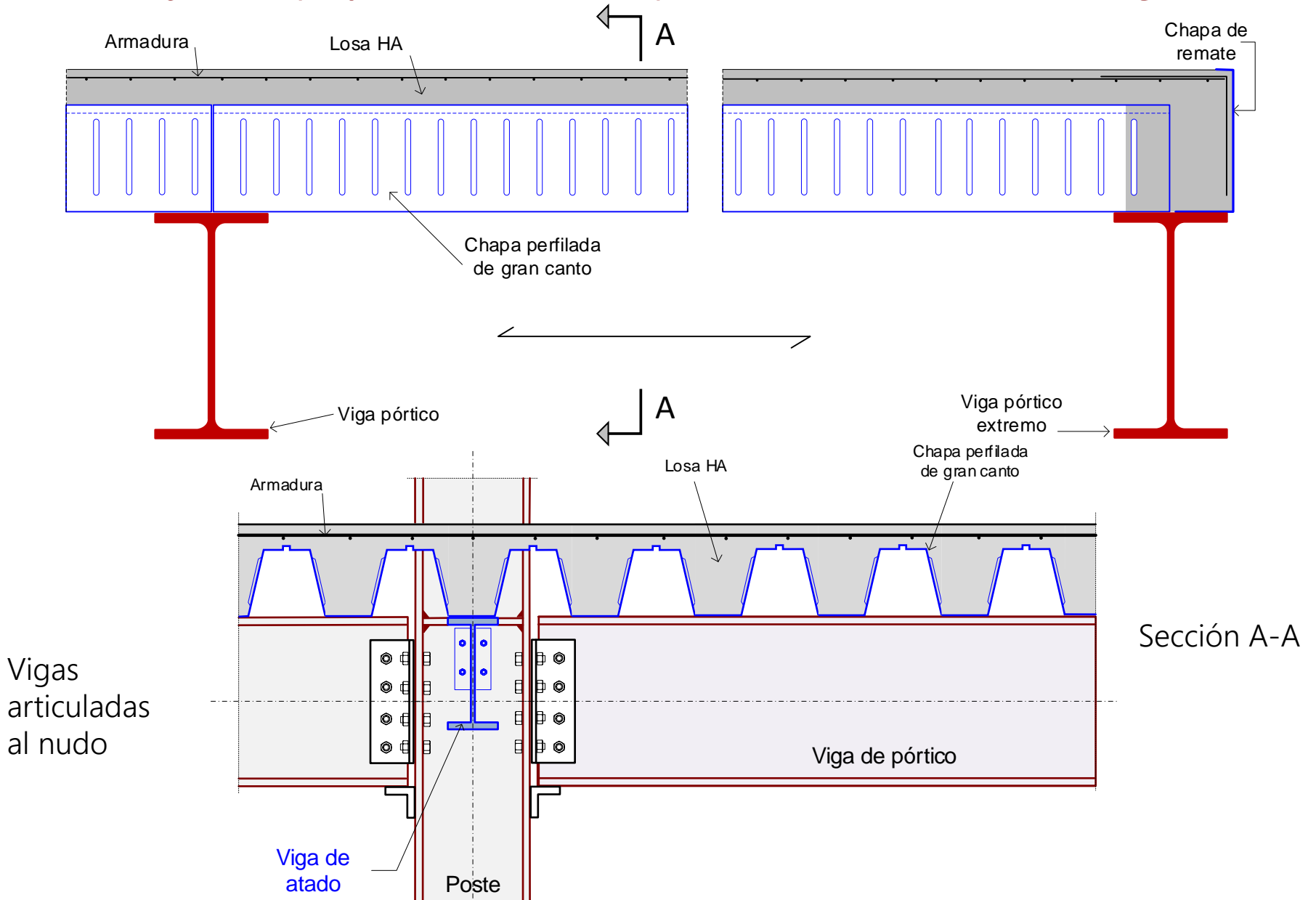
Forjado apoyado sobre los pórticos. Un orden de vigas



Forjado apoyado sobre los pórticos. Un orden de vigas

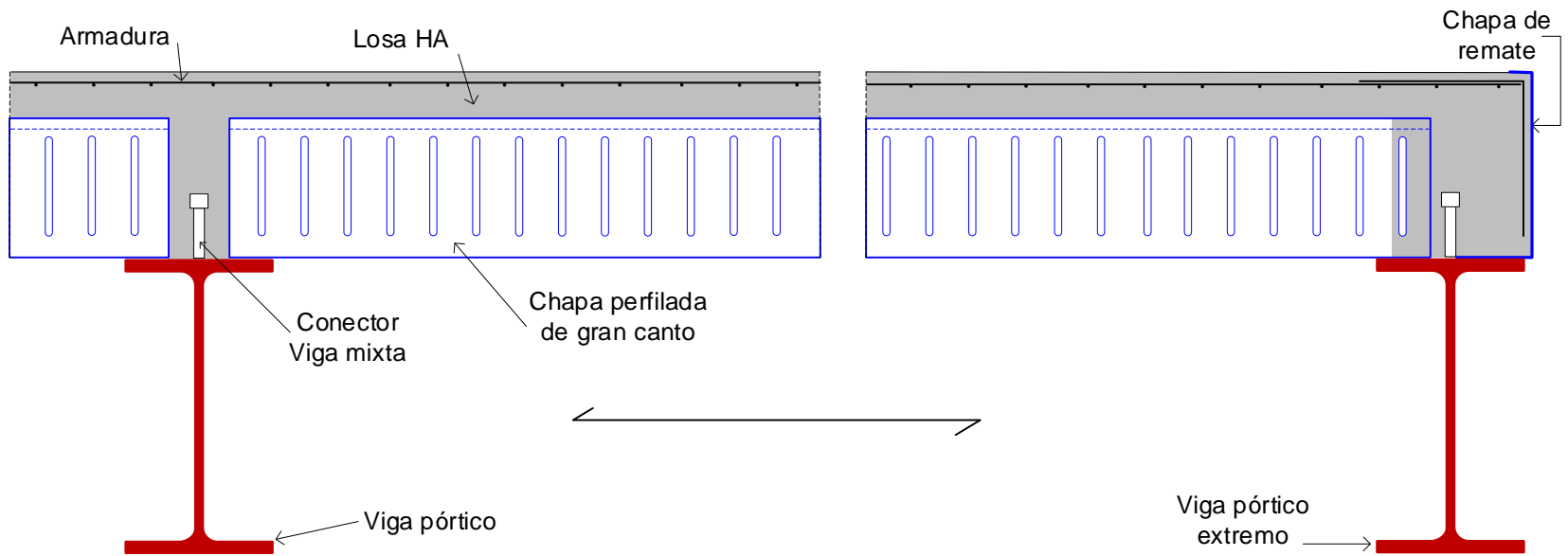


Forjado apoyado sobre los pórticos. Un orden de vigas

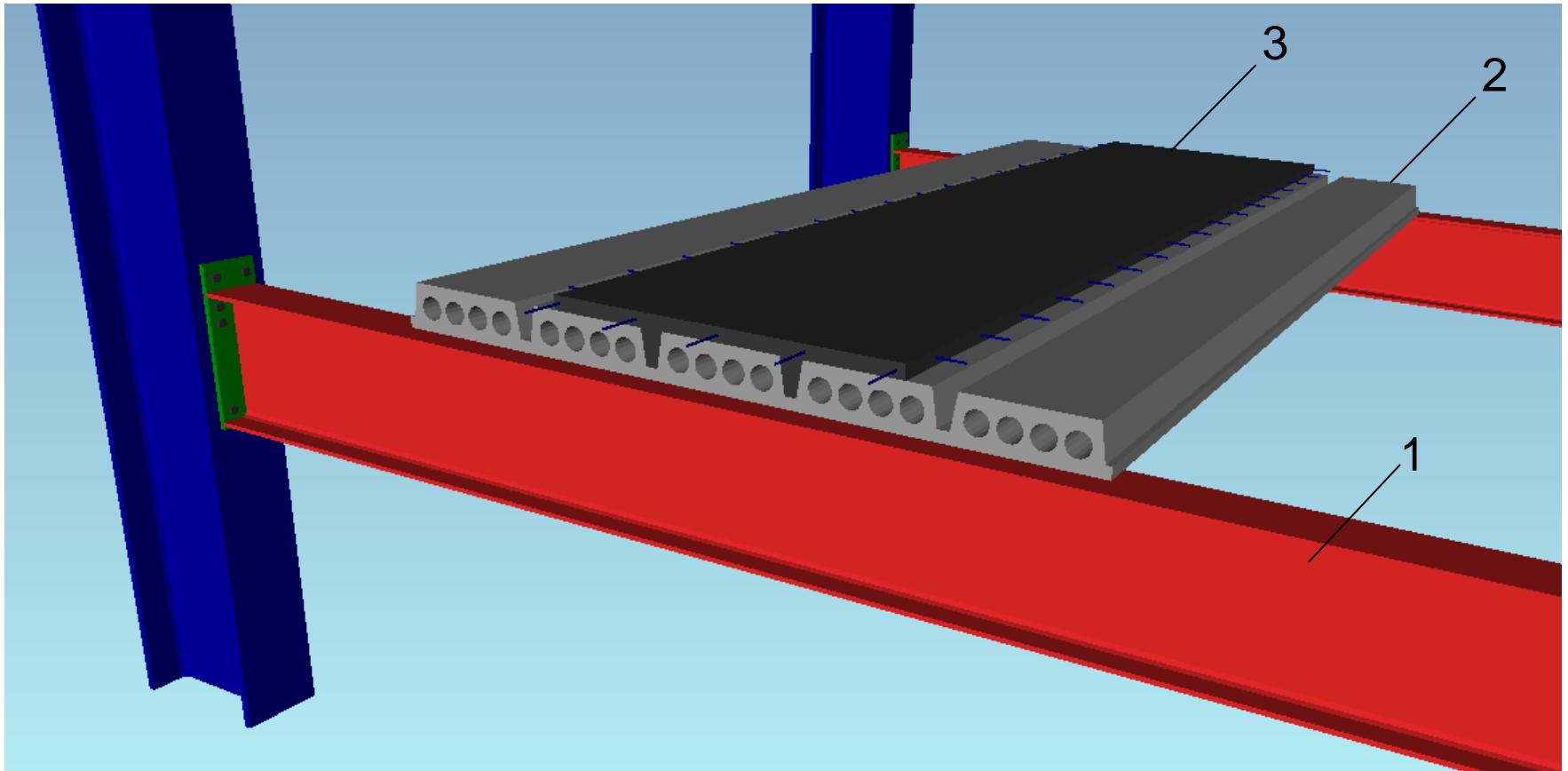


Forjado apoyado sobre los pórticos. Un orden de vigas

Viga principal mixta acero-hormigón

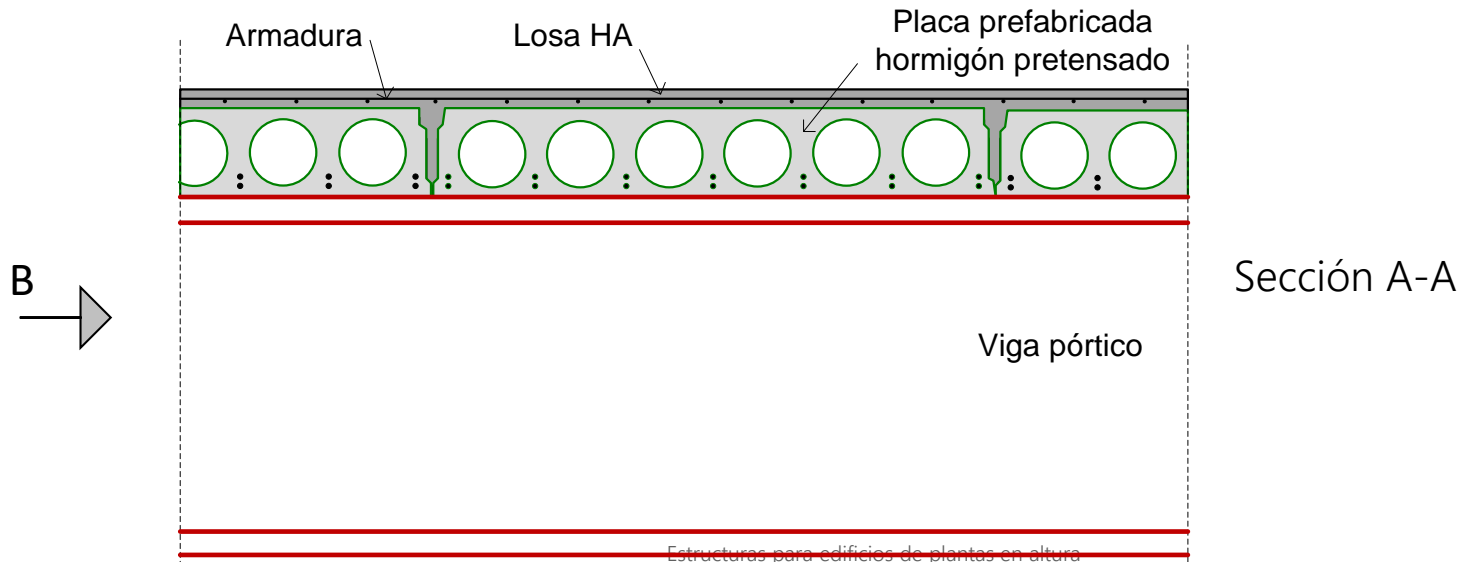
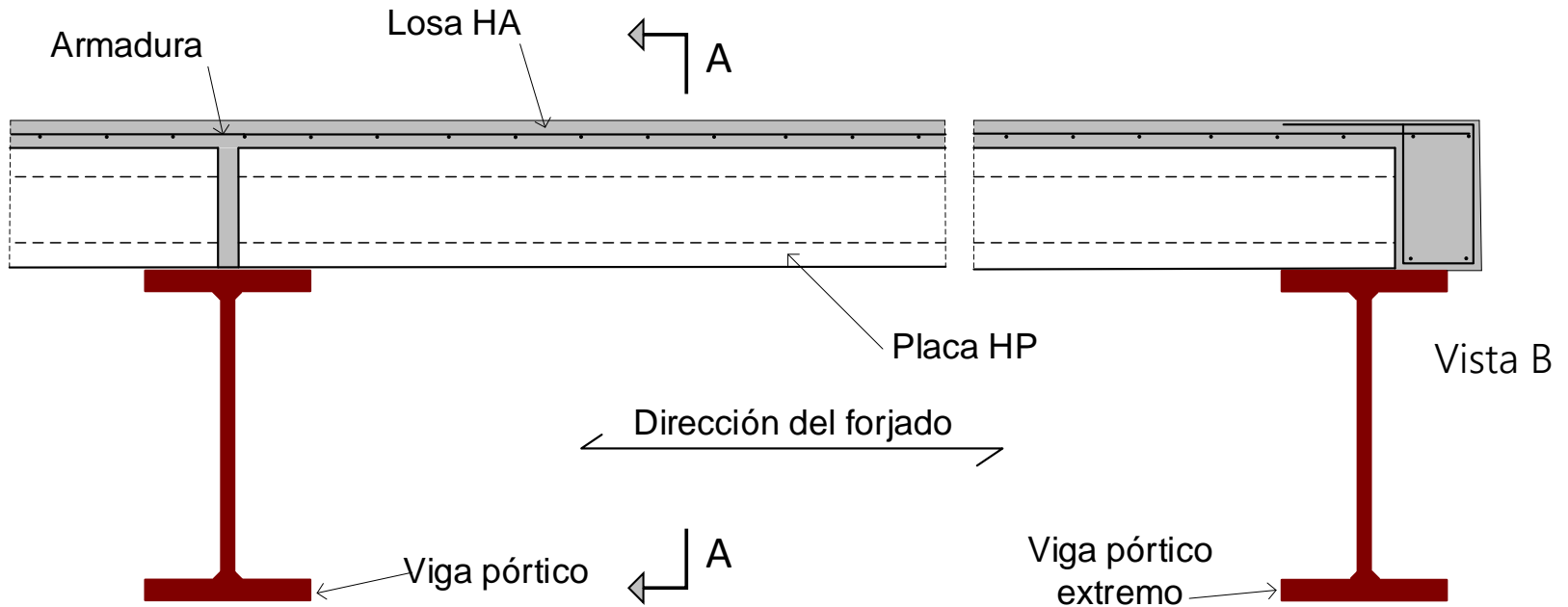


Forjado de placas de hormigón pretensado. Un orden de vigas



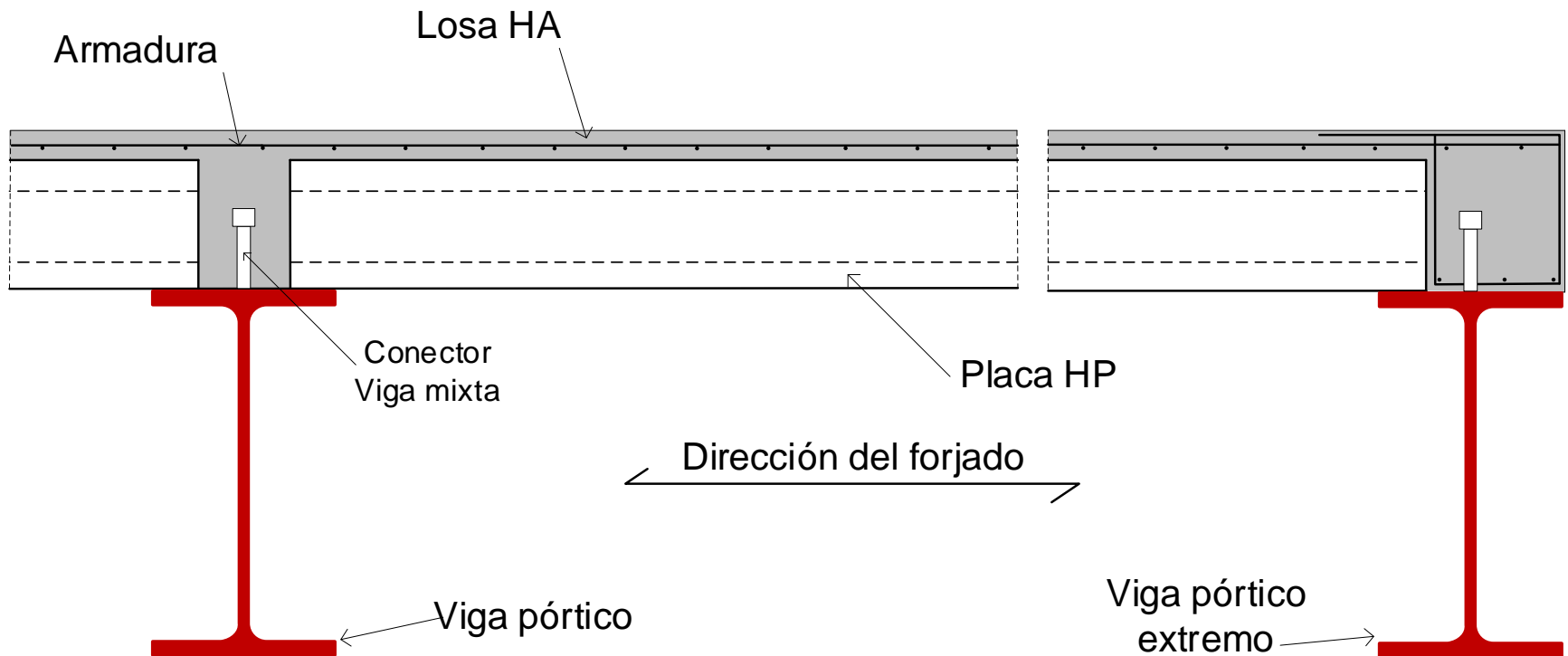
- 1 Viga primaria de acero
- 2 Placa de hormigón pretensado
- 3 Cabeza de compresión de hormigón

Forjado de placas de hormigón pretensado. Un orden de vigas



Forjado de placas de hormigón pretensado. Un orden de vigas

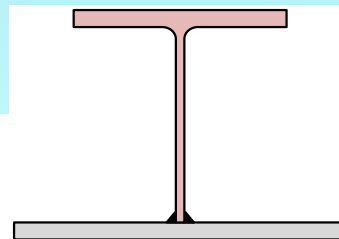
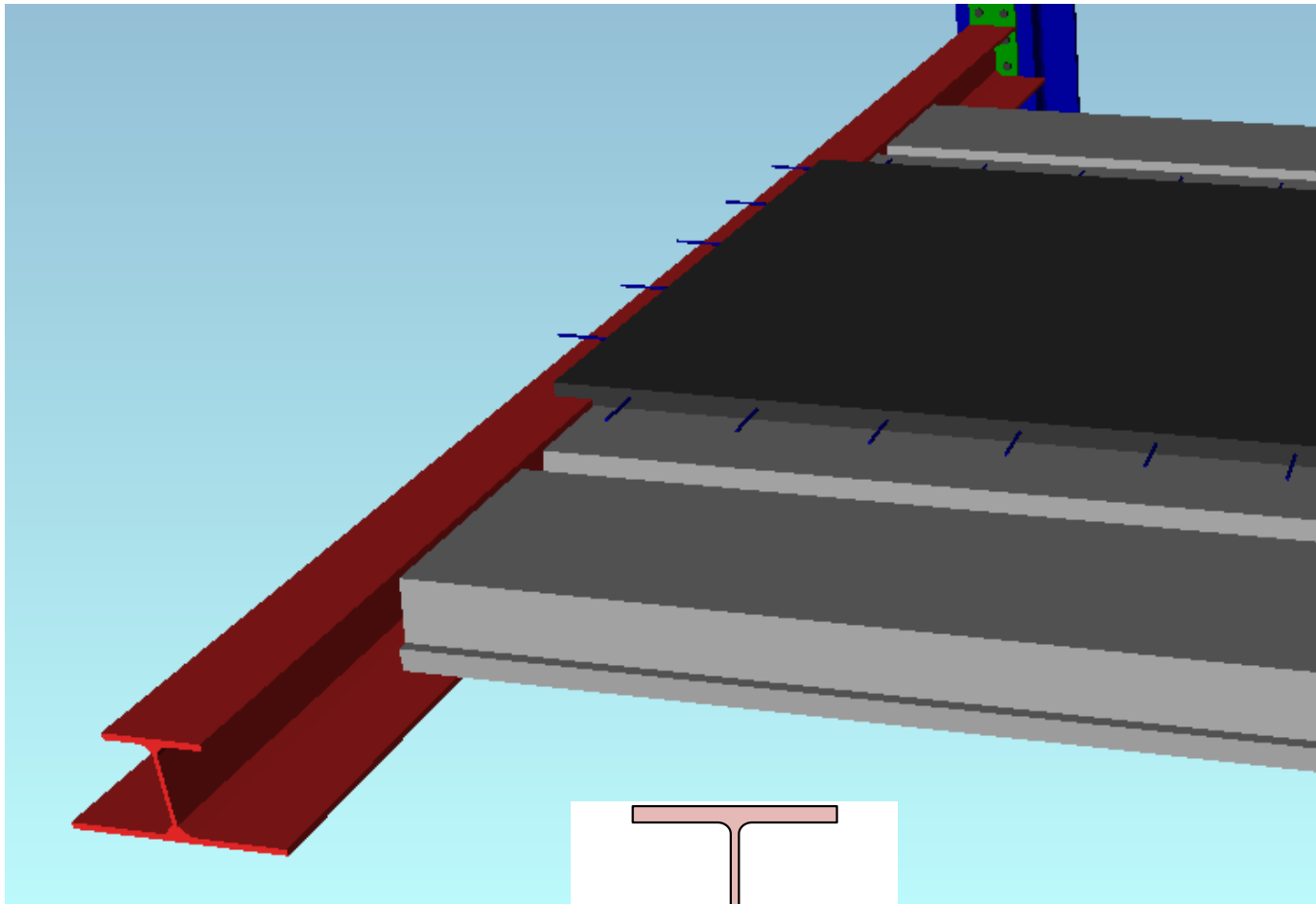
Viga principal mixta acero-hormigón



Forjado de placas de hormigón pretensado. Un orden de vigas

Vigas con perfil especial IFB

Menor canto total





tecnun
Universidad
de Navarra
Escuela de Ingeniería

Acciones sobre los edificios

Acciones permanentes

Fijas en el espacio y su variabilidad es pequeña

Peso de los elementos estructurales y no estructurales: tabiquería, solados, falsos techos, revestimientos, cerramientos, cubiertas, aislamiento, instalaciones fijas.

Pretensado y acciones del terreno

Valores: $\left\{ \begin{array}{l} \text{CTE: DB SE-AE Anejo C} \\ \text{EN 1991-1-1 §5} \end{array} \right.$

Tabiquería con peso $\leq 1.2 \text{ kN/m}^2$: se asimila a una carga equivalente distribuida uniformemente sobre la superficie q_{tab}

$$q_{tab} = \frac{\text{Peso tabiques}}{A_{planta}} = \frac{P_{m2alzado} A_{tabiques}}{A_{planta}}$$

Tabiquería en viviendas: en general se puede adoptar 1 kN/m^2 (DB SE-AE §2.1)

Peso de fachadas y elementos de compartimentación pesados: se aplicarán sobre los elementos estructurales que realmente los soporten

Acciones permanentes

Peso propio de elementos constructivos

Tabla C.5 de DB SE-AE

Elemento	Peso
Forjados	kN / m²
Chapa grecada con capa de hormigón; grueso total < 0,12 m	2
Forjado unidireccional, luces de hasta 5 m; grueso total < 0,28 m	3
Forjado uni o bidireccional; grueso total < 0,30 m	4
Forjado bidireccional, grueso total < 0,35 m	5
Losa maciza de hormigón, grueso total 0,20 m	5
Cerramientos y particiones (para una altura libre del orden de 3,0 m) incluso enlucido	kN / m
Tablero o tabique simple; grueso total < 0,09 m	3
Tabicón u hoja simple de albañilería; grueso total < 0,14 m	5
Hoja de albañilería exterior y tabique interior; grueso total < 0,25 m	7
Solados (incluyendo material de agarre)	kN / m²
Lámina pegada o moqueta; grueso total < 0,03 m	0,5
Pavimento de madera, cerámico o hidráulico sobre plastón; grueso total < 0,08 m	1,0
Placas de piedra, o peldañado; grueso total < 0,15 m	1,5
Cubierta, sobre forjado (peso en proyección horizontal)	kN / m²
Faldones de chapa, tablero o paneles ligeros	1,0
Faldones de placas, teja o pizarra	2,0
Faldones de teja sobre tableros y tabiques palomeros	3,0
Cubierta plana, recrecido, con impermeabilización vista protegida	1,5
Cubierta plana, a la catalana o invertida con acabado de grava	2,5
Rellenos	kN / m³
Agua en aljibes o piscinas	10
Terreno, como en jardinerías, incluyendo material de drenaje ⁽¹⁾	20

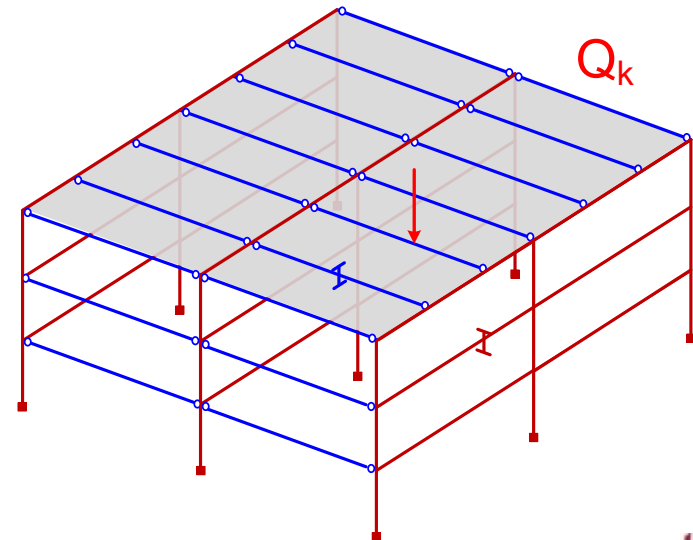
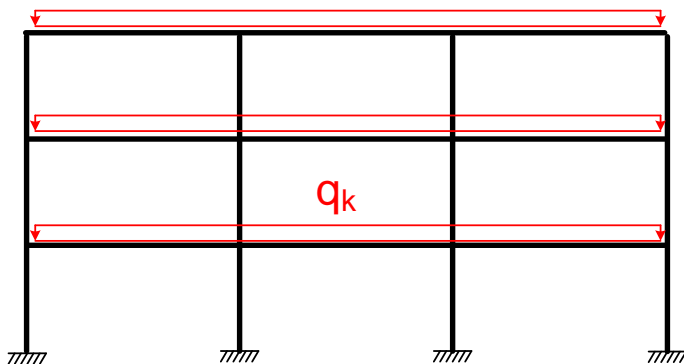
Sobrecargas de uso

Peso de lo que puede gravitar sobre la estructura por razón de su uso: personas, mobiliario, tabiques móviles, vehículos, almacenamiento de objetos. Tanto en el uso habitual como no habitual

Valores: $\left\{ \begin{array}{l} \text{CTE: DB SE-AE §3} \\ \text{EN 1991-1-1 §6} \end{array} \right.$

Aplicación de la sobrecarga: como carga uniforme q_k

Además: carga puntual Q_k usada para verificar la resistencia local de vigas y forjados. No es simultánea con la carga uniforme, salvo en zonas de tráfico y aparcamiento de vehículos



Sobrecargas de uso según CTE: DB SE-AE 3.1 (Tabla 3.1)

Categoría de uso		Subcategoría de uso		Uniforme $q_k \left(\frac{kN}{m^2} \right)$	Concentrada $Q_k (kN)$
A	Zonas residenciales	A1	Viviendas, habitaciones, hospitales, hoteles	2	2
		A2	Trasteros	3	2
B	Zonas administrativas			2	2
C	Zonas de acceso al público (excepto zonas A, B, D)	C1	Zonas con mesas y sillas	3	4
		C2	Zonas con asientos fijos	4	4
		C3	Zonas sin obstáculos que impidan el libre movimiento de las personas: vestíbulos de edificios públicos, administrativos, hoteles, museos, etc.	5	4
		C4	Gimnasios o actividades físicas	5	7
		C5	Zonas de aglomeración (estadios, conciertos, etc.)	5	4
D	Zonas comerciales	D1	Locales comerciales	5	4
		D2	Supermercados, grandes superficies	5	7
E	Zonas de tráfico y aparcamiento de vehículos ligeros (Peso total < 30 kN)			2	20 (1)
F	Cubiertas transitables, accesibles sólo privadamente			1	2
G	Cubiertas accesibles sólo para conservación	G1	Cubiertas con inclinación inferior a 20º	1	2
			Cubiertas ligeras sobre correas, sin forjado	0.4	1
		G2	Cubiertas con inclinación superior a 40º	0	2

Más detalles en DB SE-AE 3.1

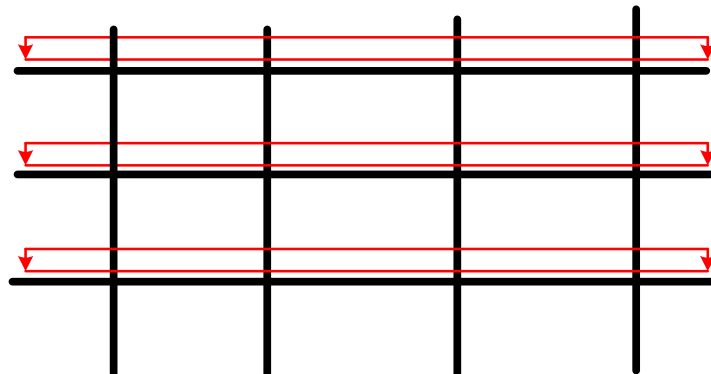
(1) Dos cargas de 10 kN separadas 1.8 m

Reducción de sobrecargas de uso – Elementos horizontales

Dada la baja probabilidad de que se den simultáneamente las condiciones de sobrecargas de uso máximas, se pueden aplicar reducciones a la suma de las sobrecargas que actúan sobre elementos horizontales, para las categorías A, B, C, D.

Reducción de sobrecarga de una misma categoría, en elementos resistentes horizontales (vigas, forjados, etc.)			
Superficie tributaria del elemento (m^2)			
16	25	50	100
1.0	0.9	0.8	0.7

DB SE-AE: tabla 3.2



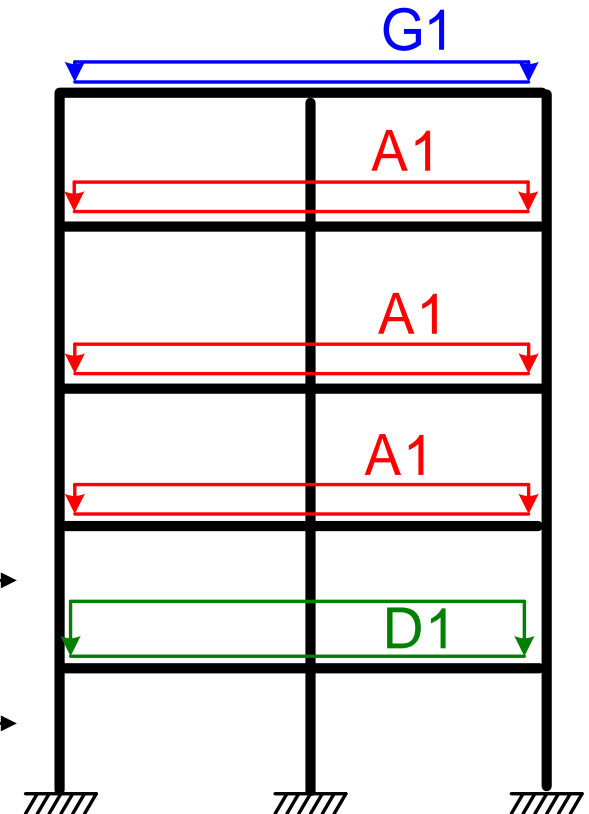
Reducción de sobrecargas de uso – Elementos verticales

Para el dimensionamiento de un poste se puede reducir la suma de las sobrecargas de un mismo tipo que graviten sobre él, para las categorías A, B, C, D.

Reducción de sobrecarga en elementos resistentes verticales		
Número de plantas del mismo uso por encima		
1 o 2	3 o 4	≥ 5
1.0	0.9	0.8

DB SE-AE: tabla 3.2

Calcular axial N con: $0.9 \times 3 \times q_{A1}$

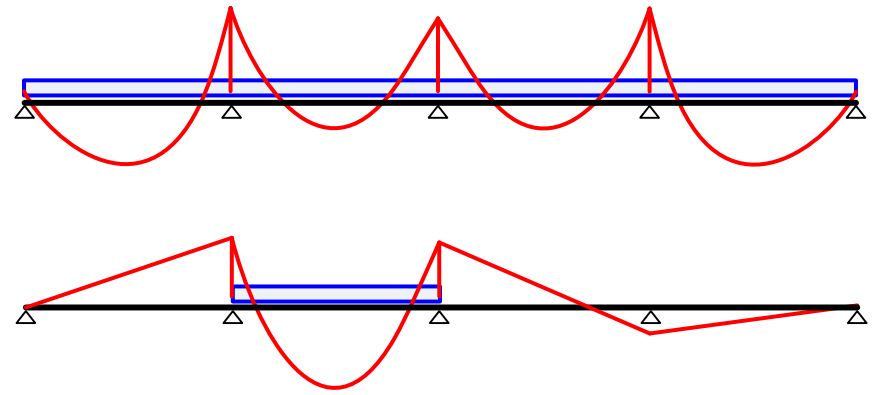
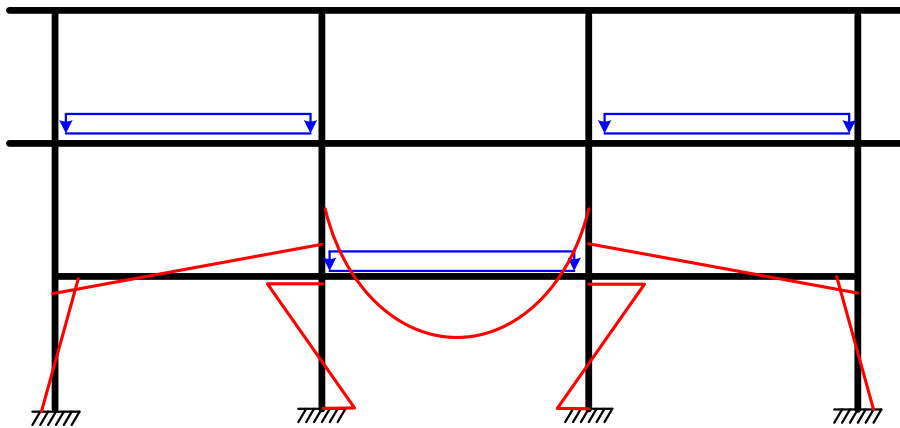


Alternancia de sobrecargas

CTE: Los valores de la sobrecarga ya incluyen el efecto de la alternancia de sobrecargas (DB SE-AE §3.1.1, 7)

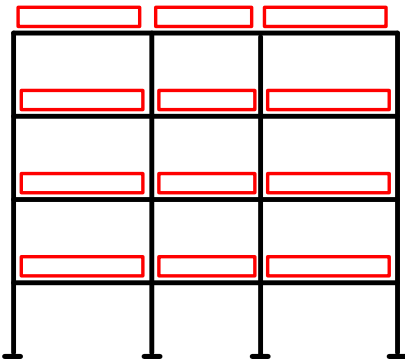
Debe efectuarse la alternancia de sobrecargas, en el caso de zonas de aglomeración o voladizos

La alternancia de sobrecargas genera los momentos máximos en los vanos centrales de las vigas cargadas y en los pilares interiores, así como la flecha máxima en las vigas cargadas

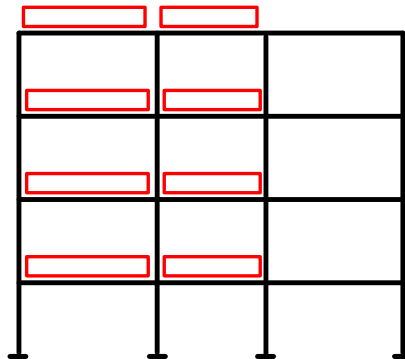


Situaciones de alternancia de sobrecarga típicas en pórticos en altura

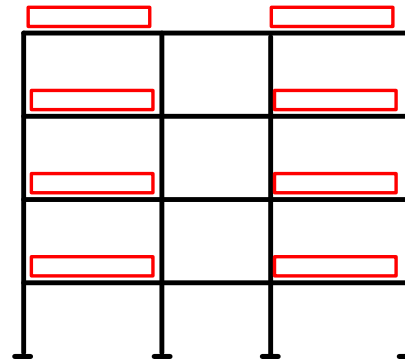
Q1



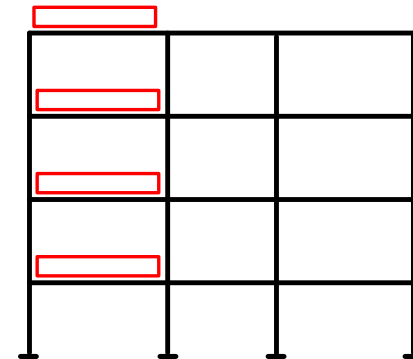
Q2



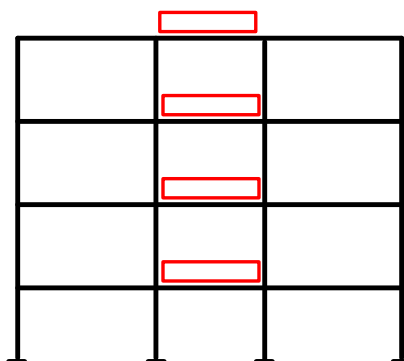
Q3



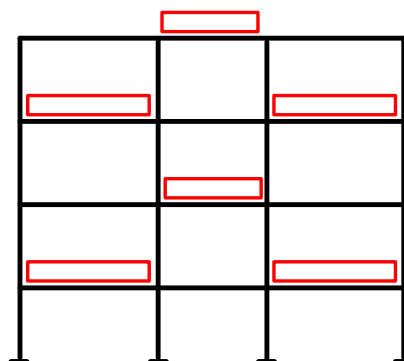
Q4



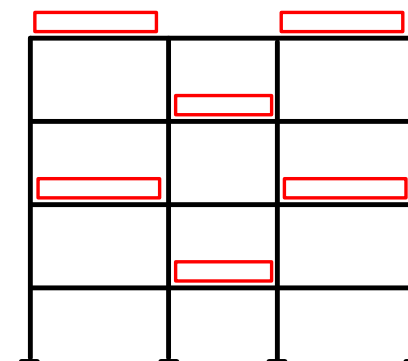
Q5



Q6



Q7

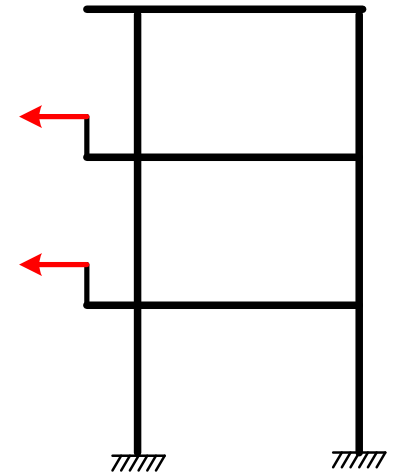


Otras sobrecargas

Barandillas y elementos divisorios

Fuerza horizontal uniformemente distribuida, situada a una altura igual al borde superior, pero $\nless 1.2$ m

Categoría CTE	kN/m
C5	3.0
C3, C4, E (tráfico), F (cubiertas)	1.6
Resto	0.8



CTE. En zonas de tráfico:

Fuerza horizontal uniformemente distribuida sobre 1 m, situada a una altura = borde superior, pero $\nless 1.2$ m, de valor mínimo 50 kN.

Acción del viento DB SE-AE §3.3

Presión estática equivalente a la acción del viento q_e

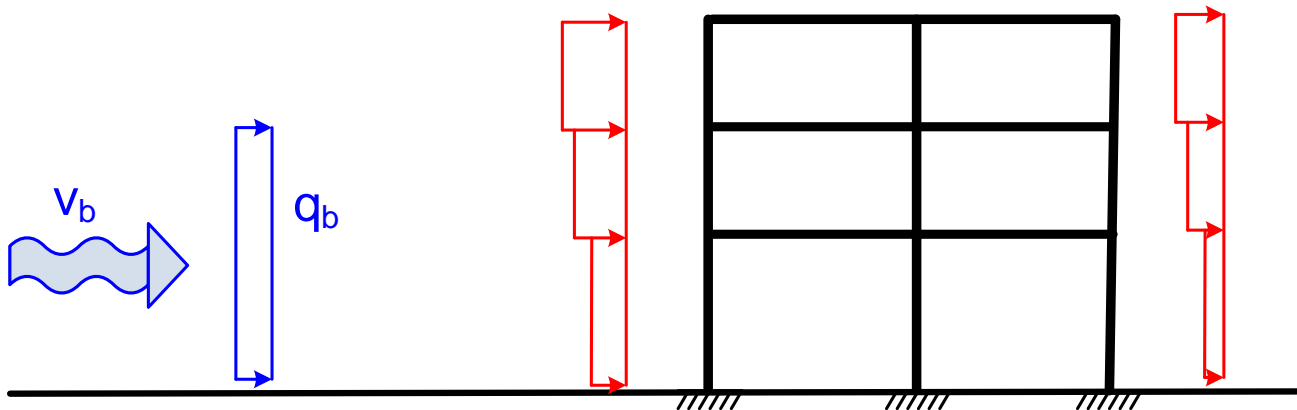
$$q_e = q_b c_e c_p$$

q_b Presión dinámica debida a la velocidad del viento v_b

Valor simplificado: $q_b = 0.5 \text{ kN/m}^2$

c_e : coeficiente de exposición, depende de la altura y del entorno del edificio

c_p : coeficiente de presión (eólico), depende de la forma y dimensiones del edificio



Acción del viento. Coeficiente de exposición c_e

Grado de aspereza del entorno	Altura del punto considerado (m) sobre la rasante							
	3	6	9	12	15	18	24	30
I Borde del mar o de un lago, con una superficie de agua en la dirección del viento de al menos 5 km de longitud	2.2	2.5	2.7	2.9	3.0	3.1	3.3	3.5
II Terreno rural llano sin obstáculos ni arbolado de importancia	2.1	2.5	2.7	2.9	3.0	3.1	3.3	3.5
III Zona rural accidentada o llana con algunos obstáculos aislados, como árboles o construcciones pequeñas	1.6	2.0	2.3	2.5	2.6	2.7	2.9	3.1
IV Zona urbana en general, industrial o forestal	1.3	1.4	1.7	1.9	2.1	2.2	2.4	2.6
V Centro de negocio de grandes ciudades, con profusión de edificios en altura	1.2	1.2	1.2	1.4	1.5	1.6	1.9	2.0

Tabla 3.4 de SE-AE

Edificios urbanos de hasta 8 plantas: puede tomarse un valor constante $c_e = 2.0$, independiente de la altura.

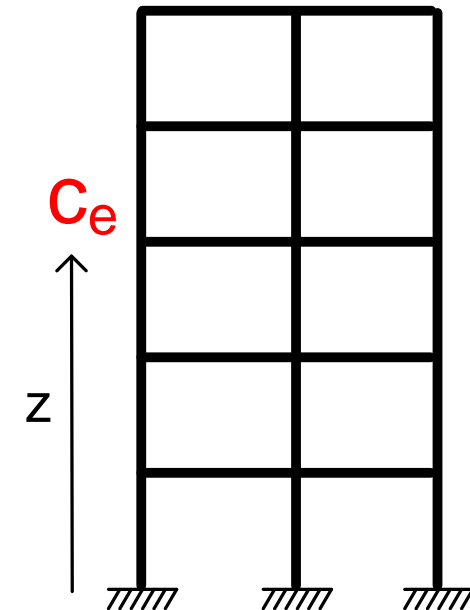
Altura $z > 40$ m
y $z < 200$ m

$$c_e = F(F + 7k)$$

$$F = k \ln\left(\frac{\max(z, Z)}{L}\right)$$

Grado de aspereza	k	L (m)	Z (m)
I	0.15	0.003	1.0
II	0.17	0.01	1.0
III	0.19	0.05	2.0
IV	0.22	0.3	5.0
V	0.24	1.0	10

Tabla D.2 de SE-AE

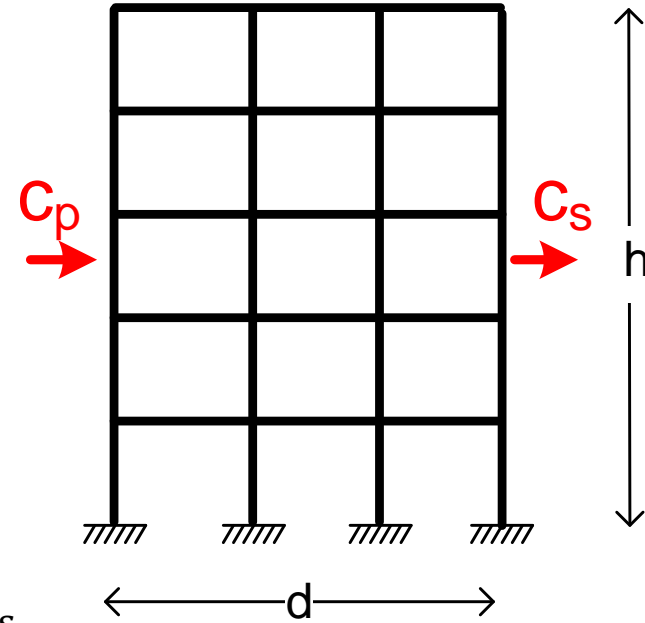


Coeficiente de presión en edificios de pisos

En edificios de pisos con forjados que conectan todas las plantas, herméticos o con huecos pequeños, compartimentados interiormente

Se puede usar un coeficiente de presión único para las fachada de barlovento y otro para la de sotavento

Positivo: presión, negativo: succión



Coeficientes globales a barlovento c_p y sotavento c_s

	Esbeltez en el plano paralelo al viento: h/d					
	< 0.25	0.50	0.75	1.00	1.25	≥ 5.00
Coeficiente eólico de presión c_p	0.7	0.7	0.8	0.8	0.8	0.8
Coeficiente eólico de succión c_s	-0.3	-0.4	-0.4	-0.5	-0.6	-0.7

Tabla 3.5 de SE-AE

Viento en cubierta plana de edificios de pisos, generalmente de succión (favorable): puede despreciarse

Nieve DB SE-AE §3.5

Cubiertas planas de edificios de plantas, en altitud < 1000 m: $q_n = 1 \text{ kN/m}^2$

Otros casos: q_n carga de nieve por unidad de superficie en proyección horizontal

$$q_n = \mu S_k$$

s_k : valor característico de la carga de nieve sobre terreno horizontal (tabla E.2)
 Depende de la zona geográfica (1 a 7, figura E2) y de la altitud

μ : coeficiente de forma de la cubierta.

Cubiertas a dos aguas $\alpha \leq 30^\circ \mu = 1$, $\alpha > 60^\circ \mu = 0$

Otras formas: posible acumulación de nieve

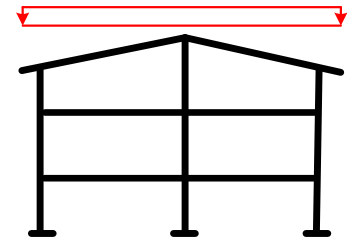


Figura E.2 Zonas climáticas de invierno

Tabla E.2 Sobrecarga de nieve en un terreno horizontal (kN/m²)

Altitud (m)	Zona de clima invernal, (según figura E.2)						
	1	2	3	4	5	6	7
0	0,3	0,4	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
200	0,5	0,5	0,2	0,2	0,3	0,2	0,2
400	0,6	0,6	0,2	0,3	0,4	0,2	0,2
500	0,7	0,7	0,3	0,4	0,4	0,3	0,2
600	0,9	0,9	0,3	0,5	0,5	0,4	0,2
700	1,0	1,0	0,4	0,6	0,6	0,5	0,2
800	1,2	1,1	0,5	0,8	0,7	0,7	0,2
900	1,4	1,3	0,6	1,0	0,8	0,9	0,2
1.000	1,7	1,5	0,7	1,2	0,9	1,2	0,2
1.200	2,3	2,0	1,1	1,9	1,3	2,0	0,2
1.400	3,2	2,6	1,7	3,0	1,8	3,3	0,2
1.600	4,3	3,5	2,6	4,6	2,5	5,5	0,2
1.800	-	4,6	4,0	-	-	9,3	0,2
2.200	-	8,0	-	-	-	-	-

Acción térmica DB SE-AE §3.4.2

En edificios ordinarios, de hormigón o acero, puede no considerarse la acción térmica si se disponen **juntas de dilatación** de forma que no existan elementos de más de 40 m de longitud.

Efectos de la acción térmica: a través de la variación de la temperatura media de los elementos de la estructura, respecto de la temperatura a la que se construyeron.

Temperatura de construcción: la media del emplazamiento, o 10°C.

Temperatura máxima: límite superior del intervalo de temperatura anual máxima del aire (DB SE-AE Figura E.1)

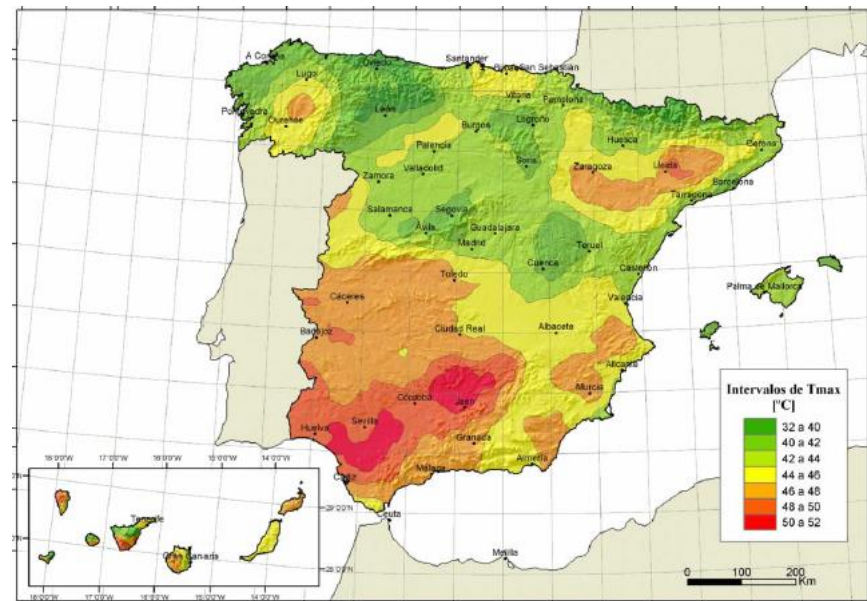


Figura E.1 de SE-AE

Acción térmica DB SE-AE §3.4.2

Temperatura mínima: depende de la altitud y de la zona climática

DB SE-AE Tabla E1

Zonas climáticas 1 a 7: las empleadas para la carga de nieve

Tabla E.1 Temperatura mínima del aire exterior (°C)

Altitud (m)	Zona de clima invernal, (según figura E.2)						
	1	2	3	4	5	6	7
0	-7	-11	-11	-6	-5	-6	6
200	-10	-13	-12	-8	-8	-8	5
400	-12	-15	-14	-10	-11	-9	3
600	-15	-16	-15	-12	-14	-11	2
800	-18	-18	-17	-14	-17	-13	0
1.000	-20	-20	-19	-16	-20	-14	-2
1.200	-23	-21	-20	-18	-23	-16	-3
1.400	-26	-23	-22	-20	-26	-17	-5
1.600	-28	-25	-23	-22	-29	-19	-7
1.800	-31	-26	-25	-24	-32	-21	-8
2.000	-33	-28	-27	-26	-35	-22	-10

Efecto de la radiación solar en elementos a la intemperie

Temperatura máxima en verano = temperatura del aire + incremento debido a la radiación

Orientación de la superficie	Color de la superficie		
	Muy claro	Claro	Oscuro
Norte y Este	0 °C	2 °C	4 °C
Sur y Oeste	18 °C	30 °C	42 °C

Tabla 3.7 de SE-AE



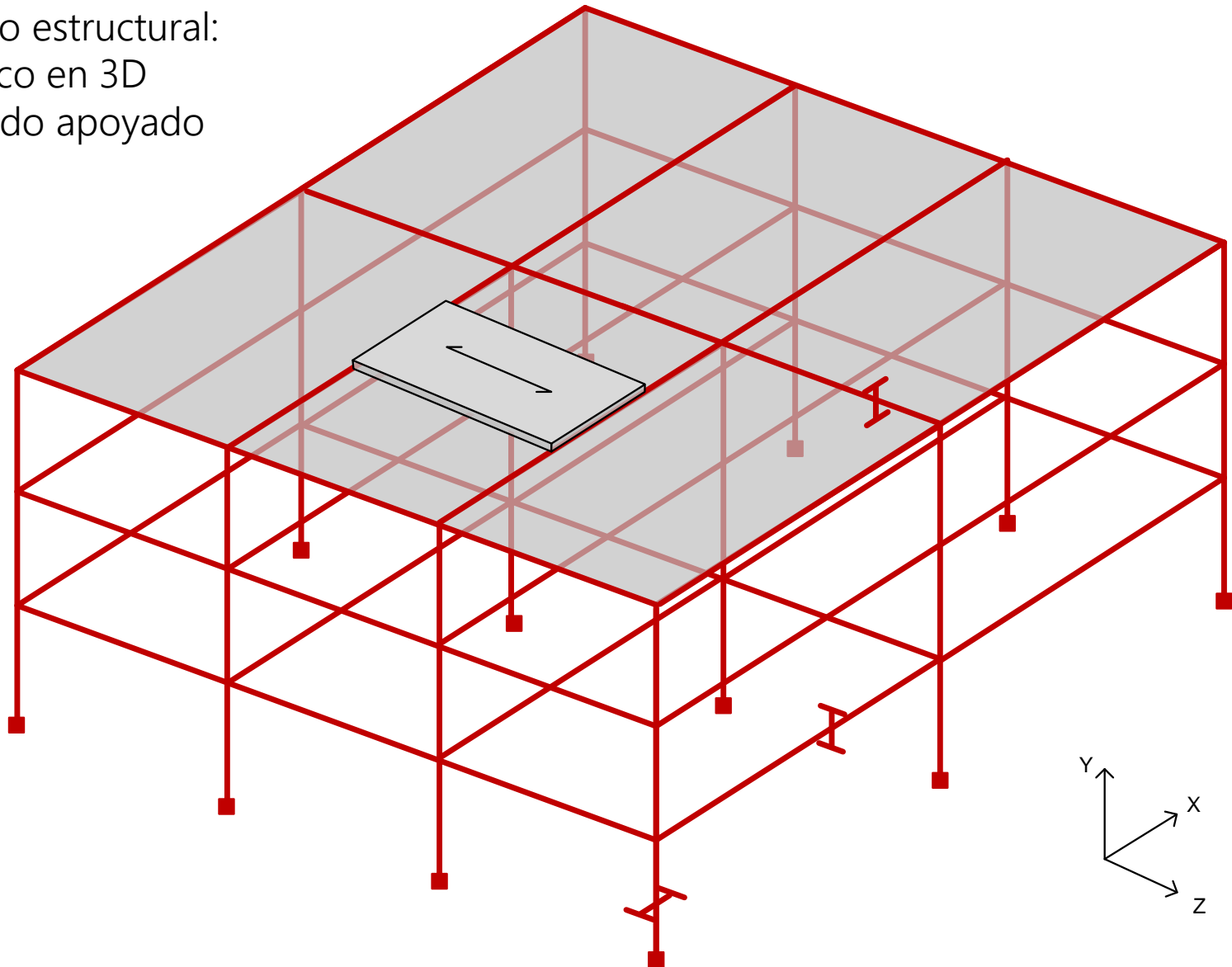
tecnun
Universidad
de Navarra
Escuela de Ingeniería

Estructuras para edificios basadas en pórticos rígidos tridimensionales

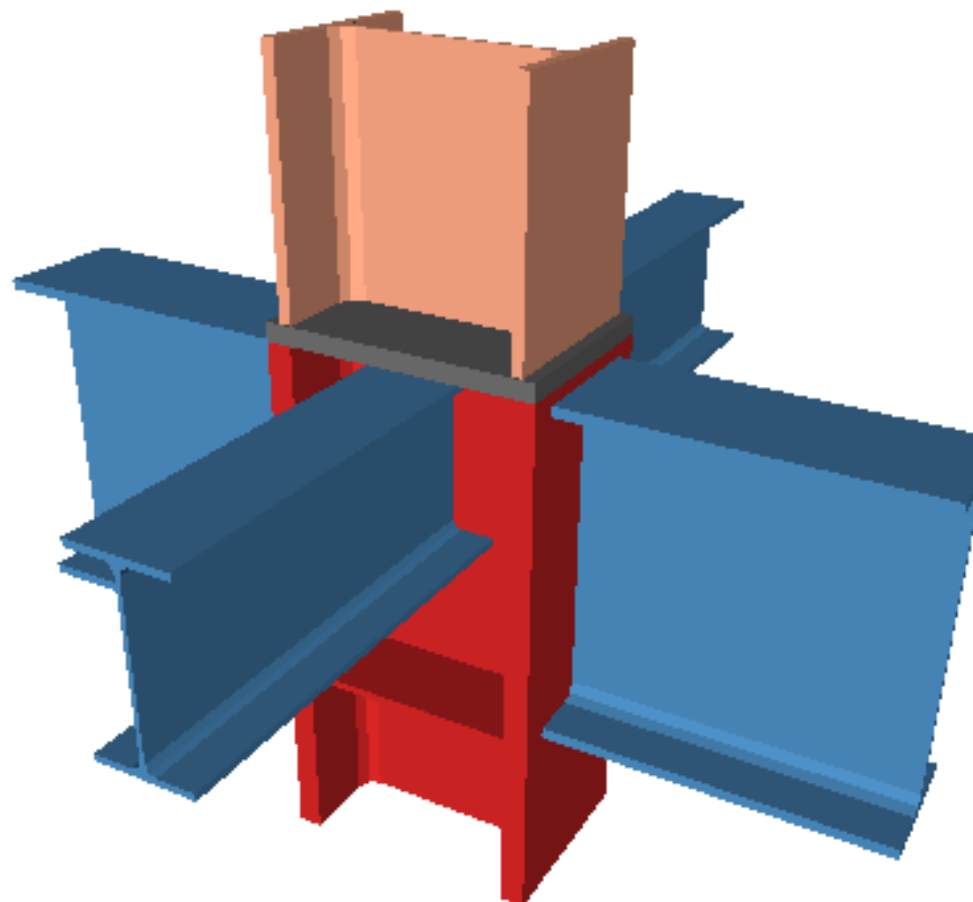
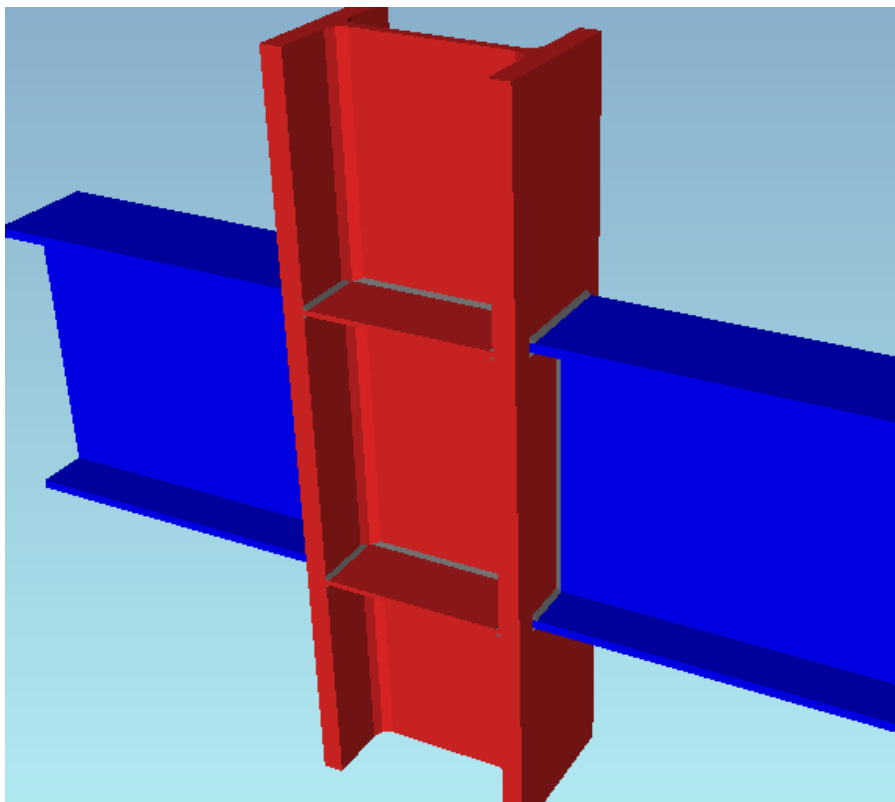
Pórtico totalmente rígido en dos direcciones en acero

Modelo estructural:

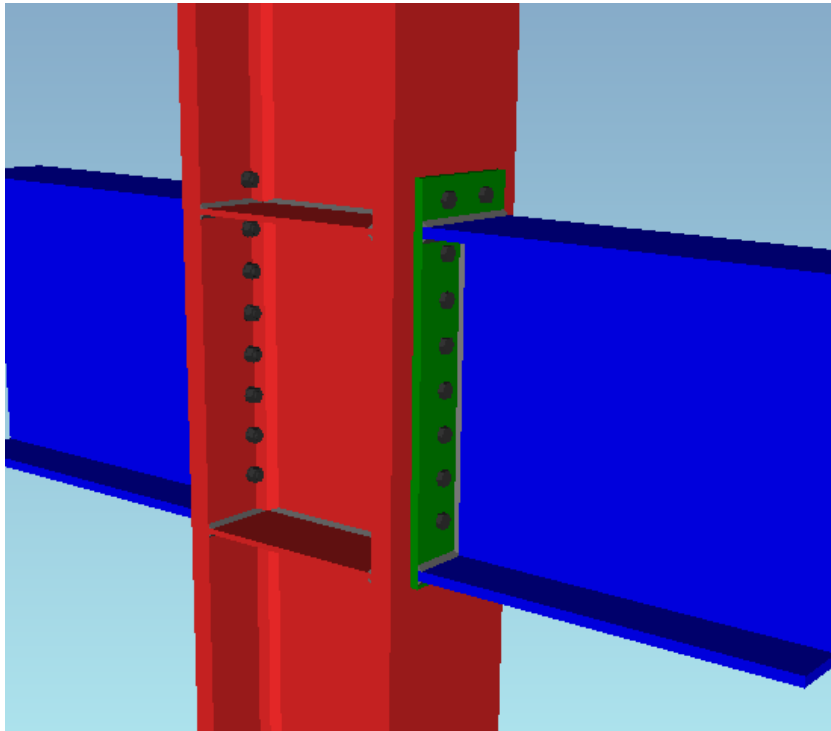
- Pórtico en 3D
- Forjado apoyado



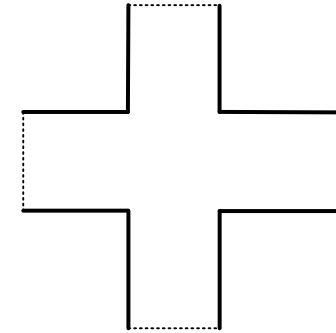
Nudos rígidos para pórticos 3D – Acero - Soldado



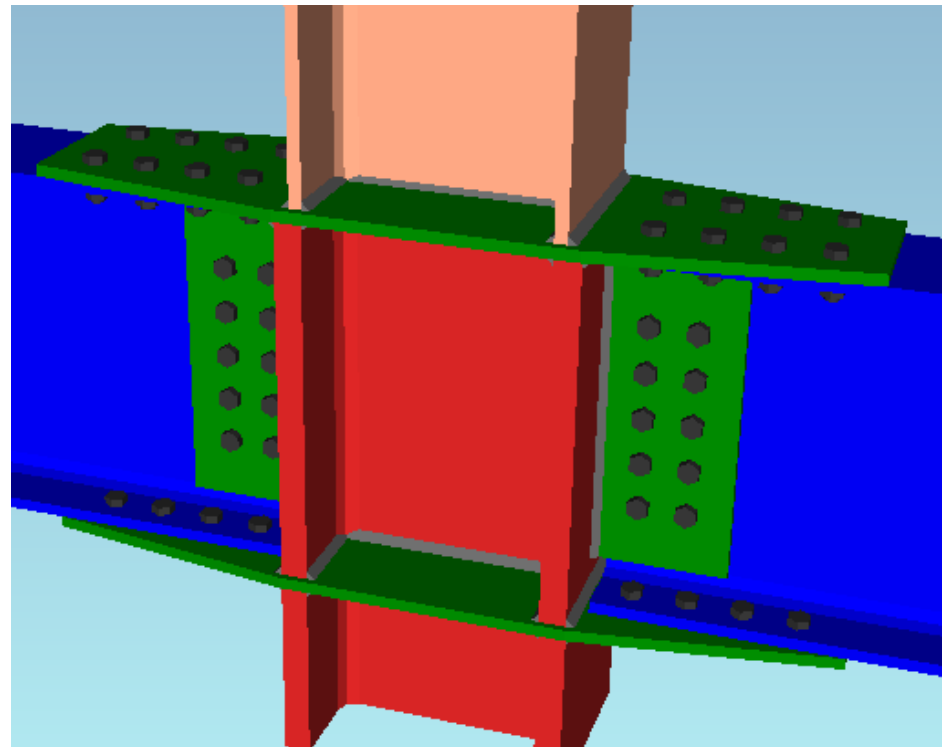
Nudos rígidos para pórticos 3D – Acero - Atornillado



Chapa frontal



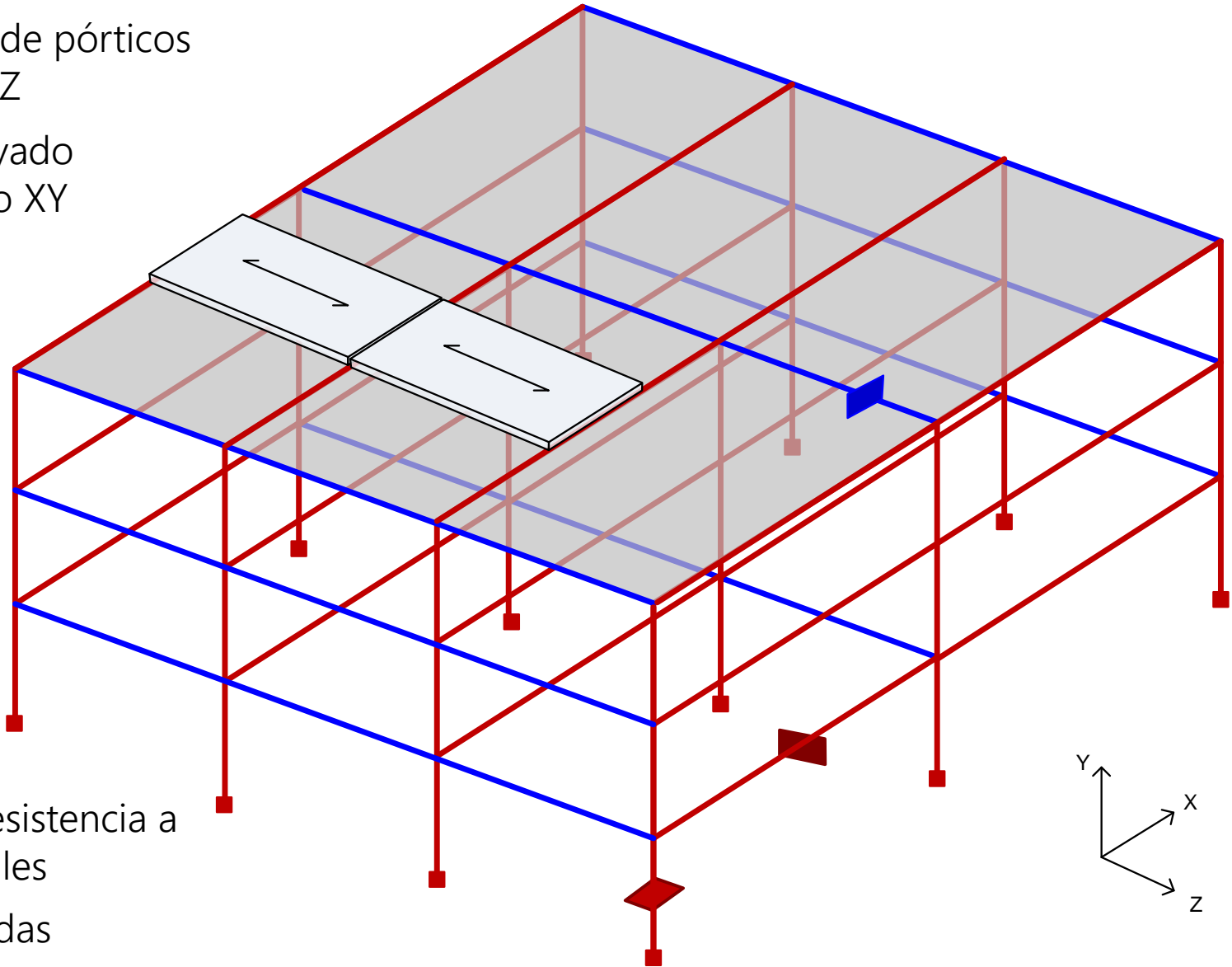
Cubrejuntas
de ala



Pórticos de hormigón armado (rígido)

Dos familias de pórticos planos: XY, YZ

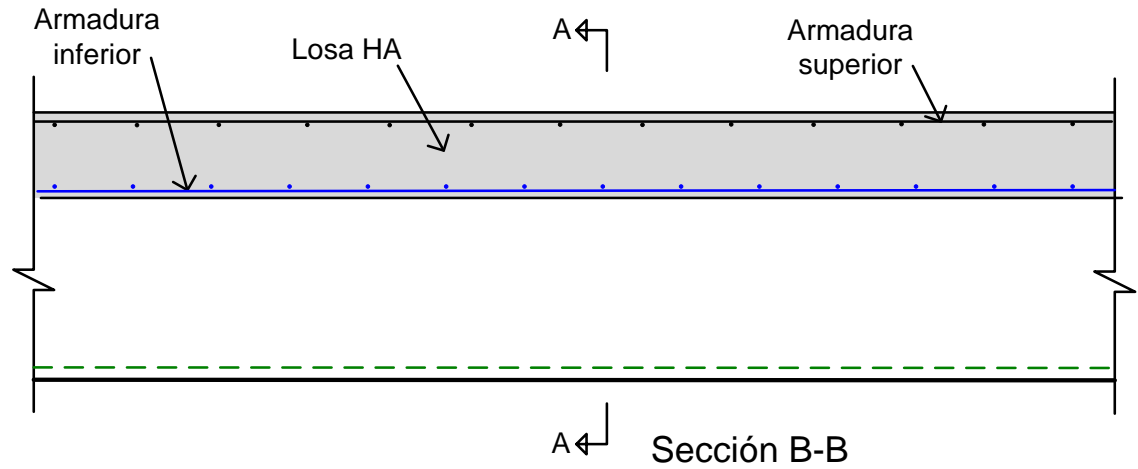
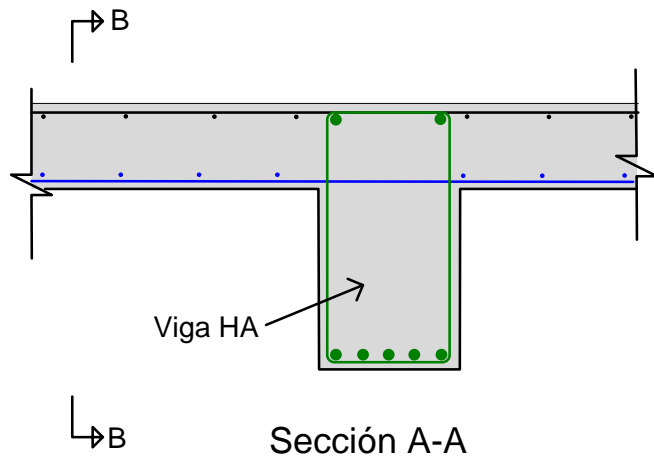
Forjado apoyado sobre pórtico XY



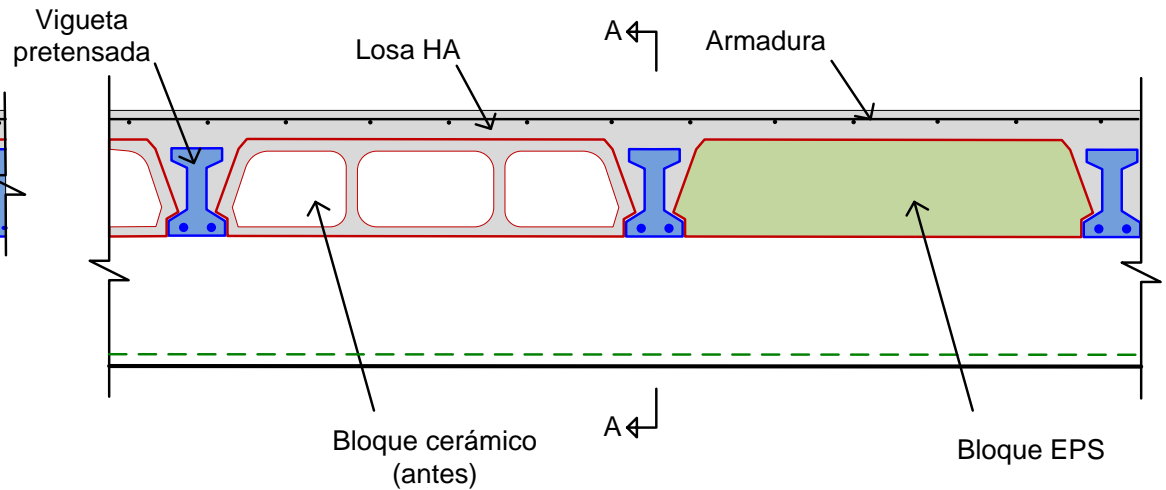
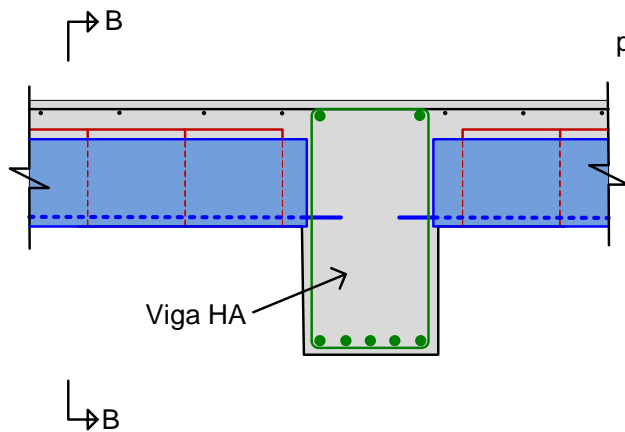
Muy buena resistencia a cargas verticales

Alturas limitadas

Forjados en pórticos de hormigón armado - Con vigas



Forjado pesado con losa maciza (industrial)



Sección A-A

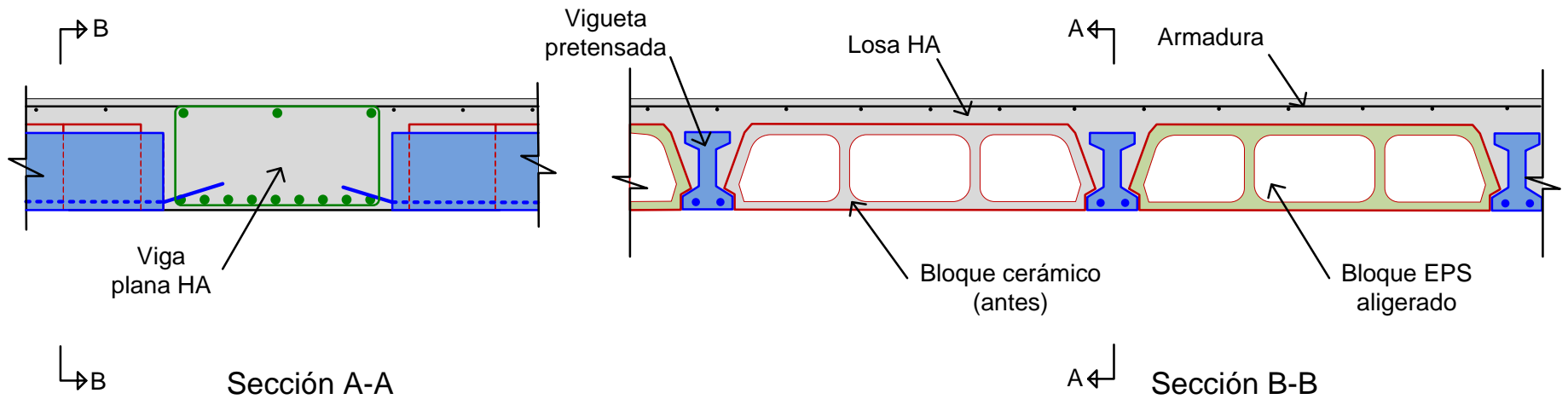
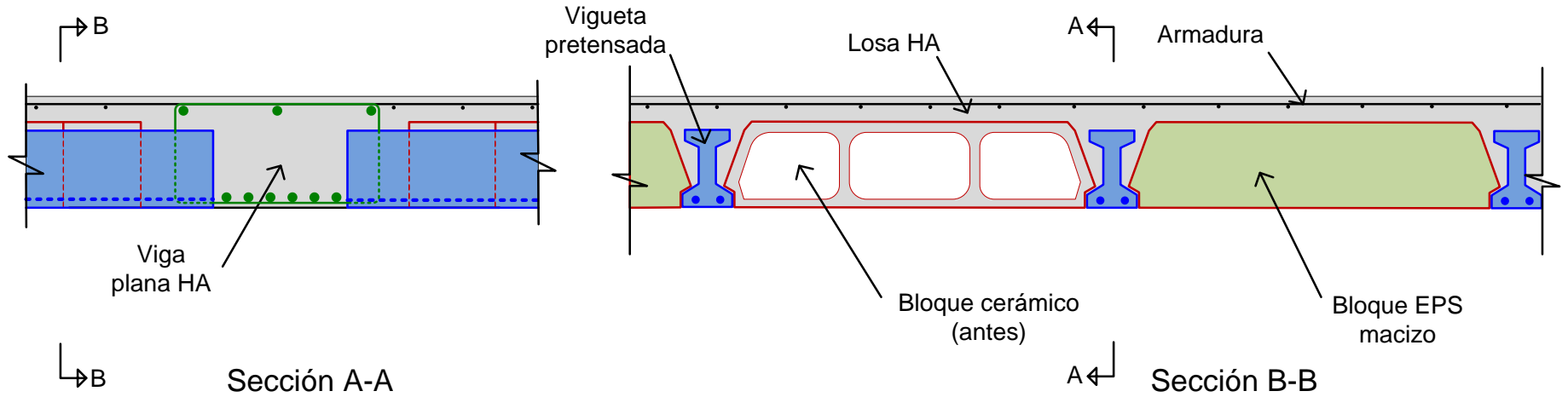
Sección B-B

Forjado ligero con bloque cerámico o EPS (viviendas, oficinas, servicios)

Pórticos y forjado de hormigón armado



Forjados en pórticos de hormigón armado – Vigas planas



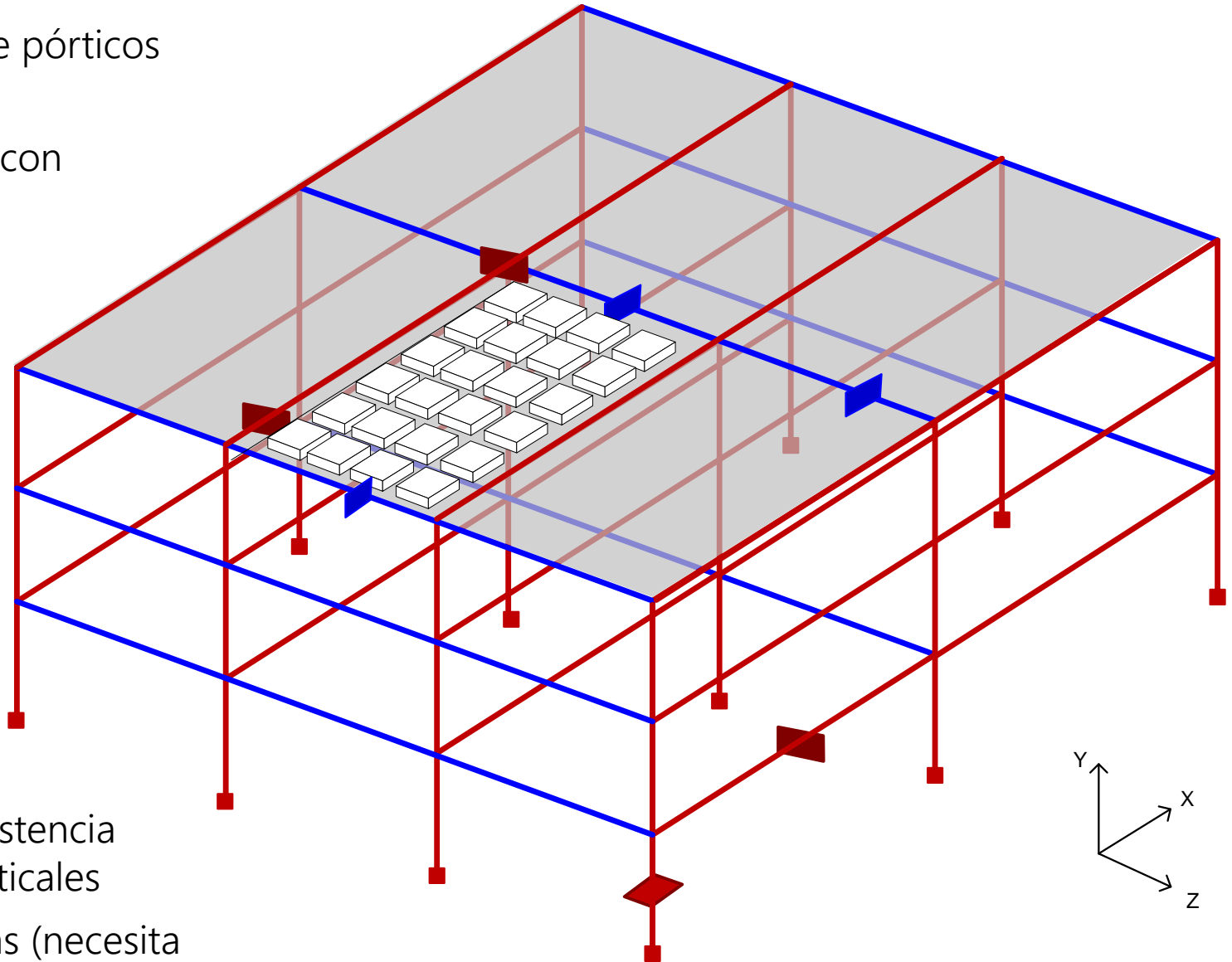
Forjado plano en edificio de viviendas



Pórtico de hormigón armado. Forjado de casetones

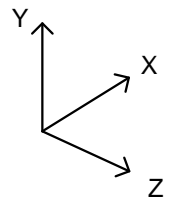
Dos familias de pórticos
planos: XY, YZ

Forjado plano con
casetones



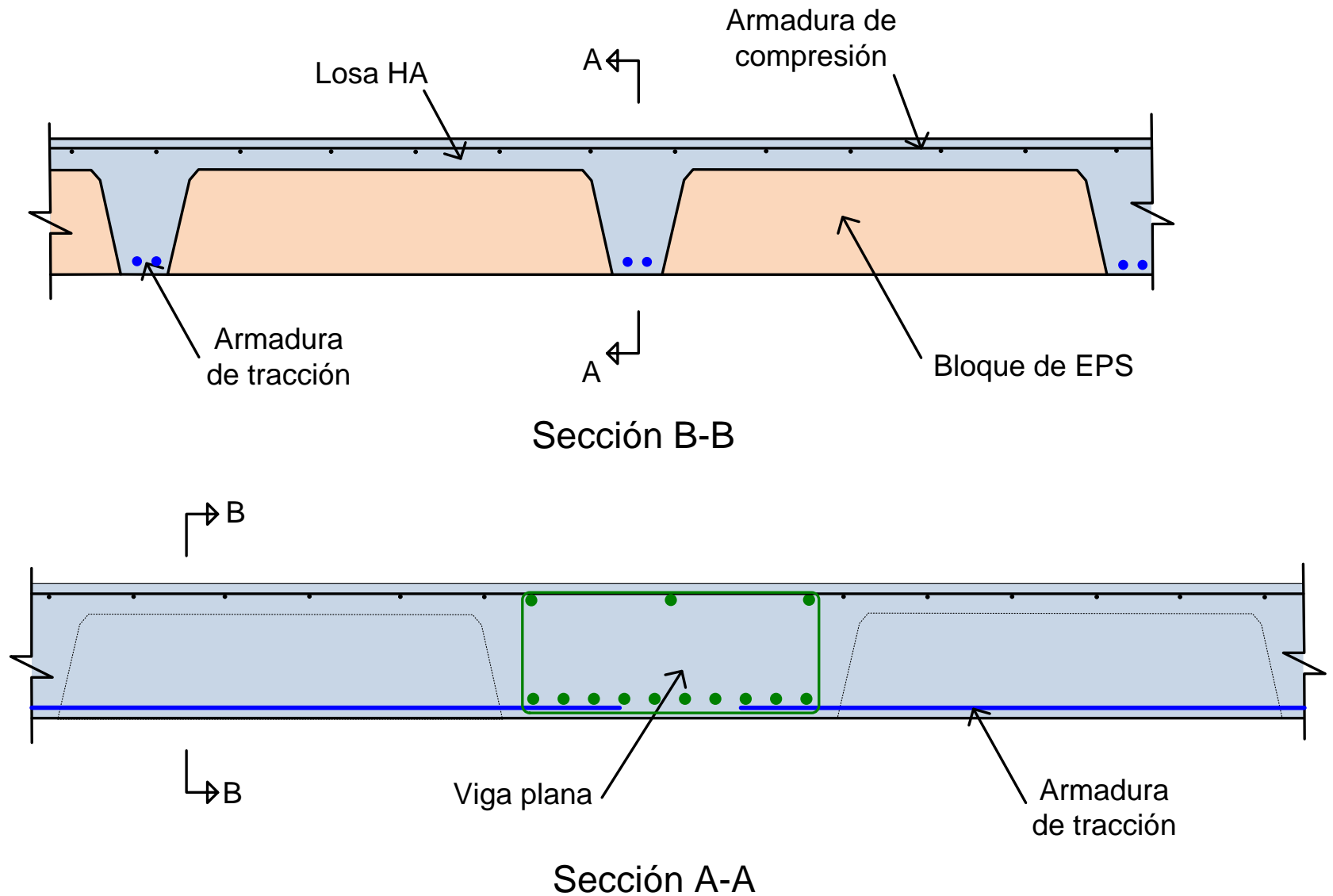
Muy buena resistencia
ante cargas verticales

Alturas limitadas (necesita
arriostramiento)



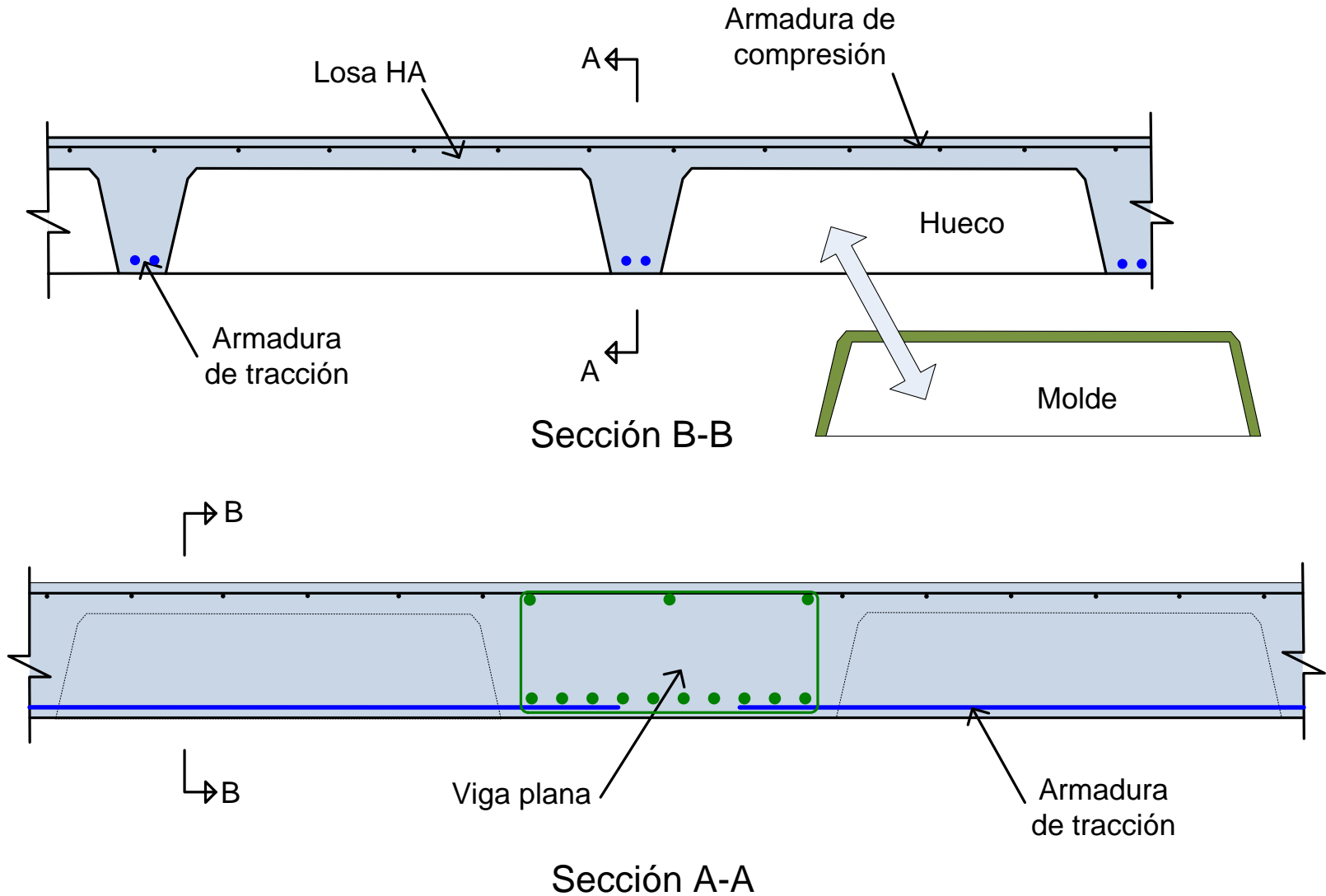
Forjados en pórticos de hormigón armado

Viga plana – Aligerados con casetones



Forjados en pórticos de hormigón armado

Viga plana – Aligerados – Hueco visto



Forjado aligerado con casetones EPS

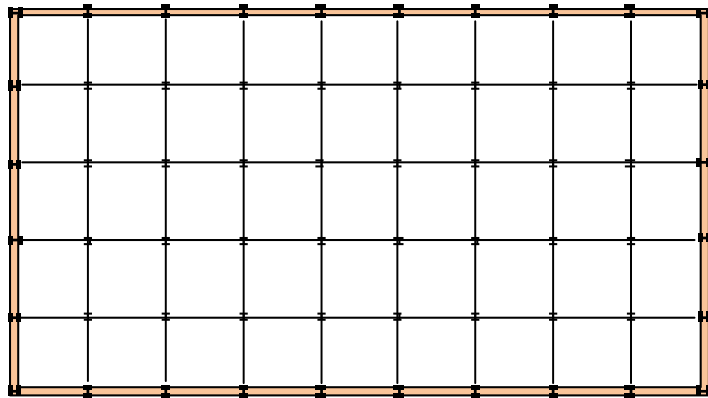


Tubo perimetral rígido

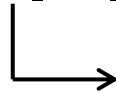
Tubo perimetral rígido + vigas articuladas sobre postes. Acero. Plantas < 50.

En todas las paredes perimetrales se forman pórticos planos. Entre todas forman un prisma rígido y el edificio está "dentro de un tubo".

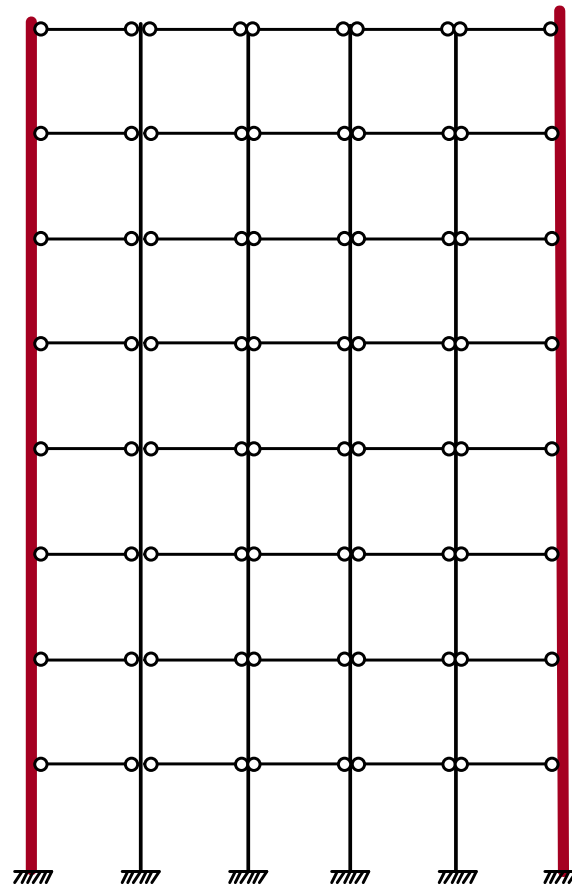
Muy eficaz ante la torsión global del edificio respecto a su eje vertical



Planta



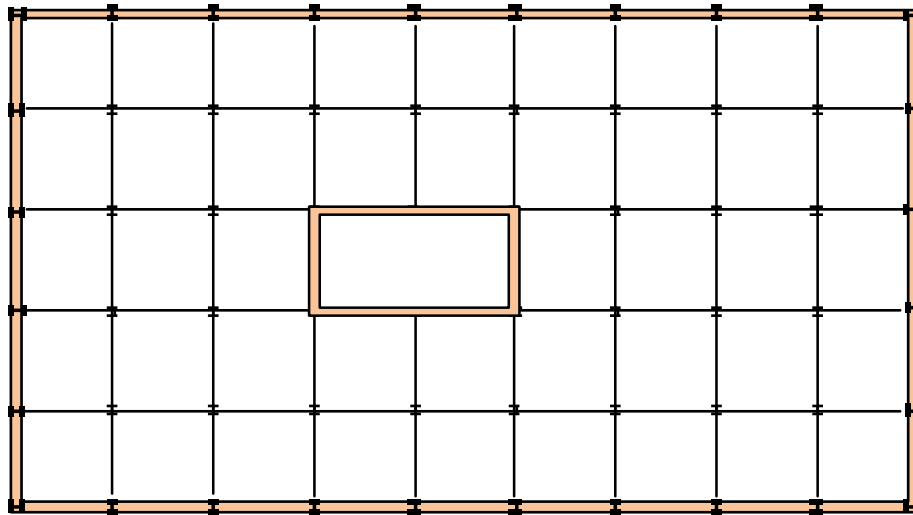
Sección -
Alzado



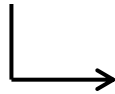
Tubo perimetral y núcleo interior rígidos

En todas las paredes perimetrales se forman pórticos planos y además se crea un núcleo rígido central

Muy grandes alturas. Muy eficaz ante la torsión global del edificio respecto a su eje vertical



Planta



Alzado -
Sección

