



UNIVERSIDAD
POLITECNICA
DE VALENCIA

**DEPARTAMENTO DE MECÁNICA DE MEDIOS CONTINUOS
Y TEORÍA DE ESTRUCTURAS**

**COMPORTAMIENTO DE LOS NUDOS SEMI-RÍGIDOS
EN ESTRUCTURAS METÁLICAS DE EDIFICACIÓN.**

TESIS DOCTORAL

Presentada por:

Arianna Guardiola Vállora

Dirigida por:

José Monfort Leonart

Valencia. Diciembre de 2006

a Nitsuga, Oralva y Leafar

Un poema es como la estructura de un edificio muy particular a la que no le puede faltar ni sobrar ni un pilar, ni una viga: si sacásemos una sola pieza, se desplomaría. Si en un poema se saca una sola palabra, o se cambia por otra y no pasa nada, es que no era un poema.

Joan Margarit

"Cálculo de estructuras"

AGRADECIMIENTOS

Quiero agradecer especialmente al director de esta Tesis, D. José Monfort Leonart la dedicación y apoyo recibido a lo largo de estos años. Por todo lo que he aprendido junto a él, por sus explicaciones y comentarios, sin los cuales difícilmente habría conseguido finalizar este trabajo.

A los profesores Adolfo Alonso y Agustín Pérez por facilitarme una copia de su programa de Cálculo de Estructuras, EFCiD, y por desarrollar para mí un módulo específicamente adaptado a las necesidades de este trabajo de investigación.

Al profesor Jean Pierre Jaspart de la Universidad de Lieja por enviarme una copia del *Anejo J revisado*, del manual *Frame design including joint behaviour*, y del prEN 1993-1-8:2003, *Design of Steel Structures: Design of joints*.

Mi sincera gratitud también a la profesora Luisa Basset por el animo transmitido, y al profesor David Gallardo, compañero de batalla que consiguió con su entusiasmo que decidiera, por fin, terminar la redacción de este documento.

A mis hijos, Agustín, Álvaro y Rafael, por las horas que pude pasar con ellos y que dediqué a la elaboración de esta Tesis, a su padre, por todo lo que me ha enseñado, por su ayuda, paciencia y apoyo continuo, y a los míos por su infinita comprensión, y sobretodo, por su disponibilidad para ejercer de abuelos el tiempo que invertí en este trabajo.

Por último agradecer a los doctores Félix Escrig, Pascual Martí y Agustín Obiol sus observaciones, las cuales me han permitido llevar a buen término la finalización de esta Tesis.

Valencia diciembre 2006

RESUMEN

Considerar un comportamiento semi-rígido para las uniones permite reducir el dimensionado de las vigas respecto a la solución articulada, ya que al poseer una cierta rigidez a flexión el momento en centro de vano disminuye. Por otro lado, al tratarse de uniones no rigidizadas, el coste de ejecución de las mismas es sensiblemente inferior al de las rígidas.

A pesar de las ventajas económicas de este tipo de uniones no se utilizan en la práctica habitual. Hasta hace pocos años porque las normas de aplicación sólo incluían criterios para comprobar su resistencia, y más recientemente porque, a pesar de que el anejo J del Eurocódigo 3 permite, a partir de su geometría, determinar la rigidez y resistencia de las uniones semi-rígidas, no establece una estrategia de actuación para el diseño de pórticos con este tipo de nudos.

Con el fin de establecerla, y considerando que la máxima reducción en el dimensionado de las vigas corresponde a estructuras de nudos rígidos, esta Tesis plantea analizar las posibilidades prácticas de diseño que ofrecen aquellas uniones no rigidizadas con un comportamiento lo mas parecido posible al de las rígidas (uniones con soldadura perimetral directa y uniones atornilladas con chapa frontal extendida)

Con este objeto se han calculado más de 1500 pórticos de edificación diseñados con este tipo de uniones considerando su rigidez real (obtenida mediante el *método de los componentes*) modelizando su comportamiento según las posibles idealizaciones del *diagrama Momento-Rotación* que establece la norma de referencia, analizando su influencia en la respuesta de la estructura, y verificando su resistencia para diferentes longitudes de vigas y soportes y distinto número de plantas y vanos, comparando los resultados obtenidos con los de los mismos pórticos diseñados con uniones rígidas o articuladas, con el fin de obtener unas pautas de diseño y un rango de validez para las mismas.

RESUM

Considerar un comportament semi-rígid per a les unions permet reduir el dimensionat de les bigues respecte a la solució articulada, ja que al posseir una certa rigidesa a flexió el moment positiu disminueix. D'altra banda, al tractar-se d'unions sense enrigidors, el cost d'execució de les mateixes és sensiblement inferior al de les rígides.

A pesar dels avantatges econòmics d'este tipus d'unions, no s'utilitzen en la pràctica habitual. Fins fa pocs anys perquè les normes d'aplicació només incloïen criteris per a comprovar la seua resistència, i més recentment perquè, a pesar que *l'annex J* de *l'eurocodi 3* permet, a partir de la seua geometria, determinar la rigidesa i resistència de les unions semi-rígides, no estableix una estratègia d'actuació per al disseny de pòrtics amb este tipus de nucs.

A fi d'establir-la, i considerant que la màxima reducció en el dimensionat de les bigues correspon a estructures de nucs rígids, esta Tesi planteja analitzar les possibilitats pràctiques de disseny que ofereixen aquelles unions sense enrigidors amb un comportament el més semblant possible al de les rígides (unions amb soldadura perimètrica directa i unions caragolades amb chapa frontal)

Amb este objecte s'han calculat més de 1500 pòrtics d'edificació dissenyats amb este tipus d'unions considerant la seua rigidesa real (obtinguda mitjançant el *mètode dels components*) modelitzant el seu comportament segons les possibles idealitzacions del *diagrama Moment-rotació* que estableix la norma de referència, analitzant la seua influència en la resposta de l'estructura, i verificant la seua resistència, per a diferents longituds de bigues i pilars i distint nombre de plantes i vans, comparant els resultats obtinguts amb els dels mateixos pòrtics dissenyats amb unions rígides o articulades, a fi d'obtenir unes pautes de disseny i un rang de validesa per a les mateixes.

SUMMARY

It is assumed that a semi-rigid joints behaviour allows to reduce the beam size respect the pinned joints because they have some rotational stiffness, so the sagging moment decrease. In the other hand, leaving out the stiffeners, reduces the complexity of joints reluting in significant savings in the cost of fabrication.

Although the economic benefits of semi-rigid joints are worthwhile, they are not really used in practice. Tradicionaly because previous standards have just provided methods for calculate the stress of the joint, and recently because, although the *Annex J to Eurocode* allows to calculate joint stiffness and resistance knowing the joint geometry, it doesn't include a design method for semi-rigid steel structures.

Trying to establish a design strategy, and considering that in general, minimum weight solutions are obtained when the joints in the frame are rigid, this research work intends to analyse the real applicability of not-stiffened joints with similar behaviour than rigid ones (welded joints and bolted end-plate connections)

In this way, they are analysed more than 1500 steel edification structures designed with this kind of joints where its real stiffness is considered (calculated with the *Eurocode component method*), modelling the joints behaviour according the different possible ways provided by this code, analysing the structural frame response and checking its resistance considering diferent-bay-storey frames and various beams and columns length, comparing the results to pinned and rigid alternatives, trying to provide a design guideline and a criteria about when it is advisable use this type of joints.

INDICE	
INTRODUCCIÓN	13
CONTENIDO	17
CAPÍTULO 1 ANTECEDENTES Y ESTADO ACTUAL	21
1.1. El eurocódigo 3	21
1.2. El código técnico de la edificación	33
1.3. Uniones semi-rígidas en estructuras de edificación	35
1.3.1. Primeras investigaciones	35
1.3.2. El Eurocódigo 3	39
1.3.3. Los bancos de datos	41
1.3.4. Modelos acerca del comportamiento de las uniones	48
1.3.5. Criterios de clasificación de las uniones	54
1.3.6. Estudios económicos comparativos	58
1.3.7. El método de los componentes	61
1.3.8. Métodos de predimensionado	63
1.3.9. El manual frame design including joint behaviour	67
1.3.10. El Anejo J revisado	80
1.3.11. Herramientas de cálculo	88
1.3.12. La rigidez secante	99
1.3.13. El proyecto de EuroNorma Design of Steel Structures: Design of joints	99
1.3.14. Difusión del conocimiento	105
CAPÍTULO 2 MODELIZACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE LAS UNIONES: EL DIAGRAMA MOMENTO-ROTACIÓN.	115
2.1. Idealización elástica para análisis global elástico	116
2.2. Representación rígido-plástica de la curva $M-\phi$ para análisis rígido-plástico.	120
2.3. Idealización no lineal para el análisis elástico-plástico	120

CAPÍTULO 3	CLASIFICACION DE LAS UNIONES	123
3.1	Clasificación de las uniones en función de la rigidez	128
3.2	Clasificación de las uniones en función de la resistencia	130
CAPÍTULO 4	EL METODO DE LOS COMPONENTES	133
4.1.	Introducción	133
4.2.	Componentes de la unión	135
4.3.	Cálculo de la rigidez y resistencia de los componentes	139
4.4.	Ensamblaje	148
4.4.1	Ensamblaje de la rigidez inicial	148
4.4.2	Ensamblaje de la resistencia	154
CAPÍTULO 5	UNIONES SOLDADAS	161
5.1.	Obtención de la rigidez inicial y la resistencia de las uniones viga-soporte, sin rigidizar, con soldadura directa.	157
5.2.	Ejemplo de aplicación: Unión viga-soporte soldada	168
CAPÍTULO 6	UNIONES ATORNILLADAS	181
6.1.	Obtención de la rigidez inicial y la resistencia de las uniones viga-soporte, sin rigidizar, con placa frontal atornillada	181
6.2.	Ejemplo de aplicación: Unión viga-soporte con chapa frontal atornillada	213
CAPÍTULO 7	UNIONES VIGA-SOPORTE SOLDADAS NO RIGIDIZADAS	251
7.1.	Hipótesis de partida	252
7.2.	Uniones calculadas	257
7.3.	Tablas de propiedades de las uniones	261
7.4.	Cuadros resumen	274

CAPÍTULO 8	UNIONES VIGA-SOPORTE, NO RIGIDIZADAS, CON CHAPA FRONTAL ATORNILLADA	277
8.1.	Hipótesis de partida	279
8.2.	Cálculo de uniones	282
8.2.1.	Caso 1	283
8.2.2.	Caso 2	281
8.2.3.	Caso 3	285
8.2.4.	Caso 4	285
8.2.5.	Caso 5	286
8.2.6.	Caso 6	288
8.2.7.	Caso 7	288
8.2.8.	Caso 8	294
8.2.9.	Caso 9	296
8.2.10.	Caso 10	298
8.2.11.	Tabla resumen	299
CAPÍTULO 9	GRADO DE RIGIDEZ DE UNA UNION SEMI-RÍGIDA	301
9.1.	Definición de grado de rigidez en extremo de barra	302
9.2.	Determinación de la rigidez a giro de una barra con extremos semi-rígidos	304
9.3.	Determinación de la rigidez a desplazamiento transversal de una barra con extremos semi-rígidos.	309
9.4.	Matriz de rigidez de la barra.	314
9.5.	Determinación del vector de cargas para barras con extremos elásticos.	318
9.6.	Obtención del grado de rigidez de una unión semi-rígida	323
9.7	Diagramas y tablas para determinar del grado de rigidez de las uniones viga-soporte soldadas	335
	Diagramas para régimen elástico	339
	Tablas para régimen elástico	373
	Diagramas para régimen plástico	393
	Tablas para régimen elástico	427

CAPÍTULO 10	APLICACIONES PRÁCTICAS	447
10.1.	Introducción	447
	Primera parte	448
10.2.	Ejemplo de aplicación nº 1	451
10.3.	Ejemplo de aplicación nº 2	461
10.4.	Ejemplo de aplicación nº 3	491
10.5.	Ejemplo de aplicación nº 4	561
10.6.	Ejemplo de aplicación nº 5	571
10.7.	Ejemplo de aplicación nº 6	579
10.8.	Ejemplo de aplicación nº 7	585
	Segunda parte	598
10.9.	Ejemplo de aplicación nº 8	591
	10.9.1 Cálculo de la estructura con nudos articulados	593
	10.9.2 Cálculo de la estructura con uniones semi-rígidas	596
	10.9.3 Cálculo de la estructura con uniones rígidas	600
10.10.	Ejemplo de aplicación nº 9	605
	10.10.1 Cálculo de la estructura con nudos articulados	606
	10.10.2 Cálculo de la estructura con uniones semi-rígidas	608
	10.10.3 Cálculo de la estructura con uniones rígidas	612
10.11.	Ejemplo de aplicación nº 10	617
	10.11.1 Cálculo de la estructura con uniones rígidas	618
	10.11.2 Cálculo de la estructura con uniones semi-rígidas	620
10.12.	Ejemplo de aplicación nº 11	623
CAPÍTULO 11	CONCLUSIONES Y PERSPECTIVAS	629
11.1.	Conclusiones	629
11.2.	Gráficos y tablas	636
11.3.	Perspectivas	647
	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	649

INTRODUCCION

El análisis de una estructura requiere la elaboración de un modelo de cálculo que defina el tipo de ligaduras con las que se materializará la unión entre sus elementos. De este modo, se establece la restricción de movimientos (giros y desplazamientos) que experimentan los extremos de cada una de las barras y se deducen los esfuerzos que se transmitirán entre ellas.

Desde que el cálculo de estructuras se formalizó en su versión actual, en todas las normas y en la literatura técnica se recogen tres tipos de nudos: articulados, semi-rígidos y rígidos.

En esta clasificación, los casos extremos suponen comportamientos ideales: rigidez nula en el primer caso, e infinita en el último, correspondiendo el comportamiento real al caso intermedio.

La caracterización del comportamiento de las uniones semi-rígidas junto con la influencia del mismo en el análisis de la estructura y sus ventajas económicas, han sido objeto de numerosos estudios en los últimos setenta años, sin embargo, todavía hoy, las estructuras de acero suelen diseñarse considerando que los nudos son rígidos o articulados.

Esta modelización simplifica enormemente el análisis de la estructura pero supone desprestigiar la rigidez, relativamente pequeña, de las consideradas como articuladas, y la necesidad de disponer rigidizadores que garanticen un valor suficientemente grande en las rígidas, decisiones que implican, en ambos casos, un incremento del coste de la estructura.

El principal motivo de esta simplificación es que, hasta hace pocos años, no era posible evaluar la rigidez de las uniones ya que la mayoría de las normas solo incluían criterios de resistencia.

A partir de los estudios recientes, recogidos en el *Anejo J del Eurocódigo 3, Norma europea experimental ENV 1993-1-1, Proyecto de estructuras de acero*, es posible, aunque complejo desde el punto de vista de la aplicación práctica, realizar un análisis del comportamiento real de las uniones. Los criterios incluidos en él permiten descomponer el nudo en elementos y evaluar la deformabilidad y resistencia de cada uno de ellos a partir de su geometría (método de los componentes).

El Eurocódigo 3 también establece los límites a partir de los cuales la unión se puede clasificar como nominalmente rígida, o nominalmente articulada (rigidez relativa grande o pequeña, respectivamente) o semi-rígida para los casos intermedios, pudiéndose adoptar esta última modelización en todos los casos, lo que da lugar a distintos tipos de uniones semi-rígidas con comportamientos bastante diversos, no existiendo recomendaciones acerca de cuales son las tipologías más interesantes desde el punto de vista económico.

Si se tiene en cuenta el coste de ejecución, éstas no deberían incluir rigidizadores en el diseño, y considerando el coste del material, tendrán que desarrollar una cierta rigidez, disminuyendo el momento en centro de vano, para reducir el dimensionado de las vigas respecto a la solución articulada.

Dado que la máxima reducción en el dimensionado de las vigas corresponde a estructuras de nudos rígidos, esta Tesis plantea analizar las posibilidades prácticas de diseño que ofrecen aquellas uniones no rigidizadas de comportamiento cercano al de las rígidas.

Entre las distintas tipologías de uniones viga-soporte consideradas tradicionalmente rígidas se han adoptado como objeto de este estudio las resueltas con soldadura perimetral directa y las atornilladas con chapa frontal extendida, soluciones de uso frecuente en edificación a las que se les han suprimido los rigidizadores (ver figura 1).

Para alcanzar el fin previsto, se establecen los siguientes objetivos parciales:

1. Análisis de las uniones objeto de estudio siguiendo el método de los componentes recogido en el Eurocódigo 3. Definición de su geometría, obtención de sus propiedades y clasificación de las mismas.
2. Definición de los parámetros que caracterizan el comportamiento de las uniones semi-rígidas de modo que se puedan aplicar mediante los métodos matriciales habituales para el cálculo de estructuras de barras.
3. Análisis de diversos pórticos de edificación diseñados con estas uniones modelizadas como semi-rígidas y, cuando sea posible, como nominalmente rígidas, comparando los resultados obtenidos con los

correspondientes a las mismas estructuras con articulaciones y con uniones rigidizadas, con objeto de valorar su interés¹, y establecer pautas que permitan seleccionar el tipo de unión más adecuado, tomando en consideración criterios de resistencia, deformabilidad y economía global (costes materiales y de ejecución).

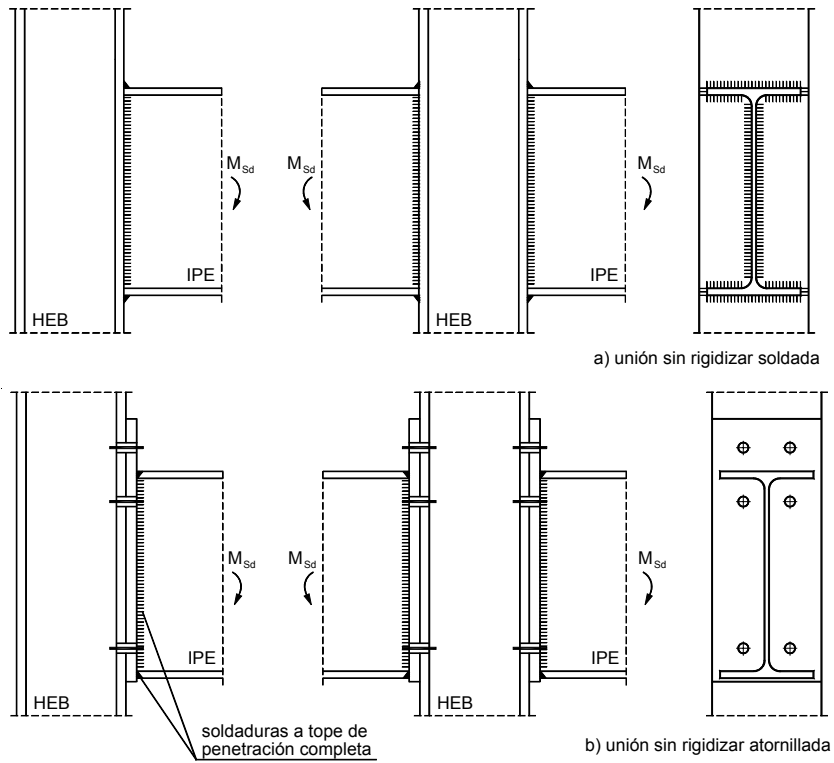


figura 1

¹ Los estudios económicos que recomiendan el uso de uniones semi-rígidas se refieren a uniones atornilladas de rigidez media o baja, no existiendo estudios sobre las uniones soldadas.

CONTENIDO

Los antecedentes del tema abordado en esta Tesis, el estado actual del Eurocódigo 3, la normativa nacional, el uso de las uniones semi-rígidas en edificación y los estudios que justifican en términos económicos su utilización, se analizan en el capítulo 1º.

El capítulo 2º se dedica a la modelización del comportamiento de las uniones a partir de la gráfica momento-rotación, que permite clasificar la unión en función de su resistencia y su rigidez de acuerdo con los criterios expuestos en el capítulo 3º.

En el capítulo 4º se estudia e interpreta el método de los componentes y se describe el procedimiento analítico general que permite predecir la respuesta del nudo en función de las propiedades mecánicas y geométricas de los componentes de la unión.

En este apartado se siguen los criterios propuestos en el Proyecto de Euronorma *prEN 1993-1-8:2003, Eurocode 3: Design of Steel Structures: Part 1.8: Design of joints*. Una vez analizado el método, se particulariza para las uniones viga-soporte sin rigidizar objeto de este trabajo: con soldadura perimetral y con placa frontal atornillada.

En el capítulo 5º se describe la aplicación del método de los componentes a las uniones viga-soporte sin rigidizar con soldadura perimetral. Al final del mismo se desarrolla un ejemplo práctico con el objeto de clarificar su aplicación.

Del mismo modo, en el capítulo 6º se describe el procedimiento que permite evaluar la rigidez y la resistencia de las uniones viga-soporte sin rigidizar con placa frontal atornillada y se desarrolla finalmente un ejemplo de aplicación práctica del método.

Siguiendo el procedimiento de cálculo desarrollado en el capítulo 5º, se obtienen las propiedades de las uniones viga-soporte sin rigidizar

resueltas con soldadura perimetral y formadas por un perfil de la serie IPE como viga, y un HEB como soporte. En todas ellas se ha mantenido el criterio de que el ancho del ala de la viga sea menor o igual al ancho del ala del pilar.

Los resultados obtenidos, junto con las condiciones que permiten clasificar estas uniones como rígidas, semi-rígidas o articuladas se organizan en una serie de tablas en el 7º capítulo.

En el caso de las uniones atornilladas, el espesor de la chapa frontal así como el número, diámetro, calidad y posición de los tornillos influyen directamente en la resistencia y rigidez de la unión.

Con el objeto de valorar la influencia de cada uno de estos componentes, y poder comparar con los resultados obtenidos para las uniones soldadas, en el capítulo 8º se han calculado las propiedades de una determinada unión viga-soporte, con distintas opciones de diseño.

Con esto finaliza la primera parte de este trabajo: el análisis de las uniones objeto de estudio.

La segunda parte se desarrolla a lo largo del capítulo 9, donde se explica el concepto de *grado de rigidez de la unión*, parámetro necesario para poder considerar la influencia de la rigidez de las uniones en el comportamiento de la estructura. Al final del mismo se han incluido unas gráficas que permiten obtener el valor que se debe considerar para aquellas uniones no rigidizadas con soldadura perimetral calculadas en el capítulo 7º en función del modelo de comportamiento adoptado y la longitud de la viga unida.

El capítulo 10º corresponde a la tercera y última parte: Análisis de una serie de estructuras de edificación con uniones no rigidizadas resueltas con soldadura perimetral a partir de los valores tabulados en el capítulo 7.

Los movimientos y las solicitaciones se obtienen a partir del *Grado de Rigidez* calculado para cada una de las uniones, adoptando diversas modelizaciones (semi-rígidas o nominalmente rígidas, diagrama de comportamiento elástico o plástico). En todas ellas se comprueba la resistencia y se verifica la idoneidad del resto de los elementos para cada uno de los estados límite considerados.

Simultáneamente se analizan las mismas estructuras considerando las uniones viga-soporte rigidizadas o articuladas, como es habitual, para establecer los criterios de resistencia, deformabilidad y economía global (costes materiales y de ejecución) que harían recomendable el uso de las uniones semi-rígidas.

Las conclusiones alcanzadas se exponen en el capítulo 11º.

1. ANTECEDENTES Y ESTADO ACTUAL

1.1 El eurocódigo 3

La Comisión de las Comunidades Europeas (CCE) inició el trabajo de establecer un conjunto de reglas técnicas armonizadas para los proyectos de edificación y trabajos de ingeniería civil desde el punto de vista estructural y geotécnico, que sirviese, inicialmente, como una alternativa a las diferentes reglas vigentes en los distintos estados miembros y que, finalmente, las sustituyese proporcionando una normativa común a los países de la Comunidad Europea. Estas reglas técnicas que han sido desarrolladas durante los últimos veinte años por grupos de especialistas de toda Europa, se conocen con el nombre de Eurocódigos Estructurales, los cuáles son conocidos, de modo informal, por la abreviatura EC.

Su objetivo es proporcionar una guía para el diseño estructural, económica y segura, que sea consistente en toda la UE, entendiendo que la adopción de normas comunes en todos los estados miembros facilitará las interacciones a través de las fronteras, permitiendo a los diseñadores y contratistas de un estado competir en igualdad de condiciones en otro.

Con este fin, se han desarrollado los siguientes Eurocódigos, cada uno formado por un determinado número de partes.

EN 1991 Eurocódigo 1. Bases de proyecto y acciones sobre las estructuras.

EN 1992 Eurocódigo 2. Proyecto de estructuras de hormigón

EN 1993 Eurocódigo 3. Proyecto de estructuras de acero

EN 1994 Eurocódigo 4. Proyecto de estructuras mixtas de hormigón y acero

EN 1995 Eurocódigo 5. Proyecto de estructuras de madera

EN 1996 Eurocódigo 6. Proyecto de estructuras de mampostería

EN 1997 Eurocódigo 7. Proyecto geotécnico

EN 1998 Eurocódigo 8. Reglas de proyecto para la resistencia al sismo de las estructuras

EN 1999 Eurocódigo 9. Proyecto de estructuras de aluminio.

que se completarán con la Euronorma EN 1990: Bases de diseño

Los borradores iniciales se han publicado¹ como normas experimentales, identificadas por el prefijo ENV, junto con los Documentos Nacionales de Aplicación (DNAs). Estos DNAs incluyen algunos valores de los parámetros de diseño que son específicos en cada país, hacen referencia a normas de apoyo compatibles y dan una guía nacional para la aplicación de la norma experimental.

¹ El Comité Europeo para la Normalización (CEN) es el organismo responsable de la publicación de los Eurocódigos

Las ENVs se publicaron para ser utilizadas de manera experimental, con una invitación a ser comentadas, de modo que las respuestas y los comentarios pudieran ser utilizados para elaborar la norma definitiva identificada por el prefijo EN.

La previsión inicial era que, cuando los Eurocódigos hayan sido implementados y estén completamente armonizados, desaparezcan los Documentos Nacionales de Aplicación y las euronormas sustituyan a las normas nacionales existentes.

Así pues, la actual norma experimental *ENV 1993-1-1, Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero*, pasará a ser la Euronorma *EN 1993: Proyecto de estructuras de acero*, y estará formada por seis documentos principales.

El primero, denominado EN 1993-1, contendrá las reglas de aplicación correspondientes a los siguientes aspectos:

EN 1993-1-1	Proyecto de estructuras de acero. Reglas generales y reglas para edificios
EN 1993-1-2	Proyecto de estructuras de acero. Estructuras expuestas al Fuego
EN 1993-1-3	Proyecto de estructuras de acero. Piezas y chapas delgadas conformadas en frío.
EN 1993-1-4	Proyecto de estructuras de acero. Aceros inoxidables
EN 1993-1-5	Proyecto de estructuras de acero. Placas cargadas en su plano
EN 1993-1-6	Proyecto de estructuras de acero. Láminas
EN 1993-1-7	Proyecto de estructuras de acero. Placas planas, cargadas transversalmente
EN 1993-1-8	Proyecto de estructuras de acero. Uniones
EN 1993-1-9	Proyecto de estructuras de acero. Fatiga
EN 1993-1-10	Proyecto de estructuras de acero. Tenacidad de fractura y resistencia transversal

El resto de documentos principales del Eurocódigo 3 que está previsto desarrollar son:

EN 1993-2	Proyecto de estructuras de acero. Puentes
EN 1993-3	Proyecto de estructuras de acero. Torres, mástiles y chimeneas
EN 1993-4	Proyecto de estructuras de acero. Silos, depósitos y conducciones
EN 1993-5	Proyecto de estructuras de acero. Pilotes y tablestacas
EN 1993-6	Proyecto de estructuras de acero. Vigas carril

En ellos, se hará referencia a aquellas partes de la EN 1993-1 que sean de aplicación en cada caso.

La versión oficial, en español, de la Norma Europea Experimental *ENV 1993-1-1*² se conoce como *Eurocódigo 3: Proyecto de Estructuras de acero. Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificación* -Norma española experimental *UNE-ENV 1993-1-1* publicada por AENOR en 1996.

En esta versión del Eurocódigo 3: Parte 1-1 se tratan las siguientes materias:

- Capítulo 1: Introducción
- Capítulo 2: Bases de Cálculo
- Capítulo 3: Materiales
- Capítulo 4: Estados límites de servicio
- Capítulo 5: Estados límites últimos
- Capítulo 6: Uniones sometidas a cargas estáticas
- Capítulo 7: Fabricación y montaje
- Capítulo 8: Proyecto asistido por ensayos
- Capítulo 9: Fatiga

² ENV 1993-1-1 de abril 1992 + ENV 1993-1-1 AC de octubre de 1992

Estos nueve capítulos se complementan con una serie de Anejos, unos de carácter normativo y otros de carácter informativo.

Los normativos, elaborados para darle mayor claridad al documento, tienen el mismo rango que los capítulos correspondientes y se han formado trasladando, de la parte principal del texto, algunas de las reglas de aplicación más detalladas y que se utilizan sólo en casos particulares.

Los Anejos contenidos en esta primera versión del Eurocódigo 3 son:

Anejo B: Normas para consulta	(Normativo)
Anejo C: Cálculo contra rotura frágil	(Informativo)
Anejo E: Longitud de pandeo de una pieza comprimida	(Informativo)
Anejo F: Pandeo lateral-torsional	(Informativo)
Anejo J: Uniones viga-pilar	(Normativo)
Anejo K: Uniones en vigas de celosía de sección hueca	(Normativo)
Anejo L: Bases de pilares	(Normativo)
Anejo M: Método alternativo para el cálculo de soldaduras en ángulo	(Normativo)
Anejo Y: Guías para ensayos de carga	(Informativo)

Es en el *Anejo J: Uniones viga-pilar*, donde se recogen los métodos de aplicación práctica para determinar la resistencia, rigidez, y capacidad de rotación de aquellas uniones viga-soporte soldadas, atornilladas con placa extrema extendida, y atornilladas con placa extrema enrasada. Estos modelos se muestran en la figura 1.1

En Octubre de 1998 se publicó una modificación de la Norma Europea Experimental *ENV 1993-1-1* conocida como *ENV 1993-1-1:1992/A2*, en la que se había revisado y ampliado el *Anejo J*, renombrado como *Joints in building frames*³, en la versión original en inglés.

³ La ENV 1993-1-1:1992/A2 no ha sido traducida al español ni publicada por AENOR.

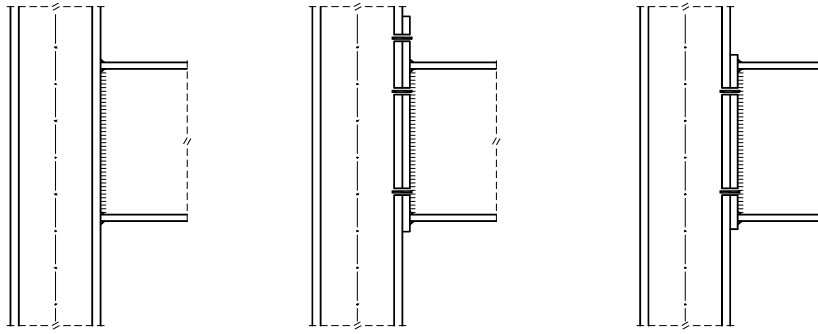


figura 1.1

Este Anejo se conoce como *Anejo J revisado*⁴, y en él se desarrolla exhaustivamente el método de los componentes, clarificado y completado respecto de la primera versión, con una serie de tablas, esquemas y ejemplos de aplicación práctica.

Este documento, con pequeñas modificaciones, formará parte del contenido de la norma sobre diseño de uniones en estructuras de acero que por aquel entonces estaba previsto redactar.

Finalmente, en mayo de 2003 el subcomité CEN TC 250/ SC3 da por finalizada la redacción del Proyecto de Euronorma⁵, *Design of Steel Structures: Design of joints*⁶, (*prEN 1993-1-8:2003*) que está enfocada al diseño de las uniones entre barras de acero S235, S275, S355 y S460 sometidas a cargas estáticas.

El objetivo de este documento es recopilar todos aquellos aspectos relacionados con el diseño y cálculo de las uniones en estructuras metálicas.

⁴ Nos referiremos a él como, Anejo J(r)

⁵ El proyecto de Euronorma se identifica con el prefijo prEN

⁶ A partir de ahora prEN. Está, a fecha de hoy, pendiente de aprobación por el CEN. No se ha traducido, ni publicado en español.

Incluye las uniones viga-pilar anteriormente recogidas en el *Anejo J*, los nudos de las celosías compuestas por perfiles tubulares estudiados antes en el *Anejo K*, las bases de pilares que se abordaban en el *Anejo L* y las bases del cálculo de uniones mediante tornillos o soldadura en ángulo.

En cuanto al progreso en la redacción, aprobación e implementación de los eurocódigos estructurales, el CEN, publica periódicamente en su página web la programación actualizada de las etapas cubiertas y las fases previstas en el desarrollo e implantación de cada Eurocódigo.

Los datos correspondientes a cada una de las partes del Eurocódigo 3, con fecha del 11 de agosto de 2006, se recogen en las tablas siguientes.



EUROCODES PROGRESS

11 - 08 - 2006

(pr)EN CEN WI	Title	Track	Establishing of Project Team by Resolu-tion	Stage 32 First Project Team draft received at CMC	"Stage 34" Final Project Team draft received at CMC	SCC Consulta-tion of Standing Commit-tee on Construc-tion	Stage 49 Formal Vote Draft received at CMC for prepara-tion	Stage 51 Formal vote launched	Stage Formal Vote Close	Stage 53 DOR Ratifica-tion of EN	Stage 64 DAV Definitive text made available by CMC	DOW Date of With-drawal
EN 1993-1-1:2005 CEN/WI 00250106	Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings	FV	1998-07	2000-04	2001-11	2002/04	2003-09	2003/12	2003/03	2004/04	2005/05	2010/03
EN 1993-1-1:2005/AC:2005 CEN/WI 00250C08	Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings										2005/12	
EN 1993-1-2:2005 CEN/WI 00250099	Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-2: General rules - Structural fire design	FV	1999-04	2001-05	2001-10	2002/04	2003-09	2003/12	2003/03	2004/04	2005/04	2010/03
EN 1993-1-2:2005/AC:2005 CEN/WI 00250C10	Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-2: General rules - Structural fire design										2005/12	
EN 1993-1-3 CEN/WI 00250117	Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-3: General rules - Supplementary rules for cold-formed members and sheeting	FV	2000-09	2001-07	2002/12	2002/12	2005/05	2005/09	2005/12	2006/01	(2006/08)	(2010/03)
EN 1993-1-4 CEN/WI 00250118	Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-4: General rules - Supplementary rules for stainless steels	FV	2000-06	2002-09	2004/03	2004/03	2005/08	2005/09	2005/12	2006/01	(2006/08)	(2010/03)
EN 1993-1-5 CEN/WI 00250119	Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-5: Plated structural elements	FV	2000-09	2002-02	2003/03	2003/08	2005/08	2005/09	2005/12	2006/01	(2006/08)	(2010/03)

EUROCODES PROGRESS

11 - 08 - 2006

(pr)EN CEN WI	Title	Track	Establishing of Project Team by Resolution	Stage 32 First Project Team draft received at CMC	"Stage 34" Final Project Team draft received at CMC	SCC Consultation of Standing Committee on Construction	Stage 49 Formal Vote Draft received at CMC for preparation	Stage 51 Formal vote launched	Stage Formal Vote Close	Stage 53 DOR Ratification of EN	Stage 64 DAV Definitive text made available by CMC	DOW Date of With-drawal
EN 1993-1-6 CEN/WI 00250135	Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-6: General - Strength and stability of shell structures	FV	2001-06	2004/03	2004/03	2004/03	2006/01	2006/02	2006/05	2006/06	(2006/10)	(2010/03)
EN 1993-1-7 CEN/WI 00250136	Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-7: General - Strength of planar plated structures loaded transversely	FV	2001-06		2005/10	2005/10	2006/01	2006/02	2006/05	2006/06	(2006/10)	(2010/03)
EN 1993-1-8:2005 CEN/WI 00250107	Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-8: Design of joints	FV	1998-07	2000-04	2001-10	2002/04	2003-09	2003/12	2003/03	2004/04	2005/05	2010/03
EN 1993-1-8:2005/AC:2005 CEN/WI 00250C11	Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-8: Design of joints										2005/12	
EN 1993-1-9:2005 CEN/WI 00250108	Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-9: Fatigue	FV	1998-07	2000-04	2001-10	2002/04	2003-09	2003/12	2003/03	2004/04	2005/05	2010/03
EN 1993-1-9:2005/AC:2005 CEN/WI 00250C12	Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-9: Fatigue										2005/12	
EN 1993-1-10:2005 CEN/WI 00250109	Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-10: Material toughness and through-thickness properties	FV	1998-07	2000-05	2001-10	2002/04	2003-09	2003/12	2003/03	2004/04	2005/05	2010/03
EN 1993-1-10:2005/AC:2005 CEN/WI 00250C09	Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-10: Material toughness and through-thickness properties	Corrigenda									2005/12	

EUROCODES PROGRESS

11 - 08 - 2006

(pr)EN CEN WI	Title	Track	Establishing of Project Team by Resolu-tion	Stage 32 First Project Team draft received at CMC	"Stage 34" Final Project Team draft received at CMC	SCC Consulta- tion of Standing Commit- tee on Construc- tion	Stage 49 Formal Vote Draft received at CMC for prepara-tion	Stage 51 Formal vote launched	Stage Formal Vote Close	Stage 53 DOR Ratifica-tion of EN	Stage 64 DAV Definitive text made available by CMC	DOW Date of With- drawal
EN 1993-1-11 CEN/WI 00250121	Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-11: Design of structures with tension components	FV	2000-06	2002-02	2003/03	2003/08	2005/08	2005/09	2005/12	2006/01	(2006/09)	(2010/03)
EN 1993-1-12 CEN/WI 00250164	Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-12: Additional rules for the extension of EN 1993 up to steel grades S 700	UAP			2005/10	2005/10	2005/11	2006/02	2006/06	2006/07	(2006/11)	(2010/03)
EN 1993-2 CEN/WI 00250120	Eurocode 3: Design of steel structures - Part 2: Steel Bridges	FV	2000-06	2002-02	2003/03	2003/08	2005/08	2005/09	2005/12	2006/01	(2006/08)	(2010/03)
EN 1993-3 CEN/WI 00250110	<i>Design of steel structures - Buildings</i>		<i>1998-07</i>	<i>2000-12</i>	<i>2001-10</i>	<i>2002/04</i>	<i>(2002-05)</i>					
EN 1993-3-1 CEN/WI 00250122	Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 3-1: Towers, masts and chimneys - Towers and masts	FV	2000-06	2002-09	2003/03	2003/08	2005/08	2005/09	2005/12	2006/01	(2006/08)	(2010/03)
EN 1993-3-2 CEN/WI 00250123	Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 3-2: Towers, masts and chimneys - Chimneys	FV	2000-06	2002-09	2003/03	2003/08	2005/08	2005/09	2005/12	2006/01	(2006/08)	(2010/03)
EN 1993-4-1 CEN/WI 00250137	Eurocode 3: Design of steel structures - Part 4-1: Silos, tanks and pipelines - Silos	FV	2001-06	2004/03	2004/03	2004/03	2006/01	2006/02	2006/05	2006/06	(2006/10)	(2010/03)

EUROCODES PROGRESS

11 - 08 - 2006

(pr)EN CEN WI	Title	Track	Establi- shing of Project Team by Resolu-tion	Stage 32 First Project Team draft received at CMC	"Stage 34" Final Project Team draft received at CMC	SCC Consulta- tion of Standing Commit- tee on Construc- tion	Stage 49 Formal Vote Draft received at CMC for prepara-tion	Stage 51 Formal vote launched	Stage Formal Vote Close	Stage 53 DOR Ratifica-tion of EN	Stage 64 DAV Definitive text made available by CMC	DOW Date of With- drawal
EN 1993-4-2 CEN/WI 00250138	Eurocode 3: Design of steel structures - Part 4-2: Silos, tanks and pipelines - Tanks	FV	2001-06	2004/03	2004/03	2005/10	2006/01	2006/02	2006/05	2006/06	(2006/10)	(2010/03)
EN 1993-4-3 CEN/WI 00250139	Eurocode 3: Design of steel structures - Part 4-3: Silos, tanks and pipelines - Pipelines	FV	2001-06	2004/03	2004/03	2004/03	2006/01	2006/02	2006/05	2006/06	(2006/10)	(2010/03)
EN 1993-5 CEN/WI 00250140	Eurocode 3: Design of steel structures - Part 5: Piling	FV	2001-06	2002-08	2005/10	2005/10	2006/01	2006/02	2006/05	2006/06	(2006/10)	(2010/03)
EN 1993-6 CEN/WI 00250141	Eurocode 3 : Design of steel structures - Part 6: Crane supporting structures	FV	2001-06	2003/11	2004/03	2004/03	2006/01	2006/02	2006/05	2006/06	(2006/10)	(2010/03)

- CEN Comité Europeo de Normalización
- CMC CEN Managemen Centre
- SCC Standing Commitee on Construction
- DOR Fecha de ratificación en Euronorma (Date of Ratificación of Euronorma)
- DAV Fecha a partir de la cual está disponible (Date of Availability)
- DOP Fecha de publicación (Date of Publication)
- DOW Fecha de derogación (Date of Withdrawal)

1.2 El código técnico de la edificación

En cuanto a la normativa nacional, tras la entrada en vigor el 6 de mayo de 2000 de la Ley de Ordenación de la Edificación¹ (LOE), se autoriza al Gobierno² a aprobar un Código Técnico de la Edificación que establezca las exigencias que deben cumplir los edificios en relación con los requisitos básicos de seguridad y habitabilidad.

Este Código Técnico se configura como un nuevo marco normativo que identifica, ordena y completa la reglamentación técnica existente facilitando su aplicación y cumplimiento en armonía con la normativa europea.

Está estructurado en los siguientes documentos:

PARTE 1

Capítulo 1. Disposiciones generales

Capítulo 2. Condiciones técnicas y administrativas

Capítulo 3. Exigencias básicas

ANEJO I. Contenido del proyecto

ANEJO II. Documentación del seguimiento de la obra

ANEJO III. Terminología

PARTE 2. Documentos Básicos

DB-SE- Documento Básico de Seguridad Estructural

DB-SE: Seguridad Estructural

DB-SE AE: Acciones en la edificación

DB-SE C: Cimientos

DB-SE A: Acero

DB-SE F: Fábrica

DB-SE M: Madera

¹ Ley 38/1999 de 5 de noviembre, de Ordenación de la Edificación

² En la Disposición Final Segunda de la LOE

DB-SI: Seguridad en caso de incendio
DB-SU: Seguridad de Utilización
DB-HS: Salubridad
DB-HR: Protección frente al ruido (pendiente de aprobación)
DB-HE: Ahorro de energía

Ha sido aprobado por Consejo de Ministros el 17 de marzo de 2006, y sustituirá³ a toda normativa estatal de obligado cumplimiento en la edificación.

El CTE entró en vigor al día siguiente de su publicación⁴, aunque no será obligatorio aplicar los DBs hasta marzo de 2007.

Durante este periodo se podrá aplicar, bien el DB-SE: Seguridad estructural junto con el DB-SE AE: Acciones en la edificación y con el DB-SE A: Acero, o bien la NBE: Acciones en edificación (AE-88) junto con la NBE: Estructuras de Acero en la Edificación (EA-95).

En cuanto a la NBE EA-95, normativa con la que hasta ahora se regulaban las condiciones que debían cumplir las estructuras de acero, no es más que un refundido no actualizado de las normas anteriores (MV-102 a MV-111). Así pues, es una norma incompleta que en muchos aspectos ha quedado obsoleta.

Era por tanto necesaria una revisión normativa global que recogiera, de forma adecuada, los avances que se han producido en el campo de las estructuras de acero.

Esta revisión ha venido de la mano del CTE, que en el documento DB-SE-A sigue básicamente el enfoque del Eurocódigo 3 (EN-1993) contemplando las distintas combinaciones de cálculo elástico y plástico en base a la clasificación de secciones establecida en el citado Eurocódigo.

³ Excepto la EHE y la NCSE-02 que han quedado incluidas en el mismo

⁴ 29 de marzo 2006

También adopta los tipos de acero que se comercializan actualmente e incluye modelos de análisis para uniones. Por lo tanto, con este documento queda superada la antigua norma básica de la edificación NBE-EA-95.

1.3 Uniones semi-rígidas en estructuras de edificación

Todo problema de diseño estructural requiere un cierto grado de simplificación para poder aproximarse al problema real. Los nudos de estructuras de barras de acero, frecuentemente se modelizan como simplemente articulados o como absolutamente rígidos. En el primer caso se admite el libre giro de las barras concurrentes por lo que entre ellas solo se transmiten fuerzas; en el segundo se supone que el giro experimentado por el extremo de todas las barras concurrentes es el mismo y, en consecuencia, entre ellas se transmiten no solo fuerzas sino también momentos.

Las uniones semi-rígidas representan una situación intermedia: la disposición constructiva de la unión de cada una de las barras al nudo posibilita parcialmente el giro relativo entre ellas. Estas uniones parcialmente deformables son capaces de transmitir fuerzas y un cierto momento (el correspondiente a las restricciones que impone la unión al giro libre del extremo de la barra).

1.3.1 Primeras investigaciones

El interés en las propiedades de las uniones semi-rígidas y su efecto en el comportamiento de las estructuras de barras se remonta a la década de 1930, cuando se publican los primeros informes del Steel Structures Research Committee⁵ en Londres.

Desde entonces, se han realizado un gran número de trabajos

⁵ Steel Structures Research Committee, Department of Scientific and Industrial Research, HMSO, Londres.

teóricos y experimentales tanto sobre la modelización del comportamiento de las uniones semi-rígidas, como sobre su influencia en el comportamiento del resto de la estructura.

En 1934 Batho y Rowan publican un artículo⁶ en el que proponen un método de cálculo gráfico que permite obtener las restricciones en extremo de barra generadas por las uniones. Para poder aplicar este método, conocido como "*beam-line*", era necesario conocer la curva $M-\theta$ de las uniones, la cual se debía obtener experimentalmente.

En 1936, J. P. Baker, y J. C. Rathbun, aplicaron, por primera vez, en el análisis de estructuras de barras con nudos semi-rígidos, el método conocido como *pendiente-desplazamiento* (Slope-Deflection) desarrollado para estructuras de barras con uniones rígidas por Axel Bendixen y el *método de la distribución de momentos* desarrollado por Hardy Cross.

Desde entonces, son numerosos los autores que han contribuido a la aplicación de estos métodos en el análisis de estructuras con nudos semi-rígidos. Sirva citar los trabajos de J. F. Baker, y E. L. Williams, "*The effect of wind loads on frames with semi-rigid connections*", (1936); B. Johnston, y E. H. Mount, "*Analysis of building frames with semi-rigid connections*", (1942); R. W. Stewart, "*Analysis of frames with elastic joints*" (1949) y B. Surochnikoff, "*Wind stresses in semi-rigid connections of steel framework*", (1950).

El desarrollo de los ordenadores desde principios de los años 50 ha constituido una formidable aportación al análisis y diseño estructural. La facilidad del ordenador para resolver sistemas de ecuaciones, junto con la creciente complejidad de los sistemas estructurales que demandaban para su análisis una mayor sistematización y una

⁶ Batho, C. y Rowan, H. C., "The analysis of the moments in the members of a frame having rigid or semi-rigid connections under vertical loads"

notación más eficiente y compacta, condujo directamente al nacimiento de los métodos matriciales, siendo el método de las rigideces, o el de los desplazamientos, el más utilizado, por ser el más fácil de automatizar. Su uso se generaliza durante los años 60 y pronto se hará extensivo a las estructuras de barras con uniones semi-rígidas.

Así, en 1963, G. R. Monforton⁷, y T. Wu, proponen modificar la matriz de rigidez de una barra con nudos rígidos, introduciendo las propiedades de las uniones semi-rígidas para tener en cuenta su influencia y efectos en el análisis de la estructura.

En este método, se asume una relación lineal entre el momento que llega al nudo y el giro en extremo de barra, de modo que es el valor del cociente⁸ φ/M_b , el que se utiliza para modificar la matriz de rigidez de las barras.

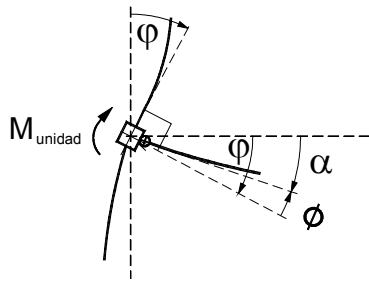
En ese mismo artículo, Monforton y Wu, definen el concepto de grado de rigidez, factor que relaciona la rigidez de la viga con la de la unión, y que se expresa como:

$$r = \frac{\alpha}{\varphi} \quad \text{ecuación [1. 1]}$$

El grado de rigidez, r , define la rigidez relativa de una unión respecto de la de la barra, y puede interpretarse como la relación que existe, cuando se aplica un momento unidad al nudo, entre el giro α del extremo de la barra respecto al giro φ del nudo, tal y como se muestra en la figura 1.2.

⁷ Monforton, G. R. y Wu, T "Matrix analysis of Semi-Rigidly Connected Frames", Journal of Structural Engineering, ASCE, 89, ST6, 13-42, 1963

⁸ Se define la rigidez de la unión, R , como el cociente entre el giro en el extremo de la barra y el momento aplicado al nudo.



$$r = \frac{\alpha}{\phi} = \frac{\alpha}{\alpha + \phi} \quad \text{ecuación [1.2]}$$

figura 1.2

La introducción del grado de rigidez⁹, simplifica significativamente el análisis de estructuras de barras con uniones semi-rígidas, y lo que es más importante, hace más comprensible el procedimiento de análisis cuando se aplica el modelo matemático que sustituye a las condiciones de enlace de los elementos.

El concepto de grado de rigidez, es muy importante en el diseño de este tipo de estructuras, ya que dota de sentido físico a la "*cantidad de rigidez*" disponible de una unión, permitiendo a los diseñadores evaluar la respuesta de la estructura a partir de un análisis aproximado en las fases previas de diseño.

Procedimientos de cálculo de estructuras de barras con uniones semi-rígidas similares a la modificación de la matriz de rigidez propuesta por Monforton y Wu fueron publicados por R. K. Livesley, en "*Matrix Methods of Structural Analysis*" (1964) y por J. M. Gere, y W. Weaver, en "*Analysis of Frame Structures*" (1965).

El comportamiento dinámico de las uniones semi-rígidas fue investigado por S. R. Lionberger, y W. Weaver, "*Dynamic response of frames with non-rigid connections*" (1969) y por M. Suko, y P. F. Adams, "*Dynamic analysis of multibay multistory frames*" (1971). En este análisis, el comportamiento elásto-plástico de la unión se modeliza mediante un muelle equivalente.

⁹ Este concepto se desarrolla en profundidad en el capítulo 9.

1.3.2. El Eurocódigo 3.

En 1978 con el fin de armonizar los criterios y procedimientos de diseño y análisis estructural de los países europeos, la European Convention for Constructional Steelwork (ECCS) publica unas recomendaciones para la construcción en acero: "*European recommendations for steel construction*", cuyo contenido será la base del futuro Eurocódigo 3.

Estas recomendaciones suponen un avance importante respecto a las normas y especificaciones de los países miembros, ya que sustituyen el método de las tensiones admisibles por el de los estados límite, basado en el concepto probabilístico de seguridad que introduce el uso de coeficientes de mayoración de cargas.

En cuanto al diseño de uniones, recomienda, por resultar más económica su ejecución, las articulaciones y las uniones sin rigidizar, aunque sin incluir criterio alguno para modelizar el comportamiento de estas últimas.

En 1981 P. D. Moncelrz¹⁰, y K. H. Gerstle, proponen una nueva aproximación del análisis de estructuras de barras con uniones semi-rígidas basada en la matriz de rigidez, y en 1984, basándose en los estudios de la ECCS, la Commission des Communautés Européennes publica la primera versión del Eurocódigo 3: "*Eurocode n° 3: règles unifiées communes pour les constructions en acier*".

Esta norma se publica con una invitación a ser comentada por parte de las organizaciones técnicas, científicas y profesionales, así como de las organizaciones de normalización y los posibles usuarios a título personal aunque sin olvidar que, uno de sus objetivos prioritarios es la armonización del diseño, cálculo y ejecución de las

¹⁰ Moncelrz., P. D. y Gerstle, K. H Steel frame with nonlinear connections, 1981.

estructuras, lo cual implica llegar a un acuerdo común sobre los principios generales del proyecto compuestos por una serie de reglas de aplicación que deberán ser aceptadas como una alternativa a las reglas nacionales existentes.

En cuanto a la consideración de las uniones, este documento las clasifica como articuladas, rígidas y flexibles para el análisis elástico, y de resistencia completa o parcial para el análisis plástico, sin incluir criterios acerca de su uso y modelización.

Tras la investigación, recopilación y publicación¹¹ de distintos procedimientos de análisis de estructuras de barras con uniones semi-rígidas propuestos por diversos autores, D.A. Nethercot publica en 1985 "*Joint action and the design of steel frames*" y en 1986 "*The behaviour of steel frame structures allowing for semi-rigid joint action*". Por su parte, en 1987, W. F. Chen, publica, junto con M. E. Lui "*Steel frame analysis with flexible joints*" y con Y. Goto "*On the computer-based design analysis for the flexibly jointed frames*". Todas ellas publicaciones que proponen, a partir de la matriz de rigidez, métodos de análisis de estructuras con uniones semi-rígidas.

En 1987, la ECCS crea, bajo la supervisión de D.A. Nethercot el subgrupo de trabajo TWG 8.2, con el fin de estudiar la respuesta de las estructuras de barras teniendo en cuenta el comportamiento de las uniones.

Una de las primeras conclusiones a la que llegan sus miembros es la necesidad de profundizar en el estudio de las deformaciones y resistencias locales de las uniones, con objeto de modelizarlas, permitir su clasificación e idealizar su respuesta para poder incluirla en el análisis, lo que propicia la creación del comité técnico nº 10 de

¹¹ Jones, S.W.; Kirby, P.A. y Nethercot, D.A. "*The Analysis of frames with semi-rigid connection. A State of the Art Report*". Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Sheffield, 1982

la ECCS -TC 10 *Structural connections*- dedicado al estudio del comportamiento de los nudos estructurales.

Es evidente que mediante ensayos de laboratorio puede obtenerse información muy precisa acerca de la deformabilidad y resistencia de las uniones, pero no lo es menos que dicha técnica resulta demasiado costosa para la práctica diaria, por lo que se limita normalmente a la investigación.

No obstante, la utilización de resultados experimentales será posible gracias a la creación de bancos de datos en los que se han venido almacenando y organizando los resultados obtenidos en numerosos ensayos con distintas configuraciones de uniones viga-soporte.

1.3.3. Los bancos de datos

En estos bancos, junto a la curva momento-rotación obtenida para cada ensayo, se describen las propiedades geométricas de la viga, el soporte y los elementos de enlace, así como el tipo de acero, sus propiedades mecánicas y el nombre de la persona que llevó a cabo el ensayo.

En 1983 nace el primer banco de datos en EEUU, bajo la supervisión de Goverdhan¹², el cual recoge una serie de ensayos realizados en Estados Unidos, entre 1950 y 1983, que recopilan el comportamiento de distintas configuraciones de uniones atornilladas viga-soporte (figura 1.3 (a) angulares dobles unidos al alma, (b) un solo angular o chapa unido al alma (c), (d) chapas unidas a las alas de la viga, (e) chapa frontal , (f) dos angulares uniendo las alas de la viga y dos angulares uniendo las alas de la viga con uno (h), o dos angulares uniendo el alma).

¹² Goverdhan, A.V. (1983) A Collection of Experimental Moment-Rotation Curves and Evaluation of Prediction Equations for Semi-Rigid Connections, Master Thesis, vanderbilt University, Nashville, TN

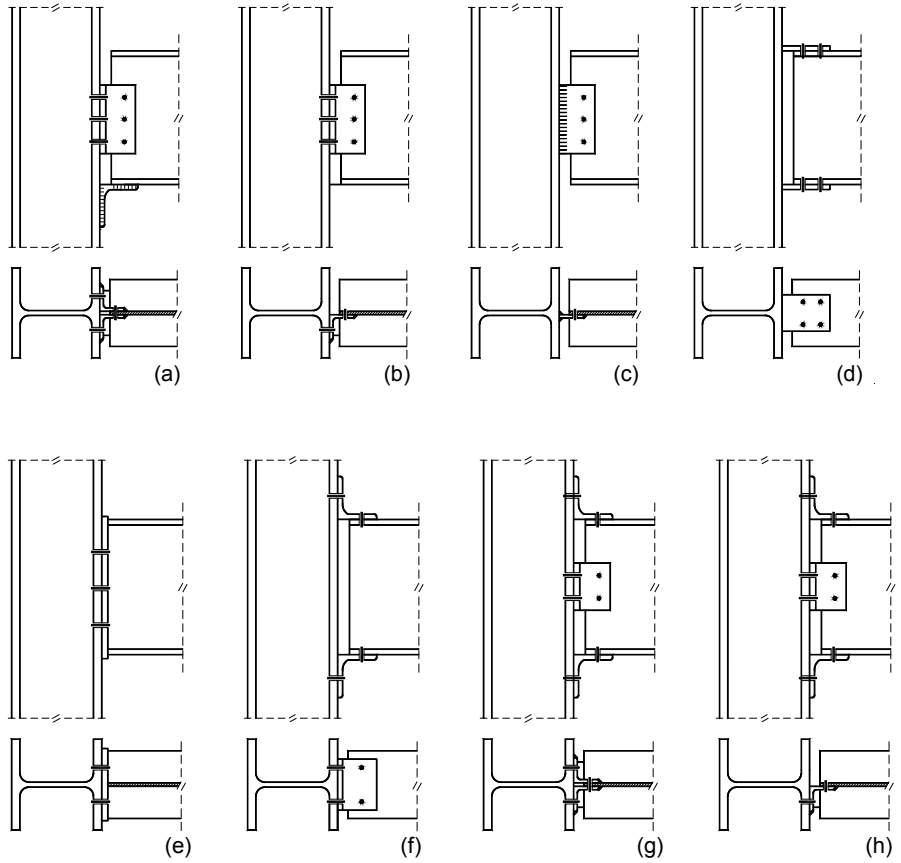


figura 1.3

Posteriormente, en 1985, Nethercot¹³ elabora el primer banco de datos europeo, recopilando unos setenta estudios experimentales basados en más de 700 ensayos, incluyendo, además de las tipologías estudiadas por Goverdhan, las uniones viga-soporte unidas mediante perfiles en T con y sin angulares en el alma. (Ver figura 1.4)

¹³ Nethercot, D.A. (1985) Steel Beam-to-Column connections: A review of Test Data and its Applicability to the Evaluation of Joint Behaviour in the Performance of Steel Frames, CIRIA Report, RP338.
Nethercot (1985) Utilization of Experimentally Obtained Connection Data in Assessing the Performance of Steel Frames, in Connection Flexibility and Steel Frames (Ed. Chen, W.F.)

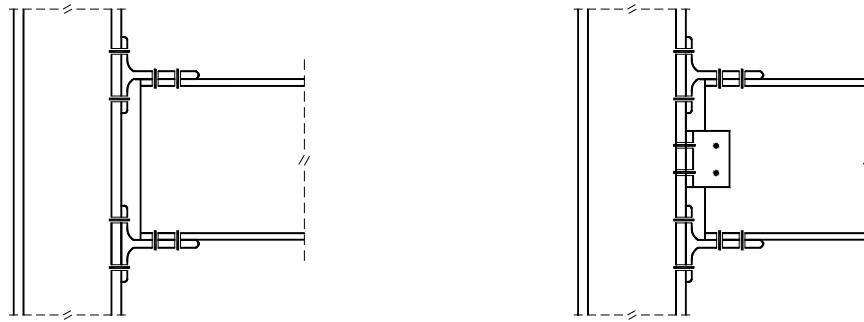


figura 1.4

En 1986, Kishi¹⁴ y Chen recopilan los resultados de distintos ensayos realizados por todo el mundo desde el año 1936 hasta el momento del estudio, desarrollando simultáneamente el programa SCDB (Steel Connection Data Bank) que proporciona la expresión matemática de la curva Momento-Rotación obtenida experimentalmente. Este trabajo se completaría más tarde con nuevos ensayos.

Los 396 test incluidos en el programa SCDB se agrupan, en función de la tipología de unión en los 7 tipos siguientes:

- Un angular o chapa unida al alma. figura 1.3 b) y c)
- Doble angular unido al alma. figura 1.3 a)
- Angulares en las alas y en el alma. figura 1.3 g) y h)
- Angulares en las alas. figura 1.3 f)
- Chapa frontal extendida. figura 1.5 b)
- Chapa frontal enrasada. figura 1.3 e)
- Chapa frontal de menor canto de la viga. figura 1.5 a)

¹⁴ Kishi, N y Chen, W.F. (1986) Data Base of Steel Beam-to-Column Connections, Structural Engineering Report No. CE-STR-86-26, School of Civil Engineering, Purdue University, West Lafayette IN.

Las referencias y número de las curvas experimentales de cada tipo de conexión se recogen en la tabla 1.1. Las gráficas momento-rotación de los distintos tipos se muestran en la figura 1.6.

Autor del ensayo	Nº de ensayos
Tipo 1. Un angular o chapa unida al alma	
S.L. Lipson (1968)	30
L.E. Thompson et al. (1970)	12
S.L. Lipson et al. (1970)	8
R.M. Richard et al. (1982)	4
Tipo 2. Doble angular unido al alma	
J.C. Rathbun (1936)	7
W.C. Bell et al. (1958)	4
C.W. Lewitt et al. (1966)	6
W.H. Sommer (1969)	4
L.E. Thompson et al. (1970)	48
B. Bose (1981)	1
J.B. Davison et al. (1987)	2
Tipo 3. Angulares en las alas y en el alma	
J.C. Rathbun (1936)	2
A. Azizinamini et al. (1985)	20
Tipo 4. Angulares en las alas	
J.C. Rathbun (1936)	3
R.A. Hechtman & B.G. Johnston (1947)	12
S.M. Maxwell et al. (1981)	12
M.J. Marley (1982)	26
J.B. Davison et al. (1987)	1
Tipo 5. Chapa frontal extendida	
L. G. Johnson et al. (1960)	1
A.N. Sherbourne (1961)	5
J.R. Bailey (1970)	26
J.O. Surtees & A.P. Mann (1970)	6

J.A. Packer & L.J. Morris (1977)	3
S.A. Loannides (1978)	6
R.J. Dews (1979)	3
P. Grundy et al. (1980)	2
N.D. Johnstone & W.R. Walpole (1981)	8
A. Mazroi (1983-1984)	24
Y.L. Yee (1984)	16
D.B. Moore & P.A.C. Sims (1986)	2
J.B. Davison et al (1987)	1
R. Zandonini & P. Zanon (1987)	9
L.F.L. Ribeiro & R.M. Gonçalves (1996)	24
Tipo 6. Chapa frontal enrasada	
J.R. Ostrader (1970)	24
J. Philips & J.A. Packer (1981)	5
J. B. Davison et al (1987)	3
Tipo 7. Chapa frontal de menor canto de la viga	
W.H. Sommer (1969)	20
J.B. Davison et al. (1987)	1
A.K. Aggarwal (1989)	5

tabla 1.1

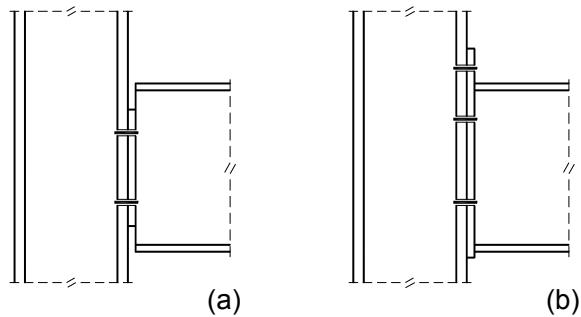


figura 1.5

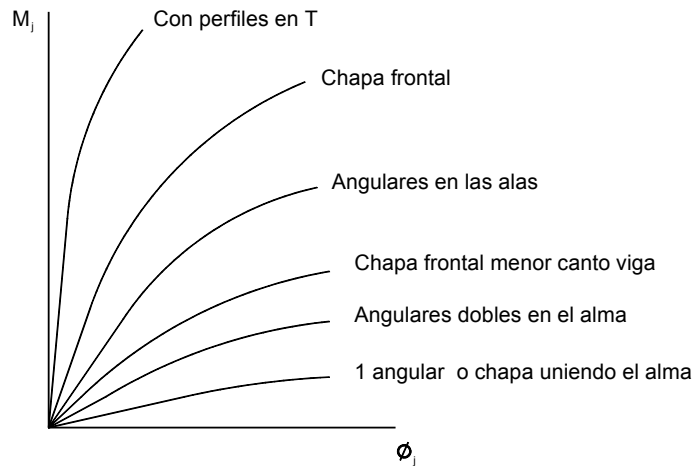


figura 1.6

En esta figura procedente de Practical Analysis for Semi-Rigid Frame Design¹⁵, se puede observar que:

- Las uniones resueltas con dos angulares unidas al alma tienen una rigidez de aproximadamente el doble que las resueltas con un solo angular, o una chapa unida al alma. No obstante, ambos tipos son considerados como articulaciones por las especificaciones AISC ASD¹⁶.
- La rigidez de las uniones resueltas mediante dos angulares uniendo las alas de la viga, aumenta sensiblemente. A pesar de que las AISC ASD consideran que la función del angular superior es impedir el pandeo lateral del ala comprimida, y la del angular inferior transmitir exclusivamente el cortante considerándola articulada, los resultados experimentales demuestran que tienen capacidad para transmitir parte del momento del extremo de la viga. En el caso en que se añaden angulares en el alma, las AISC ASD (1989) la consideran semi-rígidas.

¹⁵ Practical Analysis for Semi-Rigid Frame Design, World Scientific Publishing Chen, W.F. Ed.

¹⁶ AISC-ASD 1989. Specifications for the Design, Fabrication, and Erection of Structural Steel, Chicago, Illinois.

Respecto a las uniones diseñadas con chapa frontal atornillada, la resolución de las mismas puede ser de varios tipos: con la chapa frontal extendida sólo en la zona de tracción (figura 1.7 a), en la zona de tracción y compresión (figura 1.7 b), con la chapa enrasada (figura 1.7 c), o una chapa interior de menor canto que la viga (figura 1.7 d).

Las dos primeras se han considerado tradicionalmente como uniones rígidas, la primera para transmitir flectores negativos, y la segunda cuando es posible una inversión en el sentido de los momentos; sin embargo, el comportamiento de las mismas está condicionado por la capacidad del ala y alma del soporte para evitar el giro relativo de la viga, pudiéndose comportar en ocasiones como uniones semi-rígidas. Su rigidez disminuye cuando la chapa se enrasa en las alas de las vigas, o se reduce a una altura interior al canto de la viga.

En cuanto a las uniones resueltas mediante perfiles en T situados en las alas de la viga tienen un comportamiento bastante cercano a las uniones rígidas.

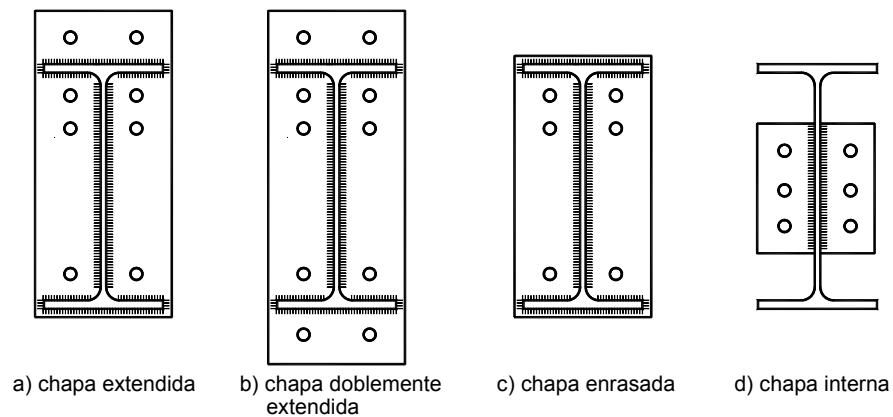


figura 1.7

Por último, un nuevo banco de datos ha sido desarrollado en Europa por *Arbed Recherches* (J.C. Gerardy¹⁷ y J.B. Schleich, 1991) y la Universidad de Aachen (K. Weynand¹⁸, 1992). Es la base de datos SERICON¹⁹, que incluye resultados de ensayos realizados en diferentes países.

El interés práctico de estos bancos para el diseñador de estructuras es bastante limitado, ya que la probabilidad de encontrar el tipo de unión que pretende diseñar es bastante baja. No obstante, son una herramienta imprescindible para validar los distintos modelos matemáticos adoptados para predecir la respuesta de la unión a partir de sus propiedades geométricas y mecánicas.

1.3.4. Modelos acerca del comportamiento de las uniones

Un buen número de investigadores (Jaspart, Bursi y Piluso entre otros) coinciden con Nethercot²⁰ y Zandonini clasificando los métodos de predicción del comportamiento de las uniones en las siguientes cuatro categorías:

1. Curve fitting. Esta aproximación tiene como objeto ajustar un conjunto de expresiones matemáticas a la curva característica $M-\varnothing$ obtenida a partir de ensayos y simulaciones numéricas. Las funciones dependen de los parámetros físicos de la unión y relacionan, a lo largo de TODO el proceso de carga, el momento aplicado con la rotación generada.

¹⁷ Gerardy, J.C y Schleich, J.B. (1991): Semi-Rigid Action in Steel Frame Structures, Report on ECSC Agreement, No. 7210-SA/507, Arbed Recherches, Luxembourg.

¹⁸ Weynand, K.(1992) SERICON - Data bank on Joint in Building Frames. Proceedings of the 1St COST C1 Workshop, Strasbourg

¹⁹ Weynand, K.; Huter, M. Kirby, P.A.; Simoes da Silva, L.A.P.; Cruz, P.J.S.-SERICON - Data bank on Joint in Building Frames. Proceedings of the COST C1 Workshop, Lieja, 1998.

²⁰ Nethercot, D.A.; Zandonini, R. "Methods of prediction of join behaviour" Elsevier Applied Science Publisher, 1989

2. Modelos analíticos simplificados. Son aquellos que tan solo tratan de predecir los valores de los parámetros más significativos de la curva M-Ø, tales como la rigidez inicial o el momento resistente, a partir de las propiedades geométricas y mecánicas de las uniones. Tales valores se verifican comparándolos con ensayos o resultados de simulaciones numéricas. En esta línea se encuentran los trabajos de H.H. Snijder²¹ en los que se basa el Eurocódigo 3

3. Modelos mecánicos. También llamados modelos de *muelles*, representan el comportamiento de las distintas partes de la unión mediante varios elementos rígidos o deformables. La respuesta no lineal de la unión obliga a introducir en el modelo matemático *muelles* con comportamiento elastoplástico cuyas ecuaciones constitutivas se obtienen mediante ensayos o a partir de modelos analíticos.
El modelo proporciona una imagen del comportamiento de la unión basada en la superposición de los efectos de las deformaciones de los distintos elementos que la componen. Estas aproximaciones proporcionan unos resultados globales muy similares a los que se obtienen utilizando métodos analíticos.
Es el caso del *Método de los Componentes* que, basado en los trabajos de Zoetemeijer²² sobre las uniones atornilladas, se presenta en el Eurocódigo 3.

4. Análisis por elementos finitos. Método utilizado a partir de 1988 por C. Poggi²³ para predecir la curva M-Ø de las uniones

²¹ Snijder, H.H., "Evaluation of test results on welded connections in order to obtain strength functions and suitable model factor", Delft, 1988

²² Zoetemeijer "Summary of the Research on Bolted Beam-to-Column Connections" (period 1978 - 1983) informe sobre los resultados obtenidos en los ensayos realizados por el autor en el Steven Laboratory, Delft,

semi-rígidas, y que según O.S. Bursi²⁴ y J.P. Jaspart resulta poco eficaz para estudiar uniones atornilladas debido a la discontinuidad material de los elementos que constituyen la unión y los problemas de contacto y ajuste que aparecen a lo largo del proceso de carga del nudo. Por todo ello, el modelo no lineal resultante es extremadamente complejo.

Además, los resultados obtenidos con simulaciones numéricas basadas en el MEF son muy sensibles al tipo de ecuación constitutiva implementada, al tipo de elemento finito utilizado, al número de puntos de integración tomados en cada uno de ellos y a la finura de la discretización aplicada.

Entre los numerosos modelos analíticos desarrollados para diferentes tipos de configuraciones de nudos y elementos de conexión, el *Método de los Componentes* se ha ido convirtiendo en el modelo de referencia para la mayoría de los investigadores.

La ventaja fundamental de este método estriba en que, mientras los otros modelos entienden el nudo como un todo y así lo estudian, el de los componentes considera la unión formada por una serie de elementos básicos individuales que poseen su propia rigidez y resistencia a la tracción, compresión o cortante, a partir de los cuales es posible obtener las propiedades de la unión completa.

En 1989 y 1990 se publican nuevas versiones del Eurocódigo 3 donde por vez primera se incluyen, basándose en este método, una serie de criterios que permiten calcular la rigidez y la resistencia a flexión de un determinado tipo de uniones.

²³ Poggi, C. "A finite element model for the analysis of flexibly connected steel frames" y "A finite element for the analysis of semi-rigid frames" publicados en *Connection in Steel Structure-Behaviour, Strength and Design*

²⁴ Bursi, O.S.; Jaspart, J.P. "*Basic issues in the finite element simulation of extended en plate connections*". Computers & Structures 1998

Tras su publicación, dichos criterios son analizados en profundidad por D.B. Moore²⁵, comparando los resultados obtenidos con los datos experimentales, mientras que G. Oudry²⁶ y I. Ryan sugieren un ajuste de la curva momento-rotación propuesta, basándose en resultados experimentales.

Estos avances en la caracterización del comportamiento de un cierto tipo de uniones permitieron incorporar al análisis estructural el efecto de las conexiones semi-rígidas. En los trabajos de R. Maquoi²⁷ y J.P. Jaspart así como los de M. Barakat²⁸ y W.F. Chen se proponen una serie de procedimientos para ello.

Simultáneamente, se sigue profundizando en la caracterización de las uniones. En 1991 J.P. Jaspart defiende, en la Universidad de Lieja, su Tesis doctoral titulada "*Étude de la semi-rigidité des nœuds poutre-colonne et son influence sur la résistance et la stabilité des ossatures en acier*" y presenta, junto a J.C. Gerardy²⁹ y R. Maquoi un estudio paramétrico de modelización numérica de las uniones semi-rígidas.

A pesar de que tras la publicación del Eurocódigo 3 es posible considerar el comportamiento de las uniones en el análisis estructural, estas se siguen modelizando en la práctica diaria como rígidas o articuladas.

²⁵ Moore, D.B. "*Comparison of appendix 6A of EC3: part 1 august 1989 with experimental data: part 1 flush end-plates with two bolts rows*" 1989

²⁶ Oudry, G. y Ryan, I. "*À propos de la courbe moment-rotation des assemblages boulonnés poutre-poteau selon l'Eurocode 3*"

²⁷ Maquoi, R. y Jaspart, J.P. "*Contribution to the design of braced frames with semi-rigid connections*". (1989), "*Simple design method for sway frames with semi-rigid connections*" (1989) y "*Guidelines for the design of braced frames with semi-rigid connections*" (1990).

²⁸ Barakat, M., y Chen, W.F. "Design analysis of semi-rigid frames: evaluation and implementation".

²⁹ Jaspart, J.P.; Gerardy, J.C. y Maquoi, R. "*Parametric study of the numerical modelling for semi-rigid joints*"

Ello se debe a la dificultad que entraña la aplicación de los criterios recogidos en el Eurocódigo 3 y a la falta de información que, acerca de las uniones semi-rígidas y de su comportamiento, tienen muchos de los ingenieros y arquitectos encargados de elaborar y ejecutar proyectos de estructuras.

Con la finalidad de informar y formar a tales técnicos para que el nuevo concepto de unión llegue a pie de obra, nace en 1991 el proyecto C1: *Control of the semi-rigid behaviour of civil engineering structural connections*, de COST (European Co-operation in the field of Scientific Research) que pretende recoger las investigaciones realizadas hasta el momento y difundir sus resultados. Su objetivo general es incrementar el conocimiento sobre el comportamiento de las uniones y poder mejorar, en términos de seguridad y economía, el diseño estructural desarrollando para ello una aproximación unificada.

Contempla todos los materiales utilizados en ingeniería civil: acero, hormigón, estructuras mixtas, madera y polímeros, en combinación con todos los elementos de unión: soldadura, tornillos, pernos, roblones, clavos, chapas, angulares y adhesivos.

Dada la diversidad de materiales y elementos implicados, así como el número de países participantes se hace necesario organizar diferentes grupos de trabajo. De este modo, el Grupo WG2, dedicado a las estructuras de acero y mixtas hormigón-acero, tiene como objetivos inmediatos el estudio de las uniones en estructuras de acero, las uniones en estructuras mixtas y las bases de los soportes.

En 1990, la CCE transfiere el desarrollo de los Eurocódigos al CEN (Comité Europeo de Normalización), siendo el Comité Técnico CEN / TC 250 el responsable de todos los Eurocódigos Estructurales.

Una nueva versión del Eurocódigo 3: Proyecto de Estructuras de acero, es redactada por el Subcomité CEN / TC 250/SC 3. y aprobada por CEN el 26 de abril de 1992 como *Norma Europea Experimental ENV 1993-1-1:1992*.³⁰

En el *Anejo J: Uniones viga-soporte* de esta nueva versión del Eurocódigo 3 es donde, con carácter normativo, se incluyen los métodos de aplicación práctica para determinar la resistencia, rigidez y capacidad de rotación de las uniones viga-soporte soldadas ó atornilladas con placa extrema extendida, o enrasada entre perfiles I o H, (figura 1.1)

La utilización de uniones viga-soporte atornilladas es frecuente por lo que su correcta modelización tiene mucho interés. Como ya se mencionó, la complejidad inherente al problema es grande porque en el modelo interviene un elevado número de componentes (alargamiento y flexión de los tornillos, flexión de la chapa frontal, flexión del ala del soporte, efecto del cortante en el alma, fricción entre las chapas...). La aproximación suele efectuarse estudiando el comportamiento de lo que se conoce como la T-equivalente (la unión se descompone en una serie de partes³¹ cuyo volumen eficaz se asemeja a una porción de perfil en T, analizando los posibles modos de rotura de cada una de ellas. Las T-equivalentes y sus modos de rotura se muestran en la figura 6.4).

Los criterios establecidos en el mencionado *Anejo J* para analizar tales uniones se basan en los resultados de las numerosas investigaciones realizadas por parte de los miembros del grupo de trabajo 2 del comité técnico TC 10 de la ECCS (TWG 10-2).

³⁰ La versión oficial, en español, de la norma ENV 1993-1-1 de abril 1992 + ENV 1993-1-1 AC de octubre de 1992 se conoce como Eurocódigo 3: Proyecto de Estructuras de acero. Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificación -Norma española experimental UNE-ENV 1993-1-1- publicada por AENOR en 1996.

³¹ A cada fila de tornillos le corresponde una zona de influencia representada por la T-equivalente.

1.3.5. Criterios de clasificación de las uniones

Siguiendo lo establecido en el *Anejo J*, una vez calculada la rigidez de la unión es posible clasificarla³² como rígida, semi-rígida o articulada, en función de la longitud de la viga unida y de la traslacionalidad de la estructura en su conjunto (que depende de si se disponen o no, sistemas de arriostramiento).

Los ámbitos de la clasificación, en función de la rigidez inicial, son:
Estructuras sin arriostrar: $0,5 EI/L < S_{j,ini} < 25 EI/L$ unión semi-rígida
Estructuras arriostradas: $0,5 EI/L < S_{j,ini} < 8 EI/L$ unión semi-rígida

Por lo que respecta a los límites establecidos para clasificar la unión como rígida o semi-rígida hay que observar que han sido elegidos de tal modo que la disminución de la capacidad de carga de la estructura (evaluada con la fórmula de *Merchant-Rankine* y considerando que se utilizan uniones semi-rígidas con $S_j = 25 \cdot EI/L$ ó $S_j = 8 \cdot EI/L$, según se trate de estructuras sin arriostrar o arriostradas) no es superior en más de un 5% a la capacidad de carga de la misma estructura pero analizada considerando que sus uniones son rígidas.

En cuanto al valor de la rigidez de la unión, se considera que es la rigidez inicial, $S_{j,ini}$, si el momento sollicitación no supera los dos tercios del momento resistente de la unión, o la rigidez secante para valores superiores del momento. Esta recomendación da lugar a una curva trilineal en lugar de la bilineal, ya que hay bastantes uniones semi-rígidas que se comportan de una manera no lineal.

Por otro lado, independientemente de que la estructura se encuentre arriostrada o no, el Eurocódigo 3 recomienda considerar articuladas las uniones cuya $S_{j,ini} < 0,5 EI/L$.

³² La clasificación de las uniones según el Eurocódigo 3 se aborda en el tercer capítulo.

Este criterio de clasificación se contrapone al sistema propuesto por R. Bjorhovde³³, J. Brozzetti y A. Colson, que utiliza una longitud de referencia para la viga -igual a cinco veces el canto- con objeto de definir su rigidez, siendo ésta igual a $E I / 5 d$.

En este caso, los dominios correspondientes a cada tipo son:

Uniones rígidas:	$S_{j,ini} > 2,5 EI/5d$
Uniones semi-rígidas:	Si $0,5 EI/5d < S_{j,ini} < 2,5 EI/5d$
Uniones articuladas:	$S_{j,ini} < 0,5 EI/5d$

Ambos sistemas de clasificación serán analizados por J.Y. Richard³⁴ Liew, D.W. White y W.F. Chen concluyendo que la aproximación del Eurocódigo 3 es más precisa si a priori, se conoce el dimensionado de las barras. Sin embargo, conviene utilizar el criterio de Bjorhovde cuando no se dispone de dicho predimensionado.

El sistema de clasificación propuesto en 1993 por el AISC³⁵ en sus especificaciones LRFD³⁶ para estructuras de acero en edificación, será modificado en 1997 a partir de las conclusiones de su *Committee 3: Loads, Analysis and Systems*, bajo la supervisión de Bjorhovde³⁷.

En esta publicación, la clasificación de las uniones en función de su rigidez se lleva a cabo comparando la rigidez de la viga unida, con la

³³ Bjorhovde, R.; Brozzetti, J. y Colson, A. "A classification system for beam to column connections" Journal Structural engineering ASCE (1990)

³⁴ Richard Liew, J.Y.; White D.W. y Chen W.F. "Limit States Design of Semi-Rigid Frames Using Advanced Analysis: Part 1: Connection Modeling and Classification"

³⁵ AISC, American Institute of Steel Construction.

³⁶ LRDF, Load and Resistance Factor Design Specifications for Structural Steel Building, 2nd Ed. Chicago, IL, 1993

³⁷ AISC Specification Task Committee 3: Loads, Analysis and Systems, Bjorhovde, R. (chairman), Proposed Changes to the AISC LRDF Specification (Section A.2.2.) Chicago, IL, 1997

rigidez secante de la unión. La justificación de este criterio estriba en que el comportamiento no lineal de las uniones bajo pequeños valores de carga, representado por la rigidez inicial, R_{ki} no caracteriza adecuadamente la respuesta de la conexión en estado de servicio, siendo el valor de la rigidez secante R_{ks} un indicador más adecuado de la respuesta casi lineal de la unión frente a pequeñas cargas.

De este modo, se define la relación entre la rigidez de la unión y la rigidez de la barra unida como: $\alpha = \frac{R_{ks} \cdot L}{E \cdot I}$

y las uniones serán

Unión rígida si	$\alpha > 20$
Unión semi-rígida si	$2 < \alpha < 20$
Unión articulada:	$\alpha < 2$

En estos límites, el valor de α se ha establecido siguiendo las recomendaciones del CEN (1992) de que la diferencia entre la resistencia a pandeo de la estructura en régimen elástico considerando las uniones rígidas por un lado, y semi-rígidas por otro, no exceda el 5%.

Dado que la resistencia a pandeo de la estructura con uniones flexibles depende de si esta está arriostrada o no, el valor $\alpha = 20$ se considera para estructuras no arriostradas, y $\alpha = 8$ es el que hay que tener en cuenta en las arriostradas. De este modo, los límites sugeridos por *AISC LRDF specifications* son: (llamando a la rigidez secante, $S_{j,sec}$)

Estructuras sin arriostrar: $2 E/I < S_{j,sec} < 20 E/I$ unión semi-rígida
 Estructuras arriostradas: $2 E/I < S_{j,sec} < 8 E/I$ unión semi-rígida

En 1992, el Comité Técnico nº 8 de la ECCS publica “*Analysis and Design of Steel Frames with Semi-Rigid Joints*” Bruselas, publicación nº 67, que analiza el comportamiento real de las uniones y su representación, introduciendo el método de evaluación de la rigidez y resistencia establecido en el Eurocódigo 3.

La exposición se completa con un ejemplo práctico de obtención de las propiedades de una unión de acuerdo con el siguiente procedimiento. En primer lugar se modeliza la unión, determinando la influencia de su flexibilidad en el comportamiento elástico de una viga utilizando alguno de los siguientes métodos: *el Beam-line*, *el de las Rigideces*, *el de la Pendiente-desplazamiento* o el de *la Distribución de momentos*.

Para considerar la influencia de las características de estas uniones en el comportamiento del conjunto se han modificado las ecuaciones que proporcionan la rigidez de la viga así como las expresiones del resto de coeficientes de modo que difieren de los utilizados en el caso general.

A continuación, el informe desarrolla una serie de ejemplos de aplicación sobre un pórtico de tres vanos y dos plantas, realizando un análisis elástico de primer orden considerando las uniones articuladas, rígidas y semi-rígidas. Posteriormente efectúa un análisis plástico de primer orden considerando las uniones semi-rígidas.

Por último, dedica uno de sus capítulos al diseño y cálculo de pórticos traslacionales, en cuyo dimensionado se deben tener en cuenta los efectos de segundo orden. Para estos casos presenta el método simplificado del Eurocódigo 3 (*Amplificación de momentos*), la fórmula de *Merchant-Rankine*, y el método *Wind-Moment*, de los que también desarrolla un ejemplo práctico.

1.3.6. Estudios económicos comparativos

El interés por las uniones semi-rígidas va en aumento gracias a la existencia de un método que permite modelizar su comportamiento, a que es posible considerar su influencia en el análisis de la estructura, y a la publicación de una serie de artículos que hacen recomendable su uso desde el punto de vista económico.

Es el caso del estudio realizado en 1992 por A. Colson³⁸ y R. Bjorhovde en Francia y EEUU sobre un pórtico formado por dos vanos y tres plantas, considerando distintas condiciones de arriostramiento y diseñado con diferentes tipos de uniones.

Los costes de las distintas propuestas, suministrados por diversas empresas de acero de Francia y EEUU, se recogen en la tabla 1.2, en la que se aprecia que el pórtico no arriostrado resuelto con uniones semi-rígidas es más económico que el resuelto con uniones rígidas. En cuanto al pórtico arriostrado, el uso de uniones semi-rígidas sólo supone un ahorro en Francia.

Resultados de los estudios de Bjorhovde & Colson					
Sistema	Uniones	Coste		Ahorro	
		Francia	USA	Francia	USA
Pórtico sin arriostrar	Rígidas*	100%		-	
	Semi-rígidas	82%	80%	18%	20%
Pórtico arriostrado	Articuladas*	100%		-	
	Semi-rígidas	96%	105%	4%	-5%
	Rígidas	120%	115%	-20%	-15%

* Sistema de referencia

tabla 1.2

³⁸ Colson A. y Bjorhovde R. "Intérêt économique des assemblages semi-rigides" Construction Métallique n° 2 - 1992

Acerca del uso de las uniones semi-rígidas son destacables las recomendaciones de D. Anderson³⁹, A. Colson y J.P. Jaspart recogidas en el artículo "*Connections and Frame Design for Economy*", publicado en 1993 en *New Steel Construction*, y en 1994 como publicación de la CECM⁴⁰.

En este artículo se cuantifica el ahorro que supone el uso de uniones semi-rígidas desarrollando un ejemplo práctico de cálculo de una estructura arriostrada de acero S 235 formada por tres vanos y cuatro plantas diseñada con uniones atornilladas viga-soporte modelizadas como articuladas mediante el uso de angulares sujetos al alma y el mismo pórtico resuelto con uniones viga-soporte semi-rígidas ejecutadas con chapa frontal enrasada atornillada.

La geometría de la estructura junto con el diseño de las uniones se muestra en la figura 1.8. La evaluación de cargas, los criterios de dimensionado y los resultados del análisis se recogen en tabla 1.3 y en la tabla 1.4.

En este mismo artículo, los autores recomiendan el uso de las uniones viga-soporte semi-rígidas resueltas con dos angulares sujetando las alas superior e inferior de la viga. (figura 1.3(f)).

El uso de este tipo de unión, no contemplada por el *Anejo J^{A1}* y por aquel entonces poco común en Europa, se ha generalizado gracias al desarrollo de nuevos métodos de cálculo y a haber quedado demostrado que, en términos económicos, es una solución interesante (sus propiedades se pueden ver en la figura 1.17)

³⁹ Anderson D., Colson A., Jaspart J.P. "*Connections and Frame Design for Economy*", *New Steel Construction*, 1993

⁴⁰ "*Calcul d'ossatures et assemblages: considérations économiques*" *Construction Métallique* n° 1, 1994. Publication de la Convention Européenne de la Construction Métallique - Comité technique 10 - Assemblages de Construction. Groupe de Travail Technique 10.2 - Assemblages Semi-rigides.

⁴¹ ENV 1993-1-1:1992

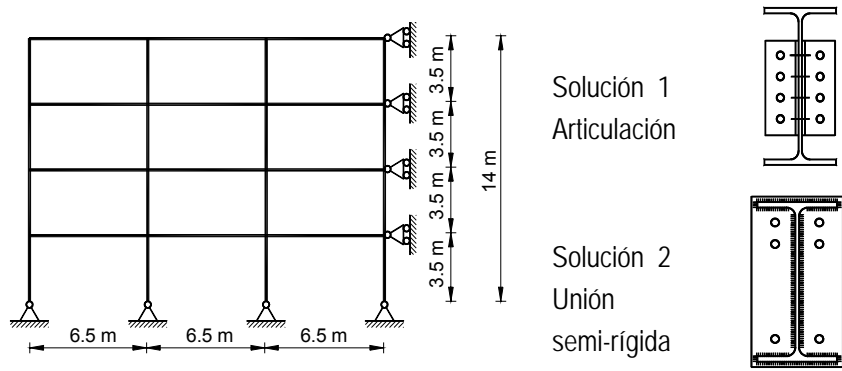


figura 1.8

Anderson D., Colson A., Jaspart J.P. Cargas y criterios de dimensionado			
	Cargas		Flecha máxima
	Permanentes	Variables	
Forjado	30 kN/m	18 kN/m	L/350
Cubierta	20 kN/m	6 kN/m	L/250
Coefficientes de ponderación	1,35	1,5	

tabla 1.3

Anderson D., Colson A., Jaspart J.P. Variación de peso de la estructura						
		Soportes		Vigas		TOTAL
		Inferiores	Superiores	Interiores	Extremas	
Solución 1 Isostática	Perfiles	IPE 450	IPE 330	HEB 200	HEA 160	
	Peso total	3811 N	929 N	1729 N	850 N	7319 N
	Proporción	52 %	13 %	24 %	12 %	100 %
	Variación	100 %	100 %	100 %	100 %	100 %
Solución 2 Semi-rígidas	Perfiles	IPE 400	IPE 300	HEB 200	HEA 160	
	Peso total	3232 N	794 N	1729 N	850 N	6605 N
	Proporción	49 %	12 %	26 %	13 %	100 %
	Variación	-15 %	-15 %	0	0	-10 %

tabla 1.4

1.3.7. El método de los componentes

Durante los años siguientes se llevaron a cabo numerosas investigaciones a propósito de las uniones resistentes a flexión y su influencia en la respuesta global de la estructura. Ello contribuyó a que, paulatinamente, se fuera acrecentando el conocimiento que se tenía del comportamiento de las uniones, y al mismo tiempo se desarrollaron herramientas de análisis que permitían calcular sus propiedades mecánicas y se establecieron una serie de directrices y recomendaciones para el diseño de estructuras de barras considerando el comportamiento de los nudos.

Así, en 1993 D.B. Moore⁴², D.A. Nethercot y P.A. Kirby realizan nuevos ensayos en uniones a escala real. Los resultados obtenidos se utilizarán para ajustar las expresiones que permiten evaluar la resistencia y rigidez de los distintos componentes posibilitando la aplicación del método a nuevos tipos de unión viga-soporte.

En 1994, J.P. Jaspart publica junto a R. Maquoi "*Prediction of the semi-rigid and partial strenght properties*" y con F.C.T. Gomes "*Experimental research of minor-axis joint, comparison with theoretical predictions*". Por otro lado O. Bursi y L. Leonelli presentaron "*A finite element model for the rotational behavior of end plates connections*" y F. Wald⁴³ aplicó el método de los componentes para modelizar las bases de soportes incluyendo como un componente adicional la interacción suelo-cimentación.

Ese mismo año, el CEN aprueba el documento final de la versión revisada del Anejo J titulado "*Joints in building frames*"⁴⁴.

⁴² Moore, D.B.; Nethercot, D.A. y Kirby, P.A. "Testing Steel Frames at full-Scale". Journal of the Institution of Structural Engineers.

⁴³ Wald, F. "Column bases" Edition of Technical University of Prague 1995.

⁴⁴ No se publicará hasta 1998 como ENV 1993-1-1:1992/A2:1998

Sus autores: Klaus Weynand⁴⁵, Jean-Pierre Jaspart⁴⁶ y Martin Steenhuis⁴⁷, aportaron en este documento un conjunto de criterios y procedimientos para calcular la rigidez y la resistencia a flexión de las uniones que estaban basados en los resultados de las investigaciones más recientes.

Poco después publicaron una serie de artículos⁴⁸ en los que presentaban el nuevo método de cálculo de la rigidez al giro, su justificación teórica, las simplificaciones adoptadas, la aplicación práctica y la validez del mismo comparando los resultados teóricos con los datos experimentales tomados de la base de datos SERICON.

Estos valores de la resistencia y rigidez de la unión se obtenían a partir de las propiedades geométricas y mecánicas de los elementos de enlace y de las barras a unir. Ello implicaba conocer de antemano el dimensionado de las barras y de las uniones. Como quiera que dicha información sólo es suficientemente válida cuando se deduce del análisis global de la estructura cuando ésta se modeliza teniendo en cuenta la rigidez de las uniones (desconocida *a priori*), el procedimiento planteado daba lugar a un proceso iterativo que tenía un final incierto.

⁴⁵ Klaus Weynand, investigador del Institute of Steel Construction, RWTH Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule, Aachen University en Alemania,

⁴⁶ Jean-Pierre Jaspart de MSM Department de la Universidad de Lieja

⁴⁷ Martin Steenhuis, del Department of Structural Engineering TNO, Building and Construction Research, Delf de los Países Bajos (TNO es la abreviatura del nombre oficial en holandés: Nederlandse Organisatie voor toegepast-natuurwetenschappelijk onderzoek TNO. En inglés: the Netherlands Organisation for Applied Scientific Research)

⁴⁸ Weynand, K.; Jaspart, J.P.; Steenhuis, M. The Stiffness Model of revised Annex J of Eurocode 3. Published in Connections in Steel Structures III, Ed. by Bjorhovde, Colson and Zandonini, Pergamon, Oxford, UK, 1996

1.3.8. Métodos de predimensionado

Con el fin de simplificar este proceso y permitir el análisis de una estructura con uniones semi-rígidas, M. Steenhuis⁴⁹ propone un método de predimensionado que consiste en realizar el análisis global de la estructura considerando para las uniones una rigidez aproximada que se calculaba utilizando versiones simplificadas de las expresiones contenidas en el *Anejo J (r)*⁵⁰

El proceso se inicia calculando la rigidez aproximada - $S_{j,app}$ - de las uniones a utilizar a partir del canto de la viga y el espesor del ala del soporte. Las configuraciones de uniones para las que es aplicable el método se muestran en la figura 1.9

A continuación, se valora si $S_{j,app}$ es suficientemente grande para considerar la unión rígida, si se debe aumentar a base de añadir rigidizadores o si conviene considerar el comportamiento semi-rígido de la unión en el cálculo de la estructura. Esta última opción obliga, en bastantes ocasiones, a aumentar las secciones de las barras para reducir las deformaciones.

Con este método, es posible tener una idea, desde las primeras etapas del proceso, de cual puede ser el posible diseño de los nudos para que se comporten como rígidos. También es posible evaluar el efecto que tiene sobre las uniones el incremento de las secciones de vigas y/o soportes. De hecho, al aumentar la rigidez de las barras, las uniones pasarán a tener un comportamiento semi-rígido.

Tras el prediseño de los nudos se calcula la estructura considerando el valor de la rigidez aproximada que tendrían las uniones con

⁴⁹ Steenhuis, M. "*Pre-design of semi-rigid joints in steel frames*", Proceedings of the Second State of the Art Workshop on Semi-Rigid Behaviour of Civil Engineering Structural Connections, ed. by F. Wald, COST C1, 1994

⁵⁰ Joints in building frames ENV 1993-1-1:1992/A2:1998

comportamiento semi-rígido. Lógicamente, una vez dimensionadas las barras y diseñados y calculadas las uniones, se debe comprobar que la rigidez de tales uniones no difiere demasiado de la rigidez aproximada adoptada.

La ventaja de este método de predimensionado es que permite seguir el procedimiento tradicional de diseño y cálculo de estructuras, diseñando la estructura y dimensionando las barras suponiendo una cierta rigidez para las uniones. La diferencia está en que con este método de predimensionado, la hipótesis de partida no se limita a rigidez nula (articulación) o infinita (nudo rígido) sino que las uniones semi-rígidas abren todo un abanico de situaciones intermedias.

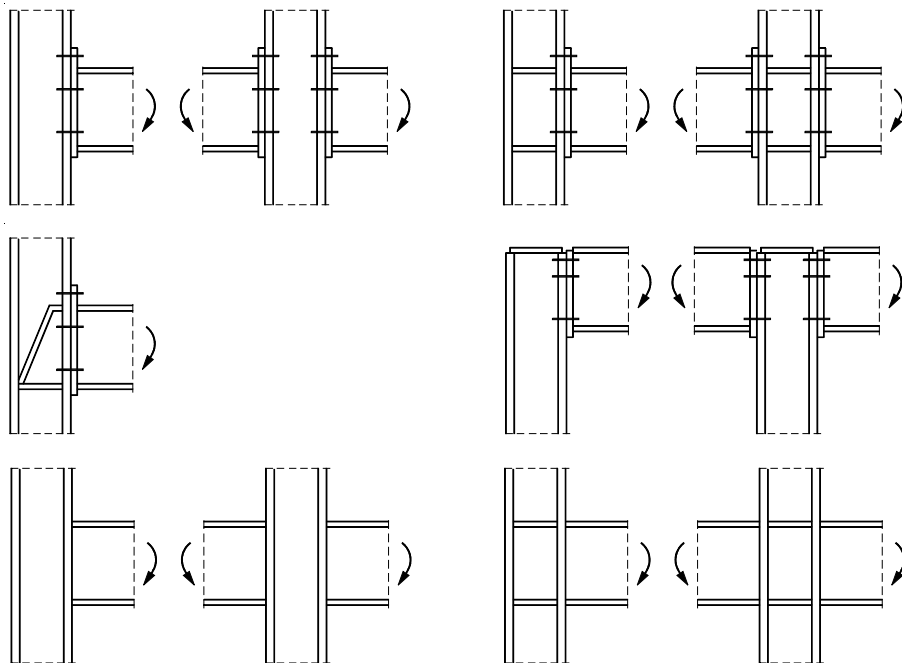


figura 1.9

Alternativamente, T. Q. Li⁵¹, B. S. Choo y D. A. Nethercot proponen un método analítico que permite incluir los efectos de las uniones semi-rígidas en los métodos generales de análisis de los sistemas de barras. Este procedimiento propone, en contraposición a las propuestas de la ECCS⁵², utilizar las mismas ecuaciones y coeficientes del análisis convencional modelizando los nudos como elementos independientes. Para facilitar su aplicación desarrollaron una serie de ejemplos de aplicación práctica orientados al cálculo de la *matriz de rigidez* así como a la implementación de su modelo en los métodos *Slope-Deflection* y *Distribución de momentos*.

En 1996, con objeto de dotar a los diseñadores de una serie de criterios y herramientas de cálculo, el CTICM (Centre Technique Industriel de la Construction Metallique, ubicado en Francia) y el CRIF, (Centre de competences de l'industrie technologique, del que forman parte los departamentos de la Universidad de Lieja: Département de la Construction métallique y Département MSM) publicaron una serie de trabajos⁵³ que formaban parte de un amplio proyecto de investigación europeo financiado por la ECSC⁵⁴ y que tenía como objetivo facilitar y potenciar el uso de las uniones semi-rígidas.

Ese mismo año se celebra en Estambul el 35º congreso de IABSE⁵⁵ dedicado en esta ocasión a las uniones semi-rígidas, y en cuyas conferencias se exponen los resultados de nuevos ensayos

⁵¹ Li, T. Q.; Choo, B. S. y Nethercot, D. A. "Connection Element Method for the Analysis of Semi-rigid Frames" Journal of Constructional Steel Research 32 (1995)

⁵² *Analysis and Design of Steel Frames with Semi-Rigid Joints*.

⁵³ C.E.T.I.M. "Assemblages flexionnels en acier selon l'Eurocode 3. Outils de calcul pour le assemblages rigides et semi-rigides", 1996.

C.R.I.F. "L'Eurocode 3 et les assemblages en acier: Aides e calcul pour assemblages rigides et semi-rigides".1996

⁵⁴ ECSC European Coal and Steel Community

⁵⁵ IABSE International Association for Bridge and Structural Engineering

realizados en uniones entre soportes en H, y vigas formadas por dos perfiles UPN con las almas en contacto]], en uniones entre soportes huecos (SHS; *Structural Hollow Sections*) con vigas en I, o entre el soporte y su placa de anclaje. Se aplica el método de los componentes a nuevas configuraciones no contempladas en el *Anejo J*, tales como las uniones atornilladas entre vigas en I y soportes RHS, entre vigas y soportes en H o I según el eje débil, o entre vigas y soportes en H o I resueltas con angulares atornillados a las alas y al alma de la viga. También se evalúa la resistencia de estructuras de barras con uniones semi-rígidas frente al sismo, sometidas a cargas cíclicas, o dinámicas.

Así mismo, se lleva a cabo el análisis de distintos tipos de uniones utilizando el M.E.F. para modelizar los mecanismos de rotura de las T-equivalentes. Ello permite implementar nuevos métodos y programas de cálculo que permiten obtener el diagrama momento-rotación característico de las uniones viga-soporte con placa frontal atornillada o con angulares al alma.

Junto a los avances en la caracterización del comportamiento de las uniones, J.P. Jaspart y R. Maquoi presentan los primeros esbozos del manual "*Design handbook for frame design including joint behaviour*".

Gran parte de estas investigaciones fueron financiadas por el programa SPRINT⁵⁶ de la Comunidad Europea llamado "*Steel Moment Connections according to Eurocode 3. Simple Design Aids for Rigid and Semi-Rigid Joints (1992-1996) – Semi-rigid connections in Steel construction*"

⁵⁶ Strategic PRogramme for INnovation and Technology transfer

1.3.9. El manual *Frame design including joint behaviour*

Como resultado de este amplio proyecto de investigación europeo financiado por ECSC, en 1998 se publica, bajo la supervisión de Maquoi, R. y Chabrolin, B. el manual "*Frame design including joint behaviour*". En él se recogen los resultados de los trabajos realizados en los últimos años, en el campo de las uniones semi-rígidas, por investigadores del CTICM⁵⁷ en Francia, del CRIF⁵⁸ en Bélgica, del TNO⁵⁹ en los Países Bajos y del RWTH, Lehrstuhl für Stahlbau, en la Aachen University de Alemania⁶⁰.

Este manual, nace con el objetivo de facilitar la aplicación del Eurocódigo 3 en el análisis y diseño de estructuras de barras con uniones articuladas, semi-rígidas o nominalmente rígidas.

Una de las prioridades de los autores es mostrar al técnico responsable del cálculo que el uso del concepto de semi-rigidez propuesto por la Euronorma permite diseñar estructuras con un menor coste global, al considerar, además del material de las barras, el coste de la ejecución de las uniones.

En esta línea se plantean y resuelven las siguientes cuestiones:

- Cómo diseñar distintos tipos de uniones viga-soporte de uso común, tales como las soldadas, las atornilladas con placa frontal o mediante angulares, y las prolongaciones de vigas.
- Cómo incluir el comportamiento de la unión en el análisis estructural (de primer y segundo orden, elástico y plástico)

⁵⁷ Chabrolin, B.; Ryan, I. y Soua, A. de C.T.I.C.M, en Saint-Remy-les-Cheuvreuse, Francia,

⁵⁸ Vandegans, D. de CRIF, Département Construction Métallique y Jean-Pierre Jaspard de MSM Department de la Universidad de Lieja en Bélgica.

⁵⁹ Steenhuis, M. de TNO Building and Construction Research, Delft en los Países Bajos

⁶⁰ Klaus Weynand, investigador del Institute of Steel Construction, RWTH Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule, Aachen University en Alemania,

- Cómo realizar las distintas comprobaciones correspondientes a los estados límite últimos.

El manual está estructurado en tres partes:

En la primera parte se abordan los principios básicos, se introducen los métodos de análisis que contempla el Eurocódigo 3, se describen los distintos tipos de uniones, las propiedades que caracterizan su comportamiento, clasificación y modelización y, por último, se presentan una serie de procedimientos que permiten llevar a cabo los distintos tipos de análisis. En este último apartado se establecen los pasos sucesivos a seguir, las hipótesis previas a asumir y las fórmulas a utilizar.

La segunda parte constituye una guía de la metodología de diseño propuesta por los autores. En ella recomiendan seguir alguna de las siguientes estrategias para diseñar estructuras más económicas:

- Utilizar el método de predimensionado de las uniones propuesto por M. Steenhuis.
- Introducir en el análisis de la estructura el grado de rigidez de la unión definido en la ecuación [1.1]. Este concepto permite realizar el diseño y cálculo de la misma siguiendo el procedimiento tradicional, consistente en considerar que las uniones articuladas tienen un grado de rigidez, r , igual a cero y las rígidas igual a 1.
Los autores recomiendan el uso de uniones semi-rígidas cuyo grado de rigidez pertenezca al intervalo $0,1 \leq r \leq 0,6$ para estructuras arriostradas, y $0,7 \leq r \leq 0,9$ para estructuras sin arriostrar.
- Realizar un análisis plástico de estructuras arriostradas.

Para ello desarrollan una serie de ayudas, mostradas de modo sencillo en forma de hojas de diseño, en las que se incluyen las recomendaciones necesarias para llevar a cabo el análisis estructural, el diseño de las uniones y las comprobaciones de los elementos. Todas las fórmulas a utilizar se presentan juntas, con sus limitaciones y las implicaciones que tienen en los siguientes pasos. En cuanto al diseño de uniones, se incluyen tres tipos de herramientas que se describen mas adelante.

En la tercera parte se incluyen tres ejemplos de cálculo que cubren la totalidad del proceso de diseño.

En ellos se aborda tanto el análisis de la estructura como el estudio de la configuración de la unión, ayudando al diseñador a entender los distintos pasos a seguir cuando se utilizan uniones semi-rígidas teniendo en cuenta las siguientes distribuciones de tareas: ingeniero o constructor responsable de barras y uniones simultáneamente, o responsabilidad compartida entre el ingeniero (diseño de barras) y el constructor (diseño de uniones).

Los ejemplos desarrollados comprenden dos estructuras de edificación: un pórtico de dos plantas y dos vanos arriostrado, y otro de tres plantas y tres vanos sin arriostrar además de una estructura industrial formada por un pórtico acartelado de dos vanos.

En el primer ejemplo práctico, cuya geometría y cargas se muestran en la figura 1.10, se diseñan las vigas - perfiles IPE - y los soportes - perfiles HEA - con acero S 235, y se consideran las tres soluciones siguientes para el diseño de los nudos:

- Diseño de la estructura con uniones articuladas
- Diseño de la estructura con uniones semi-rígidas
- Diseño de la estructura con uniones de resistencia parcial.

Los resultados obtenidos para cada una de las tres soluciones se resumen en la tabla 1.5.

En el caso de las uniones semi-rígidas, se pensó diseñar una unión atornillada, sin rigidizar, resuelta con chapa frontal enrasada (la más económica), solución que no se pudo adoptar debido a que la resistencia a flexión de la misma era inferior al momento solicitación obtenido en el análisis de la estructura.

Finalmente se optó por acartelar una unión no rigidizada, cuyo modelo se muestra en la figura 1.11.

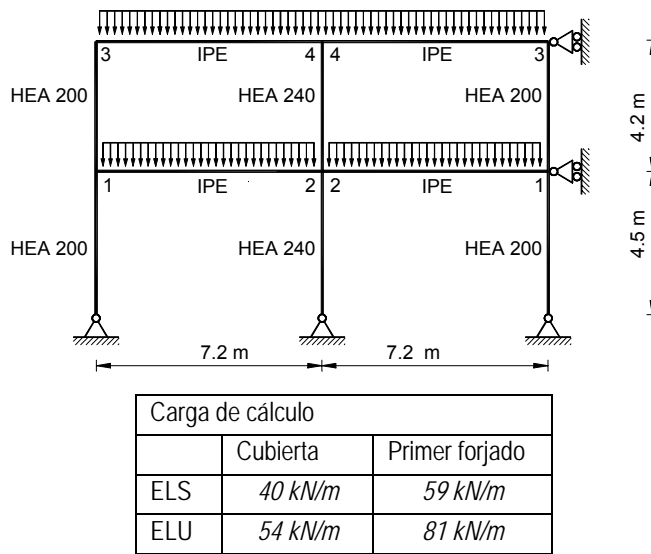


figura 1.10

Tipo de ANALISIS	Modelo de unión	TIPO DE UNION	Secciones	
			1-2	3-4
Elástico	Articulada	Mediante angulares	IPE 550	IPE 450
Elástico	Semi-rígida	Acartelada	IPE 500	IPE 400
Plástico	Resistencia parcial	Chapa frontal enrasada	IPE 500	IPE 400

tabla 1.5

En ambos casos, el elemento más débil de la unión es el alma del soporte, pero en la solución acartelada, se aumenta el brazo del par, lo que incrementa sustancialmente la resistencia a flexión.

El segundo ejemplo práctico consiste en dimensionar una estructura traslacional de tres vanos y tres plantas. Se considera arriostrada en el plano transversal, se utiliza acero S 235 y se adoptan perfiles HEB para los soportes e IPE para las vigas. Se supone que las uniones son rígidas en un caso y semi-rígidas en otro.

La geometría y las hipótesis de carga consideradas se muestran en la figura 1.12. Como puede verse, se han considerado cargas permanentes, sobrecargas de viento y sobrecargas de uso. En este último caso se estudia la posible alternancia en vanos pares y en vanos impares.

El dimensionado de las vigas y soportes para cada una de las opciones se recoge en la tabla 1.6. El diseño de las uniones rígidas y semi-rígidas se muestran en la tabla 1.7

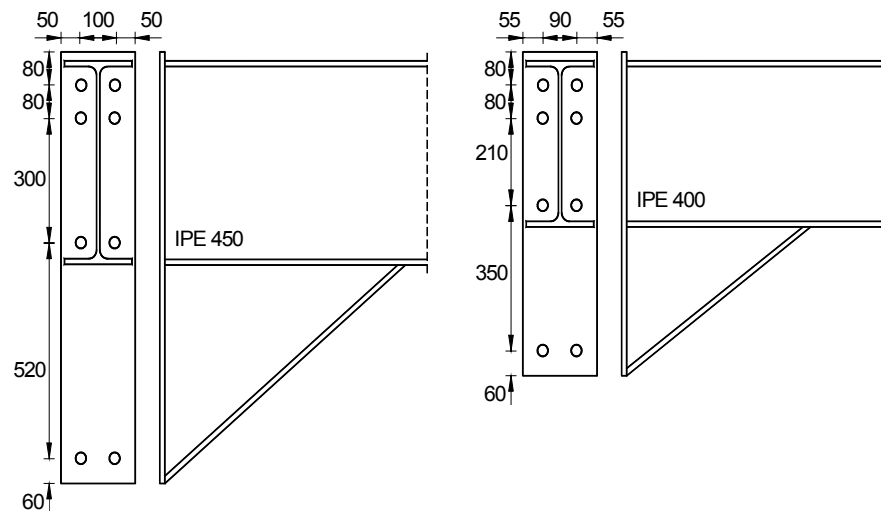
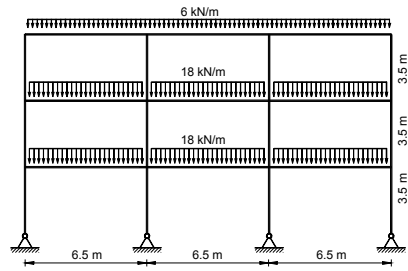
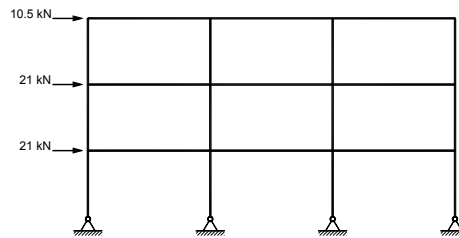


figura 1.11

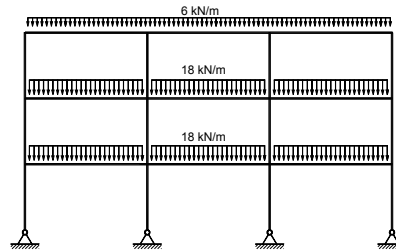
Cargas permanentes



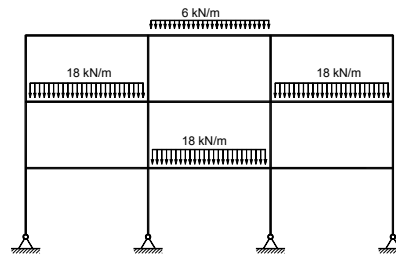
Sobrecarga de viento



Sobrecarga de uso



Sobrecarga de uso
Vanos impares



Sobrecarga de uso
Vanos pares

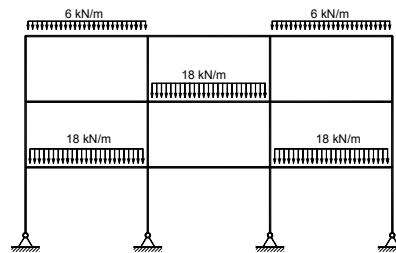


figura 1.12

	vigas		soportes	
	cubierta	piso	interiores	extremos
Rígidos	IPE 360	IPE 450	HEB 260	HEB 220
Semi-rígidos	IPE 360	IPE 450	HEB 280	HEB 240

tabla 1.6

NUDOS RIGIDOS			
	Viga/suporte interior	Viga/suporte de extremo	
Cubierta			
Planta piso			
NUDOS SEMI-RIGIDOS			
	Viga/suporte interior	Viga/suporte de extremo	
Cubierta			

tabla 1.7

En cuanto al diseño de las uniones, para poder determinar sus propiedades mecánicas en términos de rigidez a la flexión, resistencia al momento y al cortante así como la capacidad de rotación, el manual incluye tres posibles aproximaciones:

1. Hojas de diseño (figura 1.13). Se trata de documentos breves que contienen reglas muy simples que permiten calcular de modo rápido y fácil la rigidez y resistencia de algunas configuraciones de uniones viga-soporte. Están implementadas las uniones soldadas, las atornilladas (con placas frontales enrasadas o extendidas) y las unidas por medio de angulares a las alas. Se completan con un ejemplo con los cálculos desarrollados a mano, para cada una de las configuraciones.
2. Tablas de diseño de uniones viga-soporte atornilladas (perfiles IPE-HEB) de acero S 235 mediante chapa frontal extendida (ver la figura 1.14), chapa frontal enrasada por encima de las alas (figura 1.15), por debajo (figura 1.16) o mediante angulares (figura 1.17). También contemplan prolongaciones de vigas IPE con chapa frontal enrasada. En las uniones se utilizan tornillos de acero 8.8 ó 10.9 del tipo M16, M20, M24 y M27. Los espesores de las chapas considerados son 15, 20 y 25 mm.

En ellas, tal y como se muestra en las figuras, 1.14, 1.15, 1.16 y 1.17, se describe la geometría de la unión, se presenta un detalle constructivo y se facilitan las propiedades de rigidez y resistencia así como la información necesaria para clasificarlas como articuladas/semi-rígidas/rígidas o bien de resistencia parcial/completa. También se indica cual será el modo de fallo de la unión.

<i>Mechanical characteristics</i>		
	<u>Yield stresses</u>	<u>Ultimate stresses</u>
Beam webs	f_{yw}	-
Beam flanges	f_{yf}	-
End-plates	f_{tp}	f_{up}
Bolts	-	f_{ub}
	If hot-rolled profiles: $f_{yw} = f_{yf}$	

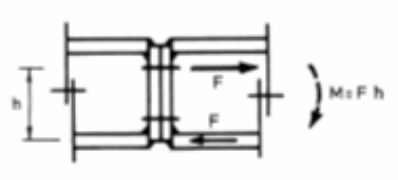
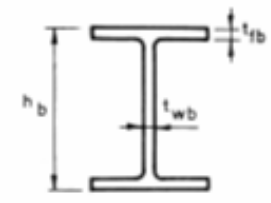
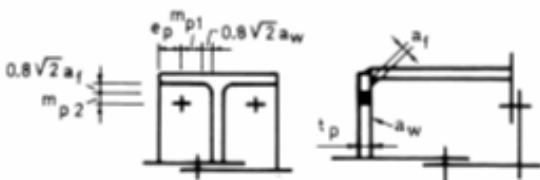
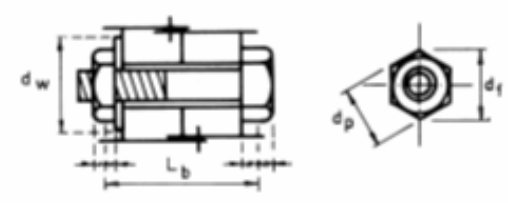
<i>Geometrical characteristics</i>	
<u>Joint</u>	
	
<u>Beams</u>	<u>End-plates</u>
	
<u>Bolts</u>	
	
<p>d_w : see figure or = d_t if no washer</p> <p>A_t : resistant area of the bolts</p>	

figura 1.13

Column	Beam	Bolts hr88														$\beta = 1$ $k_{wc} = 1$ $\gamma_{M0} = 1.10$ $k_{fc} = 1$ $\gamma_{Mb} = 1.25$								
			End-plate: S235 (mm)			Connection detail (mm)									Welds (mm)		Rotational stiffness (kNm/rad)		Resistance			failure mode	Reference length(m)	
			tp	bp	hp	ep	P	Pp	ep1	u1	w	w1	u	aw	af	Sj,ini	Sj,ini/2	MRd	2/3MRd	VRd	Code		Lbb	Lbu
HEB140	IPE220	M16	15	140	305	35	90	120	60	40	90	25	10	3	5	10618	5309	30.6	20.4	157	CWS	4.4-R	S	
	IPE240	M16	15	140	325	35	90	140	60	40	90	25	10	4	5	12136	6068	33.4	22.3	157	CWS	5.4-R	S	
	IPE270	M16	15	140	355	35	95	160	65	40	90	25	10	4	6	14740	7370	37.7	25.1	157	CWS	6.6-R	S	
HEB160	IPE220	M16	15	140	305	35	90	120	60	40	90	25	10	3	5	12928	6464	41.2	27.4	157	CWS	3.6-R	S	
	IPE240	M16	15	140	325	35	90	140	60	40	90	25	10	4	5	14835	7418	45.0	30.0	157	CWS	4.4-R	S	
	IPE270	M16	15	154	355	35	95	160	65	40	90	32	10	4	6	18351	9175	50.7	33.8	157	CWS	5.3-R	S	
		M20	20	154	365	45	95	160	65	40	90	32	10	4	6	20161	10081	50.7	33.8	245	CWS	4.8-R	S	
	IPE300	M16	15	160	385	35	95	190	65	40	90	35	10	4	6	21630	10815	56.5	37.7	157	CWS	6.5-R	S	
		M20	20	160	395	45	95	190	65	40	90	35	10	4	6	23591	11796	56.5	37.7	245	CWS	6.0-R	S	
	IPE330	M16	15	160	415	35	95	220	65	40	90	35	10	4	6	24908	12454	62.2	41.5	157	CWS	7.9-R	S	
		M20	20	160	425	45	95	220	65	40	90	35	10	4	6	27044	13522	62.2	41.5	245	CWS	7.3-R	S	
HEB180	IPE220	M16	15	140	305	35	90	120	60	40	90	25	10	3	5	13692	6846	47.4	31.6	157	CWS	3.4-R	S	
	IPE240	M16	15	140	325	35	90	140	60	40	90	25	10	4	5	15761	7881	51.7	34.5	157	CWS	4.1-R	S	
	IPE270	M16	15	154	355	35	95	160	65	40	90	32	10	4	6	19609	9804	58.4	38.9	157	CWS	5.0-R	S	
		M20	20	154	365	45	95	160	65	40	90	32	10	4	6	21718	10859	58.4	38.9	245	CWS	4.5-R	S	

figura 1.14

Column	Beam	Bolts hr88													<table border="1"> <tr> <th>Failure mode</th> <th>Code</th> <th>Failure mode</th> <th>Code</th> </tr> <tr> <td>Column web panel in shear</td> <td>CWS</td> <td>Column web in tension</td> <td>CWT</td> </tr> <tr> <td>Column web in compression</td> <td>CWC</td> <td>Column flange in tension</td> <td>CFT</td> </tr> <tr> <td>Beam flange in compression</td> <td>BFC</td> <td>End plate in tension</td> <td>EPT</td> </tr> <tr> <td>Bolts in tension</td> <td>BT</td> <td>Beam web in tension</td> <td>BWT</td> </tr> </table>				Failure mode	Code	Failure mode	Code	Column web panel in shear	CWS	Column web in tension	CWT	Column web in compression	CWC	Column flange in tension	CFT	Beam flange in compression	BFC	End plate in tension	EPT	Bolts in tension	BT	Beam web in tension	BWT
			Failure mode	Code	Failure mode	Code																																
			Column web panel in shear	CWS	Column web in tension	CWT																																
Column web in compression	CWC	Column flange in tension	CFT																																			
Beam flange in compression	BFC	End plate in tension	EPT																																			
Bolts in tension	BT	Beam web in tension	BWT																																			
S235		End-plate: S235 (mm)		Connection detail (mm)						Welds (mm)		Rotational stiffness (kNm/rad)		Resistance			Failure mode	Reference length(m)																				
		tp	bp	hp	p	pp	ep1	w	w1	u	aw	af	Sj,ini	Sj,ini/2	M _{Rd}	2/3M _{Rd}	V _{Rd}	Code	L _{bb}	L _{bu}																		
HEB140	IPE220	M16	15	140	240	60	120	60	90	25	10	3	5	5978	2989	20.2	13.5	157	CFT	7.8-R	S																	
	IPE240	M16	15	140	260	60	140	60	90	25	10	4	5	7248	3624	22.7	15.1	157	CFT	9.0-R	S																	
	IPE270	M16	15	140	290	65	160	65	90	25	10	4	6	8888	4444	25.7	17.1	157	CFT	S	S																	
HEB160	IPE220	M16	15	140	240	60	120	60	90	25	10	3	5	7115	3558	22.7	15.1	157	CFT	6.5-R	S																	
	IPE240	M16	15	140	260	60	140	60	90	25	10	4	5	8679	4339	25.4	16.9	157	CFT	7.5-R	S																	
	IPE270	M16	15	154	290	65	160	65	90	32	10	4	6	10782	5391	29.8	19.9	157	CFT	9.0-R	S																	
	M20	20	154	290	65	160	65	90	32	10	4	6	12061	6030	41.0	27.3	245	CWS	8.1-R	S																		
	IPE300	M16	15	160	320	65	190	65	90	35	10	4	6	13433	6717	34.5	23.0	157	CFT	10.5-R	S																	
	M20	20	160	320	65	190	65	90	35	10	4	6	14906	7453	46.8	31.2	245	CWS	9.4-R	S																		
	IPE330	M16	15	160	350	65	220	65	90	35	10	4	6	16199	8100	38.8	25.8	157	CFT	12.2-R	S																	
	M20	20	160	350	65	220	65	90	35	10	4	6	17871	8936	52.6	35.1	245	CWS	11.1-R	S																		
HEB180	IPE220	M16	15	140	240	60	120	60	90	25	10	3	5	7478	3739	24.1	16.1	157	EPT	6.2-R	S																	
	IPE240	M16	15	140	260	60	140	60	90	25	10	4	5	9153	4577	27.2	18.1	157	EPT	7.1-R	S																	
	IPE270	M16	15	154	290	65	160	65	90	32	10	4	6	11418	5709	32.4	21.6	157	CFT	8.5-R	S																	
	M20	20	154	290	65	160	65	90	32	10	4	6	12890	6445	43.6	29.1	245	CFT	7.5-R	S																		
	IPE300	M16	15	170	320	65	190	65	90	40	10	4	6	14347	7173	37.4	24.9	157	CFT	9.8-R	S																	

$$\beta = 1$$

$$k_{wc} = 1 \quad \gamma_{M0} = 1.10$$

$$k_{fc} = 1 \quad \gamma_{Mb} = 1.25$$

figura 1.15

Column	Beam	Bolts hr88												<table border="1"> <tr> <th>Failure mode</th> <th>Code</th> <th>Failure mode</th> <th>Code</th> </tr> <tr> <td>Column web panel in shear</td> <td>CWS</td> <td>Column web in tension</td> <td>CWT</td> </tr> <tr> <td>Column web in compression</td> <td>CWC</td> <td>Column flange in tension</td> <td>CFT</td> </tr> <tr> <td>Beam flange in compression</td> <td>BFC</td> <td>End plate in tension</td> <td>EPT</td> </tr> <tr> <td>Bolts in tension</td> <td>BT</td> <td>Beam web in tension</td> <td>BWT</td> </tr> </table>		Failure mode	Code	Failure mode	Code	Column web panel in shear	CWS	Column web in tension	CWT	Column web in compression	CWC	Column flange in tension	CFT	Beam flange in compression	BFC	End plate in tension	EPT	Bolts in tension	BT	Beam web in tension	BWT	$\beta = 1$ $k_{wc} = 1$ $\gamma_{M0} = 1.10$ $k_{fc} = 1$ $\gamma_{Mb} = 1.25$	
			Failure mode	Code	Failure mode	Code																															
			Column web panel in shear	CWS	Column web in tension	CWT																															
Column web in compression	CWC	Column flange in tension	CFT																																		
Beam flange in compression	BFC	End plate in tension	EPT																																		
Bolts in tension	BT	Beam web in tension	BWT																																		
S235	End-plate: S235 (mm)			Connection detail (mm)					Welds (mm)		Rotational stiffness (kNm/rad)		Resistance			Failure mode	Reference length(m)																				
	tp	bp	hp	p	pp	ep1	w	w1	aw	af	Sj,ini	Sj,ini/2	MRd	2/3MRd	VRd		Code	Lbb	Lbu																		
HEB140	IPE220	M16	15	140	206	50	120	50	90	25	3	5	5906	2953	20.2	13.5	157	CFT	7.9-R	S																	
	IPE240	M16	15	140	226	50	140	50	90	25	4	5	7164	3582	22.7	15.1	157	CFT	9.1-R	S																	
	IPE270	M16	15	140	254	55	160	55	90	25	4	6	8789	4395	25.7	17.1	157	CFT	S	S																	
HEB160	IPE220	M16	15	140	206	50	120	50	90	25	3	5	7037	3518	22.7	15.1	157	CFT	6.6-R	S																	
	IPE240	M16	15	140	226	50	140	50	90	25	4	5	8584	4292	25.4	16.9	157	CFT	7.6-R	S																	
	IPE270	M16	15	154	254	55	160	55	90	32	4	6	10669	5335	29.8	19.9	157	CFT	9.1-R	S																	
		M20	20	154	254	55	160	55	90	32	4	6	11928	5964	41.0	27.3	245	CWS	8.2-R	S																	
	IPE300	M16	15	160	284	55	190	55	90	35	4	6	13298	6649	34.5	23.0	157	CFT	10.6-R	S																	
		M20	20	160	284	55	190	55	90	35	4	6	14748	7374	46.8	31.2	245	CWS	9.5-R	S																	
HEB180	IPE330	M16	15	160	312	55	220	55	90	35	4	6	16040	8020	38.8	25.8	157	CFT	12.3-R	S																	
		M20	20	160	312	55	220	55	90	35	4	6	17688	8844	52.6	35.1	245	CWS	11.2-R	S																	
	IPE220	M16	15	140	206	50	120	50	90	25	3	5	7388	3694	24.1	16.1	157	EPT	6.3-R	S																	
	IPE240	M16	15	140	226	50	140	50	90	25	4	5	9044	4522	27.2	18.1	157	EPT	7.2-R	S																	
	IPE270	M16	15	154	254	55	160	55	90	32	4	6	11287	5643	32.4	21.6	157	CFT	8.6-R	S																	
		M20	20	154	254	55	160	55	90	32	4	6	12731	6366	43.6	29.1	245	CFT	7.6-R	S																	
	IPE300	M16	15	170	284	55	190	55	90	40	4	6	14185	7093	37.4	24.9	157	CFT	9.9-R	S																	
	M20	20	170	284	55	190	55	90	40	4	6	15837	7918	50.9	33.9	245	CFT	8.9-R	S																		
	IPE330	M16	15	180	312	55	220	55	90	45	4	6	17229	8615	42.0	28.0	157	CFT	11.5-R	S																	

figura 1.16

Column	Beam	Bolts hr88										$\beta = 1$ $k_{wc} = 1$ $k_{fc} = 1$			$\gamma_{M0} = 1.10$ $\gamma_{Mb} = 1.25$		<table border="1"> <tr> <th>Failure mode</th> <th>Code</th> <th>Failure mode</th> <th>Code</th> <th>Failure mode</th> <th>Code</th> </tr> <tr> <td>Column web panel in shear</td> <td>CWS</td> <td>Column web in tension</td> <td>CWT</td> <td>Bolts in shear</td> <td>BS</td> </tr> <tr> <td>Column web in compression</td> <td>CWC</td> <td>Column flange in tension</td> <td>CFT</td> <td>Beam flange in bearing</td> <td>BFB</td> </tr> <tr> <td>Beam flange in compression</td> <td>BFC</td> <td>Flange cleat in tension</td> <td>FCT</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>Bolts in tension</td> <td>BT</td> <td>Flange cleat in bearing</td> <td>FCB</td> <td></td> <td></td> </tr> </table>		Failure mode	Code	Failure mode	Code	Failure mode	Code	Column web panel in shear	CWS	Column web in tension	CWT	Bolts in shear	BS	Column web in compression	CWC	Column flange in tension	CFT	Beam flange in bearing	BFB	Beam flange in compression	BFC	Flange cleat in tension	FCT			Bolts in tension	BT	Flange cleat in bearing	FCB		
			Failure mode	Code	Failure mode	Code	Failure mode	Code																																								
			Column web panel in shear	CWS	Column web in tension	CWT	Bolts in shear	BS																																								
Column web in compression	CWC	Column flange in tension	CFT	Beam flange in bearing	BFB																																											
Beam flange in compression	BFC	Flange cleat in tension	FCT																																													
Bolts in tension	BT	Flange cleat in bearing	FCB																																													
S235	Cleats: S235 (mm)			Connection detail (mm)						Rotational stiffness (kNm/rad)		Resistance			Failure mode	Reference length(m)																																
	$L_a \times l_a \times t_a$			b_a	w_1	w_2	w_3	w_b	w_c	g	$S_{j,ini}$	$S_{j,ini}/2$	Moment (kNm)			Shear (kN)	Code	L_{bb}	L_{bu}																													
												M_{Rd}	$2/3M_{Rd}$	V_{Rd}																																		
HEB140	IPE220	M16	130x65x12	140	50	90	40	60	80	8	2683	1341	19.9	13.2	121	FCT	S	S																														
	IPE240	M16	130x65x12	140	50	90	40	70	80	8	3140	1570	21.4	14.2	121	FCT	S	S																														
	IPE270	M16	130x65x12	140	50	90	40	70	80	8	3837	1919	23.6	15.7	121	FCT	S	S																														
		M20	160x80x14	140	60	115	45	75	80	10	5251	2625	29.4	19.6	188	FCT	S	S																														
HEB160	IPE220	M16	130x65x12	160	50	90	40	60	80	8	2803	1402	22.7	15.1	121	FCT	S	S																														
	IPE240	M16	130x65x12	160	50	90	40	70	80	8	3289	1645	24.4	16.3	121	FCT	S	S																														
	IPE270	M16	130x65x12	160	50	90	40	70	80	8	4031	2016	27.0	18.0	121	FCT	S	S																														
		M20	160x80x14	160	60	115	45	75	90	10	5575	2788	33.6	22.4	188	FCT	S	S																														
	IPE300	M16	130x65x12	160	50	90	40	75	80	8	4861	2431	29.5	19.7	121	FCT	S	S																														
		M20	160x80x14	160	60	115	45	80	90	10	6682	3341	36.8	24.5	188	FCT	S	S																														
	IPE330	M16	130x65x12	160	50	90	40	75	80	8	5809	2905	32.1	21.4	121	FCT	S	S																														
		M20	160x80x14	160	60	115	45	85	90	10	7941	3971	39.9	26.6	188	FCT	S	S																														
HEB180	IPE220	M16	130x65x12	180	50	90	40	60	80	8	2846	1423	25.5	17.0	121	FCT	S	S																														

figura 1.17

Por último, la tercera herramienta propuesta por los autores, consistía en un programa de cálculo de uniones, llamado DESIMAN, que permitía calcular las propiedades mecánicas de un amplio rango de tipos de unión solicitadas a flexión y cortante, incluyendo un pre y post proceso en modo gráfico.

El pre-proceso permitía introducir fácilmente los datos, estando conectado con una base de datos de tornillos, placas, materiales y perfiles. Los cálculos realizados se podían almacenar en otra base de datos con objeto de utilizarlos en un futuro, si fuera necesario.

El programa de cálculo, que no pasó de ser una versión beta, ha sido sustituido en la actualidad por la aplicación denominada CoP, desarrollada por J.P. Jaspart y K. Weynand (figura 1.23).

1.3.10. El Anejo J revisado

En octubre de 1998 se publica la modificación de la Norma Europea Experimental *ENV 1993-1-1* conocida como *ENV 1993-1-1:1992/A2*, en la que además del nuevo *Anejo J*, renombrado como "*Joints in building frames*", se incluyen otros cuatro de nueva redacción que tienen carácter informativo:

Anejo G: Cálculo de la resistencia a Torsión

Anejo H: Modelización de estructuras de edificios para el análisis global

Anejo N: Aberturas en almas

Anejo Z: El uso del acero inoxidable

En cuanto al nuevo *Anejo J*: "*Uniones en estructuras de barras*", su contenido ha sido ampliado habiéndose revisado y actualizado algunos conceptos respecto a la versión anterior.

En él se desarrolla exhaustivamente el método de los componentes, clarificado y completado respecto de la primera versión, incluyendo una serie de tablas y esquemas de aplicación práctica que facilitan su interpretación.

Contempla las configuraciones mostradas en la figura 1.18 formadas por perfiles en I o H, de acero S 235, S 275, S 355, S 420 y S 460, solicitadas por cargas estáticas.

Además de los tres modelos de unión recogidos en la versión anterior (uniones viga-soporte soldadas o atornilladas con chapa frontal extendida o enrasada), se incluyen uniones viga-soporte según el eje débil (uniones D y E de la figura 1.18), las atornilladas con angulares, y las prolongaciones de vigas (unión C de la figura 1.18).

La caracterización y modelización de estas nuevas tipologías se basan en los trabajos presentados en el 35º congreso del IABSE.

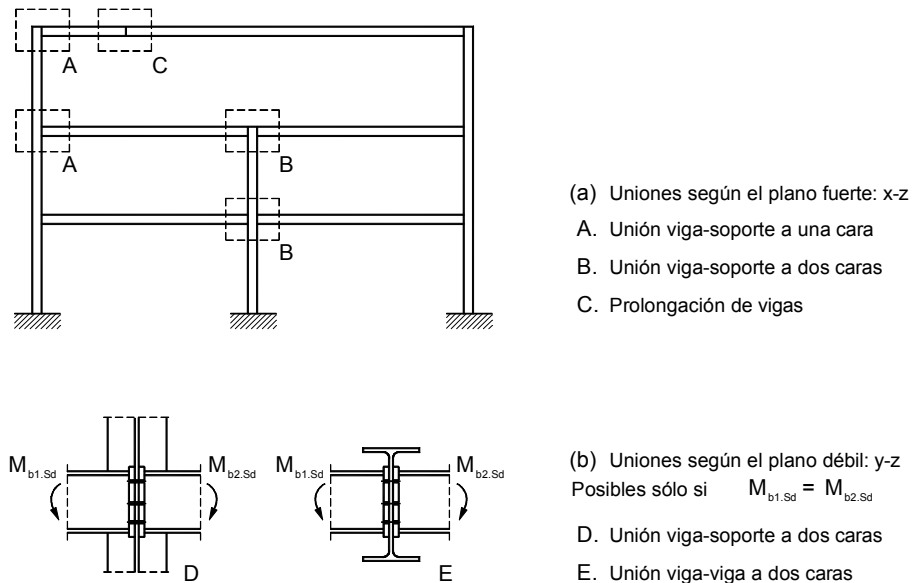


figura 1.18

Tras esta nueva versión del *Anejo J*, conocido en la literatura técnica como *Anejo J revisado*, sus autores publican una recopilación de distintos estudios económicos¹, realizados en los últimos años en Bélgica y Alemania que, junto a los resultados de Bjorhovde² y Colson (tabla 1.2), demuestran que el uso de uniones semi-rígidas da lugar a estructuras más económicas.

En la tabla 1.8. se muestran los resultados obtenidos por Guisse en Bélgica en 1995, a partir del coste proporcionado por un fabricante de acero de Luxemburgo, para un pórtico de un vano y dos plantas, arriostrado y sin arriostrar. También se incluyen las conclusiones alcanzadas en el caso de una estructura industrial de un vano y una planta.

Resultados de las investigaciones de Guisse (1995)			
Sistema	Uniones	Coste	Ahorro
Pórtico arriostrado 2P y 1V	Articulada*	100%	-
	Semi-rígidas con angulares en las alas	96,4%	3,6%
	Semi-rígidas chapa frontal extendida	112,5%**	-12,5%
	Rígida y rigidizada	148,5%**	-48,5%
Pórtico sin arriostrar 2P y 1V	Rígida *	100%	-
	Semi-rígidas chapa frontal extendida	79,4%	20,6%
Nave industrial arriostrada $L = 14\text{ m}$ $h = 12\text{ m}$	Articulada*	100%	-
	Semi-rígidas con angulares en las alas	99,3%	0,7%
	Semi-rígidas chapa frontal extendida	102,4%	-2,4%
	Rígida y rigidizada	118,4%	-18,4%
* Sistema de referencia			

tabla 1.8

¹ Weynand, K.; Jaspart, J.P.; Steenhuis, M. "Economy Studies on Steel Building Frames with Semi-rigid Joints", Journal of Constructional Steel Research 1998

² Colson A. y Bjorhovde R. "Intérêt économique des assemblages semi-rigides" Construction Métallique nº 2 - 1992

Un año antes, en colaboración con este mismo fabricante, Grandjean había llevado a cabo su estudio sobre una estructura existente, concluyendo, al igual que Guisse, que la solución más económica era adoptar uniones semi-rígidas resueltas con angulares en las alas, tal y como se muestra en la tabla 1.9.

El mismo Klaus Weynand, en 1997 diseñó dos pórticos uno arriostrado, y otro sin arriostrar siguiendo los criterios del Eurocódigo 3 y dimensionando las barras tras considerar las uniones rígidas en un caso y articuladas en otro. En aquella ocasión los fabricantes de acero eran los responsables del diseño de las uniones. En una segunda fase, partiendo del dimensionado anterior, se adoptaron unas uniones semi-rígidas diseñadas por el fabricante, que trataban de reducir al máximo los costes de ejecución. Ello obligó a redimensionar algunas barras en el caso del pórtico sin arriostrar. Los resultados obtenidos en colaboración con dos fabricantes de acero alemanes se muestran en la tabla 1.10.

Resultados de las investigaciones de Grandjean (1994)					
Sistema	Uniones	Coste		Ahorro	
		1	2	1	2
Pórtico arriostrado 2 Vanos 7 Plantas	Articuladas (referencia)	100%		-	
	Semi-rígidas chapa frontal extendida	97,8%	96,5%	2,2%	3,5%
	Semi-rígidas chapa frontal enrasada	97,7%	96,4%	2,3%	3,6%
	Semi-rígidas con angulares en las alas	97,6%	96,2%	2,4%	3,8%
Columna 1: Consideración de los costes de material y fabricación. Precio fijo para la protección, transporte, erección y diseño Columna 2: Consideración de los costes de material, fabricación, erección y diseño.					

tabla 1.9

Resultados de las investigaciones de Weynand (1997)			
Sistema	Uniones	Coste	Ahorro
Pórtico arriostrado	Articulada (referencia)	100%	-
	Semi-rígidas (empresa 1)	96%	4%
	Semi-rígidas (empresa 2)	92,5%	7,5%
Pórtico sin arriostrar	Rígida (referencia)	100%	-
	Semi-rígidas (empresa 1)	76%*	24%
	Semi-rígidas (empresa 2)	97%	3%

* La diferencia considerable de este valor se justifica por el autor en el diferente diseño de las uniones y modo de evaluar los costes por parte de los fabricantes.

tabla 1.10

La conclusión de este estudio es que, para reducir el coste de la estructura de acero, es recomendable adoptar las siguientes estrategias. En el caso de estructuras sin arriostrar proyectadas con nudos rígidos habría que simplificar la ejecución de las uniones diseñándolas como semi-rígidas y reduciendo el coste de ejecución. En estructuras arriostradas de nudos articulados habría que considerar el comportamiento semi-rígido de las uniones con lo que se podría, en algún caso, disminuir las dimensiones de las barras y reducir el coste del material.

Ambas estrategias recomiendan el uso de las uniones semi-rígidas, pudiéndose concluir que el ahorro debido al uso de uniones semi-rígidas oscila entre el 20-25% en estructuras sin arriostrar, y 5-9% en las arriostradas.

Apoyándose en estas conclusiones, Steenhuis, Weynand y Gresnigt³ analizaron las dos fases del proceso de diseño y cálculo de una estructura de nudos rígidos, tal y como se suele hacer en la actualidad, bajo la responsabilidad de dos personas distintas: el

³ Steenhuis, M.; Weynand, K. y Gresnigt, N. "Strategies for economic design of Unbraced Steel Frames" Proceedings of the II World Steel Conference, San Sebastian, 1998

calculista, que dimensiona las barras, y el fabricante, de quien depende el diseño de las uniones y deberá ejecutarlas de modo que sea posible considerar, efectivamente, los nudos como rígidos.

Es en esta última fase, con las barras ya dimensionadas, cuando se diseña el nudo con las premisas de partida, no siendo posible, a estas alturas del proceso, plantear soluciones más económicas para las uniones ya que implicarían un redimensionado de las barras.

Por tanto, en las primeras etapas de la concepción estructural se debe valorar la solución más económica, considerando el diseño de las uniones. Para ello, será necesario dotar al responsable del cálculo de la estructura de criterios o herramientas que le permitan elegir, *a priori*, el tipo de unión a utilizar.

Uno de estos criterios podría ser el propuesto por Steenhuis⁴ en 1994, consistente en calcular una rigidez aproximada para las uniones, a partir de la cual se calcula la estructura, comprobando, *a posteriori*, que dicha rigidez no difiere demasiado de la considerada en el cálculo.

Para comprobar la idoneidad del procedimiento propuesto desarrollaron un ejemplo de aplicación práctica calculando la estructura no arriostrada de la figura 1.19, cuyas barras se dimensionan a partir de las solicitaciones calculadas considerando que las uniones son rígidas, solución que da lugar a un menor peso de acero.

A continuación, se diseñan las uniones como semi-rígidas, lo que obliga a un redimensionado de las barras, incrementando su sección

⁴ Steenhuis, M. "Pre-design of semi-rigid joints in steel frames", Proceedings of the Second State of the Art Workshop on Semi-Rigid Behaviour of Civil Engineering Structural Connections, ed. by Wald, F. COST C1, 1994

y, en consecuencia, su peso. A pesar de ello, como puede verse en la tabla 1.11, se reduce el coste final.

Los diseños de las uniones rígidas y semi-rígidas adoptados se muestran en la figura 1.20

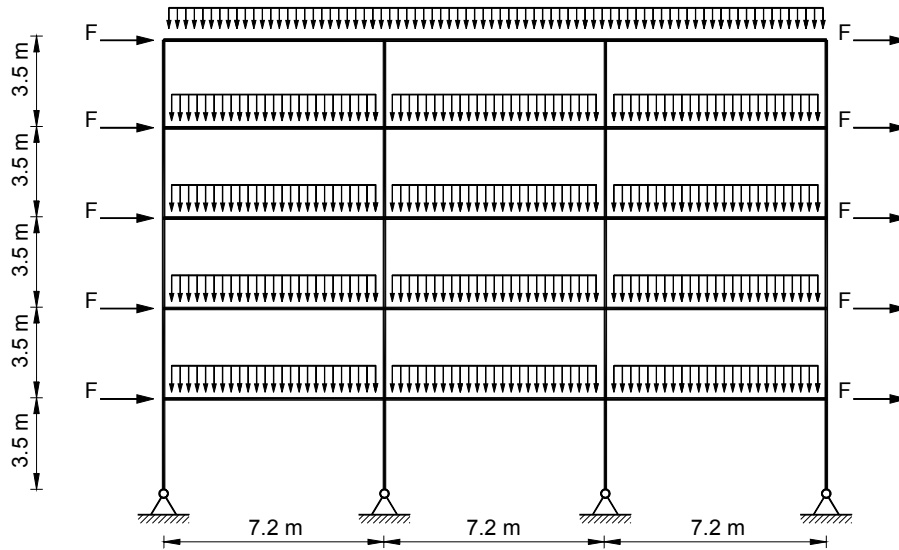


figura 1.19

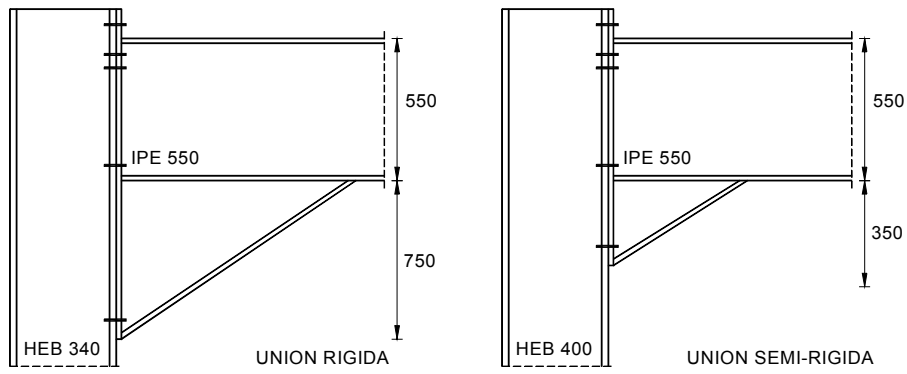


figura 1.20

Costes	Nudos rígidos	Nudos semi-rígidos	Ahorro en uniones semi-rígidas
Acero de los soportes	470 kg	544 kg	-74 kg
Acero de la soldadura del acartelamiento	$3,64 \cdot f = 364 \text{ kg}$	$1,7 \cdot f = 170 \text{ kg}$	+194 kg
TOTAL			+120 kg

Nota 1: el factor f es la relación entre el coste de 1 kg de material de soldadura, incluyendo la ejecución y la protección frente a la corrosión, y el de 1 kg de acero incluyendo la ejecución.
Se ha tomado el valor sugerido por van Douwen en 1979 donde $f = 100$,

Nota 2: No se ha considerado en el cálculo del coste, el material del acartelamiento.

tabla 1.11

De las conclusiones de estos trabajos de investigación se desprende que las uniones semi-rígidas son rentables desde el punto de vista económico. Sin embargo siguen siendo poco utilizadas en la práctica diaria debido a lo laborioso que resulta el cálculo de sus propiedades.

Tratando de soslayar este inconveniente, Faella C., Piluso V. y Rizzano G., de la Universidad de Salerno, Italia, publican en 2002 el manual "*Structural steel semi-rigid connections. Theory, Design and Software*".

En él proponen un nuevo procedimiento de cálculo, basado en el método de los componentes, que en algunos casos utiliza algunas de las fórmulas del *Anejo J Revisado* y en otros sugiere expresiones alternativas resultado de sus propias investigaciones.

Esta interpretación del método de los componentes es aplicable a las uniones resueltas con soldadura, a las atornilladas con tornillos pretensados (no incluidas en el *Anejo J Revisado*), o a las diseñadas con angulares en las alas y en el alma. Para facilitar su análisis se ha implementado en un programa de cálculo -JMRC *Joint Moment-*

Rotation Curve- que permite predecir la curva momento-rotación de las uniones.

Este programa ha sido exhaustivamente comprobado por los autores comparando los valores obtenidos con los derivados de las expresiones del Eurocódigo 3 y los resultados de los ensayos.

1.3.11. Herramientas de cálculo

En el año 2002, Weynand⁵ presenta en un artículo una recopilación de las distintas herramientas (manuales o programas de cálculo) que permiten, *rápida y fácilmente*, considerar el diseño de las uniones en el cálculo de la estructura.

Respecto al primer tipo recomienda el ECSC manual *Frame design including Joint Behaviour*⁶ (ver figura 1.14), y el catálogo DSTV (*Standardised Joint in Steel Building Frames*), que se desarrolla en dos volúmenes: El primero se dedica a las uniones articuladas y el segundo a las que transmiten momento.

Cada tipo de unión se aborda dando una descripción del modelo, enunciando las hipótesis de partida junto con el rango de validez de las mismas, desarrollando unas hojas de diseño que permiten realizar los cálculos a mano e incluyendo una serie de tablas de diseño de uniones, calculadas con los criterios del Eurocódigo 3 y con la norma DIN 18800, en las que se indica, junto a la resistencia de la unión, el componente que la determina, figura 1.21

En cuanto al software, no le cabe duda que el programa de cálculo CoP, The Connection Program, desarrollado en el entorno Windows

⁵ Weynand, K.; Feldmann, M. "Quick and Easy Design of Joints in Practice Using New Tools for Designers"

⁶ Publicado en 1998, su contenido se ha comentado previamente

por él mismo, en colaboración con Jaspart (ver figura 1.22), es la herramienta mas completa y apropiada.

Este programa, tiene una ventana para introducir los datos que permiten definir el tipo de unión a calcular, las barras a unir, los elementos de enlace a utilizar, la sollicitación para la que se desea evaluar su comportamiento, y el tipo de análisis global a realizar. Ver las figura 1.24, 1.25, 1.26 y 1.27.

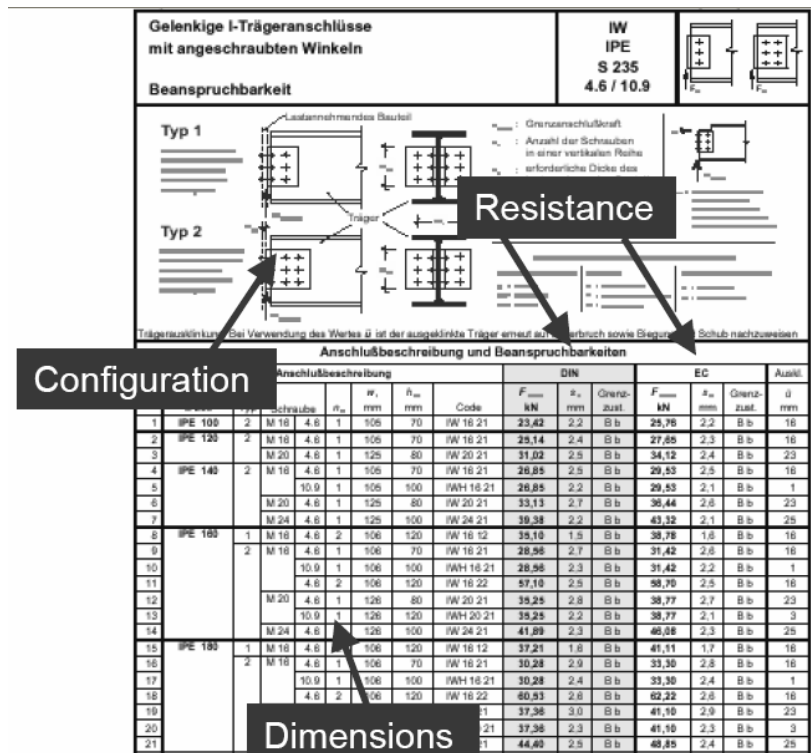


figura 1.21

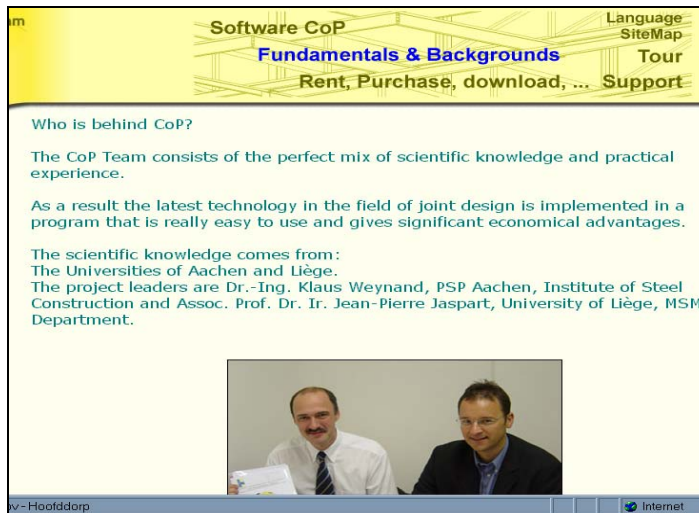


figura 1.22



figura 1.23

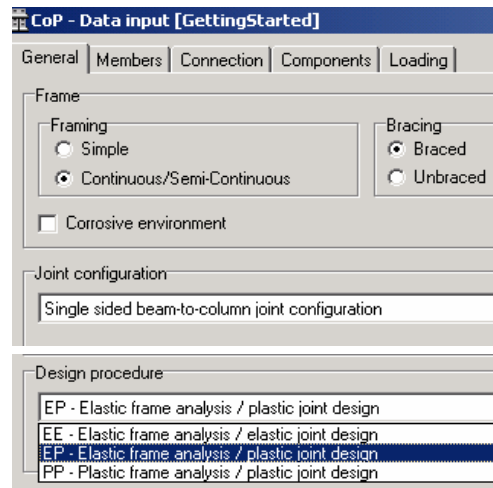


figura 1.24

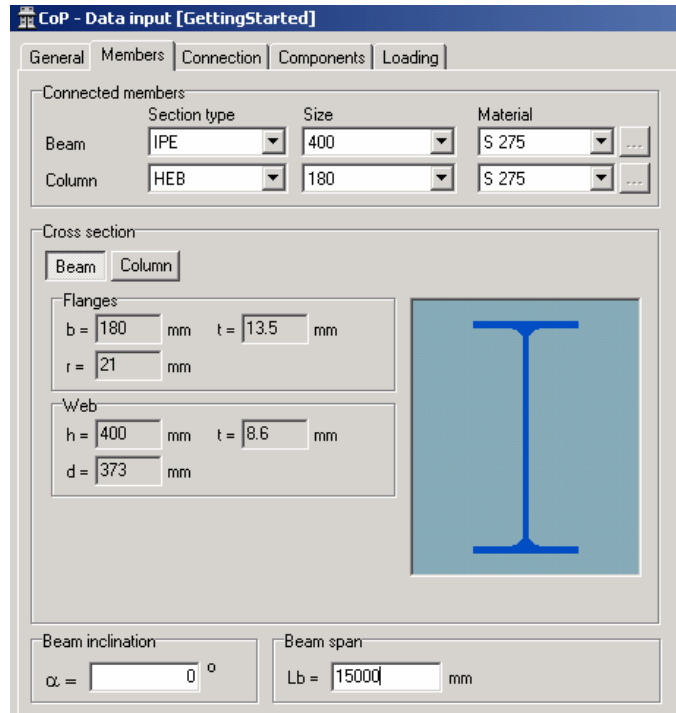


figura 1.25

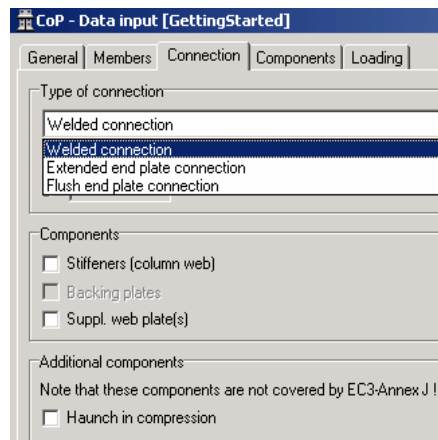


figura 1.26

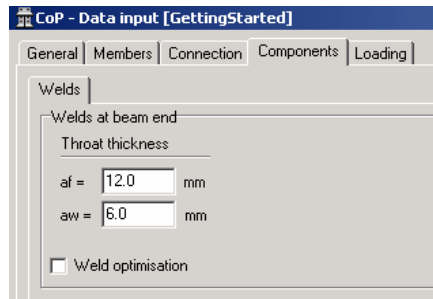


figura 1.27

Como resultados del cálculo, se muestran la gráfica momento-rotación de la unión, las propiedades de la misma, y una vista tridimensional de la unión (figura 1.28); además, es posible generar archivos de texto con los cálculos realizados. Los cuatro tipos de fichero generados pueden incluir mas o menos detalles acerca de las comprobaciones efectuadas y contienen la siguiente información:

1. Un documento breve con los resultados del cálculo: resistencia a flexión y cortante, rigidez inicial, modo de colapso, y clase de ductilidad para el análisis de la estructura (figura 1.29)

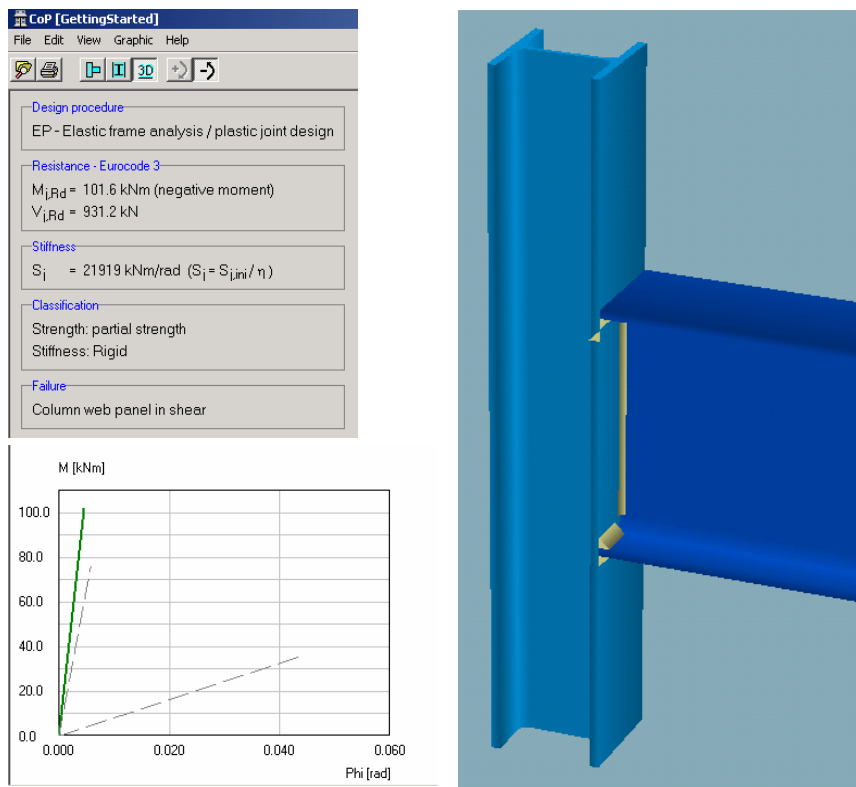


figura 1.28

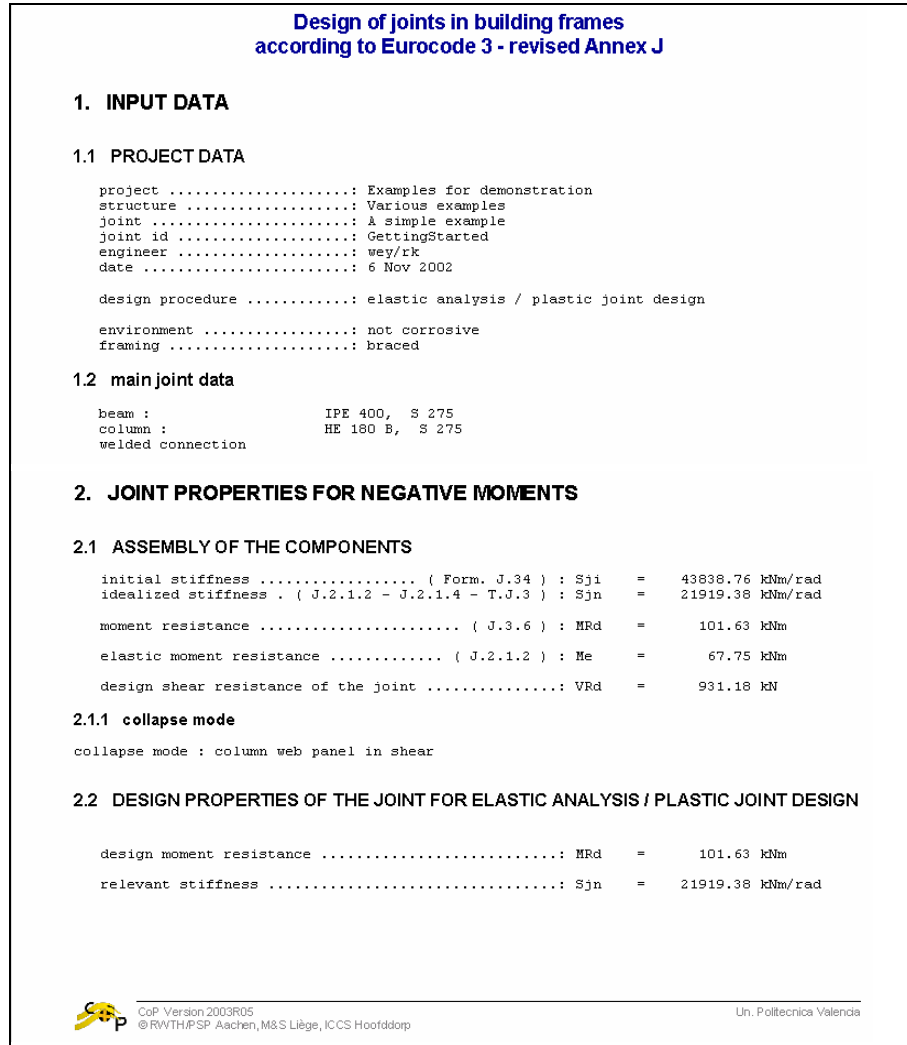


figura 1.29

2. Un documento previo que incluye la resistencia y rigidez de todos los componentes de la unión, permitiendo al diseñador modificar de un modo óptimo la unión a partir de los requerimientos necesarios (figura 1.30)

**Design of joints in building frames
according to Eurocode 3 - revised Annex J**

1. INPUT DATA

1.1 PROJECT DATA

```

project .....: Examples for demonstration
structure .....: Various examples
joint .....: A simple example
joint id .....: GettingStarted
engineer .....: wey/rk
date .....: 6 Nov 2002

design procedure .....: elastic analysis / plastic joint design

environment .....: not corrosive
framing .....: braced
    
```

1.2 main joint data

```

beam : IPE 400, S 275
column : HE 180 B, S 275
welded connection
    
```

2. JOINT PROPERTIES FOR NEGATIVE MOMENTS

2.1 ASSEMBLY OF THE COMPONENTS

	stiffness (mm)	strength (kN)
column web panel in shear	1.99	262.94
column web in compression	9.39	300.74
column flange in bending		460.69
column web in tension	9.39	300.74
beam flange in compression		845.50
	minimum =	= 262.94 kN
lever arm of internal forces (Fig. J.35) : z		= 386.50 mm

2.1.0.1 percentages of flexibility

for the sheared panel	70 %	
for the compression zone	15 %	
for the tension zone	15 %	
column web in tension		100 %

2.1.0.2 summary

```

initial stiffness ..... ( Form. J.34 ) : Sji = 43838.76 kNm/rad
idealized stiffness . ( J.2.1.2 - J.2.1.4 - T.J.3 ) : Sjn = 21919.38 kNm/rad

moment resistance ..... ( J.3.6 ) : MRd = 101.63 kNm
elastic moment resistance ..... ( J.2.1.2 ) : Me = 67.75 kNm
    
```

2.1.1 shear resistance

```

shear resistance of the welds ..... ( 6.6.5.3.(4) ) : FwRd = 931.18 kN
design shear resistance of the joint .....: VRd = 931.18 kN
    
```

2.1.2 collapse mode

collapse mode : column web panel in shear

2.2 DESIGN PROPERTIES OF THE JOINT FOR ELASTIC ANALYSIS / PLASTIC JOINT DESIGN

```

design moment resistance .....: MRd = 101.63 kNm
relevant stiffness .....: Sjn = 21919.38 kNm/rad
    
```

3. References

- [1] ENV 1993-1-1 : 1992, Eurocode 3: Design of steel structures.
Part 1.1: General rules and rules for buildings,
CEN, Brussels 1992.
- [2] ENV 1993-1-1 : 1992/A2, October 1998.
Revised Annex J of Eurocode 3, "Joints in Building Frames",
CEN, Brussels, October 1998.



figura 1.30

3. Una lista con los resultados de los cálculos para cada componente de la unión de aproximadamente 5 páginas (figura 1.31)

**Design of joints in building frames
according to Eurocode 3 - revised Annex J**

1. INPUT DATA

1.1 PROJECT DATA

project: Examples for demonstration
 structure: Various examples
 joint: A simple example
 joint id: GettingStarted
 engineer: wxy/TK
 date: 6 Nov 2002
 design procedure: elastic analysis / plastic joint design
 environment: not corrosive
 framing: braced

1.2 main joint data

beam : IPE 400, S 275
 column : HE 180 B, S 275
 welded connection

1.3 mechanical characteristics

	yield strength N/mm ²	ultimate strength N/mm ²
beam web	275.00	430.00
beam flange	275.00	430.00
column web	275.00	430.00
column flange	275.00	430.00

1.4 geometrical characteristics

1.4.1 beam : IPE 400, S 275

depth	400.00 mm
width	180.00 mm
thickness of the flange	13.50 mm
thickness of the web	8.50 mm
root radius	21.00 mm
inertia	23128.37 cm ⁴
area	84.46 cm ²
length of the beam connected to the column	15000.00 mm
beam inclination	0.00 °

1.4.2 column : HE 180 B, S 275

depth	180.00 mm
width	180.00 mm
thickness of the flange	14.00 mm
thickness of the web	8.50 mm
root radius	15.00 mm
inertia	3831.13 cm ⁴
area	65.25 cm ²

1.4.3 welds

thickness of the weld connecting the beam flange	12.00 mm
thickness of the weld connecting the beam web	6.02 mm

1.5 safety factors

gamma M0	1.10
gamma M1	1.10
gamma M2	1.25
gamma Mv	1.25

2. JOINT PROPERTIES FOR NEGATIVE MOMENTS

2.1 CALCULATION OF THE COMPONENTS

2.1.1 column web panel in shear

sheared area of the column	Avc =	20.24 cm ²
beta coefficient	{ J.2.6.3 } : BETA =	1.00
plastic resistance of the column web panel	VwpRd =	262.94 kN
{ J.3.5.1 }		
resistance : vwpRd / beta	FwpRd =	262.94 kN
stiffness coefficient	{ Form. J.39 } : k1 =	1.99 mm

2.1.2 column web in compression

effective width (Form. J.17) : beff = 192.44 mm
strength : F_{cwRd} = 300.74 kN
stiffness coefficient (Form. J.40) : k₂ = 9.39 mm

2.1.3 column flange in bending

2.1.3.1 strength

(J.3.5.4.1)
strength (Form. J.28) : F_{tfcRd} = 460.69 kN

2.1.4 column web in tension

effective width (Form. J.24) : beff = 192.44 mm
strength (Form. J.23) : F_{twcRd} = 300.74 kN
stiffness coefficient (Form. J.41) : k₄ = 9.39 mm

2.1.5 beam flange in compression

strength (Form. J.30) : F_{cfbRd} = 845.50 kN

2.2 ASSEMBLY OF THE COMPONENTS

	stiffness (mm)	strength (kN)
column web panel in shear	1.99	262.94
column web in compression	9.39	300.74
column flange in bending		460.69
column web in tension	9.39	300.74
beam flange in compression		845.50
	minimum =	262.94 kN
lever arm of internal forces (Fig. J.35) : z		= 386.50 mm

2.2.0.1 percentages of flexibility

for the sheared panel	70 %	
for the compression zone	15 %	
for the tension zone	15 %	
column web in tension		100 %

2.2.0.2 summary

initial stiffness (Form. J.34) : S_{j1} = 43838.76 kNm/rad
idealized stiffness . (J.2.1.2 - J.2.1.4 - T.J.3) : S_{jn} = 21919.38 kNm/rad
moment resistance (J.3.6) : M_{Rd} = 101.63 kNm
elastic moment resistance (J.2.1.2) : M_e = 67.75 kNm

2.2.1 shear resistance

shear resistance of the welds (6.6.5.3.(4)) : F_{wRd} = 931.18 kN
design shear resistance of the joint : V_{Rd} = 931.18 kN

2.2.2 collapse mode

collapse mode : column web panel in shear

2.3 DESIGN PROPERTIES OF THE JOINT FOR ELASTIC ANALYSIS / PLASTIC JOINT DESIGN

design moment resistance : M_{Rd} = 101.63 kNm
relevant stiffness : S_{jn} = 21919.38 kNm/rad

3. References

- [1] ENV 1993-1-1 : 1992, Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1.1: General rules and rules for buildings, CEN, Brussels 1992.
- [2] ENV 1993-1-1 : 1992/A2, October 1998. Revised Annex J of Eurocode 3, "Joints in Building Frames", CEN, Brussels, October 1998.



figura 1.31

4. El cálculo completo en el que se muestran todos los resultados, inclusive los correspondientes a los pasos intermedios (figura 1.32)

**Design of joints in building frames
according to Eurocode 3 - revised Annex J**

1. INPUT DATA

1.1 PROJECT DATA

```

project .....: Examples for demonstration
structure .....: Various examples
joint .....: A simple example
joint id .....: GettingStarted
engineer .....: wey/rk
date .....: 6 Nov 2002

design procedure .....: elastic analysis / plastic joint design

environment .....: not corrosive
framing .....: braced
    
```

1.2 main joint data

```

beam : IPE 400, S 275
column : HE 180 B, S 275
welded connection
    
```

1.3 mechanical characteristics

	yield strength N/mm ²	ultimate strength N/mm ²
beam web	275.00	430.00
beam flange	275.00	430.00
column web	275.00	430.00
column flange	275.00	430.00

1.4 geometrical characteristics

1.4.1 beam : IPE 400, S 275

```

depth .....: 400.00 mm
width .....: 180.00 mm
thickness of the flange .....: 13.50 mm
thickness of the web .....: 8.60 mm
root radius .....: 21.00 mm
inertia .....: 23128.37 cm4
area .....: 84.46 cm2
length of the beam connected to the column .....: 15000.00 mm
beam inclination .....: 0.00 °
    
```

1.4.2 column : HE 180 B, S 275

```

depth .....: 180.00 mm
width .....: 180.00 mm
thickness of the flange .....: 14.00 mm
thickness of the web .....: 8.50 mm
root radius .....: 15.00 mm
inertia .....: 3831.13 cm4

area .....: 65.25 cm2
    
```

1.4.3 welds

```

thickness of the weld connecting the beam flange .....: 12.00 mm
thickness of the weld connecting the beam web .....: 6.02 mm
    
```

1.5 safety factors

```

gamma M0 .....: 1.10
gamma M1 .....: 1.10
gamma Mb .....: 1.25
gamma Mv .....: 1.25
    
```

2. JOINT PROPERTIES FOR NEGATIVE MOMENTS

2.1 CALCULATION OF THE COMPONENTS

2.1.1 column web panel in shear

```

sheared area of the column .....: Avc = 20.24 cm2
beta coefficient ..... ( J.2.6.3 ) : BETA = 1.00
plastic resistance of the column web panel .....: VwpRd = 262.94 kN
( J.3.5.1)
resistance : vwpRd / beta .....: FwpRd = 262.94 kN
stiffness coefficient ..... ( Form. J.39 ) : k1 = 1.99 mm
    
```

2.1.2 column web in compression

effective width (Form. J.17) : beff = 192.44 mm

coefficient for stress interaction .. (Table J.5) : RHO = 0.74

longitudinal compressive stress in the web adjacent to the root radius : Sigma = 0.00 N/mm²

reduction factor (Form. J.22) : kwc = 1.00

strength : (Form. J.17)

* buckling of the web :

slenderness : LAMBDA = 0.61

strength : Fc2 = 300.74 kN

strength : FcwcRd = 300.74 kN

stiffness coefficient (Form. J.40) : k2 = 9.39 mm

2.1.3 column flange in bending

2.1.3.1 strength

(J.3.5.4.1)

k coefficient : k = 1.00

strength (Form. J.28) : FtfcRd = 460.69 kN

2.1.4 column web in tension

effective width (Form. J.24) : beff = 192.44 mm

coefficient for stress interaction .. (Table J.5) : RHO = 0.74

strength (Form. J.23) : FtwcRd = 300.74 kN

stiffness coefficient (Form. J.41) : k4 = 9.39 mm

2.1.5 beam flange in compression

moment resistance of the beam cross-section : McRd = 326.79 kNm

strength (Form. J.30) : FcFbRd = 845.50 kN

2.2 ASSEMBLY OF THE COMPONENTS

	stiffness (mm)	strength (kN)
column web panel in shear	1.99	262.94
column web in compression	9.39	300.74
column flange in bending		460.69
column web in tension	9.39	300.74
beam flange in compression		845.50
	minimum =	262.94 kN
lever arm of internal forces (Fig. J.35) : z =		386.50 mm

2.2.0.1 percentages of flexibility

for the sheared panel	70 %	
for the compression zone	15 %	
for the tension zone	15 %	
column web in tension		100 %

2.2.0.2 summary

initial stiffness (Form. J.34) : Sji = 43838.76 kNm/rad

idealized stiffness . (J.2.1.2 - J.2.1.4 - T.J.3) : Sjn = 21919.38 kNm/rad

secant stiffness (Form. J.34) : Sjs = 14669.38 kNm/rad

moment resistance (J.3.6) : MRd = 101.63 kNm

elastic moment resistance (J.2.1.2) : Me = 67.75 kNm

2.2.1 shear resistance

correlation factor (6.6.5.3.(5)) : BETA = 0.85

length of the weld : a = 331.00 mm

shear resistance of the welds (6.6.5.3.(4)) : FwRd = 931.18 kN

design shear resistance of the joint : VRd = 931.18 kN

2.2.2 collapse mode

collapse mode : column web panel in shear

2.3 DESIGN PROPERTIES OF THE JOINT FOR ELASTIC ANALYSIS / PLASTIC JOINT DESIGN

design moment resistance : MRd = 101.63 kNm

relevant stiffness : Sjn = 21919.38 kNm/rad

figura 1.32

1.3.12. La rigidez secante

A finales del año 2002 Nethercot⁷ y otros analizan el uso del valor de la rigidez secante para modelizar el comportamiento de las uniones semi-rígidas. Esta aproximación, ya planteada en el *Anejo J Revisado*, simplifica significativamente el esfuerzo de cálculo y da lugar, según los autores, a una serie de resultados bastante aceptables.

La rigidez secante⁸ se calcula a partir de la rigidez inicial obtenida mediante el método de los componentes, y su valor depende del tipo de unión analizado. En el caso de las uniones viga-soporte se corresponde con la mitad de la rigidez inicial, de ahí el nombre de "*half initial secant stiffness*".

1.3.13. El proyecto de EuroNorma *Design of Steel Structures: Design of joints*

En mayo de 2003 el subcomité CEN TC 250/ SC3 da por finalizada la redacción del Proyecto de Euronorma prEN 1993-1-8:2003, *Design of Steel Structures: Design of joints*⁹. Esta norma, enfocada al diseño de las uniones entre barras de acero S 235, S 275, S 355 y S 460 sometidas a cargas estáticas, recopila todos aquellos aspectos relacionados con el diseño y cálculo de las uniones en estructuras metálicas.

Así, a las configuraciones incluidas en el *Anejo J Revisado* se han añadido las relativas a las bases de los soportes¹⁰, las de

⁷Keulen, van D.C; Nethercot, D. A.; Snijder, H.H. y Bakker, M.C.M. "*Frame analysis incorporating semi-rigid joint action: Applicability of the half initial Secant stiffness approach*" Journal of Constructional Steel Research 59 (2003)

⁸ La rigidez secante se presenta en el capítulo 2

⁹ A partir de ahora prEN. Está, a fecha de hoy, pendiente de aprobación por el CEN. No se ha traducido, ni publicado en castellano.

¹⁰ Basándose en las investigaciones de Wald F. y Jaspart J.P.: "*Column Bases in Steel Building Frames*" Cost C1, Semi-rigid behaviour of structural steel connections, ed. Weynand K., Brussels, 1999.

prolongación de pilares (figura 1.33, unión 4) y las correspondientes a uniones en vigas de celosía con perfiles huecos, cuyo cálculo se abordaba inicialmente en el *Anejo K* del Eurocódigo 3.

Además se han incluido en este documento las bases de cálculo¹¹ de las uniones atornilladas o resueltas mediante soldadura en ángulo.

Su contenido se distribuye en los siguientes capítulos:

Introducción

Bases de cálculo

Uniones resueltas con tornillos, remaches y bulones

Uniones soldadas

Análisis, clasificación y modelización

Uniones estructurales entre secciones H o I

Uniones entre barras de sección hueca

Una vez aprobado este documento, deberá completarse en cada país con una norma nacional.

El interés de este Proyecto de Euronorma estriba en la visión de conjunto, ya que incluye, prácticamente, cualquier tipo de unión en estructuras metálicas.

Por otro lado, el procedimiento a seguir para calcular el momento resistente, la rigidez, y la capacidad de rotación de la unión es igual al incluido en el *Anejo J(r)* sólo que, al haber aumentado su extensión, algunos de los dibujos y esquemas aclaratorios que aparecían en el mismo han sido eliminados o condensados.

¹¹ Este desarrollo coincide con el que se encuentra a lo largo del articulado del Eurocódigo 3

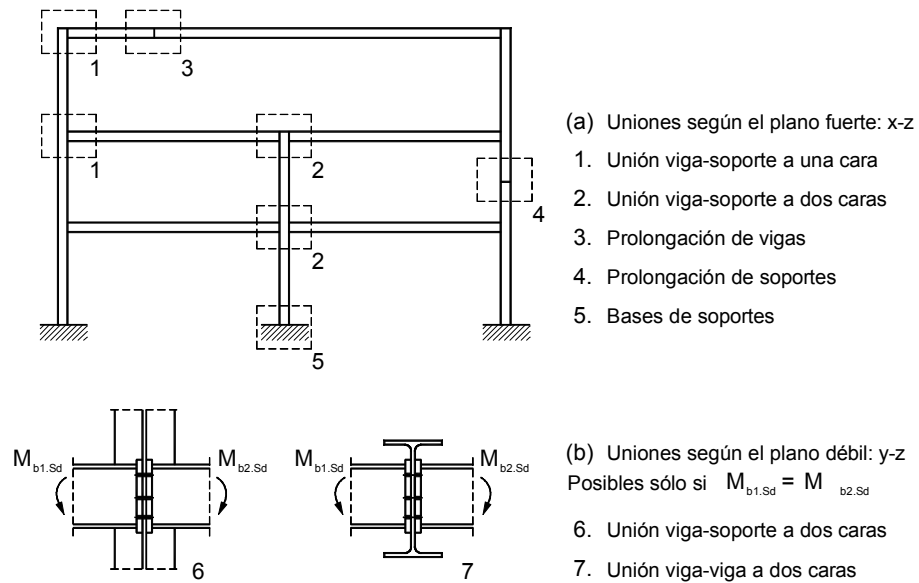


figura 1.33

Tras la publicación de esta Euronorma, J.M. Cabrero y E. Bayo¹² de la Universidad de Navarra, proponen un método de diseño de estructuras metálicas con uniones semi-rígidas que permite optimizar el dimensionado de las barras junto con el de las uniones. Para ello siguen un procedimiento similar al utilizado tradicionalmente en el análisis de estructuras con uniones rígidas o articuladas facilitando su aplicación en la práctica diaria.

Recomiendan diseñar uniones cuyo grado de rigidez, r , sea igual a 0,66 y con una resistencia a flexión mayor o igual al momento sollicitación obtenido en un análisis elástico previo, insistiendo en que la garantía de que las uniones semi-rígidas resulten globalmente económicas es la ausencia de rigidizadores.

El proceso de diseño propuesto por los autores para realizar un análisis global elástico es el siguiente:

- Se predimensionan las vigas, basándose en la experiencia del técnico o a partir del valor óptimo del momento (la mitad del momento isostático)
- Se establece la rigidez, o grado de rigidez, de la unión a partir de las recomendaciones anteriores ($r \approx 0,65$ que equivale a tomar $S_j = 6E I/L$)
- Se lleva a cabo el análisis de la estructura obteniendo el valor de los momentos en las uniones
- Por último se diseñan las uniones con la rigidez predeterminada y una resistencia a flexión al menos igual al valor del momento solicitación obtenido en el análisis.

Para esta última etapa el diseñador debe disponer de alguna herramienta (software o tablas) que le permita seleccionar un diseño de unión que se ajuste a las hipótesis de partida.

Teniendo en cuenta que es complicado encontrar un diseño con una rigidez igual al valor previsto y siguiendo con la filosofía del Eurocódigo 3, se propone un rango de valores tales que la variación producida en el comportamiento estructural sea menor del 5%.

En tal caso, el grado de rigidez a considerar quedaría dentro del rango $0,6 \leq r \leq 0,7$.

Para realizar un análisis plástico de la estructura considerando el comportamiento de las uniones, proponen realizar un análisis elástico de segundo orden para ELS. Una vez predimensionadas las barras y las uniones es necesario comprobar que las deformaciones cumplen los límites establecidos y calcular el momento resistente necesario para las uniones.

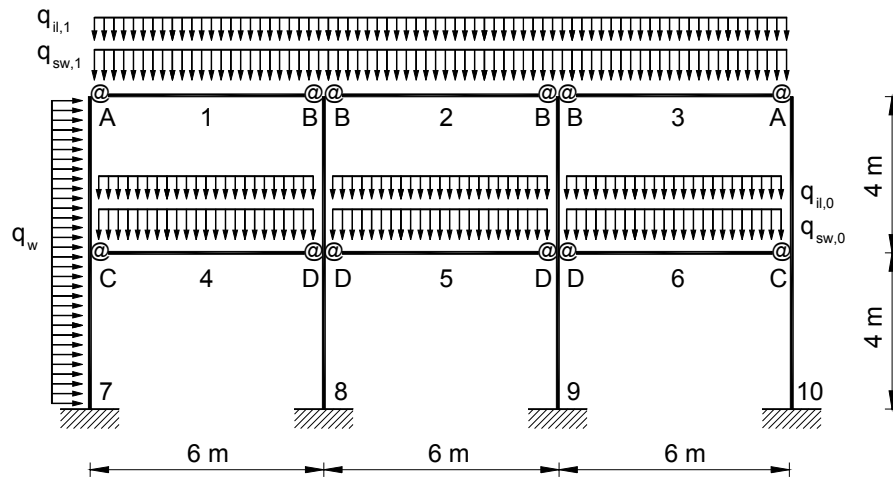
¹² Cabrero, J.M. y Bayo, E. Development of practical design methods for steel structures with semi-rigid connections. Engineering Structures 27 (2005)

También se debe comprobar que poseen la capacidad de rotación necesaria para permitir la formación de las rótulas.

Para mostrar la aplicación del proceso de diseño propuesto se desarrollan dos ejemplos prácticos: un análisis elástico sobre un pórtico de tres vanos iguales y dos plantas; y un análisis plástico sobre un pórtico de cuatro vanos desiguales y dos plantas.

Del primer ejemplo se muestra la geometría y estado de cargas de la estructura en la figura 1.34 y el dimensionado de las barras en la tabla 1.12.

Las uniones semi-rígidas se han diseñado tal y como indica el modelo de la figura 1.35.



Siendo:	$q_{sw,0} = 7,80 \text{ kN/m}$	Carga permanente de planta piso
	$q_{sw,1} = 6,50 \text{ kN/m}$	Carga permanente de cubierta
	$q_{il,0} = 11,20 \text{ kN/m}$	Carga variable de la planta piso
	$q_{il,1} = 3,20 \text{ kN/m}$	Carga variable de cubierta
	$q_w = 3,80 \text{ kN/m}$	Sobrecarga de viento

figura 1.34

Dimensionado de barras			
Barras	Uniones		
	Semi-rígida	Articulada	Rígida
1, 2, 3	IPE 200	IPE 240	IPE 200
4, 5, 6	IPE 270	IPE 330	IPE 270
7, 10	HEB 140	HEB 120	HEB 140
8, 9	HEB 160	HEB 140	HEB 160

tabla 1.12

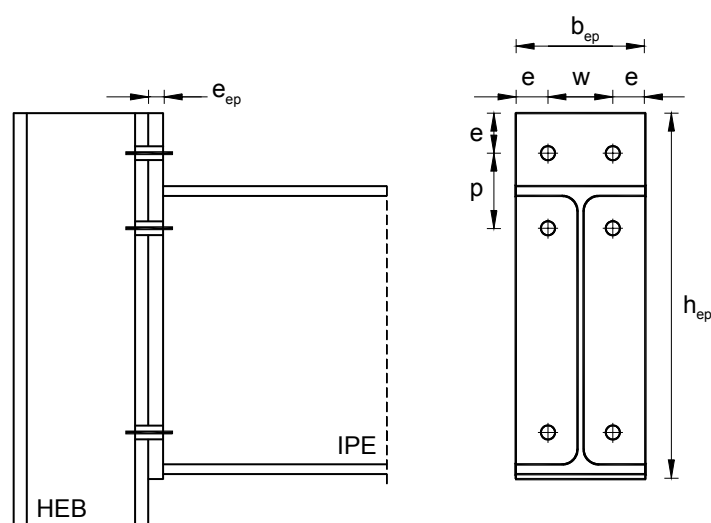


figura 1.35

Las características geométricas de las mismas, junto con el dimensionado de los tornillos y el espesor de la chapa frontal se recogen en la tabla 1.13.

A partir de los datos suministrados por un fabricante de acero español se estiman los costes que se reflejan en la tabla 1.14.

Diseño de las uniones semi-rígidas									
UNION	VIGA	SOPORTE	TORNILLO	h_{ep}	b_{ep}	t_{ep}	ρ	w	e
A	IPE200	HEB140	T 20	285	140	10	90	80	30
B	IPE200	HEB160	T 16	295	140	12	110	80	30
C	IPE270	HEB140	T 22	345	140	15	70	80	30
D	IPE270	HEB160	T 22	345	140	14	70	80	30

Nota: las cotas están en mm

tabla 1.13

Estimación de costes €				
Tipos de unión	<i>Uniones</i>	<i>Material</i>	<i>Total</i>	<i>Total en %</i>
Semi-rígida	505.08	3619.5	4124.58	100%
Articulada	249.36	4296	4545.36	110%
Rígida	1821.36	3619.5	5440.86	132%

tabla 1.14

1.3.14. Difusión del conocimiento

Por último señalar que, para familiarizar a los ingenieros y arquitectos con el Eurocódigo 3, el método de los componentes, y la norma experimental de uniones *prEN 1993-1-8:2003*, se han desarrollado numerosos proyectos de difusión de estos conocimientos en la Comunidad Europea.

Es el caso del programa ESDEP¹³ que recoge y amplía el material docente producido por Owens y Cheal¹⁴ sobre los nuevos métodos de diseño de uniones en estructuras de acero. Este es uno de los primeros "paquetes educativos" especializado en uniones.

¹³ European Steel Design Educational Programme, SCI, London, 1994. www.esdep.org

¹⁴ Owens G. W., Cheal B.D.: "Structural Steelwork Connections", London 1988

Otros programas educacionales basados en el trabajo de ESDEP, son: WIVISS¹⁵ (una serie de lecciones en CD, figura 1.36), SteelCall (Oficina Virtual de Diseño en Acero, figura 1.37), SSEDTA y su continuación en el proyecto SSEDTA2 y NFATEC.

El proyecto SSEDTA¹⁶ (figura 1.38), financiado por la Unión Europea a través del programa Leonardo Da Vinci, se inicia en 1996 con la finalidad de promover una interpretación trans-europea del Eurocódigo 3 mediante la elaboración y distribución de material de adiestramiento en formato electrónico y de texto.

Este acercamiento trans-nacional tiene como principal objetivo permitir a los ingenieros europeos desarrollar su actividad profesional en cualquier país de la comunidad. Este proyecto se continuó, a partir de 1999, con uno nuevo¹⁷ que incluía el Eurocódigo 4. Estructuras mixtas hormigón-acero..

El material generado, dirigido a los profesores que imparten cursos sobre el Eurocódigo 3 y el Eurocódigo 4 y a los ingenieros y técnicos relacionados con estas materias, está accesible gratuitamente en la web: www.ssedta.com.

Como continuación de SSEDTA y SSEDTA 2, entre el año 2001 y el 2004, se desarrolla el proyecto NFATEC¹⁸, también con financiación europea, tiene como principal objetivo la formación de ingenieros de estructuras capacitados para aplicar con eficacia el Eurocódigo 3 y el Eurocódigo 4.

¹⁵ Wider Vocational Initiative in Structural Steelwork

¹⁶ Structural Steelwork Eurocodes – Development of a Trans-National Approach

¹⁷ SSEDTA 2

¹⁸ NFATEC, a New and Flexible Approach to Training for Engineers in Construction) es un proyecto de colaboración entre la Universidad de Sheffield (UK), The Steel Construction Institute (UK) la Universidad de Lieja (Bel), El Centre Technique Industriel de la Construction Métallique (Fr) The Technical Chamber of Greece, The Universidad de Budapest (HU) y la Universidad de Oviedo (SP)



figura 1.36



figura 1.37

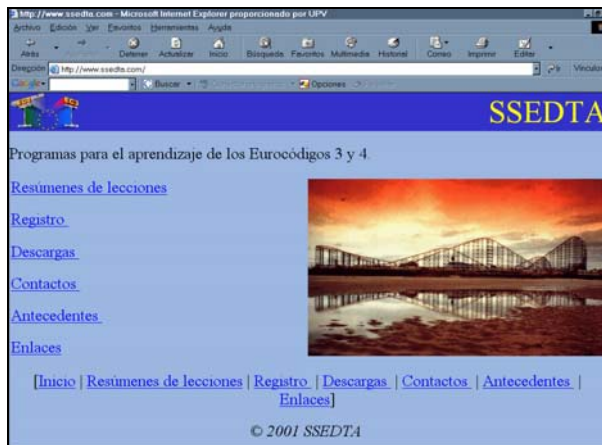


figura 1.38

Con el fin de facilitar la transición de las distintas normas nacionales a los nuevos códigos europeos, utilizando el material elaborado en los dos proyectos anteriores, se ha desarrollado una serie de módulos de autoaprendizaje a través de internet (*www.nfatec.com* figura 1.39), completados con una serie de test de autoevaluación que permiten al usuario valorar el nivel de aprendizaje obtenido.

El módulo dedicado al Eurocódigo 3 trata los siguientes temas:

The screenshot shows the NFATEC website interface. On the left, there is a large image of a steel structure with the text "NFATEC" and "Eurocódigos para el proyecto de estructuras de acero. Adiestramiento de ingenieros a través de internet." Below this is the logo of the University of Vitoria and the website URL "www.nfatec.com".

The main content area is titled "Módulos disponibles" and lists several modules with checkboxes:

- Cálculo y diseño con Eurocódigo 3:**
 - Piezas a tracción
 - Vigas empujadas
 - Vigas no antisépticas
 - Placas
 - Generalidades sobre uniones estructurales
 - Uniones flexibles
 - Caracterización e idealización de uniones que transmiten momento
- Resistencia al fuego con Eurocódigo 3 y 4:**
 - Generalidades del diseño de estructuras sometidas al fuego
 - Diseño de estructuras de acero sometidas al fuego
 - Diseño de estructuras mixtas sometidas al fuego
- Ejemplos de cálculo de piezas a fuego con EC3 y EC4:**
 - Resistencia al fuego de una pieza de acero sometida a tracción
 - Resistencia al fuego de una viga de acero
 - Resistencia al fuego de un pilar de acero
 - Resistencia al fuego de una viga mixta formada por la sección de acero exterior y la losa de hormigón
 - Resistencia al fuego de una viga mixta formada por la sección de acero parcialmente embebida y la losa de hormigón
 - Resistencia al fuego de un pilar mixto formado por una sección de acero parcialmente embebida

 There are also checkboxes for "En 7 idiomas" and "Solo en inglés".

On the right side, there are several smaller screenshots of the website interface, including "Resumen de la sección", "Auto evaluación", "Email tutor", "Powerpoint", and "Ejemplo de cálculo".

This screenshot shows the NFATEC website displayed in a Microsoft Internet Explorer browser window. The browser title is "NFATEC: Microsoft Internet Explorer programado por UNV". The address bar shows "http://www.nfatec.com/index.html". The website content includes the NFATEC logo, navigation links like "Inicio", "Cursos", "Registrar", "Contacto", and "Ayuda", and a central graphic with "EC4" and "EC3" labels.

This block lists the partners of the NFATEC project, each with a flag and contact information:

- University of Sheffield (UK):** +44 114 2221110, e.nfatec@sheffield.ac.uk
- She Construction Institute (UK):** +44 2084 62540, scteam@sheffi.ac.uk
- Expensa Ltd (UK):** +44 783 238877, ctm@expensa.co.uk
- Application Centre for Steel (UK):** +42 02 517881, acs@shs.ac.uk
- Balke Technology Institute (UK):** +42 02 517881, acs@shs.ac.uk
- Technical Director of Steel (UK):** +35 233 20740, +35 233 20738, +35 233 20739, +35 233 20736, +35 233 20737
- ENSA - TSC S.A. (UK):** +35 233 20736, +35 233 20737
- Universidad de Oviedo (Spain):** +34 985 107947, www.uniovi.es
- Centro Informático Acor (Spain):** +34 913 501 141, Buro.ador@informaticor.es
- Balke Technology Institute (Spain):** +34 913 501 142
- Bank University of Technology and Economics (Hungary):** +36 1 601 274 377, ctteam@bankuni.hu, www.bankuni.hu
- Bank University of Technology (Hungary):** +36 1 601 274 377, ctteam@bankuni.hu, www.bankuni.hu

figura 1.39

Módulo 1: Los Eurocódigos

Lección 1. Introducción al diseño con acero estructural de acuerdo con los nuevos Eurocódigos

Lección 2. Introducción al Ec 1

Lección 3. Introducción al Eurocódigo 3

Módulo 2: Diseño y análisis de pórticos

Lección 4. Modelización y análisis de pórticos

Lección 5. Diseño y análisis de pórticos

Lección 6. Elección del análisis e implicaciones en el diseño

Módulo 3: Métodos de cálculo de estructuras.

Lección 7. Los métodos de cálculo tradicional y moderno.

Lección 8. Aplicación práctica de métodos de cálculo modernos

Módulo 4: Diseño de piezas

Lección 9. Pandeo local. Clasificación de secciones

Lección 10. Piezas sometidas a tracción

Lección 11. Vigas lateralmente arriostradas

Lección 12. Vigas no arriostradas

Lección 13. Pilares

Lección 14. Vigas-pilar

Módulo 5. Uniones estructurales

Lección 15. Generalidades sobre uniones estructurales

Lección 16. Uniones articuladas

Lección 17. Caracterización e idealización de las uniones que soportan momento.

Lección 18. Procedimientos prácticos para la caracterización de la respuesta de uniones sometidas a momento

Módulo 6. Eurocódigo 3 Cálculo al fuego

Lección 19. Resistencia al fuego

Módulo 7. Problemas resueltos

Lección 20. Problema nº 1. Estructura simple arriostrada

Lección 21. Comparative design of a braced non-sway frame using simple and semi-rigid joints.

Lección 22. Design of an unbraced sway frame with rigid joints

Lección 23. Comparative design of an unbraced sway frame using rigid and semi-rigid joints

Lección 24. Elastic Design of Portal Frames

Lección 25. Plastic Design of Portal frames

El problema resuelto en las lecciones 20 y 21, se corresponde con el primer ejemplo práctico desarrollado en el manual *"Frame design including joint behaviour"* mostrado en la figura 1.10. La única diferencia es que en esta ocasión las uniones semi-rígidas se han calculado con el programa CoP¹⁹ y se han diseñado con una chapa frontal enrasada.

Para el caso del nudo que no cumplía a resistencia, se ha optado por rigidizar el alma del soporte a cortante (En vez de la solución acartelada adoptada en el manual), tal y como se muestra en la figura 1.40.

Asimismo, las lecciones 23 y 24 corresponden al segundo y tercer ejemplo práctico contenido en dicha publicación.

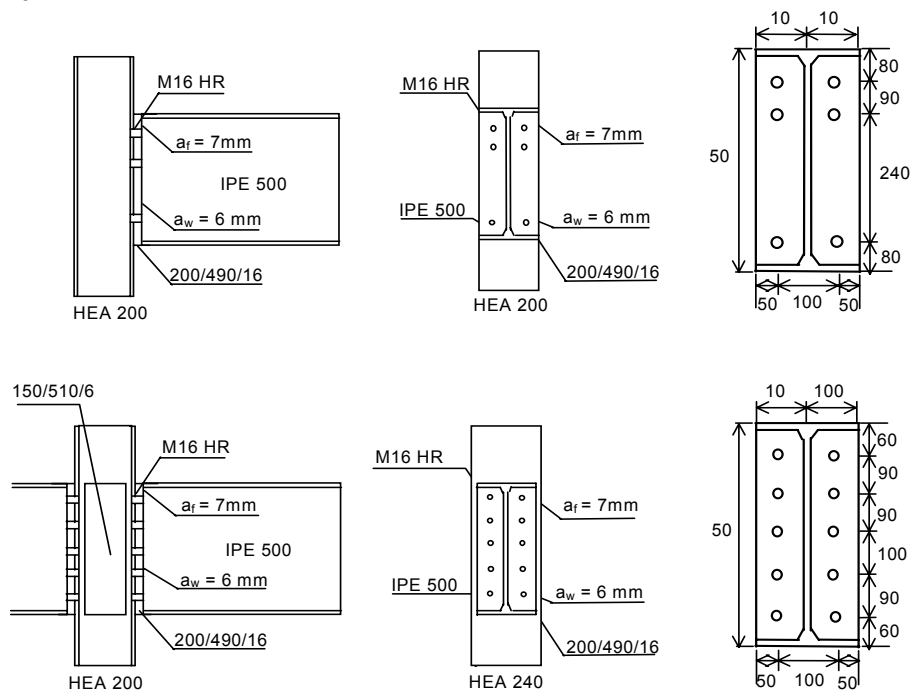


figura 1.40

¹⁹ Weynand, K.; Jaspart J.P. The Connection Program.

Por otro lado, el Comité Técnico 10 de la ECCS (TC 10), además de propiciar el desarrollo e implementación de una serie de reglas comunes para las uniones de acero, tiene como objetivo facilitar la transición de la norma europea experimental *ENV 1993-1-8* hacia la Euronorma correspondiente, desarrollando el material necesario para informar a los ingenieros y arquitectos acerca la aplicación práctica de los métodos contenidos en el prEN1993-1-8.

Con esta finalidad se constituyó el programa CESTRUCO (Continuing Education in **STR**uctural **CO**nnnections) financiado por la Unión Europea a través del programa Leonardo da Vinci, iniciativa de Marc Braham (Astron, Luxembourg), Jan Stark (TU Delft, The Netherlands) y Jouco Kouhi (VTT, Finland), pretendía resolver una serie de cuestiones comunes acerca de las bases, el uso y la implementación de los métodos de diseño del proyecto de euronorma *prEN 1993-1-8*.

Este proyecto se desarrolló en tres fases:

- La primera, recolección de las preguntas, fue difundida por medio de revistas nacionales y en seminarios locales. Se llevó a cabo rellenado un formulario, bien sobre papel, bien a través de Internet. Se recogieron 632 preguntas, incluyendo las surgidas durante la conversión de la *ENV*²⁰ 1993-1-1 (incluyendo los Anejos J²¹ K²² y L) en la *EN*²³ 1993-1-8.

²⁰ ENV 1993-1-1: Design of Steel Structures, Eurocode 3, European Pre-Standard, CEN, Brussels 1992

²¹ ENV 1993-1-1-A2: Design of Steel Structures, Annex J, Joint Design, European Pre-Standard, CEN, Brussels 1998

²² ENV 1993-1-1-A1: Design of Steel Structures, Annex K, Joints in hollow section structures, European Pre-Standard, CEN, Brussels 1994

²³ prEN 1993-1-8: Eurocode 3: Design of Steel Structures, Part 1.8: Design of Joints, European Standard, CEN, Brussels 2003

- La segunda fase consistió en dar respuesta a las 101 preguntas seleccionadas por su carácter docente. La revisión de las respuestas se llevó a cabo a tres niveles: Localmente entre los interesados, mediante delegados implicados en el proyecto, y externamente por miembros de ECCS TC10.
- En la tercera fase del proyecto: Divulgación de las preguntas y respuestas, se preparó el material docente correspondiente en formato texto (pdf) y en forma de lecciones interactivas contenidas en un CD (formato htm) tal y como se muestra en la figura 1.42.

Para facilitar el uso de las preguntas y sus respuestas, éstas se dividieron en los siguientes capítulos: Introducción, Tornillos, Soldadura, Modelización Estructural, Uniones Simples (articuladas), Uniones resistentes a Flexión, Bases de soporte, Diseño frente al Sismo, Diseño frente al Fuego, Uniones en secciones Huecas, Uniones en secciones Conformadas en Frío, Uniones en Aluminio y Casos de Diseño de Uniones (figura 1.41).

Cada capítulo empieza con un breve comentario acerca del método incluido en el prEN1993-1-8 seguido de las preguntas relacionadas junto con sus respuestas.

Además de estos capítulos, el CD²⁴ contiene presentaciones en *PowerPoint*, ejemplos prácticos, diapositivas, y videos junto a una serie de herramientas de diseño y versiones educaciones de software para modelización de uniones disponibles en Europa. (figura 1.43 y figura 1.44

²⁴ Accesible también desde Internet www.fsv.cvut.cz/cestruco

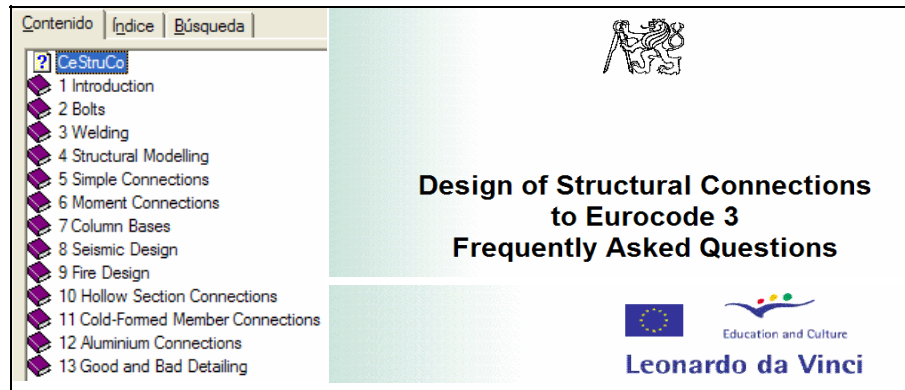


figura 1.41

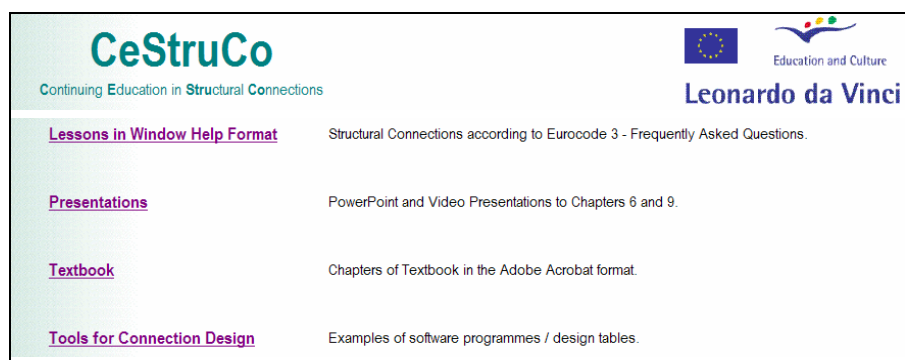
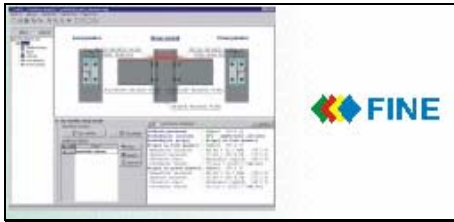


figura 1.42



figura 1.43

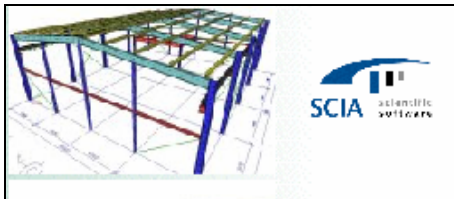
Ejemplos de Software



FINE

Programa de análisis estructural en 2D y 3D, incluye comprobación de elementos y uniones de acero estructural.

www.fine.cz



ESA PT 4.3

Programa de diseño, cálculo y dibujo de estructuras de acero con el diseño completo de las uniones

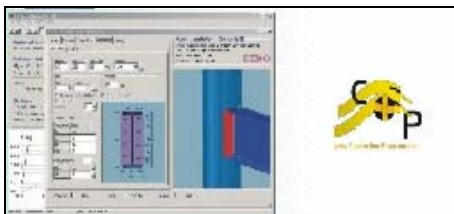
www.scia-online.com



RSTAB

programa de análisis estructural que incluye varios módulos de diseño de uniones

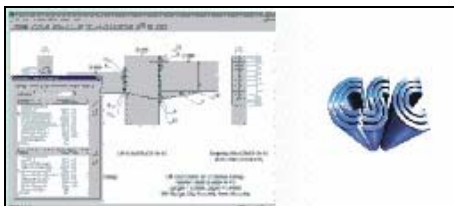
www.dlubal.com



COP the Connection Program

Programa de diseño de uniones de acero según el Eurocódigo 3, la norma DIN 18800 y la norma BS 5950.

www.ConnectionProgram.com



CSC Fastrak

Programa de diseño que permite un diseño completo de tornillos, rigidizadores, placas extremas, , acartelamientos, soldaduras...

www.fastrac5950.com

figura 1.44

2. MODELIZACION DEL COMPORTAMIENTO DE LAS UNIONES VIGA-SOPORTE: DIAGRAMA MOMENTO-ROTACIÓN

El comportamiento real de una unión viga-soporte se representa por un muelle con rigidez al giro que une los ejes del soporte y de la viga en el punto de intersección tal y como muestra la figura 2.1(a) de manera que en función del momento¹ M_j que le transmita la viga, se producirá un giro relativo entre las barras unidas. Ver figura 2.1(b)

Si representamos gráficamente en un sistema de coordenadas los pares de valores $M- \theta$ correspondientes a distintas sollicitaciones obtenemos el diagrama momento-rotación correspondiente al nudo en cuestión. Tal y como se ha representado en la figura 2.1(d), el diagrama $M- \theta$ viene definido generalmente por una ley no lineal, que puede sustituirse por otro más sencillo, bilineal o trilineal, con la única condición de que la curva aproximada -de cálculo- quede siempre por debajo de la más precisa.

¹ Se desprecia la influencia de los axiles, cortantes y torsores en el giro de las barras

La más simple de las idealizaciones posibles es la elástica-perfectamente plástica representada en la figura 2.2. En esta gráfica se representan los tres parámetros que definen cualquier curva momento-rotación de cálculo:

El momento resistente de cálculo: $M_{j,Rd}$

La rigidez de la unión: S_j

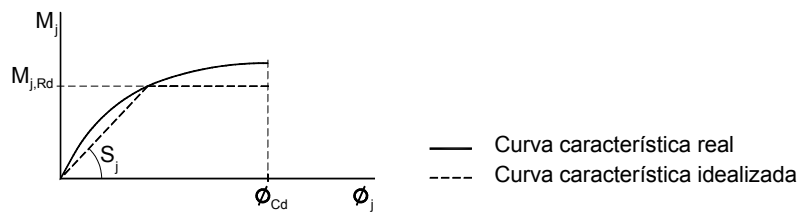
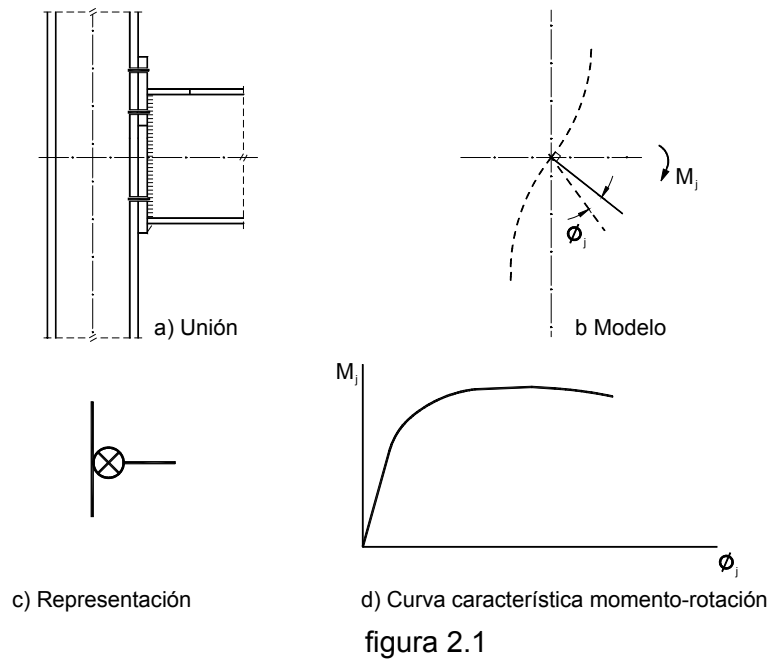
La capacidad de rotación: \varnothing_{Cd}

- El momento resistente de cálculo $M_{j,Rd}$ es igual al valor máximo del momento. Corresponde al escalón de cedencia, y debe ser entendido como el momento resistente plástico de la unión.
- La rigidez al giro S_j es el parámetro que relaciona el momento transmitido M_j con el giro relativo \varnothing_j (la diferencia entre los giros absolutos de los extremos de las dos barras conectadas)
- Capacidad de rotación de cálculo \varnothing_{Cd} , es el giro máximo producido por el momento resistente de cálculo de la unión. Es necesario conocer su valor cuando se pretende realizar un análisis plástico de la estructura.

Hay varias posibilidades de idealizar la curva característica M_j - \varnothing_j de una unión. La elección de una de ellas está condicionada al tipo de análisis de las barras que se realice: elástico, rígido-plástico, o elasto-plástico.

2.1. Idealización elástica para análisis global elástico

Cuando se realiza un análisis global elástico de la estructura, las uniones se clasifican en función de su rigidez (relación entre los momentos en extremo de barra y la rotación relativa entre las mismas).



De acuerdo con este criterio, se considera articulada una unión cuando los giros en los extremos de las barras unidas son independientes, de modo que la viga se comporta como una barra simplemente apoyada.

Por otro lado, se define como unión rígida aquella en que no se producen rotaciones relativas entre los extremos de las barras unidas. En estos casos el nudo experimenta únicamente una rotación como sólido rígido. Este es el giro del nudo que aparece cuando se utilizan los métodos habituales de análisis de estructuras de barras.

Las uniones semi-rígidas corresponden al caso intermedio entre las anteriores, de modo que las cargas generan momentos flectores, M_j y giros relativos entre las barras conectadas, \varnothing_j

El momento flector y el giro relativo en una unión semi-rígida se relacionan entre sí a través de una ley constitutiva que depende de las propiedades de la unión.

Los tres comportamientos descritos se muestran en la figura 2.3

El Eurocódigo 3 clasifica las uniones como rígidas, semi-rígidas, y articuladas a base de comparar la rigidez de las mismas con la rigidez de la viga, permitiendo considerarlas todas ellas como semi-rígidas. Las leyes de comportamiento de estos tres tipos de uniones, particularizadas para el análisis global elástico lineal, se muestran en la figura 2.4.

Para el cálculo de las uniones en análisis global elástico-lineal, el *Anejo J (r)* del Eurocódigo 3 ofrece dos posibilidades (figura 2.5).

- Comprobación de la resistencia de la unión en régimen elástico (figura 2.5 a): la constante de rigidez se toma igual a la rigidez inicial de la unión $S_{j,ini}$. Se debe comprobar, al finalizar el análisis de la estructura, que el momento que solicita a la unión M_{Sd} es menor que el momento resistente elástico de la misma, definido como $2/3 M_{j,Rd}$.
- Comprobación de la resistencia de la unión en régimen plástico (figura 2.5 b): la constante de rigidez se toma igual a una rigidez ficticia igual a $S_{j,ini} / \eta$, cuyo valor se encuentra entre la rigidez inicial y la rigidez secante relativa a $M_{j,Rd}$. Esta idealización sólo es válida cuando el momento solicitación pertenece al intervalo $[2/3 M_{j,Rd} ; M_{j,Rd}]$. Los valores de η se encuentran en la tabla 2.1.

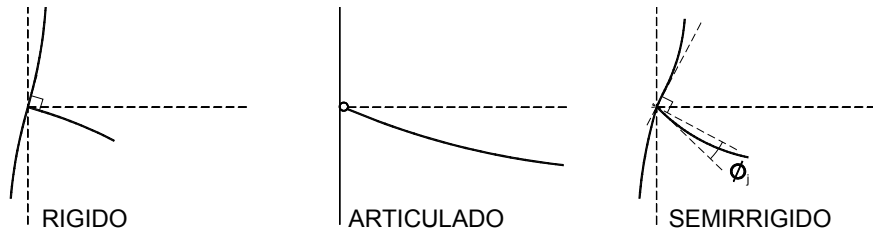


figura 2.3

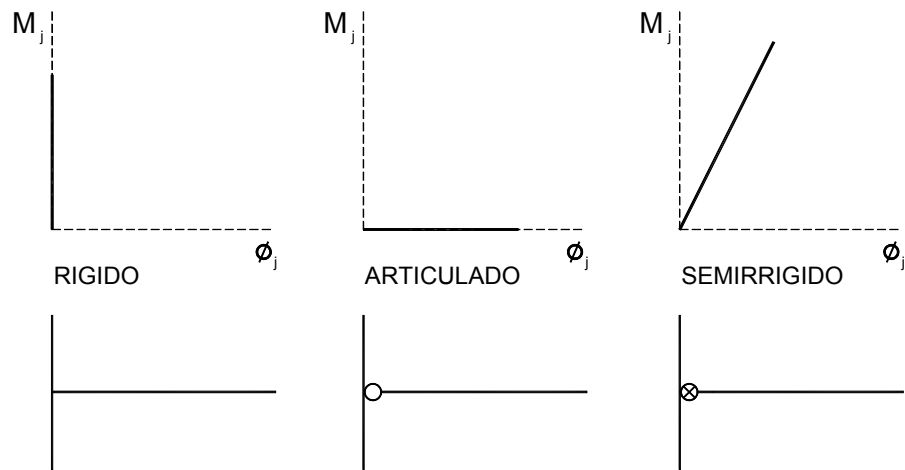


figura 2.4

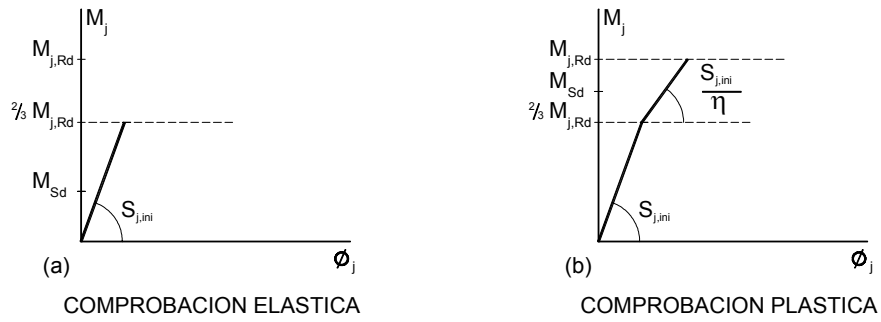


figura 2.5

Es posible simplificar más el diagrama *momento-rotación* considerando la rigidez $S_{j,ini}/\eta$ para cualquier valor del momento que solicita a la unión, tal y como se muestra en la figura 2.6.

2.2. Representación rígido-plástica de la curva momento-rotación para análisis rígido-plástico.

En el análisis de una estructura con el método rígido-plástico se entiende que la rigidez de las uniones es infinita, que los giros son nulos hasta que se alcanza el $M_{j,Rd}$, y que las uniones poseen capacidad de rotación suficiente para que se formen rótulas plásticas.

Para modelizar el comportamiento es suficiente conocer el valor del momento resistente y la capacidad de giro, ver la figura 2.7.

2.3. Idealización no lineal para el análisis elástico-plástico

En este caso, también es necesario que las uniones posean suficiente capacidad de giro allí donde se deban formar las rótulas plásticas. El comportamiento de las uniones se define a partir de su rigidez, S_j , resistencia, $M_{j,Rd}$, y capacidad de rotación, θ_{Cd} .

Las posibles idealizaciones abarcan desde una representación bilineal o trilineal, hasta la curva completa no lineal, tal y como muestra la figura 2.8.

COEFICIENTE MODIFICADOR DE LA RIGIDEZ η

Tipo de conexión	Uniones viga-soporte	Otras uniones
Soldada	2	3
Placa extrema atornillada	2	3
Angulares en las alas unidos con tornillos	2	3,5

tabla 2.1

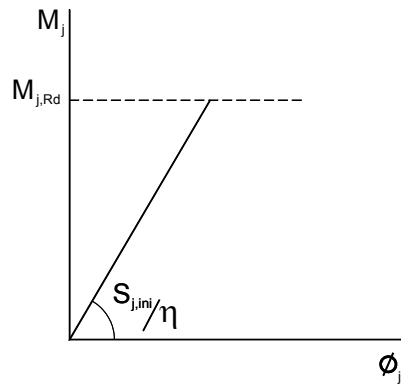


figura 2.6

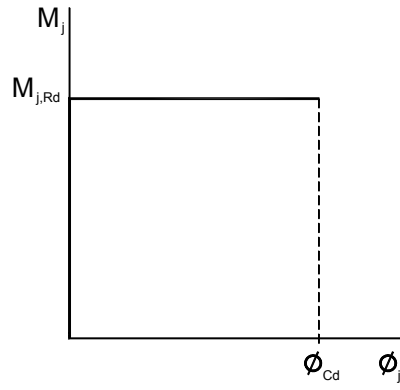
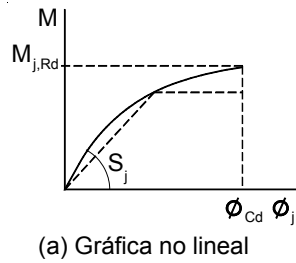
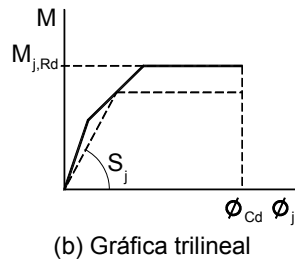


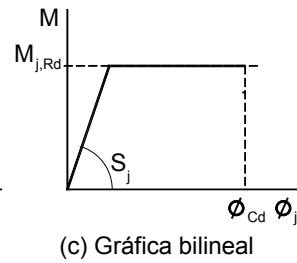
figura 2.7



(a) Gráfica no lineal



(b) Gráfica trilineal



(c) Gráfica bilineal

figura 2.8

3. CLASIFICACION DE LAS UNIONES

El comportamiento de las uniones influye en la respuesta de la estructura, y debe ser modelizado tal y como lo son las vigas y los soportes para el análisis y diseño de la misma.

Basándose en las propiedades mecánicas de las uniones, rigidez y resistencia, éstas se clasifican en las clases recogidas en la tabla 3.1

La rigidez al giro de una unión (relación entre los momentos en extremo de barra y la rotación relativa entre las mismas) depende de las dimensiones de los elementos que la componen, de manera que si ésta es nula, o relativamente pequeña, la unión se clasifica como articulada. Por el contrario, si la rigidez es infinita, o relativamente grande, se dice que es rígida, correspondiendo los casos intermedios a las uniones semi-rígidas.

A lo largo de este capítulo se establecen los límites que permiten clasificar las uniones en función de su rigidez.

Por lo que respecta a la resistencia de las uniones, se entiende que una unión articulada, es aquella que no desarrolla momentos apreciables y posee una capacidad de giro suficiente para posibilitar la formación de todas las rótulas plásticas que se deban desarrollar bajo las cargas de cálculo.

Una unión de resistencia completa es aquella que resiste al menos lo mismo que la más débil de las barras conectadas. Debe comprobarse que la capacidad de rotación es suficiente, salvo cuando la resistencia de la unión supera 1,2 veces la resistencia plástica de cálculo de la barra. En estos casos se entiende que la rótula se formará en el extremo de la barra.

Una unión de resistencia parcial es aquella diseñada para transmitir los esfuerzos que actúan en los nudos obtenidos del cálculo de la estructura. Su capacidad de rotación deberá ser suficiente para posibilitar la formación de todas aquellas rótulas plásticas necesarias que se deban desarrollar bajo las cargas de cálculo.

Al final del capítulo se establecen los criterios que permiten clasificar las uniones en función de la resistencia.

Uniendo ambos criterios, rigidez al giro y resistencia de la unión, se establecen los siguientes tipos de modelización de las uniones:

- rígidas de resistencia completa
- rígidas de resistencia parcial
- semi-rígidas de resistencia completa
- semi-rígidas de resistencia parcial.
- Articuladas

Es necesario modelizar el comportamiento de las uniones para poder abordar el análisis global de la estructura. En función del método de análisis a utilizar, los tipos de uniones requeridas para los diferentes modelos de pórticos, son las que se recogen en la tabla 3.2.

En determinados casos, los efectos de su comportamiento en la distribución de solicitaciones y deformaciones de la estructura son tan pequeños que pueden despreciarse.

CLASIFICACION de las UNIONES	
En función de la rigidez	En función de la resistencia
Articuladas	Articuladas
Semi-rígidas	Resistencia completa
Rígidas	Resistencia parcial

tabla 3.1

HIPOTESIS de DISEÑO		
TIPO de PÓRTICO	ANÁLISIS GLOBAL	TIPOS DE UNIONES
Nudos Articulados	Articulaciones	<ul style="list-style-type: none"> • articuladas
Nudos Rígidos	Elástico	<ul style="list-style-type: none"> • rígidas • articuladas
	Rígido-plástico	<ul style="list-style-type: none"> • resistencia completa • articuladas
	Elasto-plástico	<ul style="list-style-type: none"> • rígidas de resistencia completa • articuladas
Nudos Semi-rígidos	Elástico	<ul style="list-style-type: none"> • semi-rígidas • rígidas • articuladas
	Rígido-plástico	<ul style="list-style-type: none"> • resistencia parcial • resistencia completa • articuladas
	Elasto-plástico	<ul style="list-style-type: none"> • semi-rígidas de resistencia parcial • semi-rígidas de resistencia completa • rígidas de resistencia parcial • rígidas de resistencia completa • articuladas

tabla 3.2

Para determinar si el comportamiento de la unión debe ser tenido en cuenta en el análisis global de la estructura, el *Anexo J(r)* distingue entre tres modelos simplificados de unión, *uniones simples*, *uniones continuas* y *uniones semi-continuas*, cuyo esquema se representa en la figura 3.1

Se define **unión simple** como aquella que impide cualquier continuidad respecto al giro entre las barras conectadas. Son aquellas en las que el nudo no transmite momentos. Se corresponden con las uniones articuladas.

La **unión continua** es aquella que garantiza una continuidad total respecto al giro entre las barras unidas, de manera que su comportamiento no influye en el análisis global de la estructura. Equivale a una unión rígida de resistencia completa.

La **unión semi-continua** permite una continuidad parcial respecto al giro entre las barras unidas, y se debe tener en cuenta el comportamiento del nudo en el análisis global de la estructura. Engloba a las uniones rígidas de resistencia parcial, las semi-rígidas de resistencia parcial y las semi-rígidas de resistencia completa.

Las propiedades de estas uniones se resumen en la tabla 3.3.

La interpretación que debe darse a los términos unión continua, semi-continua y simple, depende del tipo de análisis global que se va a llevar a cabo.

- En el caso de un análisis global elástico, solo es relevante la rigidez al giro en la modelización de las uniones.
- En el caso de un análisis rígido-plástico, es fundamental la resistencia para la modelización de las uniones.
- En el análisis elasto-plástico, tanto la resistencia como la rigidez se tienen en cuenta en la modelización de las uniones.

Modelización simplificada de las uniones según el Anexo J (r)		
Modelización de las uniones	Viga-soporte según el eje mayor	Prolongación de vigas
SIMPLE		
SEMI-CONTINUA		
CONTINUA		

figura 3.1

CLASIFICACIÓN DE LAS UNIONES

RIGIDEZ	RESISTENCIA		
	Resistencia completa	Resistencia parcial	Articuladas
Rígidas	Continua	Semi-continua	*
Semi-rígidas	Semi-continua	Semi-continua	*
Articuladas	*	*	Simple

* No tienen sentido

tabla 3.3

Las distintas posibilidades que se pueden presentar se recogen en la tabla 3.4.

El criterio de clasificación se utiliza para definir la clase de rigidez y la clase de resistencia a la que pertenece la unión, y posteriormente determinar el tipo de modelización de la unión que debe adoptarse para el análisis.

MODELIZACIÓN DE LAS UNIONES Y ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA

Método de análisis global	CLASIFICACION DE LAS UNIONES		
ELASTICO	Articulada	Rígida	Semi-rígida
RIGIDO-PLASTICO	Articulada	Resistencia completa	Resistencia parcial
ELASTO-PLASTICO	Articulada	Rígida de resistencia completa	Semi-rígida de resistencia parcial Semi-rígida de resistencia completa Rígida de resistencia parcial
Modelización de la unión	SIMPLE	CONTINUA	SEMI-CONTINUA

tabla 3.4.

3.1 Criterio de clasificación del Eurocódigo 3 en función de la rigidez.

Una vez determinado el valor de la rigidez de cálculo de la unión es posible clasificarla como rígida, nominalmente articulada o semi-rígida.

Esta clasificación¹ se hace comparando la rigidez de la unión con los límites de rigidez que se indican en figura 3.2 obtenidos en función de la rigidez de la viga unida.

ZONA 1

Si $S_{j,ini} \geq \frac{k_b \cdot E \cdot I_b}{L_b}$, se puede considerar que la unión es rígida.

Siendo: $k_b = 8$ para estructuras arriostradas²

$k_b = 25$ para el resto de estructuras, teniendo en cuenta que en cada planta se cumpla la condición siguiente $K_b / K_c \geq 0,1$

¹ Esta clasificación es la recogida por el Anexo J(r) en el artículo J.2.1.2. que coincide con el artículo 5.2 del PrEN

² Definidas por el Eurocódigo 3 como aquéllas en las que el sistema de arriostramiento reduce en al menos un 80% los desplazamientos horizontales

LÍMITES PARA LA CLASIFICACIÓN EN FUNCIÓN DE LA RIGIDEZ

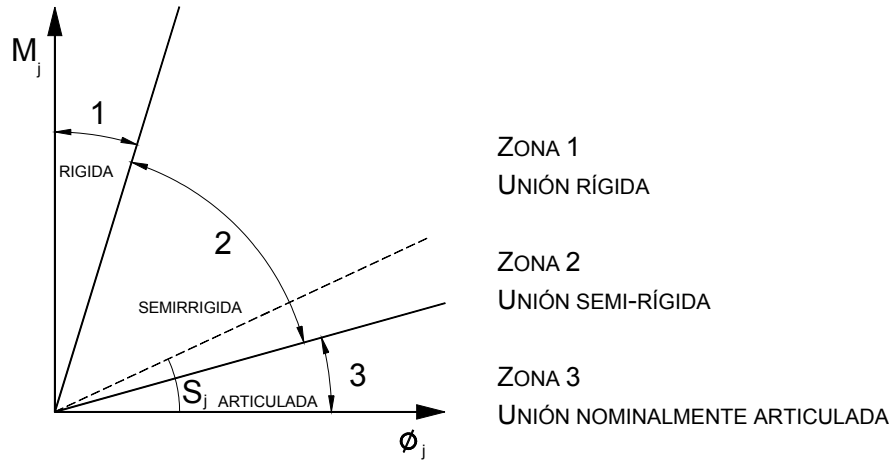


figura 3.2

donde $K_b = I_b / L_b$ es el cociente entre la inercia y la longitud de la viga superior de esa planta y

$K_c = I_c / L_c$ es el cociente entre la inercia y la longitud del soporte.

Caso de no cumplirse dicha condición, el nudo se deberá clasificar como semi-rígido.

ZONA 2

Si $\frac{0,5 \cdot E \cdot I_b}{L_b} \leq S_{j,ini} \leq \frac{k_b \cdot E \cdot I_b}{L_b}$, se considera unión semi-rígida

Todas las uniones en la zona 2 se clasifican como semi-rígidas.

Las uniones en las zonas 1 y 3 pueden opcionalmente tratarse como nudos semi-rígidos.

ZONA 3

Si $S_{j,ini} \leq 0,5 \cdot \frac{E \cdot I_b}{L_b}$ se considera unión nominalmente articulada

Este criterio de clasificación establece de forma cuantificable lo que se consideran uniones rígidas y uniones nominalmente articuladas, a base de comparar la rigidez de la unión con la rigidez de la viga unida.

Si la rigidez de la unión es suficientemente grande respecto a la rigidez de la viga, ésta se clasifica como rígida; si por el contrario la rigidez de la unión es menor o igual a la mitad de la rigidez de la viga, la unión se clasifica como articulada.

Con este criterio, es posible clasificar una misma unión viga-soporte como articulada, semi-rígida o rígida, dependiendo de la longitud³ de la viga unida.

3.2 Criterio de clasificación del Eurocódigo 3 en función de la resistencia

La clasificación en función de la resistencia consiste en comparar el momento resistente de cálculo de la unión, $M_{j,Rd}$, con los límites de resistencia completa y articulación (figura 3.3)

ZONA 1

Si $M_{j,Rd} \geq M_{Rd}$, se considera unión de resistencia completa,

donde: M_{Rd} Para soporte no continuo (ver figura 3.4) el mayor valor entre $M_{b,pl,Rd}$ y $M_{c,pl,Rd}$

Para soporte continuo: (ver figura 3.4) el mayor valor entre $M_{b,pl,Rd}$ y $2 \cdot M_{c,pl,Rd}$

Siendo $M_{b,pl,Rd}$ el momento resistente plástico de la viga

$M_{c,pl,Rd}$ el momento resistente plástico del soporte

³ Conocida la sección de una viga, la rigidez ($E \cdot I/L$) sólo depende de la longitud de la misma.

ZONA 2

Si $0,25 \cdot M_{Rd} \leq M_{j,Rd} \leq M_{Rd}$ se considera unión de resistencia parcial.

ZONA 3

Si $M_{j,Rd} < 0,25 \cdot M_{Rd}$ se considera unión articulada

LÍMITES PARA LA CLASIFICACIÓN EN FUNCIÓN DE LA RESISTENCIA

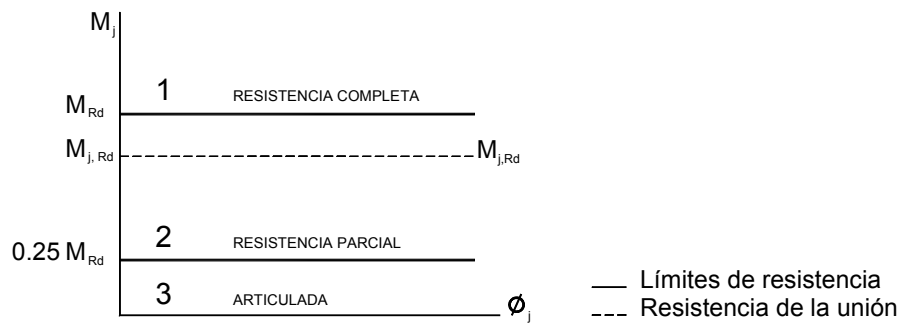


figura 3.3

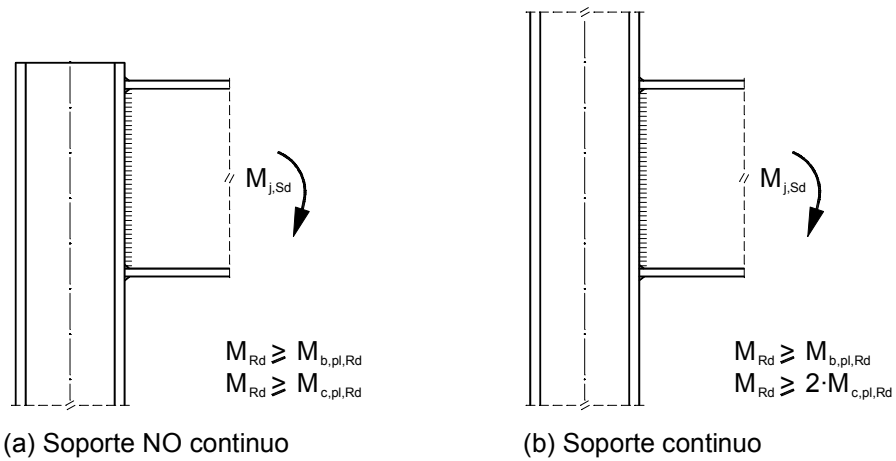


figura 3.4

4. EL METODO DE LOS COMPONENTES

4.1. Introducción

El método de los componentes divide la unión en una serie de componentes básicos individuales, cada uno de los cuales posee su propia resistencia y rigidez a tracción, compresión o cortante, siendo posible predecir la respuesta del nudo a partir del conocimiento de las propiedades mecánicas y geométricas de estos elementos básicos.

Este procedimiento, descrito en el *Anejo J(r)*, permite evaluar la rigidez inicial y el momento resistente de cálculo de las uniones mostradas en la figura 4.1 a partir de la verificación de cada uno de los elementos que constituyen la unión, siendo posible conocer aquellos que están sobredimensionados, ajustando su diseño si es el caso.

Ejemplos de uniones incluidas en el *Anejo J(r)*

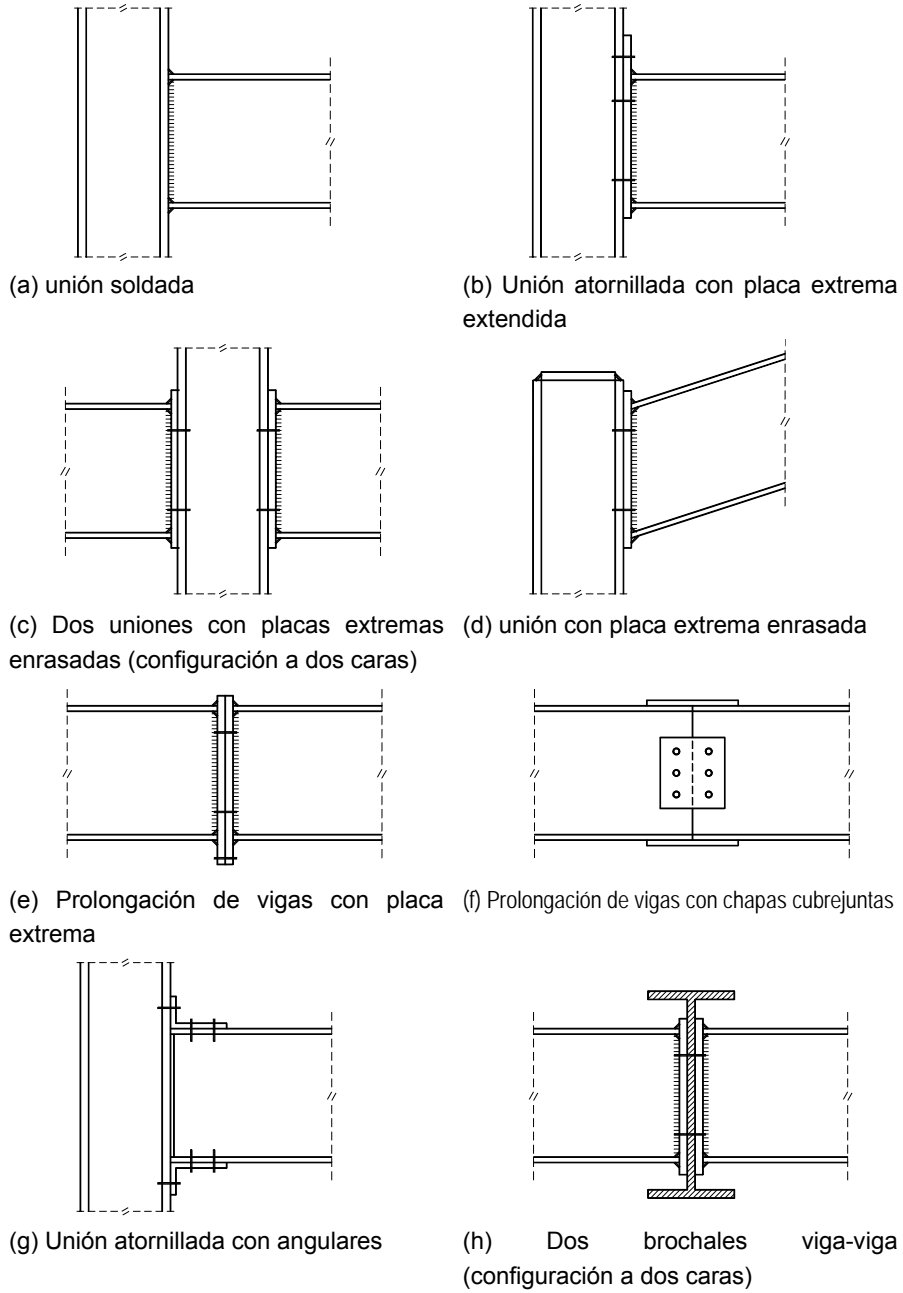


figura 4.1

Este método se lleva a cabo en tres etapas:

1º Se determinan los componentes a evaluar.

2º Se calcula la rigidez y resistencia de dichos componentes.

3º Se obtienen las propiedades mecánicas de la unión completa a partir de las de los componentes individuales que la constituyen. Este procedimiento analítico recibe el nombre de ensamblaje y permite calcular la rigidez inicial y el momento resistente de cálculo.

4.2. Componentes de la unión

Se entiende por componente básico o elemento básico (del nudo) a cualquier parte de la unión que influye en alguna de sus propiedades estructurales.

Las propiedades estructurales de una unión son:

- La resistencia frente a las fuerzas y momentos internos producidos en los extremos de las barras conectadas
- La rigidez a la rotación, es decir, el momento requerido para producir un giro unidad en la unión
- La capacidad de giro, o máximo giro posible de la unión sin que se produzca el fallo de la misma

El lugar donde uno o más componentes se encuentran se define como conexión. A efectos de diseño es el conjunto de los componentes básicos necesarios para la transmisión de las fuerzas y momentos internos a la unión.

Se considera que la conexión se concentra en el lugar donde se produce el atado, por ejemplo en la interface entre el extremo de la viga y el ala del soporte.

El conjunto formado por la conexión y la zona de interacción de las barras se define como unión. A efectos de diseño son los

componentes básicos necesarios para la transmisión de las fuerzas y momentos internos entre las barras conectadas.

Una unión viga-soporte estará formada por un panel de alma de soporte y una conexión (placa, tornillos, soldadura...) tal y como se indica en la unión A de la figura 4.2 -unión a una cara-, o por un panel de alma y dos conexiones –unión a dos caras- como la unión B de la figura 4.2

En el *Anejo J(r)* se identifican doce componentes básicos que permiten modelizar el comportamiento de las configuraciones de uniones de la figura 4.1. De manera que, según el diseño de la unión a evaluar, la norma establece cuales se deben considerar.

Estos componentes, identificados por un número, son los recogidos en la tabla 4.1. El prEN amplía esta lista añadiendo los componentes necesarios para modelizar la unión de un soporte con la placa de anclaje a la cimentación¹ (del 13 al 19), y un componente que permite modelizar la unión viga-soporte con acartelamientos².

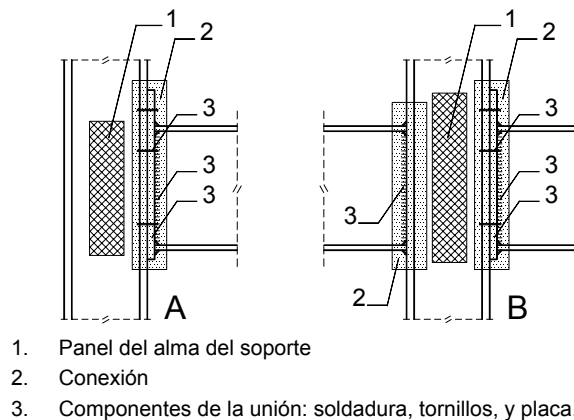
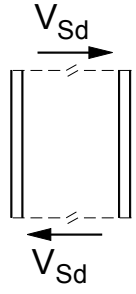
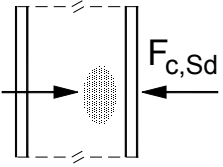
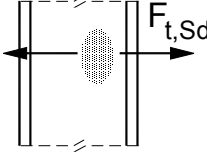
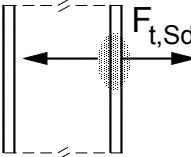
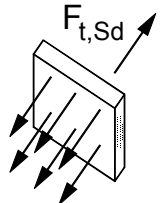


figura 4.2

¹ Los componentes son: Hormigón comprimido, placa de anclaje a flexión y a compresión, anclajes a tracción, cortante y aplastamiento y las soldaduras.

² El componente nº 20, que identifica el acartelamiento de las vigas.

LISTA DE COMPONENTES INCLUIDOS EN EL ANEJO J(r)

Nº	COMPONENTES	
1	Alma del soporte a cortante	
2	Alma del soporte a compresión	
3	Alma del soporte a tracción	
4	Ala del soporte a flexión	
5	Placa extrema a flexión	

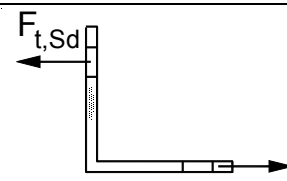
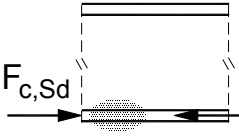
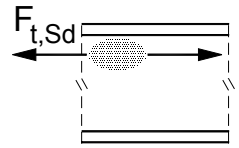
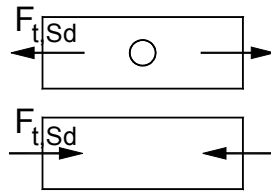

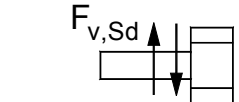
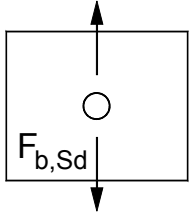
6	Ala del angular a flexión	
7	Ala y alma de la viga a compresión	
8	Alma de la viga a tracción	
9	Placa extrema a tracción o compresión	
10	Tornillos a tracción	
11	Tornillos a cortante	
12	Tornillos a aplastamiento (en el ala de la viga, ala del soporte, placa extrema o L)	

tabla 4.1

4.3. Cálculo de la rigidez y resistencia de los componentes

El *Anejo J(r)* incluye una guía³ para la descomposición de las uniones viga-soporte con soldadura directa perimetral y las uniones atornilladas con placa extrema, en sus componentes relevantes, así como la formulación que permite obtener el valor de la rigidez y la resistencia de cada uno de estos elementos.

La tabla 4.2 muestra la relación de componentes que se deben tener en cuenta cuando se calcula la rigidez inicial de este tipo de uniones.

RIGIDEZ DE LOS COMPONENTES			
CONFIGURACION		VIGA SOLDADA	PLACA EXTREMA
Componente	Nº		
Alma del soporte a cortante	1	k_1	k_1
Alma del soporte a compresión	2	k_2	k_2
Alma del soporte a tracción	3	k_3	k_3
Ala del soporte a flexión	4	∞	k_4
Placa extrema a flexión	5		k_5
Ala del angular a flexión	6		
Ala y alma de la viga a compresión	7	∞	∞
Alma de la viga a tracción	8		∞
Placa extrema a tracción o compresión	9		∞
Tornillos a tracción	10		k_{10} ó k_{eq}^*
* k_{eq} si hay más de una fila de tornillos a tracción.			

tabla 4.2

³ Tablas J.10 y J.11 Eurocódigo 3

Este modelo simplificado incluido en el *Anejo J(r)* asume que las deformaciones de los siguientes componentes:

- Ala y alma de la viga a compresión (nº 7),
- Alma de la viga a tracción (nº 8),
- Placa extrema a tracción o compresión (nº 9),

se incluyen en las deformaciones de la viga a flexión por lo que no contribuyen a la flexibilidad de la unión, siendo su rigidez igual a ∞ . La tabla 4.3 indica la resistencia de los componentes de la tabla 4.2.

La relación entre las propiedades de los componentes y las propiedades de la unión se basa en la distribución de esfuerzos internos⁴, de modo que, dadas unas fuerzas externas actuando en el nudo se determina, de un modo racional, la manera en que dichos esfuerzos se distribuyen entre los elementos constitutivos, garantizando que se cumplen, desde el punto de vista teórico, los requerimientos siguientes: (art. 6.1.4. del Eurocódigo 3)

- Las fuerzas internas derivadas de la distribución deben estar en equilibrio con las fuerzas y momentos aplicados.
- Cada elemento de la unión será capaz de resistir los esfuerzos internos a los que está sometida.
- Las deformaciones derivadas de esta distribución se deben mantener dentro de la capacidad de deformación de los elementos que constituyen la unión.
- Se debe respetar la compatibilidad de deformaciones entre los componentes de la unión.

Las reglas de aplicación para modelizar el comportamiento de las uniones viga-soporte, dadas por el *Anejo J(r)* satisfacen las condiciones anteriores.

⁴ La fuerza a la que es sometido cada componente.

RESISTENCIA DE LOS COMPONENTES			
CONFIGURACION		VIGA SOLDADA	PLACA EXTREMA
Componente	Nº		
Alma del soporte a cortante	1	$V_{wp,Rd}$	$V_{wp,Rd}$
Alma del soporte a compresión	2	$F_{c,wc,Rd}$	$F_{c,wc,Rd}$
Alma del soporte a tracción	3	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,wc,iRd}^*$
Ala del soporte a flexión	4	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,fc,i,Rd}^*$
Placa extrema a flexión	5		$F_{t,fp,i,Rd}^*$
Ala del angular a flexión	6		
Ala y alma de la viga a compresión	7	$F_{c,fb,Rd}$	$F_{c,fb,Rd}$
Alma de la viga a tracción	8		$F_{t,wb,i,Rd}^*$
Placa extrema a tracción o compresión	9		
Tornillos a tracción	10		$F_{t,i}^*$
* $F_{t,i}$ Resistencia de cada fila de tornillos teniendo en cuenta el concepto de sección en T ideal introducido en el <i>Anejo J</i> y recogido en el capítulo 6.			

tabla 4.3

La configuración de una unión viga-soporte como la de la figura 4.3 debe diseñarse para resistir los esfuerzos transmitidos por las vigas: Los momentos⁵ - $M_{b1,Sd}$ y $M_{b2,Sd}$ - los axiles - $N_{b1,Sd}$ y $N_{b2,Sd}$ - y los cortantes - $V_{b1,Sd}$ y $V_{b2,Sd}$ - siendo necesario considerar la deformación por cortante del panel del alma y la deformación por rotación de las conexiones para modelizar su comportamiento.

La deformación del panel del alma del soporte es producto del cortante resultante en el mismo, $V_{wp, Sd}$, cuyo valor se obtiene a partir de los momentos y fuerzas en los extremos de barras actuando en su perímetro, ver la figura 4.3.

⁵ Los signos de la figura se consideran positivos.

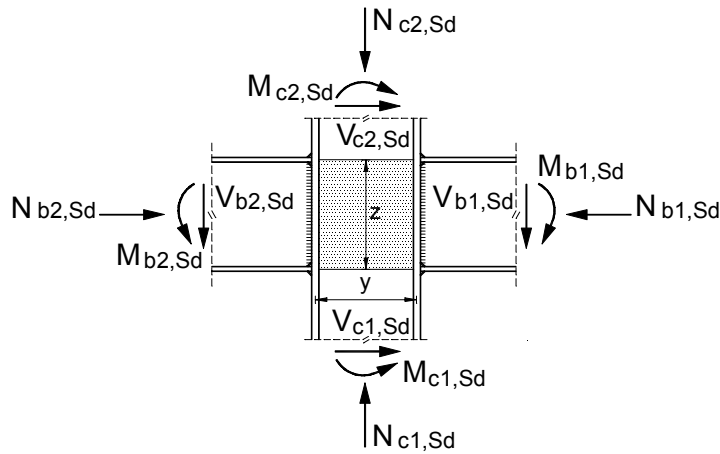


figura 4.3

$$V_{wp,Sd} = \frac{M_{b1,Sd} - M_{b2,Sd}}{z} - \frac{V_{c1,Sd} - V_{c2,Sd}}{2} \quad \text{donde } z = h_b - t_{fb}$$

Para modelizar las uniones de manera que reproduzca lo más fielmente posible su comportamiento, se debería considerar el panel del alma y cada una de las conexiones por separado, tal y como se muestra en la figura 4.4

Según este modelo, la deformación por cortante del panel del alma del soporte se representa con un muelle diagonal, y la deformación por giro de cada conexión se representa con dos resortes con rigidez a torsión. Esta modelización del alma del soporte y las conexiones con tres resortes se muestra en la figura 4.5

Una simplificación de esta modelización de la unión, es la que recoge el *Anejo J(r)*, donde el nudo formado por un soporte y una viga se modeliza como una unión sencilla, y el nudo doble, formado por un soporte y una viga a cada lado del mismo, se modeliza como dos uniones sencillas en las que se tiene en cuenta su interconexión. Este modelo se muestra en la figura 4.6.

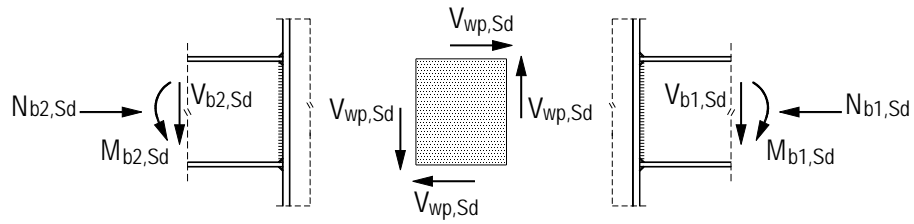


figura 4.4

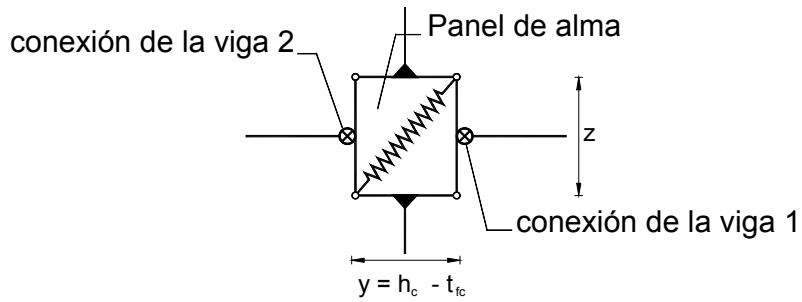


figura 4.5



figura 4.6

De esta manera, su comportamiento se representa mediante dos diagramas momento-rotación, uno para cada uno de los lados del pilar, teniendo en cuenta la influencia del panel del alma del soporte en el comportamiento de la unión mediante los coeficientes β_1 y β_2 .

La deformación del alma del soporte se debe al esfuerzo cortante que actúa en ella. Estos coeficientes se utilizan para la obtención del cortante en el alma del soporte a partir de los momentos flectores transmitidos por las vigas a la unión.

Los valores obtenidos de esta manera son suficientemente ajustados, debido a que los esfuerzos que mayormente influyen en su valor son los flectores, siendo la contribución del cortante en los extremos del soporte (encima y debajo del nudo) bastante menor.

Así pues, el *Anejo J(r)* propone como valor de $V_{wp,Sd}$ el producto de los coeficientes β_1 y β_2 por las fuerzas transmitidas por las vigas $F_{b1,Sd}$ y $F_{b2,Sd}$ (véase la figura 4.7)

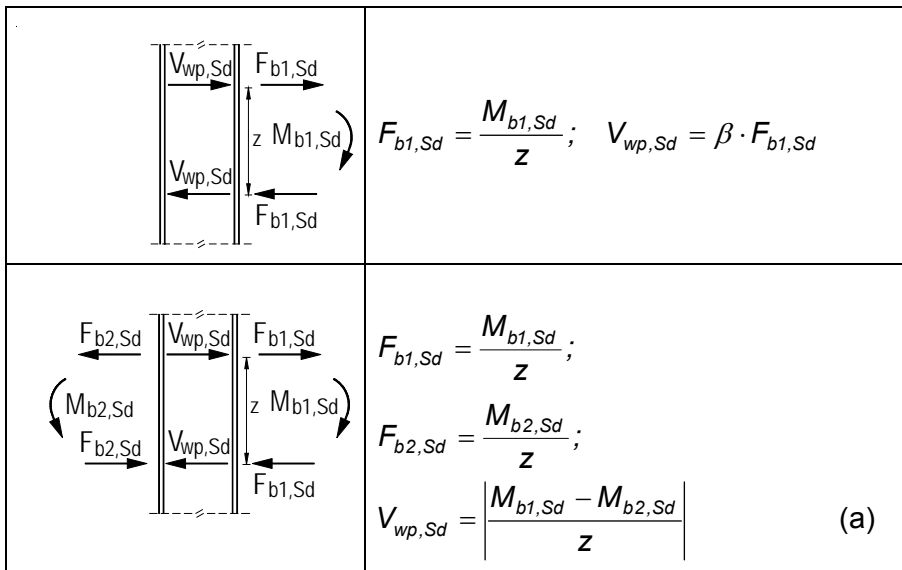


figura 4.7

En el caso de la configuración a dos caras, teniendo en cuenta los momentos a la derecha e izquierda del soporte,

$$V_{wp,Sd} = \beta_1 \cdot \frac{M_{b1,Sd}}{z} \quad (b)$$

$$V_{wp,Sd} = \beta_2 \cdot \frac{M_{b2,Sd}}{z} \quad (c)$$

siendo el coeficiente β_1 el valor del parámetro de transformación de la unión de la derecha y el coeficiente β_2 el valor del parámetro de transformación de la unión de la izquierda.

Igualando (a) y (b)
$$\left| \frac{M_{b1,Sd} - M_{b2,Sd}}{z} \right| = \beta_1 \cdot \frac{M_{b1,Sd}}{z}$$

se obtiene
$$\beta_1 = \left| 1 - \frac{M_{b2,Sd}}{M_{b1,Sd}} \right| \leq 2$$

e igualando (a) y (c)
$$\beta_2 = \left| 1 - \frac{M_{b1,Sd}}{M_{b2,Sd}} \right| \leq 2$$

El valor de estos coeficientes depende del momento solicitación a cada uno de los lados de la unión, a la vez que β influye en la resistencia y rigidez del panel del soporte, de los que depende el momento en la unión.

Por lo tanto, un valor estricto del coeficiente β sólo se puede obtener mediante un proceso iterativo. Para soslayar este inconveniente, en la tabla 4.4, se proponen una serie de valores aproximados del parámetro de transformación en función del tipo de configuración de la unión.

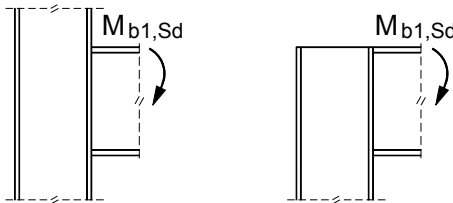
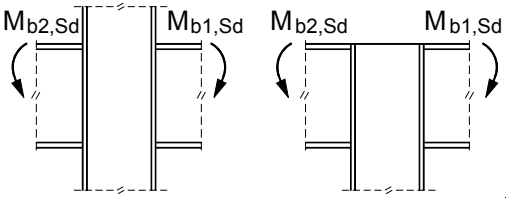
Tipo de configuración de la unión	Acción	β
	$M_{b1,Sd}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Sd} = M_{b2,Sd}$	$\beta = 0^*$
	$M_{b1,Sd} / M_{b2,Sd} > 0$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Sd} / M_{b2,Sd} < 0$	$\beta \approx 2$
	$M_{b1,S} + M_{b2,Sd} = 0$	$\beta \approx 2$
* En este caso el valor de β es exacto		

tabla 4.4

Una vez identificados los componentes de una unión siguiendo la tabla 4.1, se obtiene el valor de la resistencia y la rigidez de los mismos aplicando el procedimiento analítico descrito en el *Anejo J(r)*, siempre y cuando se cumplan las siguientes condiciones:

Art. 6.2.2.(1)

La soldadura de unión del alma de la viga debe ser dimensionada para transmitir a la unión el cortante en el extremo de la viga sin colaboración de las soldaduras de unión de las alas de la viga.

Art. 6.2.3.(4)

En uniones soldadas y en uniones atornilladas con placas extremas la soldadura debe ser dimensionada de modo que el momento resistente del nudo, $M_{j,Rd}$, esté siempre condicionado por la resistencia de los otros componentes y no por la resistencia de las soldaduras.

Art. 6.2.3.(2)

El axil sollicitación en la viga no superará el 5% de axil de plastificación de la misma

Art. 6.2.3.(5)

En uniones viga-soporte en las que se requiera la formación de una rótula plástica con capacidad de giro bajo cualquier combinación de cargas relevante, las soldaduras deberán ser diseñadas para resistir los efectos de un momento igual al menor de:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{El momento resistente plástico de la viga } M_{pl,b,Rd} \\ \alpha \text{ veces el momento resistente de cálculo } M_{j,Rd} \end{array} \right.$$

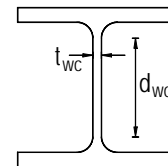
siendo $\alpha = 1,4$ para barras en estructuras arriostradas

$\alpha = 1,7$ para barras en estructuras sin arriostrar

Art. 6.2.6.1(1)

El método de cálculo de la resistencia a cortante del alma del soporte es válido sólo para soportes que cumplan la siguiente condición:

$$\frac{d_{wc}}{t_{wc}} \leq 69 \cdot \varepsilon \quad \text{siendo } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$



relación que se cumple para todos los perfiles laminados.

Garantizado el cumplimiento de las condiciones anteriores, se calcula⁶ la resistencia y rigidez de cada uno de los componentes que forman parte de la unión, y una vez calculados todos, es posible pasar a la fase de ensamblaje.

⁶ En los capítulos 5 y 6 se recogen las fórmulas de aplicación práctica.

4.4. Ensamblaje

El procedimiento analítico de ensamblaje tiene como objeto la evaluación de la rigidez inicial y el momento resistente de cálculo de la unión.

4.4.1. Ensamblaje de la rigidez inicial

Tal y como el *Anejo J(r)* indica en el llamado método de los componentes, la respuesta al giro de la unión está basada en las propiedades mecánicas de cada uno de sus componentes constitutivos.

La rigidez inicial $S_{j,ini}$ se obtiene de la rigidez elástica de los componentes. El comportamiento elástico de cada componente se representa mediante un muelle extensible, de modo que la relación entre la fuerza y la deformación de este muelle es:

$$F_i = k_i \cdot E \cdot \Delta_i; \quad \Delta_i = \frac{F_i}{E \cdot k_i}$$

donde F_i es la fuerza en el muelle i
 k_i es el coeficiente de rigidez del componente i
 E es el módulo de Young
 Δ_i es la deformación del muelle i

Los muelles que representan los distintos componentes que forman la unión, se combinan en un modelo de muelles acoplados.

A modo de ejemplo, en la figura 4.8 se muestra la modelización del muelle para una unión viga-soporte, soldada y sin rigidizar formada por los componentes nº 1 -alma del soporte a cortante-, componente nº 2 -alma del soporte a compresión-, y componente nº 3 -alma del soporte a tracción-

La fuerza en cada muelle es igual a $F \rightarrow F_1 = F_2 = F_3 = F$

MODELIZACIÓN DEL MUELLE PARA UNA UNIÓN VIGA-SOPORTE, SOLDADA Y SIN RIGIDIZAR

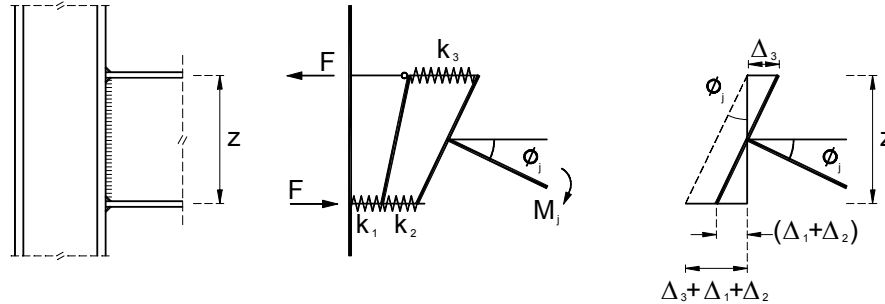


figura 4.8

Se plantean las ecuaciones de equilibrio:

$$\begin{aligned} \sum F &= 0; & F - F &= 0; \\ \sum M &= 0; & F \cdot z - M_j &= 0; & M_j &= F \cdot z \end{aligned}$$

De modo que el momento M_j actuando en el conjunto de muelles acoplados es igual a $F \cdot z$, donde z es la distancia entre el centro de tracción (para las uniones soldadas se sitúa en el centro de gravedad del ala superior) y el centro de compresión (para las uniones soldadas se ubica en el centro de gravedad del ala inferior)

Por otro lado, considerando que el arco es igual al radio por el ángulo (válido para pequeños giros), se obtiene que: $\Delta_1 + \Delta_2 + \Delta_3 = z \cdot \phi_j$

Definiendo la rigidez inicial como: $S_{j,ini} = \frac{M_j}{\phi_j}$

siendo la rotación en la unión igual a $\phi_j = \frac{\Delta_1 + \Delta_2 + \Delta_3}{z}$;

Sustituyendo, se obtiene que la rigidez inicial es igual a:

$$S_{j,ini} = \frac{M_j}{\phi_j} = \frac{F \cdot z}{\frac{\sum A_i}{z}} = \frac{F \cdot z^2}{\sum A_i}$$

como $\Delta_i = \frac{F_i}{E \cdot k_i}$ donde $F_1 = F_2 = F_3 = F$

por tanto $S_{j,ini} = \frac{F \cdot z^2}{\sum \frac{F_i}{E} \cdot \frac{1}{k_i}} = \frac{F \cdot z^2}{\sum \frac{F}{E} \cdot \frac{1}{k_i}} = \frac{F \cdot z^2}{\frac{F}{E} \cdot \sum \frac{1}{k_i}} = \frac{E \cdot z^2}{\sum \frac{1}{k_i}}$

El valor de la rigidez de cada uno de los componentes, k_i , se obtiene en el capítulo 5, uniones soldadas.

La misma fórmula se aplica en las uniones con placa extrema con una única fila de tornillos a tracción, y en las uniones con angulares en las alas, aunque los componentes que se tienen en cuenta son diferentes, (véase la tabla 4.2)

En esta modelización del coeficiente de rigidez:

- Las fuerzas internas están en equilibrio con el momento flector.
- Cada elemento resiste los esfuerzos internos a que está sometido en la medida que no se supera la resistencia elástica de los muelles.
- La deformación de cada muelle no supera la capacidad de deformación en el rango de comportamiento elástico.
- La compatibilidad de desplazamientos está asegurada dado que se asume que la rigidez transversal de la sección de la viga es infinita.

La solución que propone el Anejo J(r) para la evaluación de la rigidez inicial, cumple las cuatro condiciones básicas que, desde un punto de vista teórico, debe satisfacer cualquier distribución de fuerzas internas, y puede considerarse como una solución exacta.

MODELIZACIÓN DE LOS MUELLES PARA UNA UNIÓN VIGA-SOPORTE CON PLACA EXTREMA Y MÁS DE UNA FILA DE TORNILLOS A TRACCIÓN.

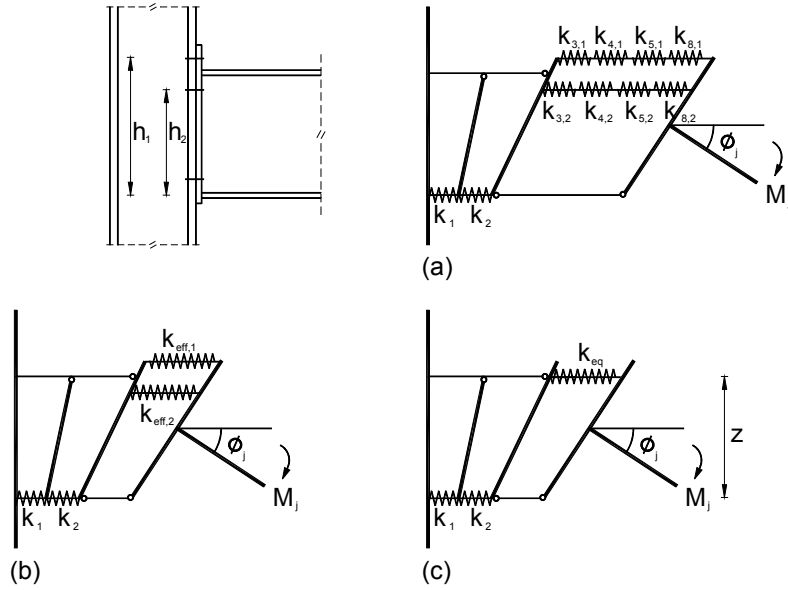


figura 4.9

La figura 4.9(a) muestra el modelo de muelle adoptado para las uniones con placa extrema con dos o más filas de tornillos a tracción. Se asume que las deformaciones de cada fila de tornillos son proporcionales a la distancia al centro de compresiones, por ello, las fuerzas elásticas en cada fila de tornillos dependen de la rigidez de los componentes.

La figura 4.9(b) muestra como para las rigideces $k_{i,r}$ de los componentes número 3, 4, 5 y 8 se añade un muelle eficaz con un coeficiente de rigidez eficaz igual $k_{eff,r}$ para cada fila de tornillos (r es el número de la fila de tornillos correspondiente).

En la figura 4.9(c) se muestra como los muelles eficaces de cada una de las filas de tornillos se sustituyen por un muelle equivalente actuando con un brazo igual a z .

El coeficiente de rigidez de este muelle equivalente es k_{eq} , y se aplica directamente en el capítulo 6 para obtener la rigidez de una unión viga-soporte con placa extrema atornillada.

Para determinar los valores de z , $k_{eff,r}$ y k_{eq} se tienen en cuenta las siguientes condiciones:

- La acumulación de la deformación de las componentes es igual a $\Delta_{eff,r}$, esto es⁷:

$$\sum_i \Delta_i = \Delta_{eff,r} = \frac{F_r}{E} \cdot \frac{1}{k_{eff,r}}$$

por otro lado

$$\sum_i \Delta_i = \sum_i \frac{F_{i,r}}{E} \cdot \frac{1}{k_{i,r}} = \sum_i \frac{F_r}{E} \cdot \frac{1}{k_{i,r}} = \frac{F_r}{E} \cdot \sum_i \frac{1}{k_{i,r}}$$

igualando se obtiene el valor de $k_{eff,r} = \frac{1}{\sum_i \frac{1}{k_{i,r}}}$

- Hay que garantizar el equilibrio de momentos de las fuerzas resultantes en cada fila de tornillos respecto de la resultante de todas las filas:

$$\sum_r F_r \cdot h_r = z \cdot \sum_r F_r ;$$

$$z = \frac{\sum_r F_r \cdot h_r}{\sum_r F_r}$$

siendo $F_r = \Delta_{eff,r} \cdot E \cdot k_{eff,r}$

$\Delta_{eff,r} = h_r \cdot \phi$ (hipótesis de Bernoulli, figura 4.10)

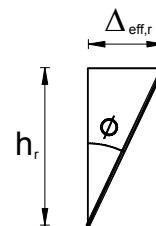


figura 4.10

sustituyendo: $F_r = h_r \cdot \phi \cdot E \cdot k_{eff,r}$

⁷ De nuevo, la fuerza que actúa en todos los componentes de una fila de tornillos es la misma, y equivale a F_r

Por lo tanto

$$z = \frac{\phi \cdot E \sum_r k_{eff,r} \cdot h_r^2}{\phi \cdot E \sum_r k_{eff,r} \cdot h_r} = \frac{\sum_r k_{eff,r} \cdot h_r^2}{\sum_r k_{eff,r} \cdot h_r}$$

Si $\sum_r F_r = \Delta_{eq} \cdot E \cdot k_{eq}$ siendo $\Delta_{eq} = z \cdot \phi$

$$k_{eq} = \frac{\sum_r F_r}{\Delta_{eq} \cdot E} = \frac{\sum_r F_r}{z \cdot \phi \cdot E};$$

$$k_{eq} = \frac{\sum_r \Delta_{eff,r} \cdot E \cdot k_{eff,r}}{z \cdot \phi \cdot E} = \frac{\sum_r h_r \cdot \phi \cdot E \cdot k_{eff,r}}{z \cdot \phi \cdot E}$$

$$k_{eq} = \frac{\sum_r h_r \cdot k_{eff,r}}{z}$$

Estas fórmulas se obtienen de los esquemas de la figura 4.9, y se basan en que el diagrama Momento-rotación de cada uno de los sistemas de las figuras 4.9(a) a 4.9(c) es igual, siendo una condición adicional que la fuerza de compresión en la barra rígida inferior sea la misma para todos estos sistemas.

En esta modelización del coeficiente de rigidez:

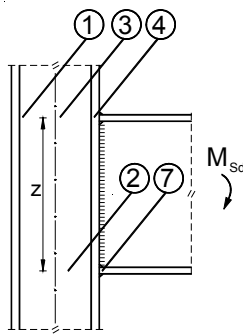
- Las fuerzas internas están en equilibrio con el momento flector.
- Cada elemento resiste los esfuerzos internos a que está sometido en la medida que no se supera la resistencia elástica de los muelles.
- La deformación de cada muelle no supera la capacidad de deformación en el rango de comportamiento elástico.
- La compatibilidad de desplazamientos está asegurada dado que se asume que la rigidez transversal de la sección de la viga es infinita.

La solución que propone el *Anejo J(r)* para la evaluación de la rigidez inicial, cumple las cuatro condiciones básicas que, desde un punto de vista teórico, debe satisfacer cualquier distribución de fuerzas internas, y puede considerarse como una solución exacta.

4.4.2. Ensamblaje de la resistencia

El procedimiento de ensamble de la resistencia tiene como finalidad la obtención del valor llamado resistencia de cálculo de la unión.

El momento resistente de cálculo de la unión $M_{j,Rd}$ está asociado a la resistencia de cálculo F_{Rd} del componente más débil, el cual, para la unión de la figura 4.11 puede ser uno de los siguientes⁸:



1. Alma del soporte a cortante, $V_{wp,Rd}$
2. Alma del soporte a compresión, $F_{c,wc,Rd}$
3. El alma del soporte a tracción, $F_{t,wc,Rd}$
4. El ala del soporte a flexión, $F_{t,fc,Rd}$
7. Ala y alma de la viga a compresión, $F_{c,fb,Rd}$

figura 4.11

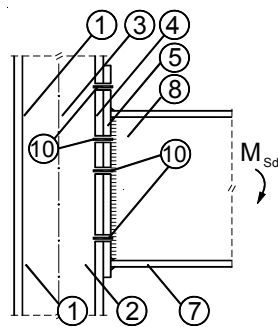
De modo que la resistencia a flexión es igual a: $M_{j,Rd} = F_{Rd} \cdot z$

Este modelo de comportamiento también es válido para una unión con chapa frontal atornillada con una única fila de tornillos traccionados.

Cuando se debe considerar más de una fila de tornillos en la zona de tracción, (ver figura 4.12) la distribución de fuerzas internas se complica.

⁸ En los capítulos 5, uniones soldadas, y 6, uniones atornilladas, se estudian estos componentes en profundidad.

Para esta unión, los componentes que se deben tener en cuenta son:



1. El alma del soporte a cortante, $V_{wp,Rd}$
2. El alma del soporte a compresión, $F_{c,wc,Rd}$
3. El alma del soporte a tracción, $F_{t,wc,Rd}$
4. El ala del soporte a flexión, $F_{t,fc,Rd}$
5. La placa extrema a flexión, $F_{t,fp,Rd}$
7. Ala y alma de la viga a compresión, $F_{c,fb,Rd}$
8. Alma de la viga a tracción, $F_{t,wb,Rd}$
10. Los tornillos a tracción, $F_{t,Rd}$

figura 4.12

Los componentes 3, 4, 5 y 8 se calculan para cada fila de tornillos a partir del concepto de *sección en T-equivalente* introducido por el *Anejo J*, que evalúa la resistencia de cada fila de tornillos asociada a la zona de influencia de la placa correspondiente (chapa frontal, ala o alma del soporte y alma de la viga).

Para cada una de las *T-equivalentes*, el modo de colapso puede ser (ver la figura 6.4):

- Plastificación de la placa: Modo 1
- Plastificación de la placa y fallo de los tornillos simultáneamente: Modo 2
- Fallo de los tornillos: Modo 3

Si la placa correspondiente es suficientemente rígida, el fallo de la *T-equivalente* de cada fila de tornillos se produce cuando se agotan los tornillos⁹ a tracción, de modo que, la resistencia de la primera fila de tornillos será igual a: $F_{t,1,Rd} = 2 \cdot B_{t,Rd}$

⁹ Se considera que hay dos tornillos por fila, y que $B_{t,Rd}$ es la resistencia a tracción de uno de ellos.

Dado que la capacidad de deformación de los tornillos a tracción es limitada¹⁰, la distribución de fuerzas internas entre las diferentes filas de tornillos, será lineal respecto de la distancia al centro de compresiones (c.d.g. del ala inferior de la viga), tal y como se muestra en la figura 4.13.

Se supone que el alma del soporte a cortante, el alma del soporte a compresión y que ala y alma de la viga en compresión, tienen resistencia suficiente para transferir la fuerza compresión F_c y no limitan la capacidad resistente de la unión

El valor del momento resistente de la unión será igual a:

$$M_{j,Rd} = F_{t1,Rd} \cdot z_1 + F_{t2,Rd} \cdot z_2 + F_{t3,Rd} \cdot z_3 + F_{t4,Rd} \cdot z_4$$

Siendo necesario que se cumpla que:

$$\frac{F_{t1,Rd}}{z_1} = \frac{F_{t2,Rd}}{z_2} = \frac{F_{t3,Rd}}{z_3} = \frac{F_{t4,Rd}}{z_4}$$

Por lo tanto, el momento resistente de la unión es igual a:

$$M_{j,Rd} = \frac{F_{t1,Rd}}{z_1} \cdot \sum z_i^2$$

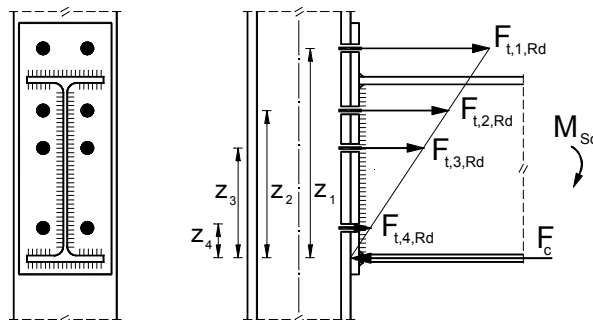


figura 4.13

¹⁰ Dada la rigidez de la placa, y considerando que las secciones planas permanecen planas después

En el caso de placas delgadas, las fuerzas se distribuyen entre las filas de los tornillos según la rigidez relativa de la más alejada.

Si el modo de colapso es dúctil, puede tener lugar una redistribución entre las filas de tornillos, de modo que una vez que la fila superior¹¹ alcanza su resistencia de cálculo, cualquier momento adicional en la unión será soportado por la segunda fila, hasta que ésta alcance su resistencia de cálculo, y sea la tercera fila la que soporte la carga adicional..., de modo que cada una, en orden, puede alcanzar la resistencia de cálculo.

En este caso (chapa delgada), el fallo de la unión puede ocurrir de tres maneras diferentes:

1. La redistribución plástica de las fuerzas internas, se extiende a todas las filas de tornillos cuando tengan capacidad de deformación suficiente (ver figura 4.14). Se dice que la redistribución es completa y la distribución resultante de fuerzas internas se llama plástica.

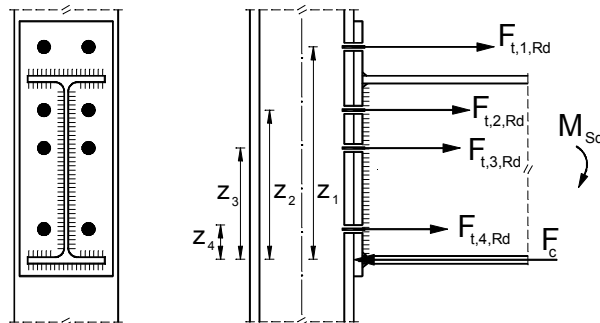


figura 4.14

de la deformación, no es posible una redistribución de fuerzas entre los tornillos

¹¹ El Ec 3, supone que la fila de tornillos superior será la que primero alcanza su resistencia de cálculo.

En este caso, la resistencia de la unión será igual a:

$$M_{j,Rd} = \sum_i F_{ti,Rd} \cdot z_i$$

$F_{ti,Rd}$ puede adoptar valores diferentes para cada una de las filas de tornillos, ya que depende de la geometría y modo de fallo.

Según el Eurocódigo 3 esta situación es posible cuando

- $F_{ti,Rd}$ se asocia al fallo del alma de la viga en tracción ó
- $F_{ti,Rd}$ se asocia a cualquier modo de fallo de la T-equivalente tornillos-placa y $F_{ti,Rd} \leq 1,9 \cdot B_{t,Rd}$

2. La redistribución plástica de las fuerzas se interrumpe debido a que la última fila que ha alcanzado su resistencia de cálculo, *fila k*, no posee capacidad de deformación suficiente para redistribuir los esfuerzos. Implica que $F_{tk,Rd} > 1,9 B_{t,Rd}$.

En las filas de tornillos restantes (las situadas bajo la fila *k*) las fuerzas se distribuyen linealmente según su distancia al centro de compresiones, tal y como se aprecia en la figura 4.15

El momento resistente de la unión es en este caso:

$$M_{j,Rd} = \sum_{i=1,k} F_{ti,Rd} \cdot z_i + \frac{F_{tk,Rd}}{z_k} \sum_{j=k+1,n} z_j^2$$

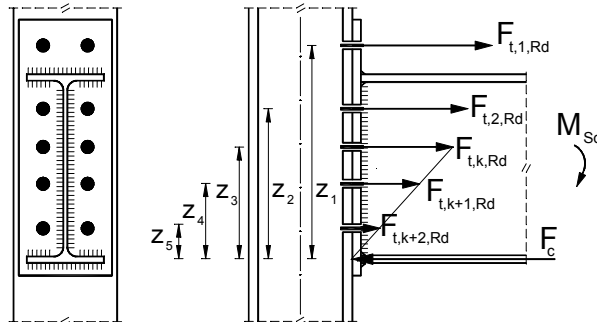


figura 4.15

n es el número total de filas de tornillos

k es el número de la fila de tornillos, cuya capacidad de deformación no es suficiente.

En este caso, la distribución se llama "elasto-plástica."

3. La distribución plástica o elasto-plástica de fuerzas internas en las filas de tornillos se interrumpe porque se agota uno de los componentes de la zona de compresiones.

Esta situación tiene lugar cuando la fuerza de compresión F_c alcanza la resistencia de cálculo del alma del soporte a cortante, o del alma del soporte a compresión o del ala y alma de la viga en compresión.

Las filas de tornillos que se tienen en cuenta en el cálculo del momento resistente $M_{j,Rd}$ son aquellas que:

$$F_{t1,Rd} + F_{t2,Rd} + F_{t3,Rd} + \dots + F_{tr,Rd} = F_{c,Rd}$$

siendo:

$F_{t1,Rd}$ la fuerza de tracción de la fila 1

$F_{tr,Rd}$ la fuerza de tracción de la fila r

$F_{c,Rd}$ la resistencia del componente más débil de la zona de compresiones.

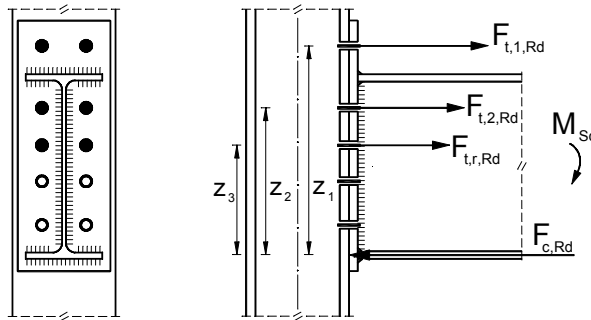


figura 4.16

En las tres posibles situaciones vistas, la resistencia se calcula¹ para cada fila de tornillos, como fila individual y como parte de un grupo. Se empieza por la más alejada del centro de compresiones y se debe considerar el menor valor.

Las fórmulas para evaluar cada uno de estos componentes se encuentran en el *Anejo J(r)*

Las correspondientes al cálculo de la rigidez inicial y el momento resistente de las uniones viga-soporte sin rigidizar con soldadura perimetral están en el capítulo 5 de este trabajo, donde se calcula a modo de ejemplo, el $M_{j,Rd}$ y la $S_{j,ini}$ de la unión viga-soporte formada por un IPE 300 y un HEB 160.

En el capítulo 6 se presentan las fórmulas de aplicación para obtener la rigidez inicial y el momento resistente de las uniones viga-soporte sin rigidizar, con placa frontal atornillada con varias filas de tornillos, siguiendo la guía del *Anejo J(r)* que indica como distribuir las fuerzas internas en una unión de éste tipo. A modo de ejemplo se obtiene el valor del $M_{j,Rd}$ y la $S_{j,ini}$ de la unión viga-soporte formada por los mismos IPE 300 y HEB 160 del capítulo 5, resuelta con una chapa frontal de 12 mm de espesor soldada al IPE y unida al ala del soporte mediante 6 tornillos M 12 de acero 4.6, con objeto de comparar los resultados obtenidos en ambos casos.

¹ El proceso de cálculo se muestra en el capítulo 6

5. UNIONES SOLDADAS

5.1 Cálculo de la rigidez inicial y el momento resistente de las uniones viga-soporte formadas por perfiles en I o H, continuos¹ y sin rigidizar y perfiles en I o H unidos al ala del pilar mediante soldadura perimetral tal y como muestra la figura 5.1

Se analiza el comportamiento de estas uniones no rigidizadas, según el Eurocódigo 3 y particularmente el *Anejo J(r)* que considera la unión formada por varios componentes, obligando a la verificación de cada uno de estos elementos. En las fórmulas de aplicación práctica, se hace referencia al prEN por ser el documento más reciente.

¹ Si el soporte no es continuo, la resistencia y rigidez del componente nº 3 (alma del soporte a tracción) es menor. A continuación se indica el modo de tener en cuenta la continuidad o no del soporte en el cálculo de k_3 y $F_{t,wc}$.

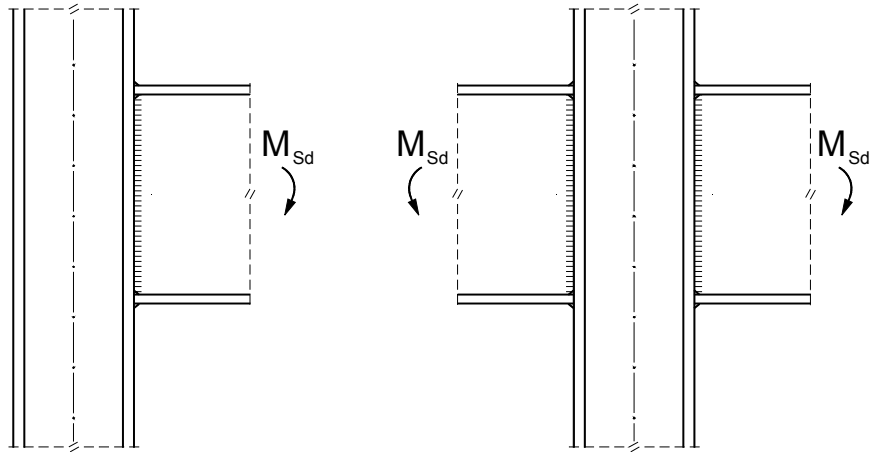


figura 5.1

Los COMPONENTES BASICOS que hay que considerar en una unión viga-soporte sin rigidizar, resuelta con soldadura perimetralmente son:

- Componente nº 1. Alma del soporte a cortante
- Componente nº 2. Alma del soporte a compresión
- Componente nº 3. Alma del soporte a tracción
- Componente nº 4. Ala del soporte a flexión
- Componente nº 7. Alma y ala de la viga a compresión

Las fórmulas de aplicación práctica que permiten obtener el valor de la resistencia y rigidez de cada uno de estos componentes se indican a continuación.

Las características geométricas de las barras unidas y los elementos de unión a que se hace referencia en dichas fórmulas se indican en la figura 5.2

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE LAS BARRAS UNIDAS Y LOS ELEMENTOS DE UNIÓN.

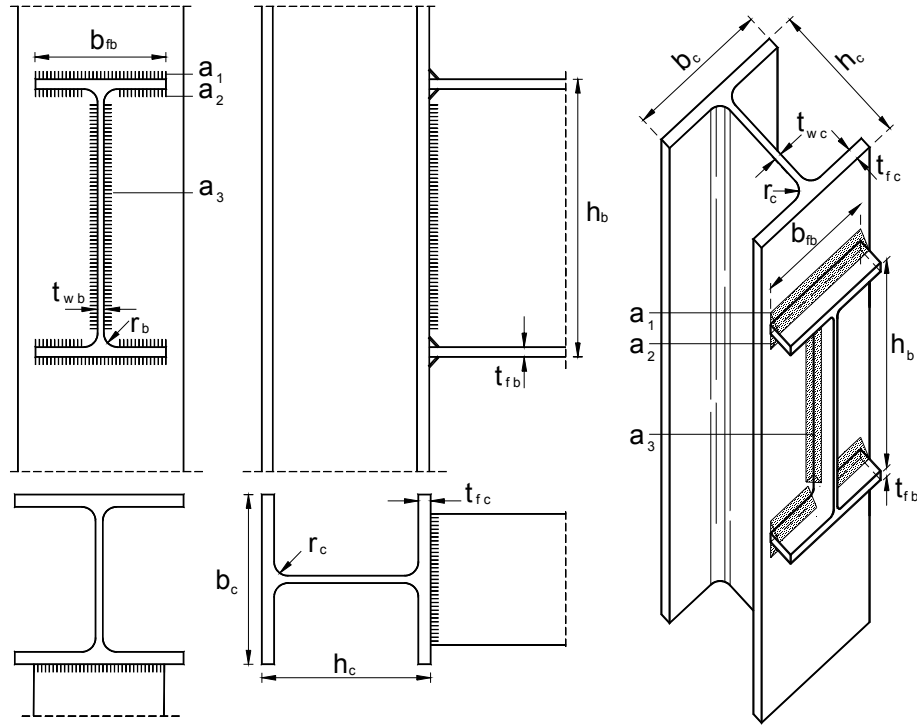
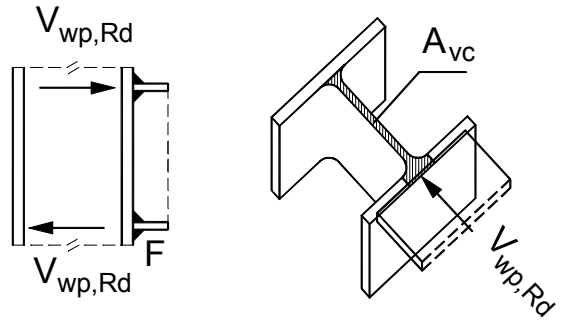


figura 5.2

Componente nº 1. ALMA DEL SOPORTE A CORTANTE

La rigidez y resistencia del alma del soporte a cortante se obtienen a partir del A_{vc} , área resistente a cortante. Su valor se calcula, para cada tipo de sección, con las fórmulas del artículo 5.4.6 del Eurocódigo 3. En el caso de secciones en I o en H, el área resistente a cortante es la grafiada en la figura siguiente.



RIGIDEZ $k_1 = \frac{0,38 \cdot A_{vc}}{\beta \cdot z}$ prEN tabla 6.11

RESISTENCIA $V_{wp,Rd} = \frac{0,9 \cdot f_y \cdot A_{vc}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$ prEN Art. 6.2.6.1.(2)

Siendo

A_{vc} área resistente a cortante.

para perfiles laminados en I o H con carga paralela al alma

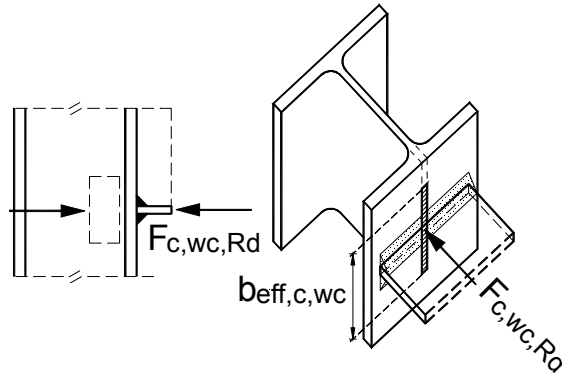
$$A_{vc} = A_c - 2 \cdot b_{fc} \cdot t_{fc} + (t_{wc} + 2 \cdot r_c) \cdot t_{fc} \quad \text{EC3 Art. 5.4.6. (2)}$$

β parámetro de transformación. Ver tabla 4.4 prEN tabla 5.4

z distancia al centro de compresiones.
para esta unión $z = h_b - t_{fb}$ prEN fig. 6.15

Componente nº 2. ALMA DEL SOPORTE A COMPRESION

La rigidez y resistencia del alma del soporte a compresión se obtienen a partir del área eficaz a compresión del alma del soporte, grafiada en la figura siguiente. Es el producto del ancho eficaz a compresión del alma del soporte, $b_{eff,c,wc}$, por el espesor de su alma, t_{wc} .



RIGIDEZ $k_2 = \frac{0,7 \cdot b_{eff,c,wc} \cdot t_{wc}}{d_{wc}}$ prEN tabla 6.11

RESISTENCIA $F_{c,wc,Rd} = \frac{\omega \cdot k_{wc} \cdot b_{eff,c,wc} \cdot t_{wc} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$ prEN Art. 6.2.6.1.(2)

$$F_{c,wc,Rd} \leq \frac{\omega \cdot k_{wc} \cdot \rho \cdot b_{eff,c,wc} \cdot t_{wc} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

Siendo

ω factor de reducción que tiene en cuenta la interacción con el cortante en el alma.

para $\beta = 1 \rightarrow \omega = \omega_1 = \frac{1}{\sqrt{1 + 1,3 \cdot \left(\frac{b_{eff,c,wc} \cdot t_{wc}}{A_{vc}}\right)^2}}$ prEN tabla 6.3

ρ factor de reducción que tiene en cuenta el pandeo del alma del soporte:

para $\bar{\lambda}_p \leq 0,72 \rightarrow \rho = 1$;

si $\bar{\lambda}_p > 0,72 \rightarrow \rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,2}{\bar{\lambda}_p^2}$

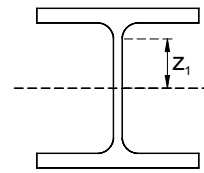
$\bar{\lambda}_p$ es la esbeltez del panel del alma del soporte, de valor

$$\bar{\lambda}_p = 0,932 \cdot \sqrt{\frac{b_{\text{eff},c,wc} \cdot d_{wc} \cdot f_y}{E \cdot t_{wc}^2}} \quad \text{y} \quad d_{wc} = h_c - 2 \cdot (t_{fc} + r_c)$$

k_{wc} factor de reducción que tiene en cuenta la influencia de las tensiones normales debidas al axil y el flector en la resistencia del panel del alma del soporte a compresión. Según establece el artículo 6.2.6.2.(2) del *prEN* depende del valor de $\sigma_{com,Sd}$ - tensión normal en el alma, en el punto de encuentro con el radio de acuerdo - de manera que si:

$$\sigma_{com,Sd} \leq 0,7 \cdot f_{y,wc} \longrightarrow k_{wc} = 1$$

$$\sigma_{com,Sd} > 0,7 \cdot f_{y,wc} \longrightarrow k_{wc} = 1,7 - \frac{\sigma_{com,Sd}}{f_{y,wc}}$$



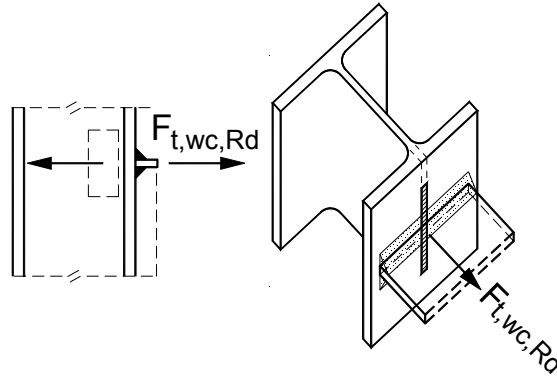
Con
$$\sigma_{com,Sd} = \frac{N_{Sd}}{A} + \frac{M_{Sd}}{I_y} \cdot z_1$$

$b_{\text{eff},c,wc}$ anchura eficaz a compresión del alma del soporte

$$b_{\text{eff},c,wc} = t_{fb} + 2 \cdot \sqrt{2} \cdot a_1 + 5 \cdot (t_{fc} + r_c)$$

Componente nº 3. ALMA DEL SOPORTE A TRACCION

La rigidez y resistencia del alma del soporte a tracción se obtienen a partir del área eficaz a tracción del alma del soporte, grafiada en la figura siguiente. Es el producto del ancho eficaz a tracción del alma del soporte, $b_{eff,t,wc}$, por el espesor de su alma, t_{wc} ,



RIGIDEZ
$$k_3 = \frac{0,7 \cdot b_{eff,t,wc} \cdot t_{wc}}{d_{wc}}$$
 prEN tabla 6.11

RESISTENCIA
$$F_{t,wc,Rd} = \frac{\omega \cdot b_{eff,t,wc} \cdot t_{wc} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$
 prEN art. 6.2.6.3

Siendo

ω factor de reducción que tiene en cuenta la interacción con el cortante en el alma

$b_{eff,t,wc}$ anchura eficaz a tracción del alma del soporte:

$$b_{eff,t,wc} = t_{fb} + 2 \cdot \sqrt{2} \cdot a_1 + 5 \cdot (t_{fc} + r_c) \quad \text{para soporte continuo}$$

Para poder considerar en un soporte no continuo, los mismos valores de $F_{t,wc,Rd}$ y k_3 , éste deberá sobresalir una longitud l_1 respecto del ala superior de la viga tal y como muestra la figura 5.3.

El valor de esta longitud será:

$$l_1 = 0,5 \cdot [t_{fb} + 2 \cdot \sqrt{2} \cdot a_1 + 5 \cdot (t_{fc} + r_c)] - 0,5 \cdot t_{fb}$$

Para soporte enrasado con el cordón superior a_1 , la altura de alma de soporte que realmente se dispone es igual a (ver figura 5.4)

$$b_{eff,t,wc} = 0,5 \cdot [t_{fb} + 2 \cdot \sqrt{2} \cdot a_1 + 5 \cdot (t_{fc} + r_c)] + 0,5 \cdot t_{fb} + a_1$$

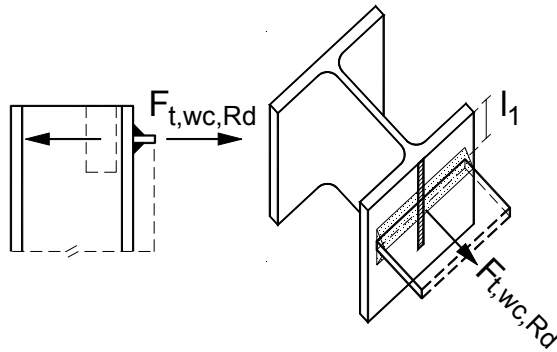


figura 5.3

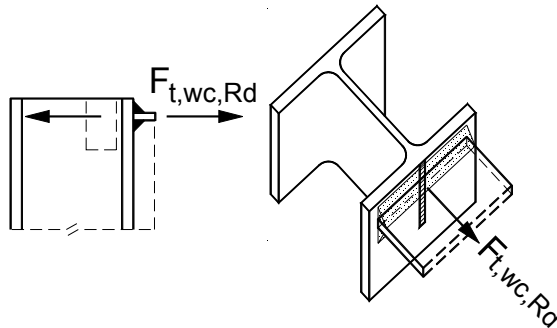
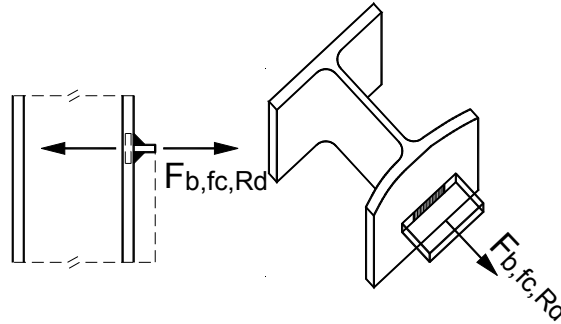


figura 5.4

Componente nº 4. ALA DEL SOPORTE A FLEXION

La resistencia del ala del soporte a flexión se obtiene a partir del área eficaz a flexión del ala del soporte, grafada en la figura siguiente. Es el producto del ancho eficaz a flexión del ala del soporte $b_{eff,b,fc}$, por el espesor del ala de la viga, t_{fb} .



RIGIDEZ $k_4 = \infty$ prEN tabla 6.11

RESISTENCIA $F_{b,fc,Rd} = \frac{b_{eff,b,fc} \cdot t_{fb} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$ prEN art. 6.2.6.4.3

Siendo

$b_{eff,b,fc}$ anchura eficaz a flexión del ala del soporte.

$$b_{eff,b,fc} = t_{wc} + 2 \cdot r_c + 7 \cdot k \cdot t_{fc} \leq b_{fb} \quad \text{prEN art. 4.10(2)}$$

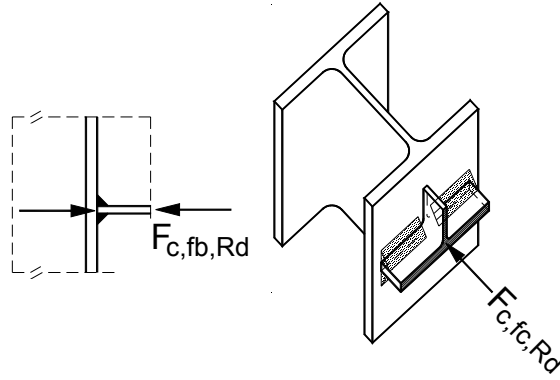
$$\text{siendo } k = \frac{t_{fc}}{t_{fb}} \leq 1$$

si $b_{eff,b,fc} < b_{fb}$ la longitud eficaz de las soldaduras a_1 y a_2 será igual a $b_{eff,b,fc}$

si $b_{eff,b,fc} < \frac{f_y}{f_u} \cdot b_{fb}$, el nudo debe ser rigidizado prEN art. 4.10(3)

Componente nº 7. ALA Y ALMA DE LA VIGA A COMPRESION

La resistencia del ala y alma de la viga a compresión se obtiene a partir de la resistencia a flexión de la viga, dividida por el brazo del par, considerado en este caso como la distancia entre los centros de gravedad de las alas de la viga.



RIGIDEZ $k_7 = \infty$ prEN tabla 6.11

RESISTENCIA $F_{c,fb,Rd} = \frac{M_{c,b,Rd}}{h_b - t_{fb}}$ prEN art. 6.2.6.7

Siendo

$$M_{c,b,Rd} = \frac{W_{pl,b} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \equiv M_{pl,b,Rd} \text{ para secciones Clase 1, cuando se}$$

cumple la condición $V_{Sd} < 50\% V_{Pl,Rd}$ EC3 Art. 5.4.7

Si $V_{Sd} > 50\% V_{Pl,Rd}$ se obtiene el valor de $M_{c,b,Rd}$ teniendo en cuenta el cortante solicitación. En este caso, si éste fuera el componente que determina la resistencia de la unión, fallarían simultáneamente la unión y la viga, de modo que $M_{j,Rd} = M_{c,b,Rd}$.

MOMENTO RESISTENTE DE LA UNION

El momento resistente de la unión se obtiene como producto del componente más débil multiplicado por el brazo del par. En el caso de las uniones viga-soporte soldadas, z se considera igual a la distancia entre los centros de gravedad de las alas de la viga.

$$M_{j,Rd} = F_{Rd} \cdot z \quad \text{prEN art. 6.2.7.1}$$

$$F_{Rd} = \min \left(\frac{V_{wp,Rd}}{\beta}; F_{c,wc,Rd}; F_{t,wc,Rd}; F_{b,fc,Rd}; F_{c,fb,Rd} \right)$$

$$z = h_b - t_{fb} \quad \text{prEN fig. 6.15}$$

RIGIDEZ DE LA UNION

La rigidez de la unión viga-soporte para un momento solicitación menor a dos tercios del momento resistente de la unión es la rigidez inicial, de valor:

$$\text{Si } M_{j,Sd} \leq \frac{2}{3} \cdot M_{j,Rd} \longrightarrow S_{j,ini} = \frac{E \cdot z^2}{\frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_2} + \frac{1}{k_3}} \quad \text{prEN art. 6.3.1}$$

$$\text{Para } M_{j,Sd} > \frac{2}{3} \cdot M_{j,Rd} \longrightarrow S_j = \frac{E \cdot z^2}{\mu \cdot \left(\frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_2} + \frac{1}{k_3} \right)}$$

$$\text{siendo } \mu = \left(\frac{1,5 \cdot M_{j,Sd}}{M_{j,Rd}} \right)^{2,7} \text{ en el extremo, si } M_{j,Sd} = M_{j,Rd} \rightarrow \mu \approx 3$$

como simplificación, la rigidez para cualquier valor del momento solicitación se puede tomar como $S_j = \frac{S_{j,ini}}{\eta}$.

El valor de η para este tipo de uniones es igual a 2. prEN tabla 5.2

5.2 Ejemplo de aplicación. Unión viga-soporte soldada

DATOS								
VIGA IPE 300	h_b	b_b	t_{wb}	t_{fb}	r_b	Area	$I_{y,b}$	$W_{pl,b}$
	mm	mm	mm	mm	mm	mm ²	mm ⁴	mm ³
	300	150	7,1	10,7	15	5380	8360	628000
SOPORTE HEB 160	h_b	b_b	t_{wb}	t_{fb}	r_b	Area		
	mm	mm	mm	mm	mm	mm ²		
	160	160	8	13	15	5430		
SOLDADURA	$a_1 = 4,5 \text{ mm}$		$a_2 = 4,5 \text{ mm}$			$a_3 = 3,5 \text{ mm}$		
ACERO S 275	$f_y = 275 \text{ N/mm}^2$		$f_u = 430 \text{ N/mm}^2$		$\gamma_{M0} = 1,10$		$b_w = 0,85$	

Cálculo de la rigidez y la resistencia de cada uno de los componentes:

COMPONENTE 1: ALMA DEL SOPORTE A CORTANTE	
RIGIDEZ	$k_1 = \frac{0,38 \cdot A_{vc}}{\beta \cdot z}$
RESISTENCIA	$V_{wp,Rd} = \frac{0,9 \cdot f_y \cdot A_{vc}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$

siendo: $A_{vc} = A_c - 2 \cdot b_{fc} \cdot t_{fc} + (t_{wc} + 2 \cdot r_c) \cdot t_{fc}$

$$A_{vc} = 5430 - 2 \cdot 160 \cdot 13 + (8 + 2 \cdot 15) \cdot 13 = 1764 \text{ mm}^2$$

$$\beta = 1 \text{ unión a una cara}$$

$$z = h_b - t_{fb} = 300 - 10,7 = 289,3 \text{ mm}$$

sustituyendo:

$$k_1 = \frac{0,38 \cdot 1764}{1 \cdot 289,3} = 2,317$$

$$V_{wp,Rd} = \frac{0,9 \cdot f_y \cdot A_{vc}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{0,9 \cdot 275 \cdot 1764}{\sqrt{3} \cdot 1,1} = 229150 \text{ N}$$

COMPONENTE 2: ALMA DEL SOPORTE A COMPRESION	
RIGIDEZ	$k_2 = \frac{0,7 \cdot b_{\text{eff},c,wc} \cdot t_{wc}}{d_{wc}}$
RESISTENCIA	$F_{c,wc,Rd} = \frac{\omega \cdot k_{wc} \cdot b_{\text{eff},c,wc} \cdot t_{wc} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$
	$F_{c,wc,Rd} \leq \frac{\omega \cdot k_{wc} \cdot \rho \cdot b_{\text{eff},c,wc} \cdot t_{wc} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$

siendo $b_{\text{eff},c,wc} = t_{fb} + 2 \cdot \sqrt{2} \cdot a_1 + 5 \cdot (t_{fc} + r_c)$

$$b_{\text{eff},c,wc} = 10,7 + 2 \cdot \sqrt{2} \cdot 4,5 + 5 \cdot (13 + 15) = 163,42 \text{ mm}$$

sustituyendo:

$$k_2 = \frac{0,7 \cdot 163,42 \cdot 8}{104} = 8,79$$

para $\beta = 1; \omega = \omega_1$

$$\omega_1 = \frac{1}{\sqrt{1 + 1,3 \cdot \left(\frac{b_{\text{eff},c,wc} \cdot t_{wc}}{A_{vc}} \right)^2}} = \frac{1}{\sqrt{1 + 1,3 \cdot \left(\frac{163,42 \cdot 8}{1764} \right)^2}} = 0,7638$$

para $\bar{\lambda}_p \leq 0,72 \rightarrow \rho = 1$; siendo $\bar{\lambda}_p = 0,932 \cdot \sqrt{\frac{b_{\text{eff},c,wc} \cdot d_{wc} \cdot f_y}{E \cdot t_{wc}^2}}$

donde $d_{wc} = h_c - 2 \cdot (t_{fc} + r_c) = 160 - 2 \cdot (13 + 15) = 104 \text{ mm}$

$$\bar{\lambda}_p = 0,932 \cdot \sqrt{\frac{163,42 \cdot 104 \cdot 275}{210000 \cdot 8^2}} = 0,5496 < 0,72 \rightarrow \rho = 1$$

Si $\sigma_{\text{com},Sd} < 0,7 \cdot f_y \rightarrow k_{wc} = 1$

entonces $F_{c,wc,Rd} = \frac{0,7638 \cdot 1 \cdot 163,42 \cdot 8 \cdot 275}{1,10} = 249640 \text{ N}$

$$\text{si } \sigma_{com,Sd} > 0,7 \cdot f_{y,wc} \rightarrow k_{wc} = 1,7 - \frac{\sigma_{com,Sd}}{f_{y,wc}}$$

$$\text{en el límite } \sigma_{com,Sd} = f_{y,wc} \rightarrow k_{wc} = 0,7$$

$$\text{entonces } F_{c,wc,Rd} = \frac{0,7638 \cdot 0,7 \cdot 163,42 \cdot 8 \cdot 275}{1,10} = 174748 \text{ N}$$

COMPONENTE 3: ALMA DEL SOPORTE A TRACCION

$$\text{RIGIDEZ } k_3 = \frac{0,7 \cdot b_{eff,t,wc} \cdot t_{wc}}{d_{wc}}$$

$$\text{RESISTENCIA } F_{t,wc,Rd} = \frac{\omega \cdot b_{eff,t,wc} \cdot t_{wc} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

para $\beta=1$; $\omega = \omega_1 = 0,7638$ (calculado en el apartado anterior)

para soporte continuo:

$$b_{eff,t,wc} = t_{fb} + 2 \cdot \sqrt{2} \cdot a_1 + 5 \cdot (t_{fc} + r_c)$$

$$b_{eff,t,wc} = 10,7 + 2 \cdot \sqrt{2} \cdot 4,5 + 5 \cdot (13 + 15) = 163,42 \text{ mm}$$

sustituyendo:

$$F_{t,wc,Rd} = \frac{0,7638 \cdot 163,42 \cdot 8 \cdot 275}{1,10} = 249640 \text{ N}$$

$$k_3 = \frac{0,7 \cdot b_{eff,t,wc} \cdot t_{wc}}{d_{wc}} = \frac{0,7 \cdot 163,42 \cdot 8}{104} = 8,79$$

Para soporte no continuo, con los mismos valores de $F_{t,wc,Rd}$ y k_3 éste debe sobresalir respecto el ala superior de la viga una longitud l_1 , de valor:

$$l_1 = \frac{(b_{eff,t,wc} - 0,5 \cdot t_{fb})}{2} = \frac{163,42 - 0,5 \cdot 10,7}{2} = 76,36 \text{ mm}$$

$$F_{t,wc,Rd} = 249640 \text{ N}$$

$$k_3 = 8,79$$

Para soporte no continuo enrasado con la soldadura a_1

$$b_{eff,t,wc} = 0,5 \cdot [t_{fb} + 2 \cdot \sqrt{2} \cdot a_1 + 5 \cdot (t_{fc} + r_c)] + 0,5 \cdot t_{fb} + a_1$$

$$b_{eff,t,wc} = 0,5 \cdot 163,42 + 0,5 \cdot 10,7 + 4,5 = 91,56 \text{ mm}$$

sustituyendo:

$$F_{t,wc,Rd} = \frac{0,7638 \cdot 91,56 \cdot 8 \cdot 275}{1,10} = 139.867 \text{ N}$$

$$k_3 = \frac{0,7 \cdot b_{eff,t,wc} \cdot t_{wc}}{d_{wc}} = \frac{0,7 \cdot 91,56 \cdot 8}{104} = 4,93$$

COMPONENTE 4: ALA DEL SOPORTE A TRACCION

RIGIDEZ $k_4 = \infty$

$$\text{RESISTENCIA } F_{t,fc,Rd} = \frac{b_{eff,b,fc} \cdot t_{fb} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

donde $b_{eff,b,fc} = t_{wc} + 2 \cdot r_c + 7 \cdot k \cdot t_{fc} \leq b_{fb}$

siendo $k = \frac{t_{fc}}{t_{fb}} = \frac{13}{10,7} = 1,21 > 1 \rightarrow k = 1$

$$b_{eff,b,fc} = 8 + 2 \cdot 15 + 7 \cdot 1 \cdot 13 = 129 \text{ mm} < 160 \text{ mm} = b_{fb}$$

sustituyendo:

$$k_4 = \infty$$

$$F_{t,fc,Rd} = \frac{129 \cdot 13 \cdot 175}{1,10} = 266795 \text{ N}$$

como $b_{eff,b,fc} < b_{fb}$ la longitud eficaz de las soldaduras a_1 y a_2 será igual a 129 mm

dado que $b_{eff,b,fc} = 129 \text{ mm} > \frac{275}{430} \cdot 160 = 102 \text{ mm}$ no se debe rigidizar.

COMPONENTE 7: ALA Y ALMA DE LA VIGA A COMPRESION

RIGIDEZ $k_7 = \infty$

RESISTENCIA $F_{c,fb,Rd} = \frac{M_{c,b,Rd}}{h_b - t_{fb}}$

Siendo

Si $V_{Sd} < 50\% V_{Pl,Rd} \rightarrow M_{c,b,Rd} = \frac{W_{pl,b} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \equiv M_{pl,b,Rd}$ secciones Clase 1,

sustituyendo:

$$F_{c,fb,Rd} = \frac{(628000 \cdot 275) / 1,1}{300 - 10,7} = 542689 \text{ N}$$

Si $V_{Sd} > 50\% V_{Pl,Rd}$ se obtiene el valor de $M_{c,b,Rd}$ teniendo en cuenta el cortante solicitación. En este caso, si éste fuera el componente más débil, entonces, $M_{j,Rd} = M_{c,b,Rd}$ y fallarían simultáneamente la unión y la viga.

RESUMEN:

Componente 1:	$V_{wp,Rd} = 229150 \text{ N}$	$k_1 = 2,317$
Componente 2: si $\sigma_{com,Sd} < 0,7 \cdot f_{y,wc}$	$F_{c,wc,Rd} = 249640 \text{ N}$	$k_2 = 8,79$
Componente 2: si $\sigma_{com,Sd} = f_{y,wc}$	$F_{c,wc,Rd} = 174748 \text{ N}$	$k_2 = 8,79$
Componente 3: (Soporte continuo)	$F_{t,wc,Rd} = 249640 \text{ N}$	$k_3 = 8,79$
Componente 3: ($I_1 = 76,36 \text{ mm}$)	$F_{t,wc,Rd} = 249640 \text{ N}$	$k_3 = 8,79$
Componente 3: (Soporte enrasado)	$F_{t,wc,Rd} = 139.867 \text{ N}$	$k_3 = 4,93$
Componente 4:	$F_{t,fc,Rd} = 266795 \text{ N}$	$k_4 = \infty$
Componente 7:	$F_{c,fb,Rd} = 542689 \text{ N}$	$k_7 = \infty$

Cálculo de las propiedades de la unión:

MOMENTO RESISTENTE DE LA UNIÓN

$$M_{j,Rd} = F_{Rd} \cdot z$$

Donde $F_{Rd} = \min \left(\frac{V_{wp,Rd}}{\beta}; F_{c,wc,Rd}; F_{c,fb,Rd}; F_{fc,Rd}; F_{t,wc,Rd} \right)$

$$z = h_b - t_{fb} = 300 - 10,7 = 289,3 \text{ mm}$$

RIGIDEZ INICIAL

$$S_{j,ini} = \frac{E \cdot z^2}{\frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_2} + \frac{1}{k_3}}$$

CASO 1. Si es soporte continuo, ó $l_1 \geq 76,36 \text{ mm}$ y $\sigma_{com,Sd} < 0,7 \cdot f_{y,wc}$

$$F_{Rd} = V_{wp,Rd} = 229150 \text{ N}$$

$$M_{j,Rd} = 229150 \cdot 289,3 = 66.293.095 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$S_{j,ini} = \frac{E \cdot z^2}{\frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_2} + \frac{1}{k_3}} = \frac{210000 \cdot 289,3^2}{\frac{1}{2,31} + \frac{1}{8,79} + \frac{1}{8,79}} = 26.612.657.160 \text{ N} \cdot \text{mm} / \text{rad}$$

CASO 2. Si es soporte continuo, ó $l_1 \geq 76,36 \text{ mm}$ y $\sigma_{com,Sd} = f_{y,wc}$

$$F_{Rd} = F_{c,wc,Rd} = 174748 \text{ N}$$

$$M_{j,Rd} = 174748 \cdot 289,3 = 50.554.596 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$S_{j,ini} = \frac{E \cdot z^2}{\frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_2} + \frac{1}{k_3}} = \frac{210000 \cdot 289,3^2}{\frac{1}{2,31} + \frac{1}{8,79} + \frac{1}{8,79}} = 26.612.657.160 \text{ N} \cdot \text{mm} / \text{rad}$$

CASO 3. Si es soporte enrasado

$$F_{Rd} = F_{t,wc,Rd} = 139.867 \text{ N}$$

$$M_{j,Rd} = 139867 \cdot 289,3 = 40.463.523 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$S_{j,ini} = \frac{E \cdot z^2}{\frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_2} + \frac{1}{k_3}} = \frac{210000 \cdot 289,3^2}{\frac{1}{2,31} + \frac{1}{8,79} + \frac{1}{4,93}} = 23.449.908.120 \text{ N} \cdot \text{mm} / \text{rad}$$

Se considera caso tipo, el **CASO 2**: soporte continuo ó $l_1 \geq 76,36 \text{ mm}$ con la condición más desfavorable: $\sigma_{com,Sd} = f_{y,wc}$

Como hipótesis de partida, $N_{Sd,b} < 0,5 N_{pl,b,Rd} = 67,25 \text{ KN}$

IPE 300			$N_{Sd} < 67.25 \text{ KN}$	
S 275	$a_3 = 3,5 \text{ mm}$			
Soportes	a_1, a_2 mm	l_1 mm	$M_{j,Rd}$ KN·m	$S_{j,ini}$ KN·m/rad
HEB 160	4,5	76,36	50.55	26612

El diagrama Momento-rotación de esta unión se obtiene tal y como se ha descrito en el Capítulo 2, siguiendo la figura 2.6, y teniendo en cuenta las propiedades de la unión recogidas en la tabla 5.1

IPE 300			$N_{Sd} < 67.25 \text{ KN}$			
S 275	$a_3 = 3,5 \text{ mm}$		$M_{j,Sd} < \frac{2}{3} M_{j,Rd}$		$M_{j,Sd} > \frac{2}{3} M_{j,Rd}$	
Soportes	a_1, a_2 mm	l_1 mm	$\frac{2}{3} M_{j,Rd}$ KN·m	$S_{j,ini}$ KN·m/rad	$M_{j,Rd}$ KN·m	$\frac{1}{2} S_{j,ini}$ KN·m/rad
HEB 160	4,5	76,36	33.70	26612	50.55	13306

tabla 5.1

Para clasificar la unión, se siguen los criterios del Capítulo 3:

Se considera que la unión es rígida² cuando $S_{j,ini} \geq \frac{8 \cdot E \cdot I_b}{L_b}$

$$266612 \cdot 10^6 \geq \frac{8 \cdot 210000 \cdot 8360 \cdot 10^4}{L_b}; \quad L_b \geq 526 \text{ cm}$$

Se considera que la unión es nominalmente articulada cuando

$$S_{j,ini} < \frac{0,5 \cdot E \cdot I_b}{L_b}$$

$$266612 \cdot 10^6 < \frac{0,5 \cdot 210000 \cdot 8360 \cdot 10^4}{L_b}; \quad L_b < 32,9 \approx 33 \text{ cm}$$

Los datos obtenidos se resumen en la tabla 5.2

IPE 300			$N_{Sd} < 67,25 \text{ KN}$				$V_{Sd} < 185,25 \text{ KN}$			
			$\sigma_{com,Sd} \leq 0,7 \cdot f_{y,wc}$							
S 275	$a_3 = 3,5 \text{ mm}$		Clasificación		$M_{j,Sd} < 2/3 M_{j,Rd}$		$M_{j,Sd} > 2/3 M_{j,Rd}$			
Soportes	a_1, a_2 mm	l_1 mm	L_{art} m	L_{rig} m	$2/3 M_{j,Rd}$ KN·m	$S_{j,ini}$ KN·m/rad	$M_{j,Rd}$ KN·m	$1/2 S_{j,ini}$ KN·m/rad	$M_{j,Rd}$ KN·m	
HEB 160	4,5	76	0,33	5,26	44,19	26676	66,29	13338	50,55	

tabla 5.2

² En el caso de una estructura arriostrada.

6. UNIONES ATORNILLADAS

6.1 Obtención de la rigidez inicial y la resistencia de las uniones viga-soporte formadas por soportes en i o h, continuos y sin rigidizar y vigas formadas por perfiles i o h soldados a una placa en el extremo y unidos al ala del pilar mediante tornillos tal y como muestra la figura 6.1

En el caso de que el soporte no sea continuo, es necesario que sobresalga respecto del ala superior de la viga una longitud suficiente para poder atornillar la placa extrema al ala del soporte.

COMPONENTES BASICOS de una unión viga-soporte atornillada con chapa frontal:

- Componente nº 1. Alma del soporte a cortante
- Componente nº 2. Alma del soporte a compresión
- Componente nº 7. Alma y ala de la viga a compresión
- Componente nº 4. Ala del soporte a flexión
- Componente nº 3. Alma del soporte a tracción
- Componente nº 5. Placa extrema a flexión
- Componente nº 8. Alma de la viga a tracción

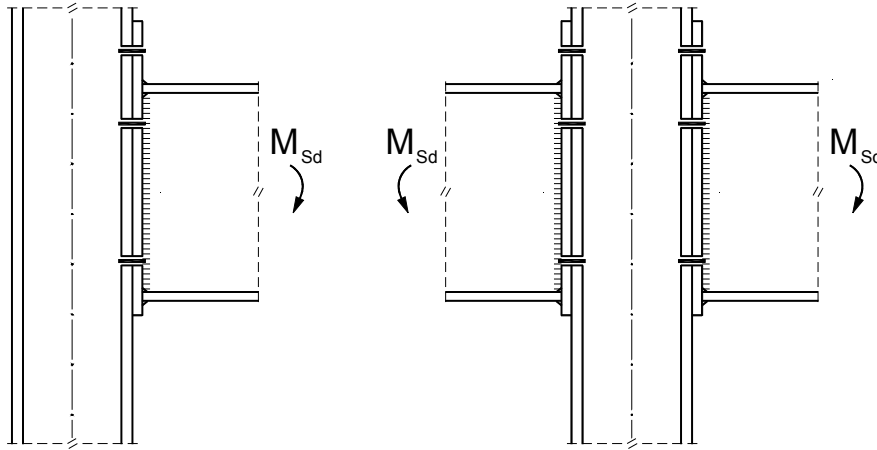


figura 6.1

A continuación se indican las expresiones de aplicación práctica para obtener el valor de la resistencia y rigidez de cada uno de estos componentes.

La resistencia y rigidez de los componentes 1 (alma del soporte a cortante), 2 (alma del soporte a compresión) y 7 (alma y ala de la viga a compresión) no dependen de los tornillos, de modo que las expresiones que permiten obtener su valor, son las mismas que se utilizan para las uniones viga-soporte soldadas, sin rigidizar, indicadas en el epígrafe anterior.

La resistencia y rigidez de los componentes 4, 3, 5, y 8 se calculan para cada fila de tornillos, y para cada conjunto de filas de tornillos, empezando por la más alejada del centro de compresiones¹.

El orden en que se presentan es el que se debe seguir para poder abordar el cálculo, tal y como indica la guía del *Anejo J(r)*. En el epígrafe 6.2 se desarrolla un ejemplo práctico.

¹ Situado en el centro de gravedad del ala inferior de la viga

Las características geométricas de las barras unidas que se utilizan para obtener dichos valores se muestran en la figura 6.2

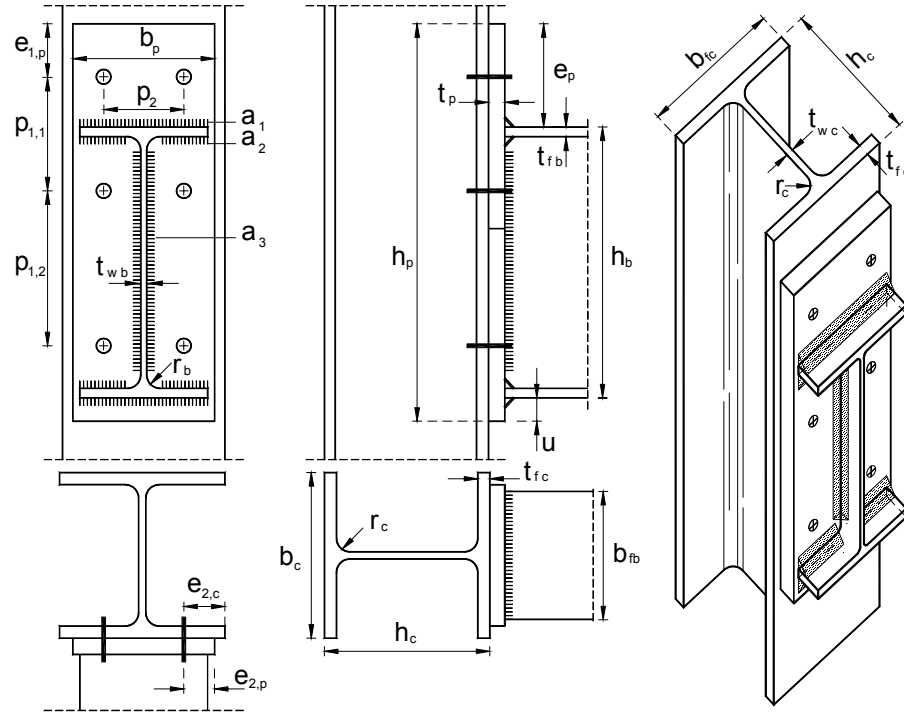
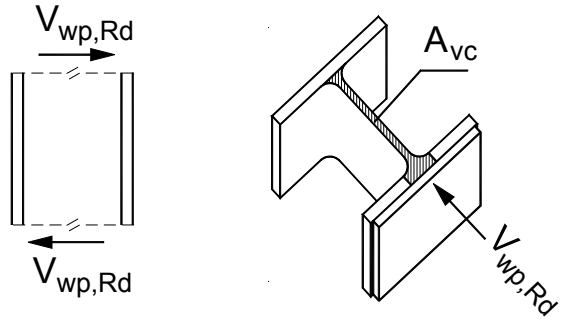


figura 6.2

Componente nº 1. ALMA DEL SOPORTE A CORTANTE

La rigidez y resistencia del alma del soporte a cortante se obtienen a partir del A_{vc} , área resistente a cortante. Su valor se calcula, para cada tipo de sección, con las fórmulas del artículo 5.4.6 del Eurocódigo 3. En el caso de secciones en I o en H, el área resistente a cortante es la grafiada en la figura siguiente.



RIGIDEZ $k_1 = \frac{0,38 \cdot A_{vc}}{\beta \cdot z}$ prEN tabla 6.11

RESISTENCIA $V_{wp,Rd} = \frac{0,9 \cdot f_y \cdot A_{vc}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$ prEN Art. 6.2.6.1.(2)

Siendo

A_{vc} área resistente a cortante.

para perfiles laminados en I o H con carga paralela al alma

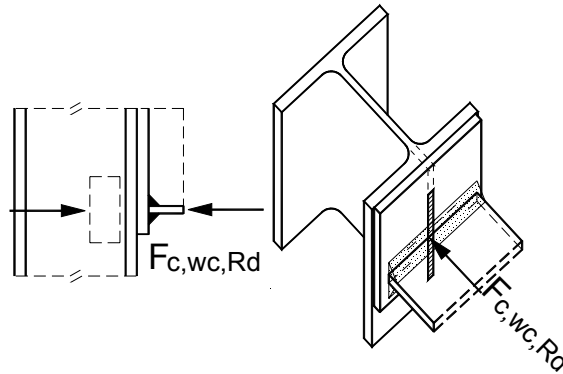
$$A_{vc} = A_c - 2 \cdot b_{fc} \cdot t_{fc} + (t_{wc} + 2 \cdot r_c) \cdot t_{fc} \quad \text{EC3 Art. 5.4.6.(2)}$$

β parámetro de transformación; ver tabla 4.4 prEN tabla 5.4

z distancia al centro de compresiones;
para esta unión $z = h_b - t_{fb}$ prEN fig. 6.15

Componente nº 2. ALMA DEL SOPORTE A COMPRESION

La rigidez y resistencia del alma del soporte a compresión se obtienen a partir del área eficaz a compresión del alma del soporte, que se obtiene como producto del ancho eficaz a compresión del alma del soporte, $b_{eff,c,wc}$, por el espesor del alma del soporte, t_{wc} , tal y como se grafía en la figura siguiente.



RIGIDEZ
$$k_2 = \frac{0,7 \cdot b_{eff,c,wc} \cdot t_{wc}}{d_{wc}}$$
 prEN tabla 6.11

RESISTENCIA
$$F_{c,wc,Rd} = \frac{\omega \cdot k_{wc} \cdot b_{eff,c,wc} \cdot t_{wc} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$
 prEN Art. 6.2.6.1.(2)

$$F_{c,wc,Rd} \leq \frac{\omega \cdot k_{wc} \cdot \rho \cdot b_{eff,c,wc} \cdot t_{wc} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

Siendo

ω factor de reducción que tiene en cuenta la interacción con el cortante en el alma.

para $\beta = 1 \rightarrow \omega = \omega_1 = \frac{1}{\sqrt{1 + 1,3 \cdot \left(\frac{b_{eff,c,wc} \cdot t_{wc}}{A_{vc}}\right)^2}}$ prEN tabla 6.3

ρ factor de reducción que tiene en cuenta el pandeo del alma del soporte:

para $\bar{\lambda}_p \leq 0,72 \rightarrow \rho = 1$;

si $\bar{\lambda}_p > 0,72 \rightarrow \rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,2}{\bar{\lambda}_p^2}$

siendo $\bar{\lambda}_p$ la esbeltez del panel del alma del soporte

$$\bar{\lambda}_p = 0,932 \cdot \sqrt{\frac{b_{eff,c,wc} \cdot d_{wc} \cdot f_y}{E \cdot t_{wc}^2}} \quad \text{siendo } d_{wc} = h_c - 2 \cdot (t_{fc} + r_c)$$

k_{wc} factor de reducción cuyo valor depende de $\sigma_{com, Ed}$.

si $\sigma_{com, Sd} < 0,7 \cdot f_y \rightarrow k_{wc} = 1$ prEN art. 6.2.6.2 (2)

si $\sigma_{com, Sd} > 0,7 \cdot f_{y,wc} \rightarrow k_{wc} = 1,7 - \frac{\sigma_{com, Sd}}{f_{y,wc}}$

$b_{eff,c,wc}$ anchura eficaz a compresión del alma del soporte.

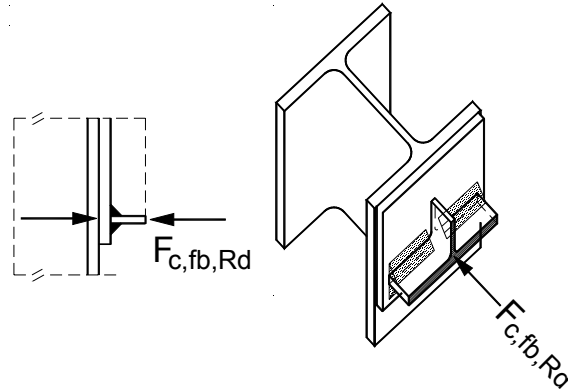
En unión con chapa frontal atornillada, igual al menor valor entre:

$$t_{fb} + a_1 \cdot \sqrt{2} + 5 \cdot (t_{fc} + r_c) + t_p + u$$

$$t_{fb} + a_1 \cdot \sqrt{2} + 5 \cdot (t_{fc} + r_c) + t_p + (a_1 \cdot \sqrt{2} + t_p)$$

Componente nº 7. ALA Y ALMA DE LA VIGA A COMPRESION

La rigidez y resistencia del ala y alma de la viga a compresión se obtienen a partir de la resistencia a flexión de la viga dividida por el brazo² del par.



RIGIDEZ	$k_7 = \infty$	prEN tabla 6.11
RESISTENCIA	$F_{c,fb,Rd} = \frac{M_{c,b,Rd}}{h_b - t_{fb}}$	prEN art. 6.2.6.7

Siendo

Cuando $V_{Sd} < 50\% V_{pl,Rd}$, para secciones Clase 1

$$M_{c,b,Rd} = \frac{W_{pl,b} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \equiv M_{pl,b,Rd} \quad \text{EC3 Art. 5.4.7}$$

Si $V_{Sd} > 50\% V_{pl,Rd}$ se obtiene el valor de $M_{c,b,Rd}$ teniendo en cuenta el cortante solicitación; en este caso, si éste es el componente que determina la resistencia de la unión, fallan simultáneamente la unión y la viga.

² Para este tipo de uniones, z es igual a la distancia entre los centros de gravedad de las alas de la viga.

Componente nº 4. ALA DEL SOPORTE A FLEXION (fila i)

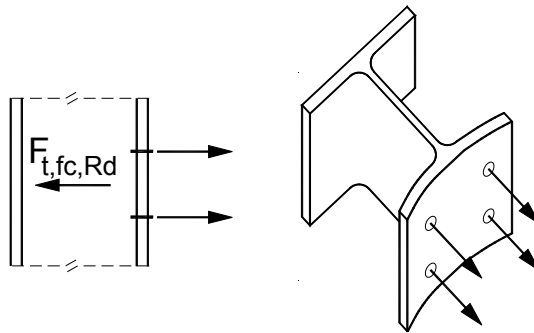
La resistencia del ala del soporte a flexión correspondiente a una fila de tornillos se calcula como la menor resistencia de la T-equivalente³ correspondiente a dicha fila, sabiendo que el posible fallo de la misma será según uno de los tres modos de rotura mostrados en la figura 6.4, de manera que:

El modo 1 corresponde a la plastificación del ala del soporte.

El modo 2 corresponde a la plastificación del ala del soporte y fallo de los tornillos simultáneamente.

El modo 3 corresponde al fallo de los tornillos.

La resistencia de la T-equivalente para cada uno de estos modos de colapso, se calcula a partir de la disposición geométrica de los taladros, las características de los tornillos, y las dimensiones del ala del soporte.



RIGIDEZ
$$k_{4,i} = \frac{0,9 \cdot I_{eff,fc,i} \cdot t_{fc}^3}{m^3}$$
 prEN tabla 6.11

RESISTENCIA
$$F_{t,fc,i,Rd} = \min(F_{t1,fc,i,Rd}; F_{t2,fc,i,Rd}; F_{t3,fc,i,Rd})$$
 prEN tabla 6.2

³ Tramo del ala del soporte en que influye dicha fila de tornillos.

Donde

$F_{t1,fc,i,Rd}$ es la resistencia a flexión del ala del soporte correspondiente a la fila i según el modo 1 de rotura

$$F_{t1,fc,i,Rd} = \frac{4 \cdot M_{pl,1,i,Rd}}{m}$$

$F_{t2,fc,i,Rd}$ es la resistencia a flexión del ala del soporte correspondiente a la fila i según el modo 2 de rotura

$$F_{t2,fc,i,Rd} = \frac{2 \cdot M_{pl,2,i,Rd} + n \sum F_{t,Rd}}{m + n}$$

$F_{t3,fc,i,Rd}$ es la resistencia a flexión del ala del soporte correspondiente a la fila i según el modo 3 de rotura

$$F_{t3,fc,i,Rd} = \sum F_{t,Rd}$$

Siendo

$M_{pl,1,i,Rd}$ momento resistente plástico según el modo 1 de la T-equivalente del ala del soporte correspondiente a la fila i

$$M_{pl,1,i,Rd} = \frac{0,25 \cdot \sum L_{eff,1,fc,i} \cdot t_f^2 \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$M_{pl,2,i,Rd}$ momento resistente plástico según el modo 2 de la T-equivalente del ala del soporte correspondiente a la fila i

$$M_{pl,2,i,Rd} = \frac{0,25 \cdot \sum L_{eff,2,fc,i} \cdot t_f^2 \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$F_{t,Rd}$ resistencia a tracción de los tornillos

$$F_{t,Rd} = n_t \cdot \frac{0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_S}{\gamma_{Mb}}$$

Las longitudes eficaces de las expresiones anteriores son:

$l_{eff,1,fc,i}$ longitud eficaz del ala del soporte correspondiente a la fila de tornillos i (como fila individual o formando parte de un grupo) para el modo 1, calculada según las tablas 6.1, 6.2 y 6.3 según se trate de una fila extrema o interior.

$l_{eff,2,fc,i}$ longitud eficaz del ala del soporte correspondiente a la fila de tornillos i (como fila individual o formando parte de un grupo) para el modo 2, calculada según las tablas 6.1, 6.2 y 6.3 se trate de una fila extrema o interior.

$l_{eff,fc,i}$ longitud eficaz del ala del soporte correspondiente a la fila de tornillos i para calcular la rigidez. Se toma igual a la menor longitud eficaz del ala del soporte correspondiente a la fila de tornillos i (como fila individual o formando parte de un grupo) calculada según las tablas 6.1, 6.2 y 6.3 según se trate de una fila extrema o interior.

y el resto de las variables que intervienen en la obtención de la resistencia:

n_t número de tornillos incluidos en la T-equivalente
 n distancia mínima a borde lateral, bien sea de la placa o del soporte: $n = e_{min} \leq 1,25 \cdot m$; $e_{min} = \min(e_{2,c}; e_{2,p})$

m se grafía en la figura 6.3, y su valor se obtiene de la expresión: $m = \frac{b_{fc} - t_{wc}}{2} - 0,8 \cdot r_c - e_{2,c}$

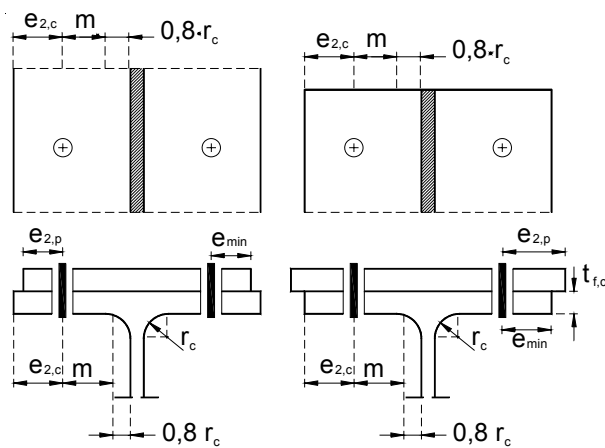


figura 6.3

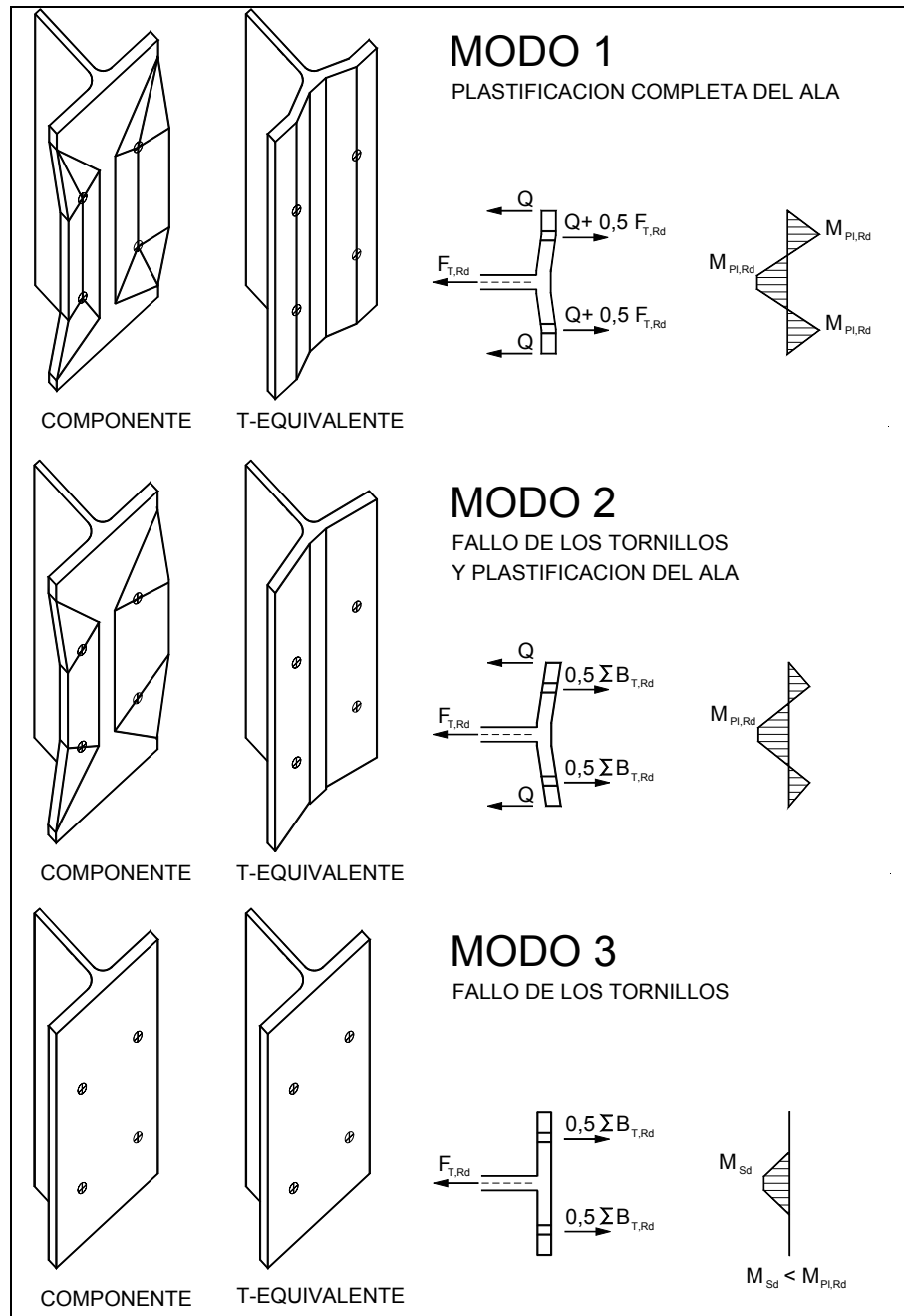


figura 6.4

LONGITUD EFICAZ DEL ALA DEL SOPORTE NO RIGIDIZADO	
TORNILLOS EXTREMOS. SOPORTE CONTINUO	FILA DE TORNILLOS CONSIDERADA INDIVIDUALMENTE
	<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;"> <p>Patrón circular: $l_{eff,cp}$</p> <p>$2 \cdot \pi \cdot m$</p> </div> <div style="text-align: center;"> <p>Patrón no circular: $l_{eff,nc}$</p> <p>$4m + 1,25 \cdot e_{2,c}$</p> </div> </div>
	<p>Modo 1: $l_{eff,1} = l_{eff,nc}$ pero $l_{eff,1} \leq l_{eff,cp}$ Modo 2: $l_{eff,2} = l_{eff,nc}$</p>
	FILA DE TORNILLOS CONSIDERADA COMO PARTE DE UN GRUPO
	<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;"> <p>Patrón circular: $l_{eff,cp}$</p> <p>Fila 1: $\pi \cdot m + p_{1,1}$</p> <p>Fila 3: $\pi \cdot m + p_{1,2}$</p> </div> <div style="text-align: center;"> <p>Patrón no circular: $l_{eff,nc}$</p> <p>Fila 1: $2m + 0,625 \cdot e_{2,c} + 0,5 p_{1,1}$</p> <p>Fila 3: $2m + 0,625 \cdot e_{2,c} + 0,5 p_{1,2}$</p> </div> </div>
<p>Modo 1: $\sum l_{eff,1} = \sum l_{eff,nc}$ pero $\sum l_{eff,1} \leq \sum l_{eff,cp}$</p> <p>Modo 2: $\sum l_{eff,2} = \sum l_{eff,nc}$</p>	

tabla 6.1

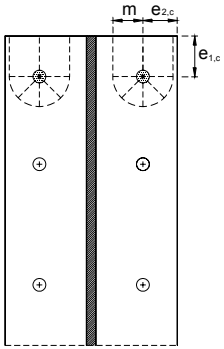
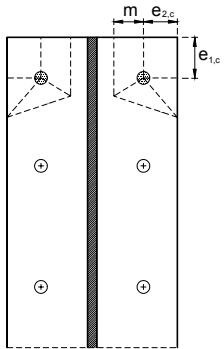
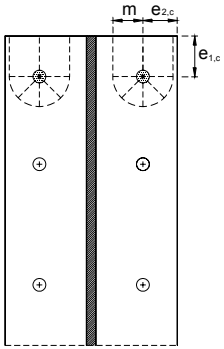
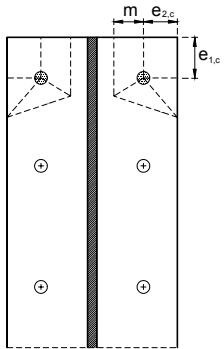
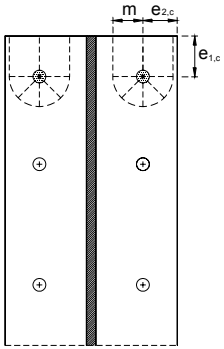
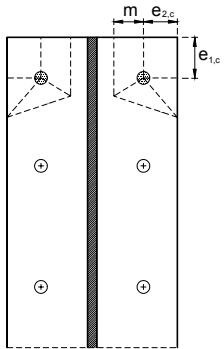
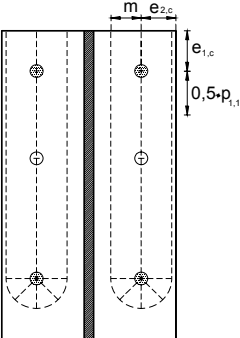
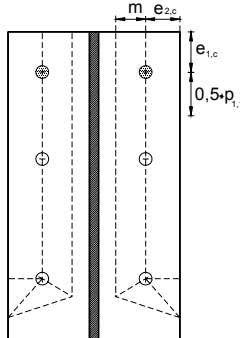
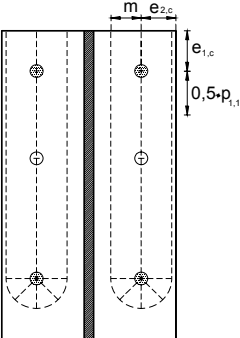
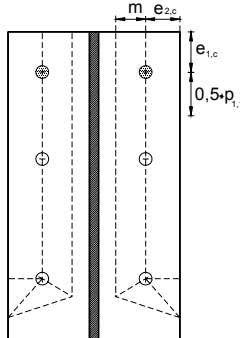
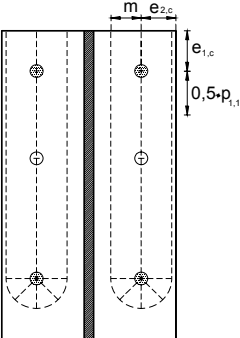
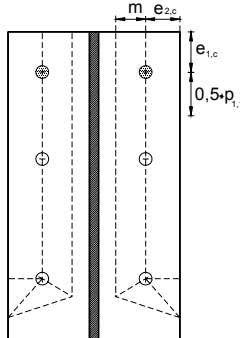
LONGITUD EFICAZ DEL ALA DEL SOPORTE NO RIGIDIZADO			
TORNILLOS EXTREMOS. FINAL DEL SOPORTE	FILA DE TORNILLOS CONSIDERADA INDIVIDUALMENTE		
	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 50%; text-align: center;"> <p>Patrón circular: $l_{eff,cp}$</p>  <p>El menor de: $2 \cdot \pi \cdot m$ $2 \cdot \pi + e_{1,c}$</p> </td> <td style="width: 50%; text-align: center;"> <p>Patrón no circular: $l_{eff,nc}$</p>  <p>El menor de: $4m + 1,25 \cdot e_{2,c}$ $2m + 0,625 \cdot e_{2,c} + e_{1,c}$</p> </td> </tr> </table>	<p>Patrón circular: $l_{eff,cp}$</p>  <p>El menor de: $2 \cdot \pi \cdot m$ $2 \cdot \pi + e_{1,c}$</p>	<p>Patrón no circular: $l_{eff,nc}$</p>  <p>El menor de: $4m + 1,25 \cdot e_{2,c}$ $2m + 0,625 \cdot e_{2,c} + e_{1,c}$</p>
	<p>Patrón circular: $l_{eff,cp}$</p>  <p>El menor de: $2 \cdot \pi \cdot m$ $2 \cdot \pi + e_{1,c}$</p>	<p>Patrón no circular: $l_{eff,nc}$</p>  <p>El menor de: $4m + 1,25 \cdot e_{2,c}$ $2m + 0,625 \cdot e_{2,c} + e_{1,c}$</p>	
	<p>Modo 1: $l_{eff,1} = l_{eff,nc}$ pero $l_{eff,1} \leq l_{eff,cp}$ Modo 2: $l_{eff,2} = l_{eff,nc}$</p>		
	FILA DE TORNILLOS CONSIDERADA COMO PARTE DE UN GRUPO		
	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 50%; text-align: center;"> <p>Patrón circular: $l_{eff,cp}$</p>  <p>El menor de: $\pi \cdot m + p_{1,1}$ $2 \cdot e_{1,c} + p_{1,1}$</p> </td> <td style="width: 50%; text-align: center;"> <p>Patrón no circular: $l_{eff,nc}$</p>  <p>El menor de: $e_{1,c} + 0,5p_{1,1}$ $2m + 0,625 \cdot e_{2,c} + 0,5p_{1,1}$</p> </td> </tr> </table>	<p>Patrón circular: $l_{eff,cp}$</p>  <p>El menor de: $\pi \cdot m + p_{1,1}$ $2 \cdot e_{1,c} + p_{1,1}$</p>	<p>Patrón no circular: $l_{eff,nc}$</p>  <p>El menor de: $e_{1,c} + 0,5p_{1,1}$ $2m + 0,625 \cdot e_{2,c} + 0,5p_{1,1}$</p>
<p>Patrón circular: $l_{eff,cp}$</p>  <p>El menor de: $\pi \cdot m + p_{1,1}$ $2 \cdot e_{1,c} + p_{1,1}$</p>	<p>Patrón no circular: $l_{eff,nc}$</p>  <p>El menor de: $e_{1,c} + 0,5p_{1,1}$ $2m + 0,625 \cdot e_{2,c} + 0,5p_{1,1}$</p>		
<p>Modo 1: $\sum l_{eff,1} = \sum l_{eff,nc}$ pero $\sum l_{eff,1} \leq \sum l_{eff,cp}$</p> <p>Modo 2: $\sum l_{eff,2} = \sum l_{eff,nc}$</p>			

tabla 6.2

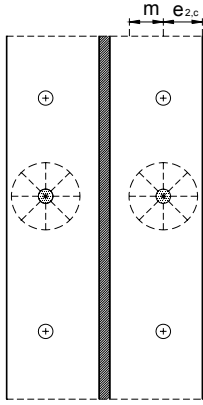
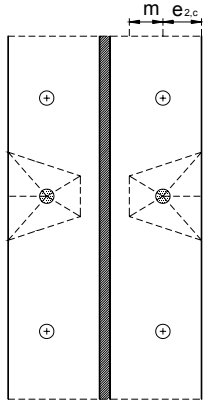
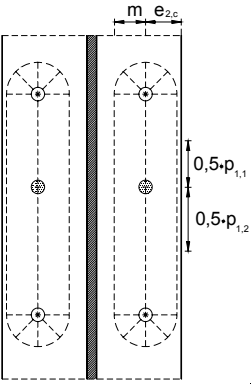
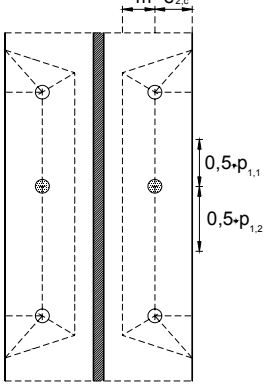
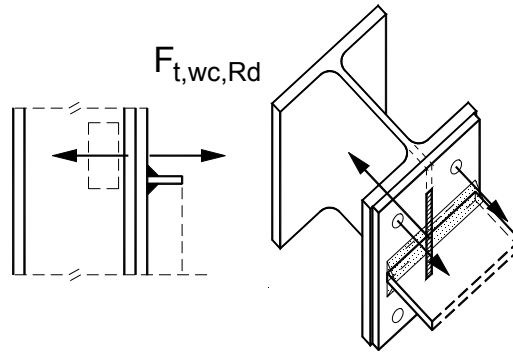
LONGITUD EFICAZ DEL ALA DEL SOPORTE NO RIGIDIZADO	
TORNILLOS INTERIORES	FILA DE TORNILLOS CONSIDERADA INDIVIDUALMENTE
	<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;"> <p>Patrón circular: $l_{eff,cp}$</p>  <p>$2 \cdot \pi \cdot m$</p> </div> <div style="text-align: center;"> <p>Patrón no circular: $l_{eff,nc}$</p>  <p>$4m + 1,25 \cdot e_{2,c}$</p> </div> </div>
	Modo 1: $l_{eff,1} = l_{eff,nc}$ pero $l_{eff,1} \leq l_{eff,cp}$ Modo 2: $l_{eff,2} = l_{eff,nc}$
	FILA DE TORNILLOS CONSIDERADA COMO PARTE DE UN GRUPO
	<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;"> <p>Patrón circular: $l_{eff,cp}$</p>  <p>Fila 2: $p_{1,1} + p_{1,2}$</p> </div> <div style="text-align: center;"> <p>Patrón no circular: $l_{eff,nc}$</p>  <p>Fila 2: $0,5p_{1,1} + 0,5p_{1,2}$</p> </div> </div>
	Modo 1: $\sum l_{eff,1} = \sum l_{eff,nc}$ pero $\sum l_{eff,1} \leq \sum l_{eff,cp}$ Modo 2: $\sum l_{eff,2} = \sum l_{eff,nc}$

tabla 6.3

Componente nº 3. ALMA DEL SOPORTE A TRACCION (fila i)

La resistencia del alma del soporte a tracción correspondiente a una fila de tornillos se obtiene a partir de la disposición geométrica de los taladros.



RIGIDEZ
$$k_3 = \frac{0,7 \cdot b_{eff,t,wc} \cdot t_{wc}}{d_{wc}}$$
 prEN tabla 6.11

RESISTENCIA
$$F_{t,wc,Rd} = \frac{\omega \cdot b_{eff,t,wc} \cdot t_{wc} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$
 prEN art. 6.2.6.3

Siendo

$b_{eff,t,wc}$ anchura eficaz a tracción del alma del soporte.

Para el cálculo de la resistencia es igual a la longitud eficaz del ala del soporte a flexión: $l_{eff,fc,i}$

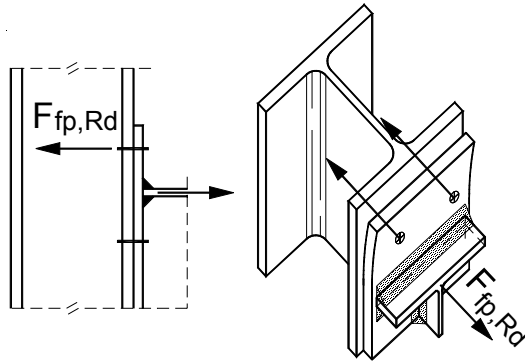
para el cálculo de la rigidez es igual a la menor longitud eficaz del ala del soporte correspondiente a la fila de tornillos i (como fila individual o formando parte de un grupo) calculada según las tablas 6.1 6.2 y 6.3 según se trate de una fila extrema o interior.

ω factor de reducción que tiene en cuenta la interacción con el cortante en el alma.

d_{wc} canto del alma del soporte, igual a $h_c - 2 \cdot t_{fc} - 2 \cdot r_c$

Componente nº 5. PLACA EXTREMA A FLEXION (fila 1, exterior)

La resistencia de la placa extrema a tracción se calcula de modo diferente según se trate de la fila de tornillos⁴ exterior, de la primera fila de tornillos bajo el ala de la viga, de una fila de tornillos interior, o de la última fila interior de tornillos.



RIGIDEZ
$$k_{5,1} = \frac{0,9 \cdot I_{eff,fp,1} \cdot t_p^3}{m_x^3}$$
 prEN tabla 6.11

RESISTENCIA
$$F_{t,fp,1,Rd} = \min(F_{t1,fp,1,Rd}; F_{t2,fp,1,Rd}; F_{t3,fp,1,Rd})$$
 prEN tabla 6.2

Donde

$F_{t1,fp,1,Rd}$ resistencia a flexión de la placa extrema correspondiente a la fila 1 según el modo 1 de rotura.

$$F_{t1,fp,1,Rd} = \frac{4 \cdot M_{pl,1,1,Rd}}{m_x}$$

⁴ La norma indica que las filas de tornillos se numeran empezando por la más alejada al centro de compresiones, situado en el centro de gravedad del ala de la viga comprimida para el caso de momento positivo.

$F_{t2,fp,i,Rd}$ resistencia a flexión de la placa extrema correspondiente a la fila 1 según el modo 2 de rotura.

$$F_{t2,fp,i,Rd} = \frac{2 \cdot M_{pl,2,1,Rd} + n_x \sum F_{t,Rd}}{m_x + n_x}$$

$F_{t3,fp,i,Rd}$ resistencia a flexión de la placa extrema correspondiente a la fila 1 según el modo 3 de rotura. $F_{t3,fp,1,Rd} = \sum F_{t,Rd}$

Siendo:

$M_{pl,1,1,Rd}$ momento resistente plástico según el modo 1 de la T-equivalente de la placa extrema correspondiente a la fila 1

$$M_{pl,1,1,Rd} = \frac{0,25 \cdot \sum L_{eff,1,fp,1} \cdot t_p^2 \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$M_{pl,2,1,Rd}$ momento resistente plástico según el modo 2 de la T-equivalente de la placa extrema correspondiente a la fila 1

$$M_{pl,2,1,Rd} = \frac{0,25 \cdot \sum L_{eff,2,fp,1} \cdot t_p^2 \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$F_{t,Rd}$ resistencia a tracción de los tornillos

$$F_{t,Rd} = n_t \cdot \frac{0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_S}{\gamma_{Mb}}$$

$l_{eff,1,fp,1}$ longitud eficaz de la placa extrema correspondiente a la fila 1 de tornillos para el modo 1 calculada según la tabla 6.4

$l_{eff,2,fp,1}$ longitud eficaz de la placa extrema correspondiente a la fila 1 de tornillos para el modo 2 calculada según la tabla 6.4

$l_{eff,fp,1}$ longitud eficaz de la placa extrema correspondiente a la fila 1 de tornillos para el cálculo de la rigidez, igual al menor valor de la longitud eficaz correspondiente a la fila 1 como fila individual calculada según la tabla 6.4

n_t número de tornillos incluidos en la T-equivalente

n_x distancia mínima a borde frontal, bien sea de la placa o del soporte. $n_x = e_{1,p} \leq 1,25 \cdot m_x$

m_x se grafica en la figura 6.5, y su valor se obtiene de:

$$m_x = e_p - e_{1,p} - 0,8 \cdot \sqrt{2} \cdot a_1$$

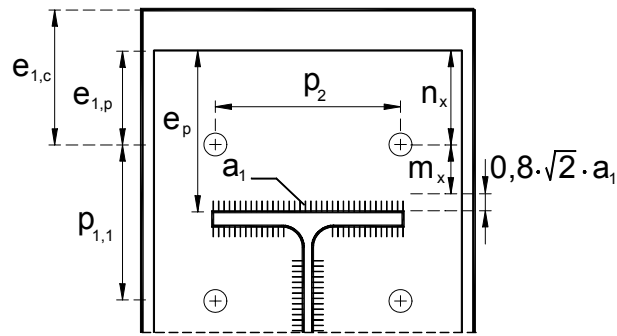


figura 6.5

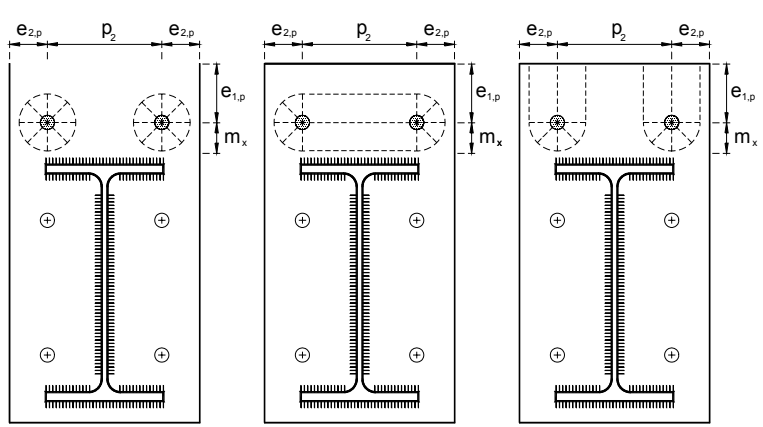
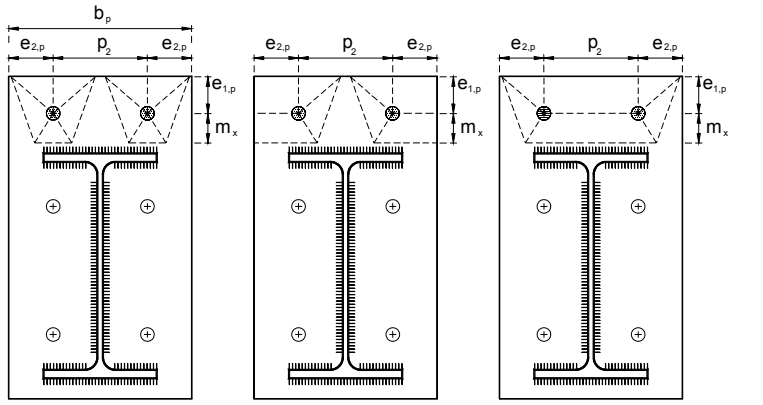
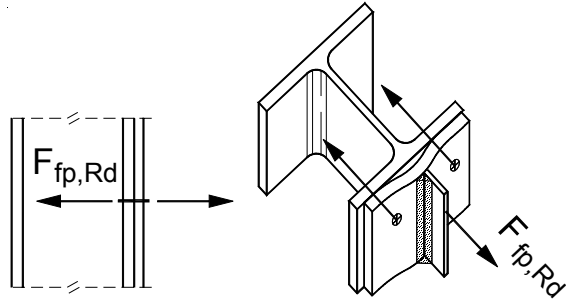
LONGITUD EFICAZ DE LA PLACA EXTREMA SOLDADA A LA VIGA	
FILA DE TORNILLOS EXTERIOR AL ALA DE LA VIGA TRACCIONADA	<p>Patrón circular: $l_{eff,cp}$</p>  <p>El menor de: $2 \cdot \pi \cdot m_x$; $\pi \cdot m_x + p_2$; $\pi \cdot m_x + 2 \cdot e_{2,p}$</p>
	<p>Patrón no circular: $l_{eff,nc}$</p>  <p>El menor de: $4m_x + 1,25 \cdot e_{1,p}$; $2m_x + 0,625e_{1,p} + e_{2,p}$ $2m_x + 0,625e_{1,p} + 0,5p_2$; $0,5b_p$</p>
	<p>Modo 1: $l_{eff,1} = l_{eff,nc}$ pero $l_{eff,1} \leq l_{eff,cp}$</p> <p>Modo 2: $l_{eff,2} = l_{eff,nc}$</p>

tabla 6.4

Componente nº 5. PLACA EXTREMA A FLEXION (fila i)



RIGIDEZ
$$k_{5,i} = \frac{0,9 \cdot I_{eff,fp,i} \cdot t_p^3}{m_p^3}$$
 prEN tabla 6.11

RESISTENCIA
$$F_{t,fp,i,Rd} = \min(F_{t1,fp,i,Rd}; F_{t2,fp,i,Rd}; F_{t3,fp,i,Rd})$$
 prEN tabla 6.2

Donde

$F_{t1,fp,i,Rd}$ resistencia a flexión de la placa extrema correspondiente a la fila i según el modo 1 de rotura

$$F_{t1,fp,i,Rd} = \frac{4 \cdot M_{pl,1,i,Rd}}{m_p}$$

$F_{t2,fp,i,Rd}$ resistencia a flexión de la placa extrema correspondiente a la fila i según el modo 2 de rotura

$$F_{t2,fp,i,Rd} = \frac{2 \cdot M_{pl,2,i,Rd} + n_2 \sum F_{t,Rd}}{m_p + n_2}$$

$F_{t3,fp,i,Rd}$ resistencia a flexión de la placa extrema correspondiente a la fila i según el modo 3 de rotura

$$F_{t3,fp,i,Rd} = \sum F_{t,Rd}$$

Siendo:

$M_{pl,1,i,Rd}$ momento resistente plástico de la T-equivalente de la placa extrema correspondiente a la fila i

$$M_{pl,1,i,Rd} = \frac{0,25 \cdot \sum L_{eff,1,fp,i} \cdot t_p^2 \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$M_{pl,2,i,Rd}$ momento resistente plástico de la T-equivalente de la placa extrema correspondiente a la fila i

$$M_{pl,2,i,Rd} = \frac{0,25 \cdot \sum L_{eff,2,fp,i} \cdot t_p^2 \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$F_{t,Rd}$ resistencia a tracción de los tornillos

$$F_{t,Rd} = n_t \cdot \frac{0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_S}{\gamma_{Mb}}$$

$l_{eff,1,fp,i}$ menor longitud eficaz de la placa extrema correspondiente a la fila de tornillos i para el modo 1, calculada con la tabla 6.5, 6.6 ó 6.7 según se trate de la primera fila situada bajo el ala traccionada, una fila interior, o la última fila de tornillos.

$l_{eff,2,fp,i}$ menor longitud eficaz de la placa extrema correspondiente a la fila de tornillos i para el modo 2, calculada con la tabla 6.5, 6.6 ó 6.7 según se trate de la primera fila situada bajo el ala traccionada, una fila interior, o la última fila de tornillos.

$l_{eff,fp,i}$ longitud eficaz de la placa extrema correspondiente a la fila 1 de tornillos para el cálculo de la rigidez, igual al menor valor de la longitud eficaz correspondiente a la fila 1 como fila individual o como grupo calculada con la tabla 6.5, 6.6 ó 6.7 según se trate de la primera fila situada bajo el ala traccionada, una fila interior, o la última fila de tornillos.

n_t número de tornillos incluidos en la T-equivalente

n_2 distancia mínima a borde lateral, bien sea de la placa o del soporte: $n_2 = e_{min} \leq 1,25 \cdot m_p$

m_p se grafía en la figura 6.6, y su valor se obtiene de

$$m_p = \frac{b_p - t_{wb}}{2} - 0,8 \cdot a_3 \sqrt{2} - e_{2,p}$$

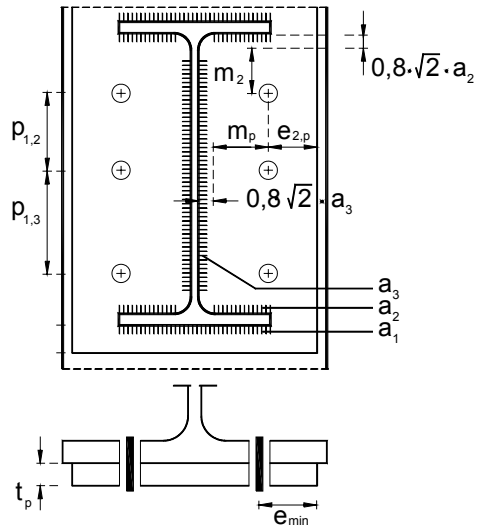
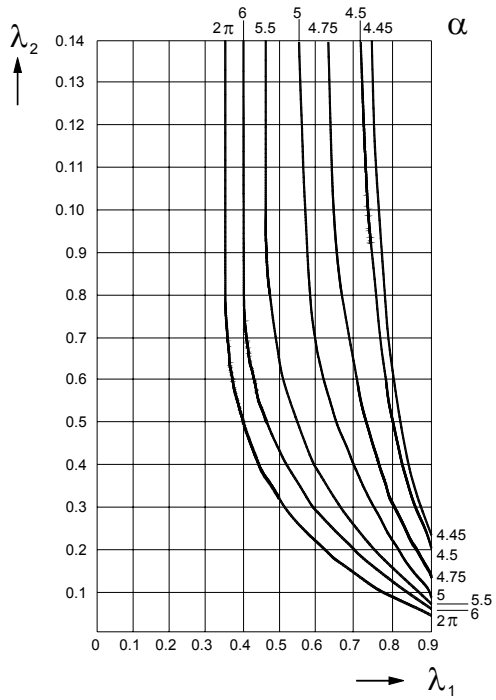


figura 6.6



$$\lambda_1 = \frac{m_1}{m_1 + e}$$

$$\lambda_2 = \frac{m_2}{m_1 + e}$$

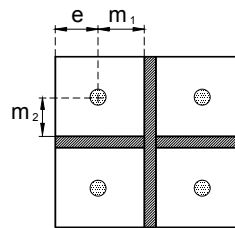


figura 6.7

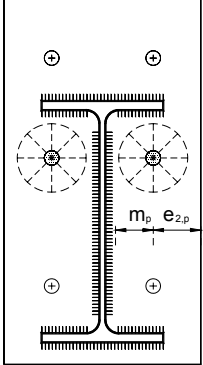
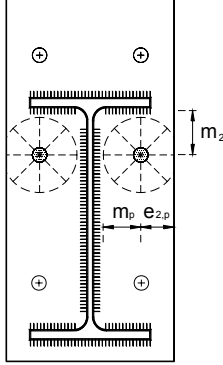
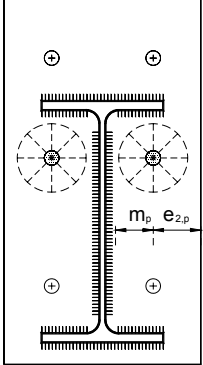
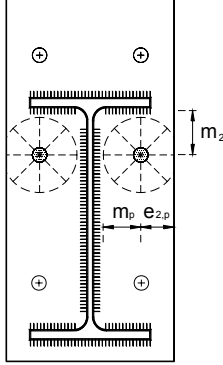
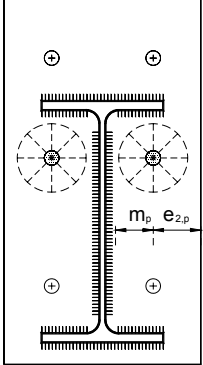
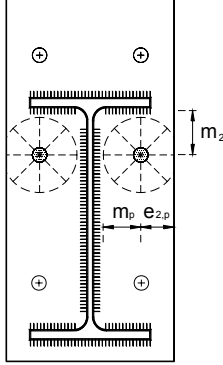
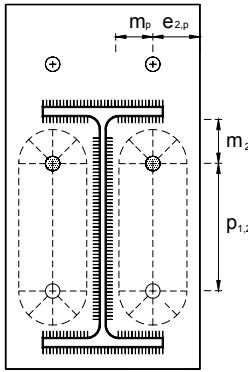
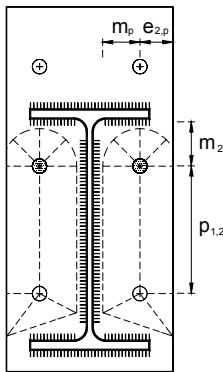
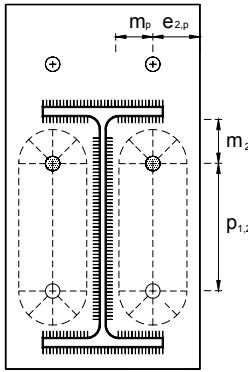
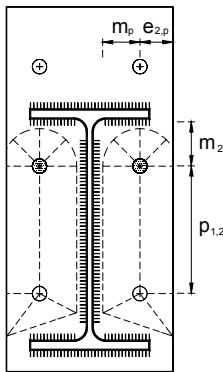
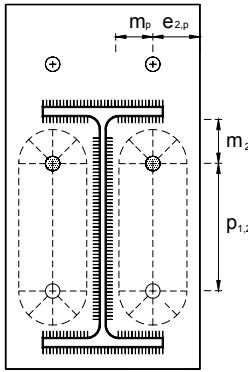
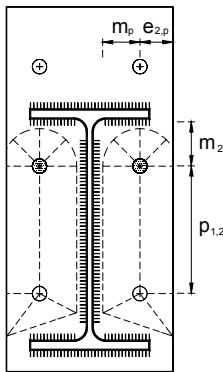
LONGITUD EFICAZ DE LA PLACA EXTREMA SOLDADA A LA VIGA			
FILA DE TORNILLOS INTERIOR JUNTO A UN ALA DE LA VIGA	FILA DE TORNILLOS CONSIDERADA INDIVIDUALMENTE		
	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 50%; text-align: center;"> Patrón circular: $l_{eff,cp}$  $2 \cdot \pi \cdot m_p$ </td> <td style="width: 50%; text-align: center;"> Patrón no circular: $l_{eff,nc}$  $\alpha \cdot m_p$ α Se obtiene de la figura 6.7 </td> </tr> </table>	Patrón circular: $l_{eff,cp}$  $2 \cdot \pi \cdot m_p$	Patrón no circular: $l_{eff,nc}$  $\alpha \cdot m_p$ α Se obtiene de la figura 6.7
	Patrón circular: $l_{eff,cp}$  $2 \cdot \pi \cdot m_p$	Patrón no circular: $l_{eff,nc}$  $\alpha \cdot m_p$ α Se obtiene de la figura 6.7	
	Modo 1: $l_{eff,1} = l_{eff,nc}$ pero $l_{eff,1} \leq l_{eff,cp}$ Modo 2: $l_{eff,2} = l_{eff,nc}$		
	FILA DE TORNILLOS CONSIDERADA COMO PARTE DE UN GRUPO		
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 50%; text-align: center;"> Patrón circular: $l_{eff,cp}$  $\pi \cdot m_p + p_{1,2}$ </td> <td style="width: 50%; text-align: center;"> Patrón no circular: $l_{eff,nc}$  $0,5p_{1,2} + \alpha \cdot m_p - (2 \cdot m_p + 0,625 \cdot e_{2,p})$ </td> </tr> </table>	Patrón circular: $l_{eff,cp}$  $\pi \cdot m_p + p_{1,2}$	Patrón no circular: $l_{eff,nc}$  $0,5p_{1,2} + \alpha \cdot m_p - (2 \cdot m_p + 0,625 \cdot e_{2,p})$	
Patrón circular: $l_{eff,cp}$  $\pi \cdot m_p + p_{1,2}$	Patrón no circular: $l_{eff,nc}$  $0,5p_{1,2} + \alpha \cdot m_p - (2 \cdot m_p + 0,625 \cdot e_{2,p})$		
Modo 1: $\sum l_{eff,1} = \sum l_{eff,nc}$ pero $\sum l_{eff,1} \leq \sum l_{eff,cp}$ Modo 2: $\sum l_{eff,2} = \sum l_{eff,nc}$			

tabla 6.5

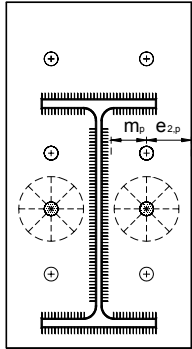
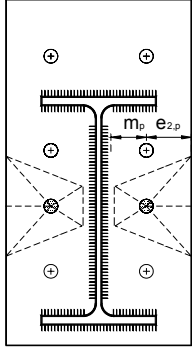
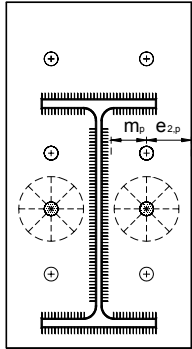
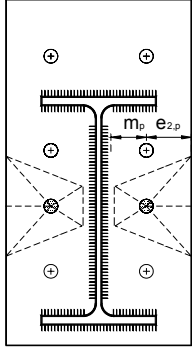
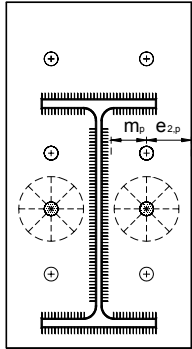
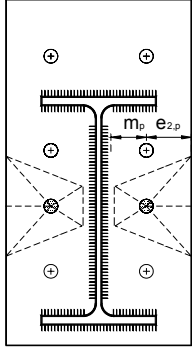
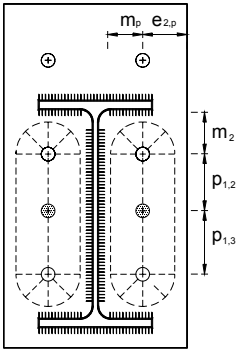
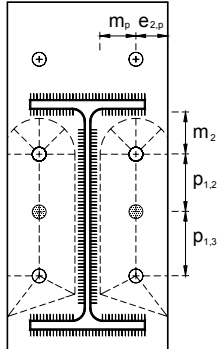
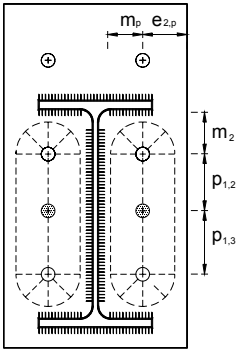
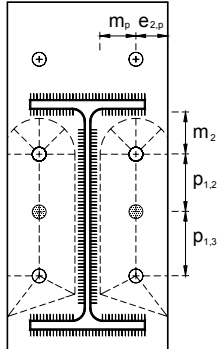
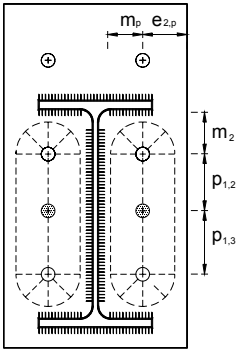
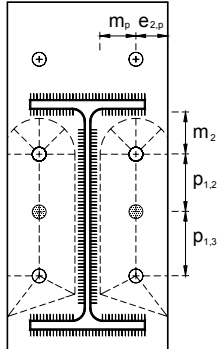
LONGITUD EFICAZ DE LA PLACA EXTREMA SOLDADA A LA VIGA					
FILA INTERIOR DE TORNILLOS	FILA DE TORNILLOS CONSIDERADA INDIVIDUALMENTE				
	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 50%; text-align: center;"> Patrón circular: $l_{eff,cp}$  $2 \cdot \pi \cdot m_p$ </td> <td style="width: 50%; text-align: center;"> Patrón no circular: $l_{eff,nc}$  $4 \cdot m_p + 1,25 \cdot e_{2,p}$ </td> </tr> <tr> <td colspan="2" style="text-align: center;"> Modo 1: $l_{eff,1} = l_{eff,nc}$ pero $l_{eff,1} \leq l_{eff,cp}$ Modo 2: $l_{eff,2} = l_{eff,nc}$ </td> </tr> </table>	Patrón circular: $l_{eff,cp}$  $2 \cdot \pi \cdot m_p$	Patrón no circular: $l_{eff,nc}$  $4 \cdot m_p + 1,25 \cdot e_{2,p}$	Modo 1: $l_{eff,1} = l_{eff,nc}$ pero $l_{eff,1} \leq l_{eff,cp}$ Modo 2: $l_{eff,2} = l_{eff,nc}$	
	Patrón circular: $l_{eff,cp}$  $2 \cdot \pi \cdot m_p$	Patrón no circular: $l_{eff,nc}$  $4 \cdot m_p + 1,25 \cdot e_{2,p}$			
	Modo 1: $l_{eff,1} = l_{eff,nc}$ pero $l_{eff,1} \leq l_{eff,cp}$ Modo 2: $l_{eff,2} = l_{eff,nc}$				
FILA DE TORNILLOS CONSIDERADA COMO PARTE DE UN GRUPO					
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 50%; text-align: center;"> Patrón circular: $l_{eff,cp}$  $p_{1,2} + p_{1,3}$ </td> <td style="width: 50%; text-align: center;"> Patrón no circular: $l_{eff,nc}$  $0,5 \cdot p_{1,2} + 0,5 \cdot p_{1,3}$ </td> </tr> <tr> <td colspan="2" style="text-align: center;"> Modo 1: $\sum l_{eff,1} = \sum l_{eff,nc}$ pero $\sum l_{eff,1} \leq \sum l_{eff,cp}$ Modo 2: $\sum l_{eff,2} = \sum l_{eff,nc}$ </td> </tr> </table>	Patrón circular: $l_{eff,cp}$  $p_{1,2} + p_{1,3}$	Patrón no circular: $l_{eff,nc}$  $0,5 \cdot p_{1,2} + 0,5 \cdot p_{1,3}$	Modo 1: $\sum l_{eff,1} = \sum l_{eff,nc}$ pero $\sum l_{eff,1} \leq \sum l_{eff,cp}$ Modo 2: $\sum l_{eff,2} = \sum l_{eff,nc}$		
Patrón circular: $l_{eff,cp}$  $p_{1,2} + p_{1,3}$	Patrón no circular: $l_{eff,nc}$  $0,5 \cdot p_{1,2} + 0,5 \cdot p_{1,3}$				
Modo 1: $\sum l_{eff,1} = \sum l_{eff,nc}$ pero $\sum l_{eff,1} \leq \sum l_{eff,cp}$ Modo 2: $\sum l_{eff,2} = \sum l_{eff,nc}$					

tabla 6.6

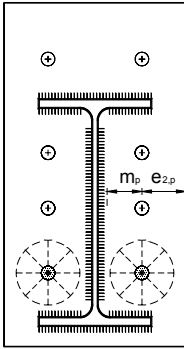
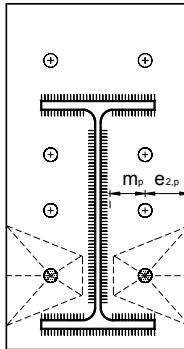
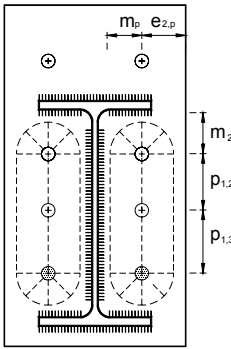
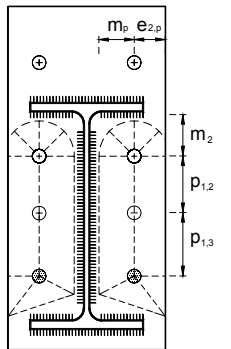
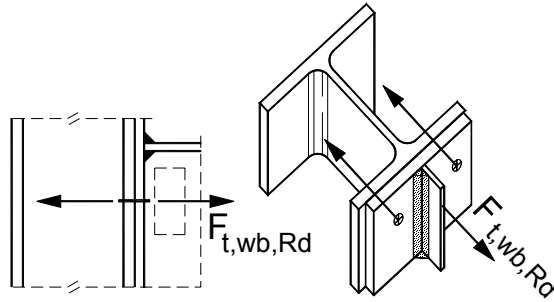
LONGITUD EFICAZ DE LA PLACA EXTREMA SOLDADA A LA VIGA	
ULTIMA FILA INTERIOR DE TORNILLOS	FILA DE TORNILLOS CONSIDERADA INDIVIDUALMENTE
	<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="width: 45%;"> <p style="text-align: center;">Patrón circular: $l_{eff,cp}$</p>  <p style="text-align: center;">$2 \cdot \pi \cdot m_p$</p> </div> <div style="width: 45%;"> <p style="text-align: center;">Patrón no circular: $l_{eff,nc}$</p>  <p style="text-align: center;">$4 \cdot m_p + 1,25 \cdot e_{2,p}$</p> </div> </div>
	<p>Modo 1: $l_{eff,1} = l_{eff,nc}$ pero $l_{eff,1} \leq l_{eff,cp}$ Modo 2: $l_{eff,2} = l_{eff,nc}$</p>
	FILA DE TORNILLOS CONSIDERADA COMO PARTE DE UN GRUPO
	<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="width: 45%;"> <p style="text-align: center;">Patrón circular: $l_{eff,cp}$</p>  <p style="text-align: center;">$\pi \cdot m_p + p_{1,3}$</p> </div> <div style="width: 45%;"> <p style="text-align: center;">Patrón no circular: $l_{eff,nc}$</p>  <p style="text-align: center;">$2m_p + 0,625 \cdot e_{2,p} + 0,5 \cdot p_{1,3}$</p> </div> </div>
	<p>Modo 1: $\sum l_{eff,1} = \sum l_{eff,nc}$ pero $\sum l_{eff,1} \leq \sum l_{eff,cp}$</p> <p>Modo 2: $\sum l_{eff,2} = \sum l_{eff,nc}$</p>

tabla 6.7

Componente nº 8. ALMA DE LA VIGA A TRACCION (fila $i \geq 2$)

La fila exterior de tornillos, fila 1, no transmite esfuerzos de tracción al alma de la viga, por lo que la resistencia de este componente se calcula sólo para las filas interiores ($i \geq 2$)



RIGIDEZ $k_{8,i} = \infty$ prEN tabla 6.11

RESISTENCIA $F_{t,wb,i,Rd} = \frac{b_{eff,t,wb,i} \cdot t_{wb} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$ prEN art. 6.2.6.8

Siendo

$b_{eff,t,wb,i} = l_{eff,fp,i}$, la longitud eficaz de la T-equivalente de la placa extrema a flexión correspondiente a la fila de tornillos i (como fila individual o formando parte de un grupo)

PROCESO

1) Se obtiene el valor de la resistencia de aquellos componentes en que no influye la disposición y calidad de los tornillos:

- nº 1, alma del soporte a cortante: $V_{wp,Rd}$
- nº 2, alma del soporte a compresión: $F_{c,wc,Rd}$
- nº 7, ala y alma de la viga a compresión: $F_{c,fb,Rd}$

2) Se obtiene el valor de la resistencia de la 1ª fila de tornillos (La más alejada del centro⁵ de compresiones, y en este caso fila exterior). Para ello es necesario calcular la resistencia de los siguientes componentes:

- nº 4, ala del soporte a flexión para la fila 1: $F_{t,fc,1,Rd}$
- nº 3, alma del soporte a tracción para la fila 1: $F_{t,wc,1,Rd}$
- nº 5, placa extrema a flexión para la fila 1: $F_{t,fp,1,Rd}$

Nota: Se calcula el componente nº 4 antes que el nº 3, porque la longitud eficaz del tercero es igual a la utilizada en el 4º.

Se considera que la resistencia de la primera fila de tornillos, $F_{t1,Rd}$, es igual al menor de los siguientes valores:

- resistencia de los componentes: nº 1, nº 2, y nº 7:

$$\frac{V_{wp,Rd}}{\beta}; F_{c,wc,Rd}; F_{c,fc,Rd}$$

- resistencia de la fila 1ª individual: nº 4, nº 3, y nº 5

$$F_{t,fc,1,Rd}; F_{t,wc,1,Rd}; F_{t,fp,1,Rd}$$

3) Se obtiene el valor de la resistencia de la 2ª fila de tornillos (bajo el ala traccionada) como fila individual. Para ello es necesario calcular la resistencia de los siguientes componentes:

- nº 4, ala del soporte a flexión para la fila 2: $F_{t,fc,2,Rd}$
- nº 3, alma del soporte a tracción para la fila 2: $F_{t,wc,2,Rd}$
- nº 5, placa extrema a flexión para la fila 2: $F_{t,fp,2,Rd}$
- nº 8, alma de la viga a tracción para la fila 2: $F_{t,wb,2,Rd}$

⁵ Para este tipo de unión se considera el centro de compresiones el eje del ala comprimida.

- 4) Se obtiene el valor de la resistencia del grupo formado por la 1ª+ 2ª fila de tornillos, teniendo en cuenta que entre ambas filas se encuentra el ala traccionada de la viga que actúa de rigidizador, y no se pueden considerar como grupo para el cálculo de la resistencia de la placa extrema a flexión y la resistencia del alma de la viga a tracción.

Los valores que se calculan son:

- resistencia del ala del soporte a flexión para las filas 1+2:

$$F_{t,fc,(1+2),Rd}$$

- resistencia del alma del soporte a tracción para las filas 1+2:

$$F_{t,wc(1+2),Rd}$$

- 5) Teniendo en cuenta los valores de las resistencias obtenidas previamente, la resistencia de la segunda fila de tornillos, $F_{t,2,Rd}$ es igual al menor de los siguientes valores:

- Los elementos⁶: a la resistencia de aquellos componentes de la unión en que no influyen los tornillos (nº 1, nº 2 y nº 7) se le resta la resistencia de la primera fila de tornillos.

$$\frac{V_{wp,Rd}}{\beta} - F_{t,1,Rd}; \quad F_{c,wc,Rd} - F_{t,1,Rd}; \quad F_{c,fc,Rd} - F_{t,1,Rd}$$

- La fila 2ª individual:

$$F_{t,fc,2,Rd}; \quad F_{t,wc,2,Rd}; \quad F_{t,fp,2,Rd}; \quad F_{t,wb,2,Rd}$$

- Las filas 1ª+2ª como grupo:

$$F_{t,fc,(1+2),Rd} - F_{t,1,Rd}; \quad F_{t,wc,(1+2),Rd} - F_{t,1,Rd}$$

⁶ Se está comprobando que no se agota ninguno de los componentes de la zona de compresiones, lo que supondría la interrupción de la distribución plástica o elasto-plástica de fuerzas internas en las filas de tornillos, tal y como se describe en la figura 4.16

- 6) Si el valor de $F_{t,1,Rd}$ obtenido en el segundo paso, es mayor⁷ que 1,9 veces la resistencia a tracción de los tornillos de la fila 1, se deberá comprobar que la resistencia de la fila 2ª cumple la siguiente condición

$$\text{Si } F_{t,1,Rd} > 1,9 \cdot B_{t,Rd} \longrightarrow F_{t,2,Rd} \leq \frac{F_{t,1,Rd} \cdot h_2}{h_1} \quad \text{prEN Art.6.2.7.2.(9)}$$

Se considera que la resistencia de la segunda fila es el menor valor entre el calculado en el 5º paso, y la condición anterior, cuando es de aplicación.

- 7) Se obtiene el valor de la resistencia de la 3ª fila de tornillos como fila individual. Para ello es necesario calcular:

- resistencia del ala del soporte a flexión para la fila 3: $F_{t,fc,3,Rd}$
- resistencia del alma del soporte a tracción para la fila 3: $F_{t,wc,3,Rd}$
- resistencia de la placa extrema a flexión para la fila 3: $F_{t,fp,3,Rd}$
- resistencia del alma de la viga a tracción para la fila 3: $F_{t,wb,3,Rd}$

- 8) Se obtiene el valor de la resistencia del grupo formado por la 2ª+3ª fila de tornillos.

Los valores que se calculan son:

- resistencia del ala del soporte a flexión: $F_{t,fc,(2+3),Rd}$
- resistencia del alma del soporte a tracción: $F_{t,wc,(2+3),Rd}$
- resistencia de la placa extrema a flexión: $F_{t,fp,(2+3),Rd}$
- resistencia del alma de la viga a tracción: $F_{t,wb,(2+3),Rd}$

- 9) Se obtiene el valor de la resistencia del grupo formado por la 1ª+2ª+3ª fila de tornillos, teniendo en cuenta que entre la 1ª y 2ª

⁷ Se está garantizando que si la primera fila de tornillos carece de la capacidad de deformación necesaria para redistribuir los esfuerzos a las filas inferiores (cuando $F_{t,Rd} > 1,9 B_{t,Rd}$), la distribución de fuerzas será lineal respecto del centro de compresiones tal y como se muestra en la figura 4.13

fila se encuentra el ala traccionada de la viga que actúa de rigidizador, y no se puede considerar la resistencia de la placa extrema a flexión del grupo, ni la resistencia del alma de la viga a tracción del grupo.

Los valores que se calculan son:

- resistencia del ala del soporte a flexión: $F_{t,fc, (1+2+3),Rd}$
- resistencia del alma del soporte a tracción: $F_{t,wc, (1+2+3),Rd}$

10) Teniendo en cuenta los valores de las resistencias obtenidas previamente, la resistencia de la tercera fila de tornillos, $F_{t,3,Rd}$ será el menor de los siguientes valores:

- Los elementos⁸: a la resistencia de aquellos componentes de la unión en que no influyen los tornillos (nº 1, nº 2 y nº 7) se le resta la resistencia de la primera y segunda fila de tornillos:

$$\frac{V_{wp,Rd}}{\beta} - F_{t,1,Rd} - F_{t,2,Rd}$$

$$F_{c,wc,Rd} - F_{t,1,Rd} - F_{t,2,Rd}$$

$$F_{c,fc,Rd} - F_{t,1,Rd} - F_{t,2,Rd}$$

- La fila 3ª individual:

$$F_{t,fc,3,Rd}; F_{t,wc,3,Rd}; F_{t,fp,3,Rd}; F_{t,wb,3,Rd}$$

- Las filas 2ª+3ª como grupo: A la resistencia de aquellos componentes de la unión en que las filas 2ª+3ª trabajan como un grupo, se les resta la resistencia de la fila 2ª.

$$F_{t,fc,(2+3),Rd} - F_{t,2,Rd}; F_{t,wc,(2+3),Rd} - F_{t,2,Rd};$$

$$F_{t,ep,(2+3),Rd} - F_{t,2,Rd}; F_{t,wb,(2+3),Rd} - F_{t,2,Rd}$$

⁸ Se está comprobando que no se produce la situación descrita en la figura 4.16

- Las filas 1^a+ 2^a+ 3^a como grupo: A la resistencia de aquellos componentes de la unión en que las filas 1^a+2^a+3^a trabajan como un grupo, se les resta la resistencia de las filas 1^a y 2^a.

$$F_{t,fc,(1+2+3)Rd} - F_{t,1,Rd} - F_{t,2,Rd}$$

$$F_{t,wc,(1+2+3),Rd} - F_{t,1,Rd} - F_{t,2,Rd}$$

- 11) Si el valor de $F_{t,2,Rd}$ obtenido en (6) es mayor que 1,9 veces la resistencia a tracción de los tornillos de la fila 2, se deberá comprobar que la resistencia de la fila 3^a cumple la siguiente condición⁹.

$$\text{Si } F_{t,2,Rd} > 1,9 \cdot B_{t,Rd} \longrightarrow F_{t,3,Rd} \leq \frac{F_{t,2} \cdot h_3}{h_2} \quad \text{prEN Art.6.2.7.2.(9)}$$

- 12) Una vez conocido el valor de la resistencia de cada una de las filas de tornillos, se puede calcular el momento resistente y la rigidez de la unión.

MOMENTO RESISTENTE DE LA UNION

Se define el momento resistente de cálculo de la unión como:

$$M_{j,Rd} = \sum_r h_r \cdot F_{t,r,Rd} \quad \text{prEN art. 6.25}$$

donde

$F_{t,r,Rd}$ tensión eficaz de la fila r de tornillos

h_r distancia entre la fila r de tornillos y el centro de compresiones.

El centro de compresiones se sitúa para este tipo de unión en el eje del ala de la viga comprimida prEN fig. 6.15

⁹ Se está garantizando que si los tornillos de la fila 2 fallan a tracción, la distribución de esfuerzos será lineal para las filas inferiores.

RIGIDEZ DE LA UNION

La rigidez de la unión viga-soporte para un momento solicitación menor a dos tercios del momento resistente de la unión es la rigidez inicial, de valor:

$$\text{Si } M_{j,Sd} \leq \frac{2}{3} \cdot M_{j,Rd} \longrightarrow S_{j,ini} = \frac{E \cdot z^2}{\frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_2} + \frac{1}{k_{eq}}} \quad \text{prEN art. 6.3.3.1}$$

$$k_{eq} = \frac{\sum_r k_{eff,r} \cdot h_r}{z_{eq}}$$

siendo $z = h_b - t_{fb}$

$$k_{eff,r} = \frac{1}{\frac{1}{k_{3,r}} + \frac{1}{k_{4,r}} + \frac{1}{k_{5,r}} + \frac{1}{k_{10,r}}} \quad \begin{array}{l} \text{coeficiente de rigidez efectiva} \\ \text{correspondiente a la fila r} \end{array} \quad \text{prEN ec. 6.30}$$

$$k_{10,r} = \frac{1,6 \cdot A_S}{L_b} \quad \begin{array}{l} \text{Coeficiente de rigidez de los} \\ \text{tornillos a tracción.} \end{array}$$

L_b es la longitud de los tornillos, que se toma igual a la suma del espesor de las chapas a unir más las arandelas, más la mitad de la suma del espesor de la cabeza y la tuerca del tornillo.

$$z_{eq} = \frac{\sum_r k_{eff,r} \cdot h_r^2}{\sum_r k_{eff,r} \cdot h_r} \quad \text{brazo equivalente} \quad \text{prEN ec. 6.31}$$

Como simplificación, la rigidez de cálculo para cualquier valor del momento solicitación se puede tomar como $S_j = \frac{S_{j,ini}}{\eta}$.

El valor de η para este tipo de uniones es igual a 2. prEN tabla 5.2

$$\text{Por lo tanto para } M_{j,Sd} > \frac{2}{3} \cdot M_{j,Rd} \longrightarrow S_j = \frac{S_{j,ini}}{2}$$

6.2 Ejemplo de aplicación

UNIÓN VIGA-SOPORTE CON CHAPA FRONTAL ATORNILLADA.

DATOS									
VIGA	IPE 300	h_b mm	b_b mm	t_{wb} mm	t_{fb} mm	r_b mm	Area mm ²	$I_{y,b}$ mm ⁴	$W_{pl,b}$ mm ³
		300	150	7,1	10,7	15	5380	8360	628000
SOPORTE	HEB 160	h_b mm	b_b mm	t_{wb} mm	t_{fb} mm	r_b mm	Area mm ²		
		160	160	8	13	15	5430		
PLACA	h_b mm	b_p mm	t_p mm	e_1 mm	e_2 mm	e_p mm	$p_{1,1}$ mm	$p_{1,2}$ mm	p_2 mm
	380	160	12	30	40	70	100	168	80
MATERIAL	S 275	$f_y = 275 \text{ N/mm}^2$			$f_u = 430 \text{ N/mm}^2$			$\gamma_{M0} = 1,10$	
TORNILLOS	6 M 12 4.6		$A_s = 84,3 \text{ mm}^2$		$e_b = 21,9 \text{ mm}$		$f_{ub} = 400 \text{ N/mm}^2$		
SOLDADURA	$a_1 = 4,5 \text{ mm}$		$a_2 = 4,5 \text{ mm}$		$a_3 = 3,5 \text{ mm}$		$b_w = 0,85$		

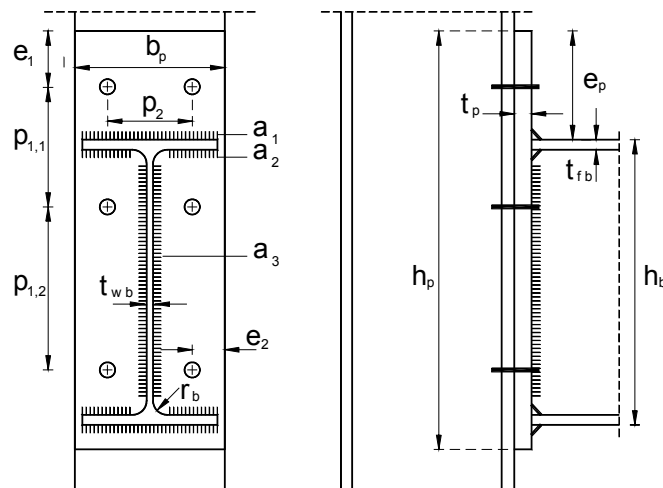


figura 6. 8

PRIMER PASO: Se obtiene el valor de la resistencia de los siguientes componentes:

nº 1, alma del soporte a cortante: $V_{wp,Rd}$

nº 2, alma del soporte a compresión: $F_{c,wc,Rd}$

nº 7, ala y alma de la viga a compresión: $F_{c,fb,Rd}$

COMPONENTE 1: ALMA DEL SOPORTE A CORTANTE	
RIGIDEZ	$k_1 = \frac{0,38 \cdot A_{vc}}{\beta \cdot z}$
RESISTENCIA	$V_{wp,Rd} = \frac{0,9 \cdot f_y \cdot A_{vc}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$

Siendo: $A_{vc} = A_c - 2 \cdot b_{fc} \cdot t_{fc} + (t_{wc} + 2 \cdot r_c) \cdot t_{fc}$

$$A_{vc} = 5430 - 2 \cdot 160 \cdot 13 + (8 + 2 \cdot 15) \cdot 13 = 1.764 \text{ mm}^2$$

$\beta = 1$ unión a una cara

$$z = h_b - t_{fb}; \quad z = 300 - 10,7 = 289,3 \text{ mm}$$

sustituyendo:

$$k_1 = \frac{0,38 \cdot 1.764}{1 \cdot 289,3} = 2,317$$

$$V_{wp,Rd} = \frac{0,9 \cdot f_y \cdot A_{vc}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{0,9 \cdot 275 \cdot 1.764}{\sqrt{3} \cdot 1,1} = 229.150 \text{ N}$$

COMPONENTE 2: ALMA DEL SOPORTE A COMPRESION	
RIGIDEZ	$k_2 = \frac{0,7 \cdot b_{eff,c,wc} \cdot t_{wc}}{d_{wc}}$
RESISTENCIA	$F_{c,wc,Rd} = \frac{\omega \cdot k_{wc} \cdot b_{eff,c,wc} \cdot t_{wc} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$
	$F_{c,wc,Rd} \leq \frac{\omega \cdot k_{wc} \cdot \rho \cdot b_{eff,c,wc} \cdot t_{wc} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$

$b_{eff,c,wc}$ es el menor valor entre:

$$t_{fb} + a_1 \cdot \sqrt{2} + 5 \cdot (t_{fc} + r_c) + t_p + u$$

y $t_{fb} + 2 \cdot a_1 \cdot \sqrt{2} + 5 \cdot (t_{fc} + r_c) + 2 \cdot t_p$

sustituyendo en la primera expresión:

$$b_{eff,c,wc} = 10,7 + 4,5 \cdot \sqrt{2} + 5 \cdot (13 + 15) + 12 + 10 = 179,06 \text{ mm}$$

y en la segunda:

$$b_{eff,c,wc} = 10,7 + 2 \cdot \sqrt{2} \cdot 4,5 + 5 \cdot (13 + 15) + 2 \cdot 12 = 187,42 \text{ mm}$$

por lo que resulta $b_{eff,c,wc} = 179,06 \text{ mm}$

Se calcula $d_{wc} = h_c - 2 \cdot (t_{fc} + r_c) = 160 - 2 \cdot (13 + 15) = 104 \text{ mm}$

Sustituyendo en la expresión de la rigidez del componente nº 2:

$$k_2 = \frac{0,7 \cdot b_{eff,c,wc} \cdot t_{wc}}{d_{wc}} = \frac{0,7 \cdot 179,06 \cdot 8}{104} = 9,64$$

El valor de la resistencia será:

para $\beta = 1; \omega = \omega_1$

$$\omega_1 = \frac{1}{\sqrt{1 + 1,3 \cdot \left(\frac{b_{eff,c,wc} \cdot t_{wc}}{A_{vc}} \right)^2}} = \frac{1}{\sqrt{1 + 1,3 \cdot \left(\frac{179,06 \cdot 8}{1764} \right)^2}} = 0,7337$$

para $\bar{\lambda}_p \leq 0,72 \rightarrow \rho = 1$; con $\bar{\lambda}_p = 0,932 \cdot \sqrt{\frac{b_{eff,c,wc} \cdot d_{wc} \cdot f_y}{E \cdot t_{wc}^2}}$

$d_{wc} = 104 \text{ mm}$; calculado antes

$$\bar{\lambda}_p = 0,932 \cdot \sqrt{\frac{179,06 \cdot 104 \cdot 275}{210.000 \cdot 8^2}} = 0,5753 < 0,72 \rightarrow \rho = 1$$

Si $\sigma_{com,Sd} < 0,7 \cdot f_y \rightarrow k_{wc} = 1$

$$\text{entonces } F_{c,wc,Rd} = \frac{0,7337 \cdot 1 \cdot 179,06 \cdot 8 \cdot 275}{1,10} = 262.752 \text{ N}$$

Si $\sigma_{com,Sd} > 0,7 \cdot f_{y,wc} \rightarrow k_{wc} = 1,7 - \frac{\sigma_{com,Sd}}{f_{y,wc}}$

para el caso que $\sigma_{com,Sd} = f_{y,wc} \rightarrow k_{wc} = 0,7$

$$\text{entonces } F_{c,wc,Rd} = \frac{0,7337 \cdot 0,7 \cdot 179,06 \cdot 8 \cdot 275}{1,10} = 183.926 \text{ N}$$

COMPONENTE 7: ALA Y ALMA DE LA VIGA A COMPRESION

RIGIDEZ $k_7 = \infty$

RESISTENCIA $F_{c,fb,Rd} = \frac{M_{c,b,Rd}}{h_b - t_{fb}}$

Siendo

$$M_{c,b,Rd} = \frac{W_{pl,b} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \equiv M_{pl,b,Rd}, \text{ secciones Clase 1 y } V_{Sd} < 50\% V_{Pl,Rd}$$

sustituyendo:

$$F_{c,fb,Rd} = \frac{(628.000 \cdot 275) / 1,1}{300 - 10,7} = 542.689 \text{ N}$$

Si $V_{Sd} > 50\% V_{pl,Rd}$ se obtiene el valor de $M_{c,b,Rd}$ teniendo en cuenta el cortante solicitación. En este caso, si éste fuera el componente más débil fallarían simultáneamente la unión y la viga siendo el valor de $M_{j,Rd} = M_{c,b,Rd} \cdot$

SEGUNDO PASO: Se obtiene el valor de la resistencia de la 1ª fila de tornillos, en este caso fila exterior. Para ello es necesario calcular la resistencia de los siguientes componentes:

- nº 4, ala del soporte a flexión: $F_{t1,fc,Rd}$
- nº 3, alma del soporte a tracción: $F_{t1,wc,Rd}$
- nº 5, placa extrema a flexión: $F_{t1,fp,Rd}$

$F_{t1,Rd}$ será el menor de los siguientes valores

Los elementos: $\frac{V_{wp,Rd}}{\beta}$; $F_{c,wc,Rd}$; $F_{c,fc,Rd}$

La fila 1ª individual: $F_{t1,fc,Rd}$; $F_{t1,wc,Rd}$; $F_{t1,fp,Rd}$

COMPONENTE 4: ALA DEL SOPORTE A FLEXIÓN (Fila 1)	
RIGIDEZ	$k_{4,1} = \frac{0,9 \cdot I_{eff,fc,1} \cdot t_{fc}^3}{m^3}$
RESISTENCIA	$F_{t,fc,1,Rd} = \min(F_{t1,fc,1,Rd}; F_{t2,fc,1,Rd}; F_{t3,fc,1,Rd})$

$$F_{t1,fc,1,Rd} = \frac{4 \cdot M_{pl,1,1,Rd}}{m}$$

$$M_{pl,1,1,Rd} = \frac{0,25 \cdot \sum L_{eff,1,fc,1} \cdot t_f^2 \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$F_{t2,fc,1,Rd} = \frac{2 \cdot M_{pl,2,1,Rd} + n \sum F_{t,Rd}}{m + n}$$

$$M_{pl,2,1,Rd} = \frac{0,25 \cdot \sum L_{eff,2,fc,1} \cdot t_f^2 \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$F_{t3,fc,1,Rd} = \sum F_{t,Rd} ;$$

$$F_{t,Rd} = n_t \cdot \frac{0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_S}{\gamma_{Mb}}$$

Para calcular la longitud eficaz de la fila 1 del ala del soporte a flexión se utiliza la tabla 6.1, al ser una fila extrema de un soporte continuo.

$$e_{c,2} = 40 \text{ mm}$$

$$m = \frac{(b_c - t_{wc})}{2} - e_{c,2} - 0,8 \cdot r_c = \frac{(160 - 8)}{2} - 40 - 0,8 \cdot 15 = 24 \text{ mm}$$

$$n = \min(e_{2,c}; e_{2,p}) \leq 1,25 \cdot m; \quad \min(40; 30) = 30 \leq 1,25 \cdot 24 = 30$$

Fila de tornillos extremos considerada individualmente:

Patrón circular: $l_{eff,cp} = 2 \cdot \pi \cdot m$

Patrón no circular: $l_{eff,nc} = 4 \cdot m + 1,25 \cdot e_{2,c}$

$$l_{eff,cp} = 2 \cdot \pi \cdot 24 = 150,79 \text{ mm}$$

$$l_{eff,nc} = 4 \cdot 24 + 1,25 \cdot 40 = 146 \text{ mm}$$

para el modo 1: $l_{eff,1} = l_{eff,nc}; \quad l_{eff,1} \leq l_{eff,cp}; \quad l_{eff,1} = 146 \text{ mm}$

para el modo 2: $l_{eff,2} = l_{eff,nc}; \quad l_{eff,2} = 146 \text{ mm}$

Fila de tornillos extremos considerada como parte de un grupo:

Patrón circular:

$$l_{eff,cp} = \pi \cdot m + p_{1,1} = \pi \cdot 24 + 100 = 175,39 \text{ mm}$$

Patrón no circular:

$$l_{eff,nc} = 2m + 0,625 \cdot e_{2,c} + 0,5 \cdot p_{1,1} = 2 \cdot 24 + 0,625 \cdot 40 + 50 = 123 \text{ mm}$$

Para calcular la rigidez de esta fila, se utiliza la menor longitud correspondiente a la fila 1, bien sea considerada individualmente o como parte de un grupo. $l_{eff,fc,1} = 123 \text{ mm}$

$$k_{4,1} = \frac{0,9 \cdot 123 \cdot 13^3}{24^3} = 17,59$$

$$M_{pl,1,1,Rd} = \frac{0,25 \cdot \sum L_{eff,1,fc,1} \cdot t_f^2 \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,25 \cdot 146 \cdot 13^2 \cdot 275}{1,1} = 1.542.125$$

$$F_{t1,fc,1,Rd} = \frac{4 \cdot M_{pl,1,1,Rd}}{m} = \frac{4 \cdot 1.542.125}{24} = 257.021 \text{ N}$$

$$M_{pl,2,1,Rd} = \frac{0,25 \cdot \sum L_{eff,2,fc,1} \cdot t_f^2 \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,25 \cdot 146 \cdot 13^2 \cdot 275}{1,1} = 1.542.125$$

$$F_{t,Rd} = n_t \cdot \frac{0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_S}{\gamma_{Mb}} = 2 \cdot \frac{0,9 \cdot 400 \cdot 84,3}{1,25} = 48.556 \text{ N}$$

$$F_{t2,fc,1,Rd} = \frac{2M_{pl,2,1,Rd} + n \cdot F_{t,Rd}}{m + n} = \frac{2 \cdot 1.542.125 + 30 \cdot 48.556,8}{24 + 30} = 84.091 \text{ N}$$

$$F_{t3,fc,1,Rd} = \sum F_{t,Rd}, \text{ donde } F_{t,Rd} = n_t \cdot \frac{0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_S}{\gamma_{Mb}} = 48.556 \text{ N}$$

$$F_{t,fc,1,Rd} = \min (F_{t1,fc,1,Rd}; F_{t2,fc,1,Rd}; F_{t3,fc,1,Rd}) = F_{t3,fc,1,Rd} = 48.556 \text{ N}$$

Modo 3. Fallan los tornillos.

COMPONENTE 3: ALMA DEL SOPORTE A TRACCION (Fila 1)	
RIGIDEZ	$k_{3,1} = \frac{0,7 \cdot b_{eff,t,wc} \cdot t_{wc}}{d_{wc}}$
RESISTENCIA	$F_{t,wc,Rd} = \frac{\omega \cdot b_{eff,t,wc} \cdot t_{wc} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$

Siendo

$b_{eff,t,wc}$ $l_{eff,fc,1} = 123 \text{ mm}$ para el cálculo de la rigidez (mínima longitud eficaz como fila individual o grupo, su valor se ha obtenido en el cálculo del componente anterior)

$b_{eff,t,wc}$ $l_{eff,fc,1} = 146 \text{ mm}$ para el cálculo de la resistencia (misma longitud eficaz utilizada para el cálculo de la resistencia del componente 4, ala del soporte a flexión)

$$k_{3,1} = \frac{0,7 \cdot b_{\text{eff},t,wc} \cdot t_{wc}}{d_{wc}} = \frac{0,7 \cdot 123 \cdot 8}{160 - 2 \cdot 13 - 2 \cdot 15} = 6,62$$

$$\omega = \omega_1 \quad \text{para } \beta = 1$$

$$\omega_1 = \frac{1}{\sqrt{1 + 1,3 \cdot \left(\frac{b_{\text{eff},t,wc} \cdot t_{wc}}{A_{vc}} \right)^2}} = \frac{1}{\sqrt{1 + 1,3 \cdot \left(\frac{146 \cdot 8}{1764} \right)^2}} = 0,7981$$

$$F_{t,wc,1,Rd} = \frac{0,7981 \cdot 146 \cdot 8 \cdot 275}{1,1} = 233.046 \text{ N}$$

COMPONENTE 5: PLACA EXTREMA A FLEXIÓN (Fila 1, exterior)

RIGIDEZ
$$k_{5,1} = \frac{0,9 \cdot I_{\text{eff},fp,1} \cdot t_p^3}{m_x^3}$$

RESISTENCIA
$$F_{t,fp,1,Rd} = \min(F_{t1,fp,1,Rd}; F_{t2,fp,1,Rd}; F_{t3,fp,1,Rd})$$

$$F_{t1,fp,1,Rd} = \frac{4 \cdot M_{pl,1,1,Rd}}{m_x}$$

$$M_{pl,1,1,Rd} = \frac{0,25 \cdot \sum L_{\text{eff},1,fp,1} \cdot t_p^2 \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$F_{t2,fp,1,Rd} = \frac{2 \cdot M_{pl,2,1,Rd} + n_x \sum F_{t,Rd}}{m_x + n_x}$$

$$M_{pl,2,1,Rd} = \frac{0,25 \sum L_{\text{eff},2,fp,1} \cdot t_p^2 \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$F_{t3,fp,1,Rd} = \sum F_{t,Rd}$$

$$F_{t,Rd} = n_t \cdot \frac{0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_S}{\gamma_{Mb}}$$

Las longitudes eficaces se calculan con la tabla 6.4, ya que la fila 1 de la placa extrema es exterior al ala de la viga traccionada.

Patrón circular:

$$l_{eff,cp} = \min (2 \cdot \pi \cdot m_x; \pi \cdot m_x + p_2; \pi \cdot m_x + 2 \cdot e_{2,p})$$

$$m_x = e_p - e_{1,p} - 0,8 \cdot \sqrt{2} \cdot a_1; m_x = 70 - 30 - 0,8 \cdot \sqrt{2} \cdot 4,5 = 34,9$$

$$l_{eff,cp} = \min (2 \cdot \pi \cdot 34,9; \pi \cdot 34,9 + 80; \pi \cdot 34,9 + 2 \cdot 40)$$

$$l_{eff,cp} = \min (219,28; 189,64; 189,64) = 189,64 \text{ mm}$$

Patrón no circular:

$$l_{eff,nc} = \min \left[\begin{array}{l} 4m_x + 1,25 \cdot e_{1,p}; \quad 2m_x + 0,625 \cdot e_{1,p} + 0,5p_2 \\ 0,5b_p; \quad 2m_x + 0,625 \cdot e_{1,p} + e_{2,p} \end{array} \right]$$

$$l_{eff,nc} = \min \left[\begin{array}{l} 4 \cdot 34,9 + 1,25 \cdot 30; \quad 2 \cdot 34,9 + 0,625 \cdot 30 + 0,5 \cdot 80 \\ 0,5 \cdot 160; \quad 2 \cdot 34,9 + 0,625 \cdot 30 + 40 \end{array} \right]$$

$$l_{eff,nc} = \min [177,13; 128,56; 80; 128,56] = 80 \text{ mm}$$

$$l_{eff,1,fp,1} = l_{eff,nc} \leq l_{eff,cp}; \quad l_{eff,1,fp,1} = 80 \text{ mm}$$

$$l_{eff,2,fp,1} = l_{eff,nc}; \quad l_{eff,2,fp,1} = 80 \text{ mm}$$

En este caso, la longitud eficaz correspondiente a la fila 1 para el cálculo de la rigidez será, $l_{eff,fp,1} = 80 \text{ mm}$, (la menor longitud considerándola fila independiente, ya que no puede formar grupo al ser la fila exterior).

La rigidez es igual a: $k_{5,1} = \frac{0,9 \cdot 80 \cdot 12^3}{34,90^3} = 2,92$

Para el cálculo de la resistencia, se obtiene el valor de:

$$M_{pl,1,1,Rd} = \frac{0,25 \cdot 80 \cdot 12^2 \cdot 275}{1,10} = 720.000 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$F_{t1,fp,1,Rd} = \frac{4 \cdot 720000}{34,9} = 82.521,48 \text{ N}$$

$$M_{pl,2,1,Rd} = \frac{0,25 \cdot 80 \cdot 12^2 \cdot 275}{1,10} = 720.000 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$F_{t2,fp,i,Rd} = \frac{2 \cdot 720000 + 30 \cdot 48556}{34,9 + 30} = 44.632,9 \text{ N}$$

$$F_{t3,fp,1,Rd} = \sum F_{t,Rd} = 48.556 \text{ N}$$

$$F_{t,fp,1,Rd} = \min(82.521,48; \quad 44.632,9 \quad ; 48.556) = 44.632,9 \text{ N}$$

Falla modo 2, simultáneamente la placa y los tornillos.

De la fila 1, se ha calculado:

$$F_{t,fc,1,Rd} = 48.556 \text{ N}$$

$$F_{t,wc,1,Rd} = 233.046 \text{ N}$$

$$F_{t,fp,1,Rd} = 44.632,9 \text{ N}$$

siendo $F_{t,1,Rd}$ el menor de los siguientes valores:

Los elementos:

$$\frac{V_{wp,Rd}}{\beta} = \frac{229150}{1}; \quad F_{c,wc,Rd} = 183.926; \quad F_{c,fc,Rd} = 542.689$$

La fila 1ª individual: $F_{t,fc,1,Rd}; \quad F_{t,wc,1,Rd}; \quad F_{t,fp,1,Rd}$

De modo que $F_{t,1,Rd} = 44.632,9 \text{ N}$

TERCER PASO: Se obtiene el valor de la resistencia de la 2ª fila de tornillos (bajo el ala traccionada) como fila individual. Para ello es necesario calcular la resistencia de los siguientes componentes:

- nº 4, ala del soporte a flexión: $F_{t,fc,2,Rd}$
- nº 3, alma del soporte a tracción: $F_{t,wc,2,Rd}$
- nº 5, placa extrema a flexión: $F_{t,fp,2,Rd}$
- nº 8, alma de la viga a tracción: $F_{t,wb,2,Rd}$

COMPONENTE 4: ALA DEL SOPORTE A FLEXIÓN (Fila 2)

RIGIDEZ	$k_{4,2} = \frac{0,9 \cdot I_{eff,fc,2} \cdot t_{fc}^3}{m^3}$
RESISTENCIA	$F_{t,fc,2,Rd} = \min(F_{t1,fc,2,Rd}; F_{t2,fc,2,Rd}; F_{t3,fc,2,Rd})$

Siendo:

$$F_{t1,fc,2,Rd} = \frac{4 \cdot M_{pl,1,2,Rd}}{m},$$

$$M_{pl,1,2,Rd} = \frac{0,25 \cdot \sum L_{eff,1,fc,2} \cdot t_f^2 \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$F_{t2,fc,2,Rd} = \frac{2 \cdot M_{pl,2,2,Rd} + n \sum F_{t,Rd}}{m + n}$$

$$M_{pl,2,2,Rd} = \frac{0,25 \cdot \sum L_{eff,2,fc,2} \cdot t_f^2 \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$F_{t3,fc,2,Rd} = \sum F_{t,Rd},$$

$$F_{t,Rd} = n_t \cdot \frac{0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_S}{\gamma_{Mb}}$$

La fila 2 del ala del soporte a flexión es una fila interior.

Las longitudes eficaces se calculan con la tabla 6.2 al ser tornillos interiores.

Como fila de tornillos considerada individualmente:

$$\text{Patrón circular: } l_{\text{eff,cp}} = 2 \cdot \pi \cdot m = 150,79 \text{ mm}$$

$$\text{Patrón no circular: } l_{\text{eff,nc}} = 4 \cdot m + 1,25 \cdot e_{2,c} = 146 \text{ mm}$$

Como fila de tornillos considerada como parte de un grupo:

$$\text{Patrón circular: } l_{\text{eff,cp}} = p_{1,1} + p_{1,2} = 100 + 168 = 268 \text{ mm}$$

$$\text{Patrón no circular: } l_{\text{eff,nc}} = 0,5 \cdot p_{1,1} + 0,5 \cdot p_{1,2} = 50 + 84 = 134 \text{ mm}$$

Para el cálculo de la rigidez se toma el menor de los valores anteriores, ya sea como fila individual o como grupo. $l_{\text{eff,fc,2}} = 134$

$$k_{4,2} = \frac{0,9 \cdot 134 \cdot 13^3}{24^3} = 19,16$$

Para el cálculo de la resistencia:

$$\text{según el modo 1: } l_{\text{eff,1}} = l_{\text{eff,nc}}; \quad l_{\text{eff,1}} \leq l_{\text{eff,cp}}; \quad l_{\text{eff,1}} = 146 \text{ mm}$$

$$\text{según el modo 2: } l_{\text{eff,2}} = l_{\text{eff,nc}}; \quad l_{\text{eff,2}} = 146 \text{ mm}$$

Por lo tanto:

$$F_{t,fc,2,Rd} = \min (F_{t1,fc,2,Rd}; F_{t2,fc,2,Rd}; F_{t3,fc,2,Rd}) = F_{t3,fc,2,Rd} = 48556 \text{ N}$$

Modo 3. Fallan los tornillos

COMPONENTE 3: ALMA DEL SOPORTE A TRACCION (Fila 2)

$$\text{RIGIDEZ} \quad k_{3,2} = \frac{0,7 \cdot b_{\text{eff,t,wc}} \cdot t_{\text{wc}}}{d_{\text{wc}}}$$

$$\text{RESISTENCIA} \quad F_{t,wc,Rd} = \frac{\omega \cdot b_{\text{eff,t,wc}} \cdot t_{\text{wc}} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

Siendo

Para el cálculo de la rigidez, $b_{eff,t,wc} = l_{eff,fc,2} = 134 \text{ mm}$, la menor longitud eficaz, considerando la fila individual o como parte de un grupo.

$$k_{3,2} = \frac{0,7 \cdot 134 \cdot 8}{160 - 2 \cdot 13 - 2 \cdot 15} = 7,21$$

Para el cálculo de la resistencia :

$$b_{eff,t,wc} = l_{eff,fc,2} = 146 \text{ mm}$$

$$F_{t,wc,2,Rd} = \frac{0,7981 \cdot 146 \cdot 8 \cdot 275}{1,1} = 233.046 \text{ N} \text{ igual que la fila 1}$$

COMPONENTE 5: PLACA EXTREMA A FLEXIÓN (Fila 2, interior)

$$\text{RIGIDEZ } k_{5,2} = \frac{0,9 \cdot l_{eff,fp,2} \cdot t_p^3}{m_p^3}$$

$$\text{RESISTENCIA } F_{t,fp,2,Rd} = \min(F_{t1,fp,2,Rd}; F_{t2,fp,2,Rd}; F_{t3,fp,2,Rd})$$

Siendo

$$F_{t1,fp,2,Rd} = \frac{4 \cdot M_{pl,1,2,Rd}}{m_p}$$

$$M_{pl,1,2,Rd} = \frac{0,25 \cdot \sum L_{eff,1,fp,2} \cdot t_p^2 \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$F_{t2,fp,2,Rd} = \frac{2 \cdot M_{pl,2,2,Rd} + n_2 \sum F_{t,Rd}}{m_p + n_2}$$

$$M_{pl,2,2,Rd} = \frac{0,25 \sum L_{eff,2,fp,2} \cdot t_p^2 \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$F_{t3,fp,2,Rd} = \sum F_{t,Rd} \text{ con } F_{t,Rd} = n_t \cdot \frac{0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_S}{\gamma_{Mb}}$$

$l_{eff,1,fp,2}$ y $l_{eff,2,fp,2}$ se calculan siguiendo la tabla 6.5 correspondiente a la fila de tornillos bajo el ala traccionada.

$$m_p = \frac{b_p - t_{wb}}{2} - 0,8 \cdot a_3 \sqrt{2} - e_{2,p}$$

$$m_p = \frac{160 - 7,1}{2} - 0,8 \cdot 3,5 \sqrt{2} - 40 = 32,49$$

La longitud eficaz de la fila 2 considerada individualmente es igual a:

Patrón circular $l_{eff,cp} = 2 \cdot \pi \cdot m_p = 204,14 \text{ mm}$

Patrón no circular $l_{eff,nc} = \alpha \cdot m_p$

El valor del coeficiente α se obtiene de la figura 6.7 a partir de los valores λ_1 y λ_2 , siendo $m_1 = m_p$; $e_1 = e_{2,p}$

El valor de m_2 se grafía en la figura 6.6 y es igual a:

$$m_2 = e_{1,p} + p_{1,1} - e_p - t_{fb} - 0,8 \cdot a_1 \sqrt{2}$$

$$m_2 = 30 + 100 - 70 - 10,7 - 0,8 \cdot 4,5 \sqrt{2} = 44,20 \text{ mm}$$

$$n_2 = \min(e_{2,p}; 1,25 \cdot m_p); \quad \min(40; 1,25 \cdot 32,49 = 40,61);$$

$$n_2 = 40 \text{ mm}$$

$$\lambda_1 = \frac{m_p}{m_p + e_{2,p}} = \frac{32,49}{32,49 + 40} = 0,448$$

$$\lambda_2 = \frac{m_2}{m_p + e_{2,p}} = \frac{44,20}{32,49 + 40} = 0,601$$

$$\left. \begin{array}{l} \lambda_1 = 0,448 \\ \lambda_2 = 0,601 \end{array} \right\} \rightarrow \alpha = 5,875$$

$$l_{eff,nc} = 5,875 \cdot 32,49 = 190,87 \text{ mm}$$

La longitud eficaz de la fila 2 como grupo es igual a:

Patrón circular:

$$l_{eff,cp} = \pi \cdot m_p + p_{1,2} = 32,49 \cdot \pi + 168 = 270 \text{ mm}$$

Patrón no circular:

$$\begin{aligned} l_{eff,cp} &= 0,5 \cdot p_{1,2} + \alpha \cdot m_p - (2 \cdot m_p + 0,625 \cdot e_{2,p}) \\ &= 0,5 \cdot 168 + 5,875 \cdot 32,49 - (2 \cdot 32,49 + 0,625 \cdot 40) = 184,89 \text{ mm} \end{aligned}$$

La longitud eficaz que hay que considerar para el cálculo de la rigidez es igual a la menor: $l_{eff,fp,2} = 184,89 \text{ mm}$

$$k_{5,2} = \frac{0,9 \cdot 184,89 \cdot 12^3}{32,49^3} = 8,38$$

Para el cálculo de la resistencia, las longitudes eficaces son:

$$l_{eff,1} = l_{eff,nc} \leq l_{eff,cp}; \quad l_{eff,1} = 190,87 \text{ mm}$$

$$l_{eff,2} = l_{eff,nc}; \quad l_{eff,2} = 190,87 \text{ mm}$$

$$M_{pl,1,2,Rd} = M_{pl,2,2,Rd} = \frac{0,25 \cdot 190,87 \cdot 12^2 \cdot 275}{1,1} = 1.717.830 \text{ Nmm}$$

$$F_{t1,fp,2,Rd} = \frac{4 \cdot 1.717.830}{32,49} = 211.490 \text{ N}$$

$$F_{t2,fp,2,Rd} = \frac{2 \cdot 1.717.830 + 40 \cdot 48556}{32,49 + 40} = 74.188 \text{ N}$$

$$F_{t3,fp,2,Rd} = 48.556 \text{ N} \text{ igual que la fila 1}$$

Por lo tanto,

$$F_{t,fp,2,Rd} = \min(F_{t1,fp,2,Rd}; F_{t2,fp,2,Rd}; F_{t3,fp,2,Rd}) = 48.556 \text{ N}$$

COMPONENTE 8: ALMA DE LA VIGA A TRACCION (Fila 2, interior)

RIGIDEZ $K_{8,2} = \infty$

RESISTENCIA $F_{t,wb,2,Rd} = \frac{b_{eff,t,wb,2} \cdot t_{wb} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$

Siendo

$$b_{eff,t,wb,2} = l_{eff,fp,2} = 190,87 \text{ mm}$$

$$F_{t,wb,2,Rd} = \frac{190,87 \cdot 7,1 \cdot 275}{1,10} = 338.794 \text{ N}$$

CUARTO PASO: Se obtiene la resistencia del grupo formado por la 1ª y 2ª fila. Los valores que se calculan son:

- Resistencia del ala del soporte a flexión: $F_{t,fc,(1+2),Rd}$
- Resistencia del alma del soporte a tracción: $F_{t,wc,(1+2),Rd}$

COMPONENTE 4: ALA DEL SOPORTE A FLEXIÓN (Fila 1+2)

RESISTENCIA

$$F_{t,fc,(1+2),Rd} = \min(F_{t1,fc,(1+2),Rd} ; F_{t2,fc,(1+2),Rd} ; F_{t3,fc,(1+2),Rd})$$

Siendo $F_{t1,fc,(1+2),Rd} = \frac{4 \cdot M_{pl,1,(1+2),Rd}}{m}$

$$M_{pl,1,(1+2),Rd} = \frac{0,25 \cdot \sum L_{eff,1,fc,(1+2)} \cdot t_f^2 \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$F_{t2,fc,(1+2),Rd} = \frac{2 \cdot M_{pl,2,(1+2),Rd} + n \sum F_{t,Rd}}{m + n}$$

$$M_{pl,2,(1+2),Rd} = \frac{0,25 \cdot \sum L_{eff,2,fc,(1+2)} \cdot t_f^2 \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$F_{t3,fc,(1+2),Rd} = \sum F_{t,Rd}$$

$$F_{t,Rd} = n_t \cdot \frac{0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_S}{\gamma_{Mb}}$$

La longitud eficaz de la fila 1 como grupo se calculó en el 2º paso:

Patrón circular: $l_{eff,cp} = \pi \cdot m + p_{1,1} = \pi \cdot 24 + 100 = 175,39 \text{ mm}$

Patrón no circular: $l_{eff,nc} = 2m + 0,625 \cdot e_{2,c} + 0,5 \cdot p_{1,1}$

$$l_{eff,nc} = 2 \cdot 24 + 0,625 \cdot 40 + 50 = 123 \text{ mm}$$

La longitud eficaz de la fila 2 como grupo se calculó en el 3º paso:

Patrón circular: $l_{eff,cp} = p_{1,1} + p_{1,2} = 100 + 168 = 268 \text{ mm}$

Patrón no circular: $l_{eff,nc} = 0,5 \cdot p_{1,1} + 0,5 \cdot p_{1,2} = 50 + 84 = 134 \text{ mm}$

La longitud eficaz de las filas 1+2 consideradas como grupo es igual a la suma:

Patrón circular: $l_{eff,cp} = 175,39 + 268 = 443,39 \text{ mm}$

Patrón no circular: $l_{eff,nc} = 123 + 134 = 257 \text{ mm}$

La longitud eficaz del grupo será:

Para el modo 1: $l_{eff,1} = 123 + 134 = 257 \text{ mm}$

para el modo 2: $l_{eff,2} = 123 + 134 = 257 \text{ mm}$

Sustituyendo:

$$M_{pl,1,(1+2),Rd} = \frac{0,25 \cdot 257 \cdot 13^2 \cdot 275}{1,10} = 2.714.562 \text{ Nmm}$$

$$F_{t1,fc,(1+2),Rd} = \frac{4 \cdot 2714562}{24} = 452.427 \text{ N}$$

$$M_{pl,2,(1+2),Rd} = \frac{0,25 \cdot 257 \cdot 13^2 \cdot 275}{1,10} = 2.714.562 \text{ Nmm}$$

$$F_{t2,fc,(1+2),Rd} = \frac{2 \cdot 2.714.562 + 30 \cdot 97.113}{24 + 30} = 154.491 \text{ N}$$

$$F_{t3,fc,(1+2),Rd} = \sum F_{t,Rd}, \text{ donde } F_{t,Rd} = 4 \cdot \frac{0,9 \cdot 400 \cdot 84,3}{1,25} = 97.113 \text{ N}$$

Por lo tanto:

$$F_{t,fc,(1+2),Rd} = \min (F_{t1,fc,(1+2),Rd}; F_{t2,fc,(1+2),Rd}; F_{t3,fc,(1+2),Rd}) = 97.113 \text{ N}$$

Modo 3. Fallan los tornillos

COMPONENTE 3: ALMA DEL SOPORTE A TRACCION (Fila 1+2)

$$\text{RESISTENCIA } F_{t,wc,Rd} = \frac{\omega \cdot b_{eff,t,wc} \cdot t_{wc} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

Siendo

$$b_{eff,t,wc} \quad l_{eff,fc,(1+2)} = 257 \text{ mm}$$

$$\omega = \omega_1 \quad \text{para } \beta = 1$$

$$\omega_1 = \frac{1}{\sqrt{1 + 1,3 \cdot \left(\frac{b_{eff,t,wc} \cdot t_{wc}}{A_{vc}} \right)^2}} = \frac{1}{\sqrt{1 + 1,3 \cdot \left(\frac{257 \cdot 8}{1764} \right)^2}} = 0,6012$$

$$F_{t,wc,(1+2),Rd} = \frac{0,6012 \cdot 257 \cdot 8 \cdot 275}{1,10} = 309.016 \text{ N}$$

QUINTO PASO:

Se calcula $F_{t2,Rd}$, resistencia de la fila 2, como el menor valor entre:

Los elementos:

$$\frac{V_{wp,Rd}}{\beta} - F_{t1,Rd} = \frac{229.150}{1} - 44.632,9 = 184.517,1 N;$$

$$F_{c,wc,Rd} - F_{t1,Rd} = 183.926 - 44.632,9 = 139.293,1 N;$$

$$F_{c,fc,Rd} - F_{t1,Rd} = 542.689 - 44.632,9 = 498.056,1 N$$

La fila 2ª individual:

$$F_{t,fc,2,Rd} = \underline{48.556 N}$$

$$F_{t,wc,2,Rd} = 233.046 N$$

$$F_{t,fp,2,Rd} = \underline{48.556 N}$$

$$F_{t,wb,2,Rd} = 338.794 N$$

Las filas 1ª+2ª como grupo:

$$F_{t,fc,(1+2),Rd} - F_{t1,Rd} = 97.113 - 44.632,9 = 52.480,1 N$$

$$F_{t,wc,(1+2),Rd} - F_{t1,Rd} = 309.016 - 44.632,9 = 264.383,1 N$$

De modo que $F_{t,2,Rd} = 48.556 N$

SEXTO PASO:

Se comprueba si el valor de $F_{t1,Rd}$ obtenido en el segundo paso supera 1,9 veces la resistencia a tracción de la fila 1 de tornillos. Si es así, la resistencia de la segunda fila deberá cumplir una condición adicional.

$$Si F_{t1,Rd} > 1,9 \cdot B_{t,Rd} \longrightarrow F_{t,2,Rd} \leq \frac{F_{t1,Rd} \cdot h_2}{h_1}$$

Siendo $1,9 \cdot B_{t,Rd} = 1,9 \cdot 24.278 = 46.128,2 N < 44.632,9 N$, por lo que no hay que considerar esta condición adicional, y $F_{t,2,Rd} = 48.556 N$

SEPTIMO PASO:

Se obtiene el valor de la resistencia de la 3ª fila de tornillos como fila individual. Para ello es necesario calcular la resistencia de los siguientes componentes:

- nº 4, ala del soporte a flexión: $F_{t,fc,3,Rd}$
- nº 3, alma del soporte a tracción: $F_{t,wc,3,Rd}$
- nº 5, placa extrema a flexión: $F_{t,fp,3,Rd}$
- nº 8, alma de la viga a tracción: $F_{t,wb,3,Rd}$

COMPONENTE 4: ALA DEL SOPORTE A FLEXIÓN (Fila 3)

RIGIDEZ
$$k_{4,3} = \frac{0,9 \cdot I_{eff,fc,3} \cdot t_{fc}^3}{m^3}$$

RESISTENCIA
$$F_{t,fc,3,Rd} = \min(F_{t1,fc,2,Rd}; F_{t2,fc,3,Rd}; F_{t3,fc,3,Rd})$$

Siendo:
$$F_{t1,fc,2,Rd} = \frac{4 \cdot M_{pl,1,2,Rd}}{m}$$

$$M_{pl,1,3,Rd} = \frac{0,25 \cdot \sum L_{eff,1,fc,3} \cdot t_f^2 \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$F_{t2,fc,2,Rd} = \frac{2 \cdot M_{pl,2,2,Rd} + n \sum F_{t,Rd}}{m + n}$$

$$M_{pl,2,3,Rd} = \frac{0,25 \cdot \sum L_{eff,2,fc,3} \cdot t_f^2 \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$F_{t3,fc,3,Rd} = \sum F_{t,Rd}$$

$$F_{t,Rd} = n_t \cdot \frac{0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_S}{\gamma_{Mb}}$$

La fila 3 del ala del soporte a flexión es la última fila. Las longitudes eficaces se calculan con la tabla 6.2 al ser tornillos extremos.

Considerando la tercera fila individualmente:

Patrón circular:

$$l_{eff,cp} = 2 \cdot \pi \cdot m = 2 \cdot \pi \cdot 24 = 150,79 \text{ mm}$$

Patrón no circular:

$$l_{eff,nc} = 4 \cdot m + 1,25 \cdot e_{2,c} = 4 \cdot 24 + 1,25 \cdot 40 = 146 \text{ mm}$$

Fila de tornillos extremos considerada como parte de un grupo:

Patrón circular:

$$l_{eff,cp} = \pi \cdot m + p_{1,2} = \pi \cdot 24 + 168 = 243,39 \text{ mm}$$

Patrón no circular:

$$l_{eff,nc} = 2m + 0,625 \cdot e_{2,c} + 0,5 \cdot p_{1,2} = 2 \cdot 24 + 0,625 \cdot 40 + 84 = 157 \text{ mm}$$

La longitud eficaz correspondiente a la rigidez es igual a 146 mm

$$k_{4,3} = \frac{0,9 \cdot 146 \cdot 13^3}{24^3} = 20,88$$

Las longitudes eficaces correspondientes a la resistencia son:

$$\text{Siendo para el modo 1: } l_{eff,1} = l_{eff,nc}; \quad l_{eff,1} \leq l_{eff,cp}; \quad l_{eff,1} = 146 \text{ mm}$$

$$\text{Siendo para el modo 2: } l_{eff,2} = l_{eff,nc}; \quad l_{eff,2} = 146 \text{ mm}$$

Los valores coinciden con las filas 1 y 2 consideradas individualmente. Por lo tanto:

$$F_{t,fc,3,Rd} = \min (F_{t1,fc,3,Rd}; F_{t2,fc,3,Rd}; F_{t3,fc,3,Rd}) = F_{t3,fc,3,Rd} = 48.556 \text{ N}$$

Fallan los tornillos. Modo 3

COMPONENTE 3: ALMA DEL SOPORTE A TRACCION (Fila 3)

RIGIDEZ
$$k_{3,3} = \frac{0,7 \cdot b_{\text{eff},t,wc} \cdot t_{wc}}{d_{wc}}$$

RESISTENCIA
$$F_{t,wc,Rd} = \frac{\omega \cdot b_{\text{eff},t,wc} \cdot t_{wc} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

La longitud eficaz correspondiente a la rigidez igual a $l_{\text{eff},fc,3} = 146 \text{ mm}$

$$k_{3,3} = \frac{0,7 \cdot 146 \cdot 8}{160 - 2 \cdot 13 - 2 \cdot 15} = 7,86$$

La longitud eficaz correspondiente a la resistencia igual a $l_{\text{eff},fc,3} = 146 \text{ mm}$ (Calculada en el componente anterior)

$$F_{t,wc,3,Rd} = \frac{0,7981 \cdot 146 \cdot 8 \cdot 275}{1,1} = 233046 \text{ N} \text{ igual que las filas 1 y 2}$$

COMPONENTE 5i: PLACA EXTREMA A FLEXIÓN (Fila 3, interior)

$$k_{5,3} = \frac{0,9 \cdot l_{\text{eff},fp,3} \cdot t_p^3}{m_p^3}$$

RESISTENCIA
$$F_{t,fp,3,Rd} = \min(F_{t1,fp,3,Rd}; F_{t2,fp,3,Rd}; F_{t3,fp,3,Rd})$$

Siendo

$$F_{t1,fp,3,Rd} = \frac{4 \cdot M_{pl,1,3,Rd}}{m_p},$$

$$M_{pl,1,3,Rd} = \frac{0,25 \cdot \sum L_{\text{eff},1,fp,3} \cdot t_p^2 \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$F_{t2,fp,3,Rd} = \frac{2 \cdot M_{pl,2,3,Rd} + n_2 \sum F_{t,Rd}}{m_p + n_2}, \text{ siendo}$$

$$M_{pl,2,3,Rd} = \frac{0,25 \sum L_{eff,2,fp,3} \cdot t_p^2 \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$F_{t3,fp,3,Rd} = \sum F_{t,Rd}$$

$$F_{t,Rd} = n_t \cdot \frac{0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_S}{\gamma_{Mb}}$$

$l_{eff,1,fp,3}$ y $l_{eff,2,fp,3}$ se calculan siguiendo la tabla 6.5 correspondiente a una fila interior de tornillos junto a un ala de la viga.

Cuando se considera la 3ª fila individualmente

Patrón circular $l_{eff,cp} = 2 \cdot \pi \cdot m_p = 204,14 \text{ mm}$

Patrón no circular $l_{eff,nc} = \alpha \cdot m_p$

El valor del coeficiente α se obtiene de la figura 6.7 a partir de los valores λ_1 y λ_2 , siendo $m_1 = m_p$; $e_1 = e_{2,p}$

El valor de m_2 es para este caso, la distancia al ala inferior de la tercera fila de tornillos:

$$\begin{aligned} m_2 &= h_p - e_{1,p} - p_{1,1} - p_{1,2} - t_{fb} - u - a_1 \sqrt{2} = \\ &= 380 - 30 - 100 - 168 - 10,7 - 13 - 0,8 \cdot 4,5 \sqrt{2} = 51,93 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$n_2 = \min(e_{2,p}; 1,25 m_p); \quad \min(40; 1,25 \cdot 32,49) = 40,61) = 40 \text{ mm}$$

$$\lambda_1 = \frac{m_p}{m_p + e_{2,p}} = \frac{32,49}{32,49 + 40} = 0,448$$

$$\lambda_2 = \frac{m_2}{m_p + e_{2,p}} = \frac{51,93}{32,49 + 40} = 0,716$$

$$\left. \begin{array}{l} \lambda_1 = 0,448 \\ \lambda_2 = 0,716 \end{array} \right\} \rightarrow \alpha = 5,73$$

$$l_{eff,nc} = 5,73 \cdot 32,49 = 186,16 \text{ mm}$$

La longitud eficaz de la fila 3ª como grupo es igual a:

Patrón circular:

$$l_{eff,cp} = \pi \cdot m_p + p_{1,2} = 32,49 \cdot \pi + 168 = 270 \text{ mm}$$

Patrón no circular:

$$l_{eff,cp} = 0,5 \cdot p_{1,2} + \alpha \cdot m_p - (2 \cdot m_p + 0,625 \cdot e_{2,p})$$

$$= 0,5 \cdot 168 + 5,73 \cdot 32,49 - (2 \cdot 32,49 + 0,625 \cdot 40) = 180,18 \text{ mm}$$

La longitud eficaz que hay que considerar para el cálculo de la rigidez es igual a la menor: $l_{eff,fp,2} = 180,18 \text{ mm}$

$$k_{5,3} = \frac{0,9 \cdot 180,18 \cdot 12^3}{32,49^3} = 8,17$$

Para el cálculo de la resistencia, las longitudes eficaces son:

$$l_{eff,1} = l_{eff,nc} \leq l_{eff,cp}; \quad l_{eff,1} = 186,16 \text{ mm}$$

$$l_{eff,2} = l_{eff,nc}; \quad l_{eff,2} = 186,16 \text{ mm}$$

Sustituyendo

$$M_{pl,1,2,Rd} = M_{pl,2,2,Rd} = \frac{0,25 \cdot 189,16 \cdot 12^2 \cdot 275}{1,1} = 1675440 \text{ Nmm}$$

$$F_{t1,fp,2,Rd} = \frac{4 \cdot 1675440}{32,49} = 206271 \text{ N}$$

$$F_{t2,fp,2,Rd} = \frac{2 \cdot 1675440 + 40 \cdot 48556}{32,49 + 40} = 73018 \text{ N}$$

$F_{t3,fp,2,Rd} = 48556 \text{ N}$ igual que las filas 1 y 2, al ser los mismos tornillos.

Por lo tanto,

$$F_{t,fp,3,Rd} = \min(F_{t1,fp,3,Rd}; F_{t2,fp,3,Rd}; F_{t3,fp,3,Rd}) = 48556 \text{ N}$$

COMPONENTE 8: ALMA DE LA VIGA A TRACCION (Fila 3, extrema)	
RIGIDEZ	$K_{8,3} = \infty$
RESISTENCIA	$F_{t,wb,3,Rd} = \frac{b_{eff,t,wb,2} \cdot t_{wb} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$

Siendo

$$b_{eff,t,wb,3} = l_{eff,fp,3} = 186,16 \text{ mm}$$

$$F_{t,wb,3,Rd} = \frac{186,16 \cdot 7,1 \cdot 275}{1,10} = 330434 \text{ N}$$

OCTAVO PASO:

Se obtiene la resistencia del grupo formado por la 2ª y 3ª fila de tornillos.

Los valores que se calculan son:

- resistencia del ala del soporte a flexión: $F_{t,fc, (2+3),Rd}$
- resistencia del alma del soporte a tracción: $F_{t,wc, (2+3),Rd}$
- resistencia de la placa extrema a flexión: $F_{t,ef, (2+3),Rd}$
- resistencia del alma de la viga a tracción: $F_{t,wb, (2+3),Rd}$

COMPONENTE 4: ALA DEL SOPORTE A FLEXIÓN (Filas 2+3)

RESISTENCIA

$$F_{t,fc,(2+3),Rd} = \min(F_{t1,fc,(2+3),Rd}; F_{t2,fc,(2+3),Rd}; F_{t3,fc,(2+3),Rd})$$

Siendo $F_{t1,fc,(2+3),Rd} = \frac{4 \cdot M_{pl,1,(2+3),Rd}}{m}$

$$M_{pl,1,(2+3),Rd} = \frac{0,25 \cdot \sum L_{eff,1,fc,(2+3)} \cdot t_f^2 \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$F_{t2,fc,(2+3),Rd} = \frac{2 \cdot M_{pl,2,(2+3),Rd} + n \sum F_{t,Rd}}{m + n}$$

$$M_{pl,2,(2+3),Rd} = \frac{0,25 \cdot \sum L_{eff,2,fc,(2+3)} \cdot t_f^2 \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$F_{t3,fc,(2+3),Rd} = \sum F_{t,Rd}$$

$$F_{t,Rd} = n_t \cdot \frac{0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_S}{\gamma_{Mb}}$$

La longitud eficaz de la fila 2 como grupo se calculó el 3º paso con la tabla 6.3 al ser tornillos interiores:

Patrón circular: $l_{eff,cp} = p_{1,1} + p_{1,2} = 100 + 168 = 268 \text{ mm}$

Patrón no circular: $l_{eff,nc} = 0,5 \cdot p_{1,1} + 0,5 \cdot p_{1,2} = 50 + 84 = 134 \text{ mm}$

La longitud eficaz de la fila 3 como grupo se calculó en el 7º paso con la tabla 6.1 al ser tornillos extremos en un soporte continuo.

Patrón circular:

$$l_{eff,cp} = \pi \cdot m + p_{1,2} = \pi \cdot 24 + 168 = 243,39 \text{ mm}$$

Patrón no circular:

$$l_{eff,nc} = 2m + 0,625 \cdot e_{2,c} + 0,5 \cdot p_{1,2} = 2 \cdot 24 + 0,625 \cdot 40 + 84 = 157 \text{ mm}$$

La longitud eficaz de las filas 2+3 consideradas como grupo es igual a la suma:

$$\text{Siendo para el patrón circular: } l_{eff,cp} = 268 + 243,39 = 511,39 \text{ mm}$$

$$\text{Siendo para el patrón no circular: } l_{eff,nc} = 134 + 157 = 291 \text{ mm}$$

La longitud eficaz del grupo 2+3 es:

$$\text{Para el modo 1: } l_{eff,1} = l_{eff,nc}; \quad l_{eff,1} \leq l_{eff,cp}; \quad l_{eff,1} = 291 \text{ mm}$$

$$\text{para el modo 2: } l_{eff,2} = l_{eff,nc}; \quad l_{eff,2} = 291 \text{ mm}$$

Sustituyendo:

$$M_{pl,1,(2+3),Rd} = \frac{0,25 \cdot 291 \cdot 13^2 \cdot 275}{1,10} = 3.073.687 \text{ Nmm}$$

$$F_{t1,fc,(2+3),Rd} = \frac{4 \cdot 3.073.687}{24} = 512.281 \text{ N}$$

$$M_{pl,2,(2+3),Rd} = \frac{0,25 \cdot 291 \cdot 13^2 \cdot 275}{1,10} = 3.073.687 \text{ Nmm}$$

$$F_{t2,fc,(2+3),Rd} = \frac{2 \cdot 3073687 + 30 \cdot 97113}{24 + 30} = 167.791 \text{ N}$$

$$F_{t3,fc,(2+3),Rd} = \sum F_{t,Rd}, \text{ donde } F_{t,Rd} = 4 \cdot \frac{0,9 \cdot 400 \cdot 84,3}{1,25} = 97.113 \text{ N}$$

Por lo tanto:

$$F_{t,fc,(2+3),Rd} = \min (F_{t1,fc,(2+3),Rd}; F_{t2,fc,(2+3),Rd}; F_{t3,fc,(2+3),Rd}) = 97.113 \text{ N}$$

Fallan los tornillos. Modo 3

COMPONENTE 3: ALMA DEL SOPORTE A TRACCION (Filas 2+3)

RESISTENCIA $F_{t,wc,Rd} = \frac{\omega \cdot b_{eff,t,wc} \cdot t_{wc} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$

Siendo

$b_{eff,t,wc} \quad l_{eff,fc,(2+3)} = 291 \text{ mm}$

$\omega = \omega_1 \quad \text{para } \beta = 1$

$$\omega_1 = \frac{1}{\sqrt{1 + 1,3 \cdot \left(\frac{b_{eff,t,wc} \cdot t_{wc}}{A_{vc}}\right)^2}} = \frac{1}{\sqrt{1 + 1,3 \cdot \left(\frac{291 \cdot 8}{1764}\right)^2}} = 0,553$$

$$F_{t,wc,(2+3),Rd} = \frac{0,553 \cdot 291 \cdot 8 \cdot 275}{1,10} = 321.846 \text{ N}$$

COMPONENTE 5i: PLACA EXTREMA A FLEXIÓN (Filas 2+3)

RESISTENCIA

$$F_{t,fp,(2+3),Rd} = \min(F_{t1,fp,(2+3),Rd}; F_{t2,fp,(2+3),Rd}; F_{t3,fp,(2+3),Rd})$$

Siendo $F_{t1,fp,(2+3),Rd} = \frac{4 \cdot M_{pl,1,(2+3),Rd}}{m_p}$, donde

$$M_{pl,1,(2+3),Rd} = \frac{0,25 \cdot \sum L_{eff,1,fp,(2+3)} \cdot t_p^2 \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$F_{t2,fp,(2+3),Rd} = \frac{2 \cdot M_{pl,(2+3),Rd} + n_2 \sum F_{t,Rd}}{m_p + n_2}, \text{ siendo}$$

$$M_{pl,2,(2+3),Rd} = \frac{0,25 \sum L_{eff,2,fp,(2+3)} \cdot t_p^2 \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$F_{t3,fp,(2+3),Rd} = \sum F_{t,Rd} \text{ con } F_{t,Rd} = n_t \cdot \frac{0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_S}{\gamma_{Mb}}$$

Las longitudes eficaces correspondientes a la 2ª fila de tornillos interior, cerca de un ala de la viga, considerada como un grupo, se calculan siguiendo la tabla 6.5, siendo $\alpha = 5,875$, obtenido en el 3º paso:

$$l_{eff,cp} = \pi \cdot m_p + p_{1,2} = 32,49 \cdot \pi + 168 = 270 \text{ mm}$$

$$l_{eff,nc} = 0,5 \cdot p_{1,2} + \alpha \cdot m_p - (2 \cdot m_p + 0,625 \cdot e_{2,p}) \\ = 0,5 \cdot 168 + 5,875 \cdot 32,49 - (2 \cdot 32,49 + 0,625 \cdot 40) = 184,89 \text{ mm}$$

Las longitudes eficaces correspondientes a la 3ª fila de tornillos, interior cerca del ala inferior, considerada como parte de un grupo, se calculan de acuerdo con la tabla 6.5, siendo $\alpha = 5,73$, obtenida en el 7º paso.

Patrón circular:

$$l_{eff,cp} = \pi \cdot m_p + p_{1,2} = 32,49 \cdot \pi + 168 = 270 \text{ mm}$$

Patrón no circular:

$$l_{eff,cp} = 0,5 \cdot p_{1,2} + \alpha \cdot m_p - (2 \cdot m_p + 0,625 \cdot e_{2,p}) \\ = 0,5 \cdot 168 + 5,73 \cdot 32,49 - (2 \cdot 32,49 + 0,625 \cdot 40) = 180,18 \text{ mm}$$

Las longitudes eficaces correspondientes al grupo formado por las filas 2+3 serán igual a la suma:

$$l_{eff,cp} = 270 + 270 = 540 \text{ mm}$$

$$l_{eff,nc} = 184,89 + 180,18 = 365,07 \text{ mm}$$

Siendo

$$l_{eff,1} = l_{eff,nc} \leq l_{eff,cp}; \quad l_{eff,1} = 365,07 \text{ mm}$$

$$l_{eff,2} = l_{eff,nc}; \quad l_{eff,2} = 365,07 \text{ mm}$$

$$M_{pl,1,(2+3),Rd} = M_{pl,2,(2+3),Rd} = \frac{0,25 \cdot 365,07 \cdot 12^2 \cdot 275}{1,1} = 3.285.630 \text{ Nmm}$$

$$F_{t1,fp,(2+3),Rd} = \frac{4 \cdot 3.285.630}{32,49} = 404.509 \text{ N}$$

$$F_{t2,fp,(2+3),Rd} = \frac{2 \cdot 3.285.630 + 40 \cdot 97.112}{32,49 + 40} = 144.236 \text{ N}$$

$$F_{t3,fp,(2+3),Rd} = 97.113 \text{ N} \text{ correspondiente a 4 tornillos.}$$

Por lo tanto,

$$F_{t,fp,(2+3),Rd} = \min(F_{t1,fp,(2+3),Rd}; F_{t2,fp,(2+3),Rd}; F_{t3,fp,(2+3),Rd}) = 97.113 \text{ N}$$

COMPONENTE 8: ALMA DE LA VIGA A TRACCION (Fila 2+3)

RESISTENCIA
$$F_{t,wb,(2+3),Rd} = \frac{b_{eff,t,wb,(2+3)} \cdot t_{wb} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

Siendo

$$b_{eff,t,wb,(2+3)} = l_{eff,fp,(2+3)} = 365,07 \text{ mm}$$

$$F_{t,wb,(2+3),Rd} = \frac{365,07 \cdot 7,1 \cdot 275}{1,10} = 647.999,25 \text{ N}$$

NOVENO PASO:

Se obtiene la resistencia del grupo formado por la 1ª + 2ª + 3ª fila de tornillos. Dado que entre la 1ª y 2ª fila de tornillos se encuentra el ala traccionada de la viga que actúa de rigidizador, no se tiene en cuenta la resistencia de la placa a flexión, ni del alma a tracción.

Los valores que se calculan son:

- resistencia del ala del soporte a flexión: $F_{t,fc,(1+2+3),Rd}$
- resistencia del alma del soporte a tracción: $F_{t,wc,(1+2+3),Rd}$

COMPONENTE 4: ALA DEL SOPORTE A FLEXIÓN (Fila 1+2+3)

RESISTENCIA

$$F_{t,fc,(1+2+3),Rd} = \min(F_{t1,fc,(1+2+3),Rd}; F_{t2,fc,(1+2+3),Rd}; F_{t3,fc,(1+2+3),Rd})$$

Siendo

$$F_{t1,fc,(1+2+3),Rd} = \frac{4 \cdot M_{pl,1,(1+2+3),Rd}}{m}$$

$$M_{pl,1,(1+2+3),Rd} = \frac{0,25 \cdot \sum L_{eff,1,fc,(1+2+3)} \cdot t_f^2 \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$F_{t2,fc,(1+2+3),Rd} = \frac{2 \cdot M_{pl,2,(1+2+3),Rd} + n \sum F_{t,Rd}}{m + n}$$

$$M_{pl,2,(1+2+3),Rd} = \frac{0,25 \cdot \sum L_{eff,2,fc,(1+2+3)} \cdot t_f^2 \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$F_{t3,fc,(1+2+3),Rd} = \sum F_{t,Rd}$$

$$F_{t,Rd} = n_t \cdot \frac{0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_S}{\gamma_{Mb}}$$

La longitud eficaz de la fila 1 como grupo se calculó en el 1º paso con la tabla 6.1 al ser tornillos extremos.

Patrón circular: $l_{eff,cp} = 175,39 \text{ mm}$

Patrón no circular: $l_{eff,nc} = 123 \text{ mm}$

La longitud eficaz de la fila 2 como grupo se calculó el 3º paso con la tabla 6.3 al ser tornillos interiores.

$$\text{Patrón circular: } l_{eff,cp} = 268 \text{ mm}$$

$$\text{Patrón no circular: } l_{eff,nc} = 134 \text{ mm}$$

La longitud eficaz de la fila 3 como grupo se calculó en el 7º paso con la tabla 6.1 al ser tornillos extremos en un soporte continuo.

$$\text{Patrón circular: } l_{eff,cp} = 243,39 \text{ mm}$$

$$\text{Patrón no circular: } l_{eff,nc} = 157 \text{ mm}$$

La longitud eficaz de las filas 1+2+3 consideradas como grupo es igual a la suma:

$$\text{Patrón circular: } l_{eff,cp} = 175,39 + 268 + 243,39 = 686,78 \text{ mm}$$

$$\text{Patrón no circular: } l_{eff,nc} = 123 + 134 + 157 = 414 \text{ mm}$$

La longitud eficaz del grupo 1+2+3 es:

$$\text{Para el modo 1: } l_{eff,1} = l_{eff,nc}; \quad l_{eff,1} \leq l_{eff,cp}; \quad l_{eff,1} = 414 \text{ mm}$$

$$\text{para el modo 2: } l_{eff,2} = l_{eff,nc}; \quad l_{eff,2} = 414 \text{ mm}$$

Sustituyendo:

$$M_{pl,1,(1+2+3),Rd} = \frac{0,25 \cdot 414 \cdot 13^2 \cdot 275}{1,10} = 4.372.875 \text{ Nmm}$$

$$F_{t1,fc,(1+2+3),Rd} = \frac{4 \cdot 4.372.875}{24} = 7.288.125 \text{ N}$$

$$F_{t2,fc,(1+2+3),Rd} = \frac{2 \cdot 4.372.875 + 30 \cdot 145.670}{24 + 30} = 242.886 \text{ N}$$

$$F_{t3,fc,(2+3),Rd} = \sum F_{t,Rd}, \text{ donde } F_{t,Rd} = 6 \cdot \frac{0,9 \cdot 400 \cdot 84,3}{1,25} = 145.670 \text{ N}$$

Por lo tanto:

$$F_{t,fc,(1+2+3),Rd} = \min (F_{t1,fc,(1+2+3),Rd}; F_{t2,fc,(1+2+3),Rd}; F_{t3,fc,(1+2+3),Rd}) \\ = 145.670 \text{ N}$$

Fallan los tornillos. Modo 3

COMPONENTE 3: ALMA DEL SOPORTE A TRACCION (Filas 1+2+3)

$$\text{RESISTENCIA } F_{t,wc,Rd} = \frac{\omega \cdot b_{\text{eff},t,wc} \cdot t_{wc} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

Siendo

$$b_{\text{eff},t,wc} \quad l_{\text{eff},fc,(1+2+3)} = 414 \text{ mm}$$

$$\omega = \omega_1 \quad \text{para } \beta = 1$$

$$\omega_1 = \frac{1}{\sqrt{1 + 1,3 \cdot \left(\frac{b_{\text{eff},t,wc} \cdot t_{wc}}{A_{vc}} \right)^2}} = \frac{1}{\sqrt{1 + 1,3 \cdot \left(\frac{414 \cdot 8}{1764} \right)^2}} = 0,423$$

$$F_{t,wc,(1+2+3),Rd} = \frac{0,423 \cdot 414 \cdot 8 \cdot 275}{1,10} = 350.244 \text{ N}$$

DECIMO PASO

Teniendo en cuenta los valores calculados, $F_{t3,Rd}$ será igual al menor de los siguientes valores:

Los elementos:

$$\frac{V_{wp,Rd}}{\beta} - F_{t,1,Rd} - F_{t,2,Rd} = \frac{229.150}{1} - 44.633 - 48.556 = 135.961 \text{ N}$$

$$F_{c,wc,Rd} - F_{t,1,Rd} - F_{t,2,Rd} = 183.926 - 44.633 - 48.556 = 90.737 \text{ N}$$

$$F_{c,fc,Rd} - F_{t,1,Rd} - F_{t,2,Rd} = 542.689 - 44.633 - 48.556 = 449.500 \text{ N}$$

La fila 3ª individual:

$$F_{t,fc,3,Rd} = 48.556 \text{ N}$$

$$F_{t,wc,3,Rd} = 233.046 \text{ N}$$

$$F_{t,fp,3,Rd} = 48.556 \text{ N}$$

$$F_{t,wb,3,Rd} = 330.434 \text{ N}$$

Las filas 2ª+3ª como grupo:

$$F_{t,fc,(2+3),Rd} - F_{t,2,Rd} = 97.113 - 48.556 = 48.556 \text{ N}$$

$$F_{t,wc,(2+3),Rd} - F_{t,2,Rd} = 321.846 - 48.556 = 273.290 \text{ N}$$

$$F_{t,fp,(2+3),Rd} - F_{t,2,Rd} = 97.113 - 48.556 = 48.556 \text{ N}$$

$$F_{t,wb,(2+3),Rd} - F_{t,2,Rd} = 647.999 - 48.556 = 599.443 \text{ N}$$

Las filas 1ª+ 2ª+ 3ª como grupo:

$$F_{t,fc,(1+2+3),Rd} - F_{t,1,Rd} - F_{t,2,Rd} = 145.670 - 44.633 - 48.556 = 52.481 \text{ N}$$

$$F_{t,wc,(1+2+3),Rd} - F_{t,1,Rd} - F_{t,2,Rd} = 350.244 - 44.633 - 48.556 = 257.055 \text{ N}$$

De modo que $F_{t,3,Rd} = 48.556 \text{ N}$

Se comprueba si el valor de $F_{t,2,Rd}$ obtenido en el décimo paso supera 1,9 veces la resistencia a tracción de la fila 2 de tornillos. Si es así, la resistencia de la tercera fila deberá cumplir una condición adicional.

$$\text{Si } F_{t,2,Rd} > 1,9 \cdot B_{t,Rd} \longrightarrow F_{t,3,Rd} \leq \frac{F_{t,2,Rd} \cdot h_3}{h_2}$$

$$\text{Siendo } 1,9 \cdot B_{t,Rd} = 1,9 \cdot 24.278 = 46.128,2 \text{ N} < 48.556 \text{ N}$$

Por lo que SI hay que considerar esta condición adicional:

$$F_{t,3,Rd} \leq \frac{48.556 \cdot 66,65}{234,65} = 13.791 \text{ N}$$

RESUMEN		
Componente	Resistencia	Rigidez
PRIMER PASO: Los elementos		
1. Alma soporte a cortante	$V_{wp,Rd} = 229.150 \text{ N}$	$k_1 = 2,317$
2. Alma soporte a compresión	$F_{c,wc,Rd} = 183.926 \text{ N}$	$k_2 = 9,64$
7. Ala y alma viga a compresión	$F_{c,fb,Rd} = 542.689 \text{ N}$	$k_7 = \infty$
FILA 1		
4. Ala soporte a flexión. Modo 3	$F_{t,fc,1,Rd} = 48.556 \text{ N}$	$k_{4,1} = 17,59$
3. Alma soporte flexión.	$F_{t,wc,1,Rd} = 233.046 \text{ N}$	$k_{3,1} = 6,62$
5. Placa a flexión. Modo 2	$F_{t,fp,1,Rd} = 44.633 \text{ N}$	$k_{5,1} = 2,92$
Fila 1	$F_{t,1,Rd} = 44.633 \text{ N}$	Modo 2
FILA 2		
4. Ala soporte a flexión. Modo 3	$F_{t,fc,2,Rd} = 48.556 \text{ N}$	$k_{4,2} = 19,16$
3. Alma soporte flexión.	$F_{t,wc,2,Rd} = 233.046 \text{ N}$	$k_{3,2} = 7,21$
5. Placa a flexión. Modo 3	$F_{t,fp,2,Rd} = 48.556 \text{ N}$	$k_{5,2} = 8,38$
8. Alma viga a tracción.	$F_{t,wb,2,Rd} = 338.794 \text{ N}$	$k_{8,2} = \infty$
Fila 2	$F_{t,2,Rd} = 48.556 \text{ N}$	Modo 3
FILA 3		
4. Ala soporte a flexión. Modo 3	$F_{t,fc,3,Rd} = 48.556 \text{ N}$	$k_{4,3} = 20,88$
3. Alma soporte flexión.	$F_{t,wc,3,Rd} = 233.046 \text{ N}$	$k_{3,3} = 7,86$
5. Placa a flexión. Modo 3	$F_{t,fp,3,Rd} = 48.556 \text{ N}$	$k_{5,3} = 8,17$
8. Alma viga a tracción.	$F_{t,wb,3,Rd} = 330.434 \text{ N}$	$k_{8,3} = \infty$
Fila 3	$F_{t,3,Rd} = 13.791 \text{ N}$	Proporcional

MOMENTO RESISTENTE DE LA UNION

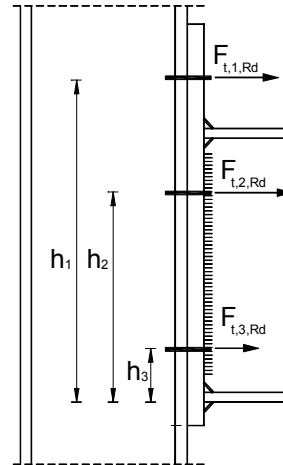
$$M_{j,Rd} = \sum_r h_r \cdot F_{t,r,Rd}$$

Siendo:

$$h_1 = 380 - 30 - 0,5 \cdot 10,7 = 334,65 \text{ mm}$$

$$h_2 = 334,64 - 100 = 234,65 \text{ mm}$$

$$h_3 = 234,65 - 168 = 66,65 \text{ mm}$$



$$\begin{aligned} M_{j,Rd} &= 334,65 \cdot 44.633 + 234,65 \cdot 48.556 + 66,65 \cdot 13.791 = \\ &= 27.249.269 \text{ Nmm} \equiv 27,24 \text{ KNm} \end{aligned}$$

El momento resistente, es igual a la resistencia de cada fila de tornillos multiplicada por su brazo de palanca. De la primera fila de tornillos, fallan la placa y los tornillos simultáneamente (modo 2) de la segunda fila fallan los tornillos a tracción, (modo 3), y la resistencia de la tercera fila se obtiene de la condición que garantiza que las secciones permanecen planas.

RIGIDEZ DE LA UNION

La rigidez inicial de la unión viga soporte es igual a:

$$S_{j,ini} = \frac{E \cdot z^2}{\frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_2} + \frac{1}{k_{eq}}}$$

siendo

$$k_{eff,r} = \frac{1}{\frac{1}{k_{3,r}} + \frac{1}{k_{4,r}} + \frac{1}{k_{5,r}} + \frac{1}{k_{10,r}}}$$

coeficiente de rigidez efectiva correspondiente a la fila r
(prEN ec. 6.30)

$$k_{10,r} = \frac{1,6 \cdot A_S}{L_b} = \frac{83,4}{25 + 7,5} = 4,15 \quad \text{Coeficiente de rigidez de los tornillos a tracción.}$$

FILA 1

$$k_{eff,1} = \frac{1}{\frac{1}{k_{3,1}} + \frac{1}{k_{4,1}} + \frac{1}{k_{5,1}} + \frac{1}{k_{10,1}}} = \frac{1}{\frac{1}{6,62} + \frac{1}{17,59} + \frac{1}{2,92} + \frac{1}{4,15}} = 1,26$$

FILA 2

$$k_{eff,2} = \frac{1}{\frac{1}{k_{3,2}} + \frac{1}{k_{4,2}} + \frac{1}{k_{5,2}} + \frac{1}{k_{10,2}}} = \frac{1}{\frac{1}{7,21} + \frac{1}{19,16} + \frac{1}{8,38} + \frac{1}{4,15}} = 1,81$$

FILA 3

$$k_{eff,3} = \frac{1}{\frac{1}{k_{3,3}} + \frac{1}{k_{4,3}} + \frac{1}{k_{5,3}} + \frac{1}{k_{10,3}}} = \frac{1}{\frac{1}{7,86} + \frac{1}{20,88} + \frac{1}{8,17} + \frac{1}{4,15}} = 1,85$$

El valor del brazo equivalente es igual a:

$$z_{eq} = \frac{\sum_r k_{eff,r} \cdot h_r^2}{\sum_r k_{eff,r} \cdot h_r} = \frac{1,26 \cdot 334,65^2 + 1,81 \cdot 234,65^2 + 1,85 \cdot 66,65^2}{1,26 \cdot 334,65 + 1,81 \cdot 234,65 + 1,85 \cdot 66,65}$$

$$z_{eq} = \frac{248986,02}{969,678} = 256,77 \text{ mm}$$

$$k_{eq} = \frac{1,26 \cdot 334,65 + 1,81 \cdot 234,65 + 1,85 \cdot 66,65}{256,77} = 3,77$$

$$S_{j,ini} = \frac{210000 \cdot 289,3^2}{\frac{1}{2,317} + \frac{1}{9,64} + \frac{1}{3,77}} = 21\,953\,914\,320 \text{ Nmm} / \text{rad}$$

Estos resultados se recogen en la tabla siguiente, considerando que el soporte es continuo, y que $N_{Sd,b} < 0,5 N_{pl,b,Rd} = 67,25 \text{ KN}$.

En esta tabla se incluyen los valores de la rigidez inicial y el momento resistente de la unión con soldadura directa entre las mismas barras (dichos valores se obtuvieron en el epígrafe 5.2)

IPE 300				$N_{Sd} < 67,25 \text{ KN}$													
Soporte	a_3 3,5 mm	UNION SOLDADA		UNION ATORNILLADA													
		a_1, a_2 mm	$M_{j,Rd}$ KN·m	$S_{j,ini}$ KN·m/rad	6 tornillos	t_p mm	h_p mm	b_p mm	e_1 mm	e_2 mm	e_p mm	$p_{1,1}$ mm	$p_{1,2}$ mm	p_2 mm	$M_{j,Rd}$ KN·m	$S_{j,ini}$ KN·m/rad	
HEB 160	4.5	33.70	26676	M 12	4.6	12	380	160	30	40	70	100	168	80	27.24	21953	

7. UNIONES VIGA-SOPORTE SOLDADAS NO RIGIDIZADAS

En este capítulo se calcula la rigidez inicial y el momento resistente de las uniones viga-soporte formadas por perfiles HEB, continuos¹ y sin rigidizar como soportes, y perfiles IPE, como vigas, unidas al ala del pilar mediante soldadura perimetral en ángulo, tal y como muestra la figura 7.1, siguiendo el método de los componentes descrito en el 5º capítulo.

Se han estudiado todas las vigas de la serie IPE unidas a aquellos perfiles de la serie HEB en que cumplen la condición: $b_{fc} \geq b_{fb}$

No se hace distinción acerca de si se trata una unión a una o dos caras.

Para obtener los resultados recogidos al final de este capítulo, ha sido necesario partir de unas hipótesis previas que se recogen a continuación.

¹ Pueden ser soportes no continuos que sobresalen una longitud l_f del ala superior de la viga tal y como se muestra en la figura 7.1

7.1 Hipótesis de partida

En el cálculo de las uniones propuestas, se han tenido en cuenta una serie de consideraciones previas. Algunas de éstas las determina la normativa de aplicación, y se han enunciado en el capítulo 5º, otras ha sido necesario establecerlas para centrar el problema. Se presentan a continuación las hipótesis en las que se basan los cálculos.

Solicitaciones

El axil sollicitación en la viga unida no superará el 5% del axil de plastificación de la misma, según establece el Art. 6.2.3.(2) de EC 3

Para el momento sollicitación no hay ningún tipo de limitación en el caso de unión viga-soporte a una cara.

Caso de ser una unión a ambas caras del soporte, la relación entre los momentos sollicitación de las dos vigas será:

$$\frac{M_{b1,Sd}}{M_{b2,Sd}} \geq 1 \text{ para poder considerar que } \beta = 1$$

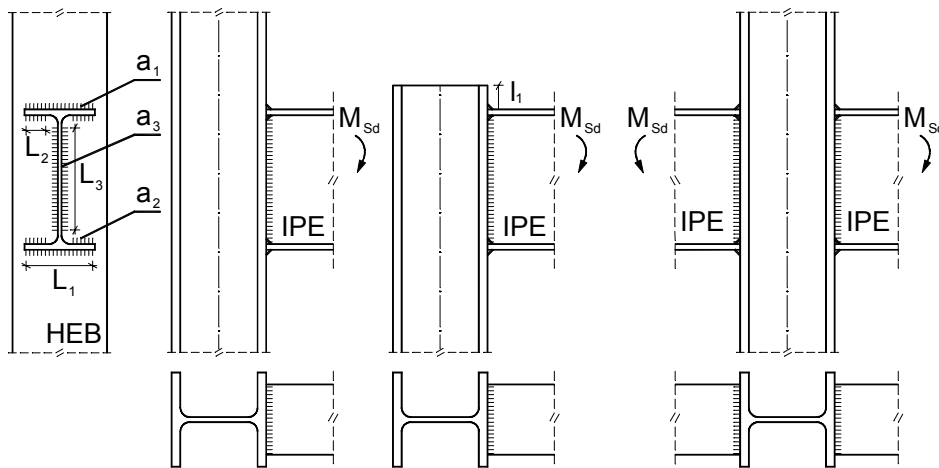


figura 7.1

El valor del coeficiente² β depende de la relación entre los flectores en cada uno de los extremos de las vigas, siendo más desfavorable cuando los momentos tienen signos contrarios de forma que actúan acumulándose e incrementando el valor del cortante en el alma del soporte.

Esta relación entre los momentos a cada uno de los lados del soporte es desconocida inicialmente, no obstante, en la mayor parte de los casos, los momentos tienen el mismo signo, por lo que el valor del coeficiente β será normalmente 1.

Por tanto, una de las premisas en las que se basan los cálculos es que $\beta = 1$. Si el valor real de β fuera cero, los valores obtenidos son válidos. Por el contrario, si $\beta = 2$, los cálculos realizados quedan del lado de la INSEGURIDAD.

En el caso del esfuerzo cortante en la viga unida, la resistencia del componente nº 7 -ala y alma de la viga a compresión- es menor si V_{Sd} supera el 50% $V_{pl,Rd}$. En los cálculos se ha supuesto que no se supera el 50% del cortante de plastificación, aunque no es significativa esta limitación, ya que cuando se da esta circunstancia, la resistencia de la unión coincide con la resistencia de la viga unida a flexión teniendo en cuenta la interacción con el cortante, y llegado el caso del agotamiento, éste sería simultáneo en la viga³ y en la unión.

Soldaduras

Teniendo en cuenta el artículo *Art. 6.2.2.(1) del prEN* que dice:

La soldadura de unión del alma de la viga debe ser dimensionada para transmitir a la unión el cortante en el extremo de la viga sin colaboración de las soldaduras de unión de las alas de la viga.

² Los valores de β se encuentran en el capítulo 4, tabla 4.4

³ Se supone que durante el proceso de cálculo de la estructura, se ha comprobado que la viga no se agota.

Se han dimensionado los cordones de soldadura que unen el alma de la viga con el ala del soporte -cordones de espesor de garganta - a_3 -, teniendo en cuenta que el máximo cortante en el extremo de la barra será el cortante de plastificación de la viga, y considerando que todo él debe ser transmitido por estas soldaduras de longitud L_3 (véase la figura 7.1)

Para dimensionar los cordones de soldadura de las alas de la viga con el ala del soporte -cordones de espesor de garganta a_1 y a_2 - se ha tenido en cuenta el artículo Art. 6.2.3.(4) que dice:

En uniones soldadas y en uniones atornilladas con placas extremas la soldadura debe ser dimensionada de modo que el momento resistente del nudo $M_{j,Rd}$, esté siempre condicionado por la resistencia de los otros componentes y no por la resistencia de las soldaduras.

Así, se ha considerado que el máximo momento que dichas soldaduras deberán transmitir, es el momento de plastificación de la viga unida, de tal manera que la fuerza que deben desarrollar las mismas es igual a

$$F = \frac{M_{pl,b,Rd}}{h_b - t_{tb}} \quad [7.1]$$

Aplicando el criterio simplificado de dimensionado de las soldaduras recogido en el art. 6.6.5.3. del Eurocódigo 3, la resistencia de cálculo por unidad de longitud se determina mediante la expresión:

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} \cdot a \quad [7.2]$$

siendo $f_{vw,d}$ la resistencia a cortante del cordón de soldadura igual a:

$$f_{vw,d} = \frac{f_u}{\sqrt{3}} \cdot \frac{1}{\beta_w \cdot \gamma_{Mw}} \quad [7.3]$$

Teniendo en cuenta que las alas del soporte no se han rigidizado, se ha calculado la longitud eficaz de dichas soldaduras para obtener la resistencia de las mismas según establece el Eurocódigo 3 de modo que las longitudes L_1 y L_2 (ver figura 7.2) serán igual a:

$$L_1 = b_{\text{eff}} = t_{\text{wc}} + 2 \cdot r_c + 7 \cdot t_{\text{fc}} \leq b_{\text{fb}} \quad [7.4]$$

$$L_2 = \frac{(t_{\text{wc}} + 2 \cdot r_c + 7 \cdot t_{\text{fc}}) - 2 \cdot r_b - t_{\text{wb}}}{2} \leq \frac{b_{\text{fb}} - 2 \cdot r_b - t_{\text{wb}}}{2} \quad [7.5]$$

El espesor de garganta a^4 deberá ser suficiente para transmitir la fuerza F calculada anteriormente, de forma que:

$$a \cdot (L_1 + 2 \cdot L_2) \cdot \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{Mw} \cdot \beta_w} > F = \frac{M_{pl,b,Rd}}{h_b - t_{tb}} \quad [7.6]$$

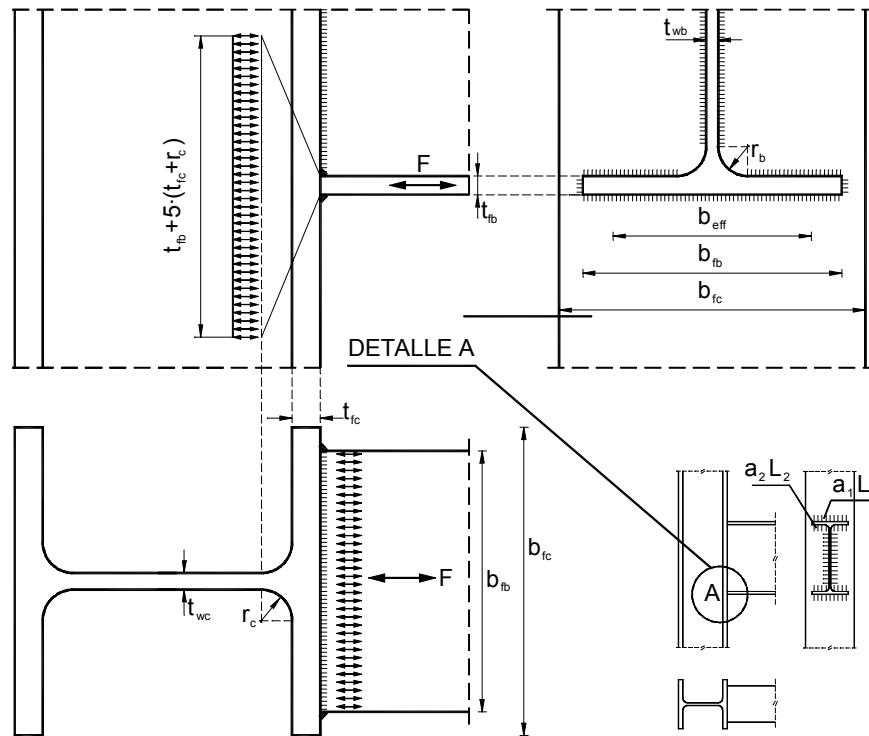


figura 7.2

⁴ Se refiere a $a_1 = a_2$

Cuando la resistencia del componente más débil de la unión permite reducir el espesor de garganta de estas soldaduras, éste se ha ajustado a su menor valor.

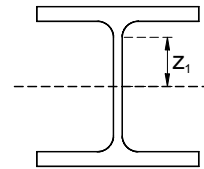
Coeficiente k_{wc}

El coeficiente k_{wc} tiene en cuenta la influencia en la resistencia del panel del alma del soporte a compresión (componente nº 2) de las tensiones normales debidas al axil y el momento flector en el pilar.

Según establece el artículo 6.2.6.2.(2) del *prEN* depende del valor de $\sigma_{com,Sd}$ - tensión normal en el alma, en el punto de encuentro con el radio de acuerdo - de manera que si

$$\sigma_{com,Sd} \leq 0,7 \cdot f_{y,wc} \longrightarrow k_{wc} = 1$$

$$\sigma_{com,Sd} > 0,7 \cdot f_{y,wc} \longrightarrow k_{wc} = 1,7 - \frac{\sigma_{com,Sd}}{f_{y,wc}}$$



siendo $\sigma_{com,Sd} = \frac{N_{Sd}}{A} + \frac{M_{Sd}}{I_y} \cdot z_1$

Dado que no se conoce a priori el valor de $\sigma_{com,Sd}$, se ha calculado el valor de $M_{j,Rd}$ teniendo en cuenta que la tensión no supera el 70% del límite elástico, de modo que el valor del coeficiente $k_{wc} = 1$.

Cuando la tensión supera el 70% del límite elástico, el valor del coeficiente k_{wc} depende de dicha tensión, siendo necesario un proceso iterativo para obtener su valor exacto. Para evitar este proceso, se ha supuesto, quedando del lado de la seguridad, que la tensión coincide con su valor máximo: $\sigma_{com,Sd} = f_{yw}$ y entonces $k_{wc} = 0,7$.

En las tablas siguientes se ha calculado el valor del momento⁵ resistente de la unión en los dos supuestos.

⁵ Este coeficiente no influye en el cálculo de $S_{j,ini}$

7.2. Uniones calculadas

Los pares viga-soporte calculados se recogen en la figura 7.3, donde se indica el componente que falla, y por tanto el que condiciona el valor de $M_{j,Rd}$.

En las siguientes tablas se recoge, para cada unión viga-soporte, el máximo axil⁶ permitido, los espesores de garganta mínimos (a_1 , a_2 , y a_3) se indican en la figura 7.1, el valor de la rigidez inicial, $S_{j,ini}$ y el momento resistente de la unión $M_{j,Rd}$.

HEB IPE	100	120	140	160	180	200	220	240	260	280	300	320	340	360	400	450	500	550	600
80																			
100																			
120	*																		
140	*	*																	
160	*	*	*																
180	*	*	*	*															
200	*	*	*	*	*														
220		*	*	*	*	*													
240		*	*	*	*	*	*												
270			*	*	*	*	*	*											
300				*	*	*	*	*	*										
330				*	*	*	*	*	*	*	*								
360					*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
400					*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
450						*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
500						*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
550							*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
600							*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*

ALA DEL SOPORTE A FLEXION

ALMA DEL SOPORTE A COMPRESIÓN

ALMA DEL SOPORTE A CORTANTE

NOTA: El * indica que el componente más débil es el alma del soporte a compresión si $k_{wc} = 0,7$

figura 7.3

⁶ El axil no superará el 5% del axil de plastificación del IPE, y el cortante el 50% del cortante de plastificación de la viga.

Conocidas las propiedades de la unión se puede obtener la gráfica momento-rotación que representa el comportamiento del nudo.

Particularizando para el análisis global elástico lineal, tal y como se enunció en el capítulo 2, es posible comprobar la resistencia de la unión en régimen elástico:

para $M_{Sd} < \frac{2}{3} M_{j,Rd}$ (la rigidez de la unión es igual a $S_{j,ini}$)

o en régimen plástico:

para $\frac{2}{3} M_{j,Rd} < M_{Sd} < M_{j,Rd}$ (la rigidez de la unión es igual a $\frac{1}{2} S_{j,ini}$)

La figura 7.4(a) muestra el diagrama momento-rotación correspondiente a este modelo.

Simplificando todavía más el comportamiento de la unión, es posible considerar como rigidez de la unión $\frac{1}{2} S_{j,ini}$ para cualquier valor de $M_{j,Sd}$, tal y como se muestra en la figura 7.4(b)

Queda a criterio del proyectista elegir uno u otro modelo simplificado de la gráfica momento-rotación.

En las tablas siguientes, se incluye el valor de $\frac{2}{3} M_{j,Rd}$ y $S_{j,ini}$ además de $M_{j,Rd}$ y $\frac{1}{2} S_{j,ini}$.

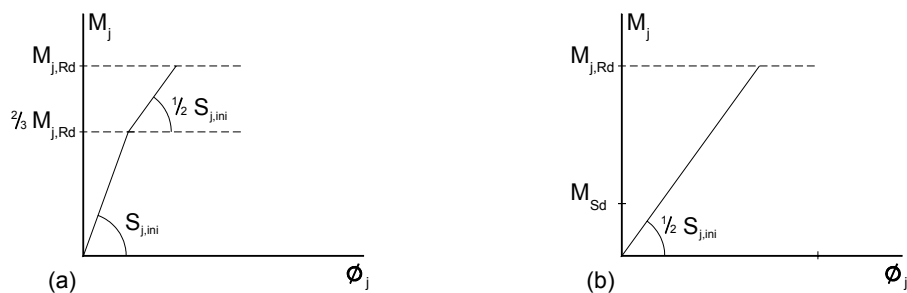


figura 7.4

Las longitudes L_{art} y L_{rig} tabuladas se han obtenido a partir de la condición de unión nominalmente articulada, y unión rígida (ver epígrafe 3.1), de modo que:

Una unión se puede considerar nominalmente articulada si:

$$S_{j,ini} \leq 0,5 \cdot \frac{E \cdot I}{L}$$

La máxima longitud que permite considerar la unión como articulada es:

$$S_{j,ini} \leq 0,5 \cdot \frac{E \cdot I}{L_{art}}; \quad L_{art} \leq 0,5 \cdot \frac{E \cdot I}{S_{j,ini}}$$

Una unión se puede considerar nominalmente rígida⁷ si:

$$S_{j,ini} \geq 8 \cdot \frac{E \cdot I}{L}$$

La longitud a partir de la cual la unión se puede considerar rígida es:

$$S_{j,ini} \geq 8 \cdot \frac{E \cdot I}{L_{rig}}; \quad L_{rig} \geq 8 \cdot \frac{E \cdot I}{S_{j,ini}}$$

La longitud l_1 , acotada en la figura 7.1 es, tal y como se dijo en el epígrafe 4.5, lo que debe sobresalir el extremo del soporte respecto el ala superior de la viga para considerar la misma resistencia a tracción del alma del soporte que en el caso de soporte continuo.

⁷ Se considera que la estructura está arriostrada.

7.3 Tablas de propiedades de las uniones soldadas

IPE 80			$N_{j,Sd} < 9,55 \text{ KN}$				$V_{j,Sd} < 25,7 \text{ KN}$		
			$\sigma_{com,Sd} \leq 0,7 \cdot f_{y,wc}$						
S 275	$a_3 = 3,0 \text{ mm}$		Clasificación		$M_{j,Sd} < \frac{2}{3} M_{j,Rd}$		$M_{j,Sd} > \frac{2}{3} M_{j,Rd}$		
Soportes	a_1, a_2 mm	I_1 mm	L_{art} m	L_{rig} m	$\frac{2}{3} M_{j,Rd}$ KN-m	$S_{j,ini}$ KN-m/rad	$M_{j,Rd}$ KN-m	$\frac{1}{2} S_{j,ini}$ KN-m/rad	$M_{j,Rd}$ KN-m
HEB 100	3,5	60	0,03	0,49	2,98	2720	4,47	1360	4,47
HEB 120	3,5	62	0,03	0,49	2,98	2734	4,47	1367	4,47
HEB 140	3,5	65	0,03	0,49	2,98	2745	4,47	1372	4,47
HEB 160	3,5	75	0,03	0,40	2,98	3346	4,47	1673	4,47
HEB 180	3,5	79	0,03	0,40	2,98	3327	4,47	1663	4,47
HEB 200	3,5	87	0,02	0,36	2,98	3725	4,47	1862	4,47

tabla 7.1

IPE 100			$N_{j,Sd} < 12,87 \text{ KN}$				$V_{j,Sd} < 36,5 \text{ KN}$		
			$\sigma_{com,Sd} \leq 0,7 \cdot f_{y,wc}$						
S 275	$a_3 = 3,0 \text{ mm}$		Clasificación		$M_{j,Sd} < \frac{2}{3} M_{j,Rd}$		$M_{j,Sd} > \frac{2}{3} M_{j,Rd}$		
Soportes	a_1, a_2 mm	I_1 mm	L_{art} m	L_{rig} m	$\frac{2}{3} M_{j,Rd}$ KN-m	$S_{j,ini}$ KN-m/rad	$M_{j,Rd}$ KN-m	$\frac{1}{2} S_{j,ini}$ KN-m/rad	$M_{j,Rd}$ KN-m
HEB 100	4,0	61	0,05	0,75	4,92	3844	7,39	1922	7,39
HEB 120	4,0	63	0,05	0,73	4,92	3948	7,39	1974	7,39
HEB 140	4,0	66	0,04	0,71	4,92	4031	7,39	2015	7,39
HEB 160	4,0	76	0,04	0,58	4,92	4950	7,39	2475	7,39
HEB 180	4,0	78	0,04	0,58	4,92	4974	7,39	2478	7,39
HEB 200	4,0	88	0,03	0,51	4,92	5598	7,39	2799	7,39

tabla 7.2

IPE 120			$N_{j,Sd} < 16,5 \text{ KN}$				$V_{j,Sd} < 45,4 \text{ KN}$		
			$\sigma_{com,Sd} \leq 0,7 \cdot f_{y,wc}$						
S 275	$a_3 = 3,0 \text{ mm}$		Clasificación		$M_{j,Sd} < \frac{2}{3} M_{j,Rd}$		$M_{j,Sd} > \frac{2}{3} M_{j,Rd}$		
Soportes	a_1, a_2 mm	I_1 mm	L_{art} m	L_{rig} m	$\frac{2}{3} M_{j,Rd}$ KN-m	$S_{j,ini}$ KN-m/rad	$M_{j,Rd}$ KN-m	$\frac{1}{2} S_{j,ini}$ KN-m/rad	$M_{j,Rd}$ KN-m
HEB 100	4,0	61	0,07	1,07	7,64	5014	11,46	2507	10,93
HEB 120	4,0	63	0,06	1,02	7,64	5236	11,46	2618	11,46
HEB 140	4,0	66	0,06	0,99	7,64	5419	11,46	2709	11,46
HEB 160	4,0	76	0,05	0,80	7,64	6698	11,46	3349	11,46
HEB 180	4,0	78	0,05	0,79	7,64	6792	11,46	3396	11,46
HEB 200	4,0	88	0,04	0,70	7,64	7682	11,46	3841	11,46

tabla 7.3

IPE 140			$N_{Sd} < 20,5 \text{ KN}$				$V_{Sd} < 54,9 \text{ KN}$			
			$\sigma_{com,Sd} \leq 0,7 \cdot f_{y,wc}$							
S 275	$a_3 = 3,0 \text{ mm}$		Clasificación		$M_{j,Sd} < \frac{2}{3} M_{j,Rd}$		$M_{j,Sd} > \frac{2}{3} M_{j,Rd}$		$M_{j,Rd}$ KN-m	
Soportes	a_1, a_2 mm	I_1 mm	L_{art} m	L_{rig} m	$\frac{2}{3} M_{j,Rd}$ KN-m	$S_{j,ini}$ KN-m/rad	$M_{j,Rd}$ KN-m	$\frac{1}{2} S_{j,ini}$ KN-m/rad		
HEB 100	4,0	61	0,09	1,46	10,37	6229	15,56	3114	12,83	
HEB 120	4,5	64	0,09	1,37	11,17	6627	16,76	3313	15,06	
HEB 140	4,5	66	0,08	1,31	11,17	6942	16,76	3471	16,76	
HEB 160	4,5	76	0,07	1,05	11,17	8626	16,76	4313	16,76	
HEB 180	4,5	79	0,06	1,03	11,17	8821	16,76	4410	16,76	
HEB 200	4,5	89	0,06	0,91	11,17	10018	16,76	5009	16,76	

tabla 7.4

IPE 160			$N_{Sd} < 25,12 \text{ KN}$				$V_{Sd} < 69,75 \text{ KN}$			
			$\sigma_{com,Sd} \leq 0,7 \cdot f_{y,wc}$							
S 275	$a_3 = 3,0 \text{ mm}$		Clasificación		$M_{j,Sd} < \frac{2}{3} M_{j,Rd}$		$M_{j,Sd} > \frac{2}{3} M_{j,Rd}$		$M_{j,Rd}$ KN-m	
Soportes	a_1, a_2 mm	I_1 mm	L_{art} m	L_{rig} m	$\frac{2}{3} M_{j,Rd}$ KN-m	$S_{j,ini}$ KN-m/rad	$M_{j,Rd}$ KN-m	$\frac{1}{2} S_{j,ini}$ KN-m/rad		
HEB 100	4,0	61	0,12	1,95	11,89	7484	17,84	3742	14,74	
HEB 120	4,5	64	0,11	1,81	14,47	8052	21,71	4026	17,31	
HEB 140	5,0	67	0,11	1,71	15,43	8558	23,14	4279	20,05	
HEB 160	5,0	77	0,09	1,37	15,43	10687	23,14	5343	23,14	
HEB 180	5,0	80	0,08	1,33	15,43	11010	23,14	5505	23,14	
HEB 200	5,0	90	0,07	1,16	15,43	12550	23,14	6275	23,14	
HEB 220	5,0	92	0,07	1,14	15,43	12778	23,14	6389	23,14	
HEB 240	5,0	102	0,06	1,02	15,43	14285	23,14	7142	23,14	
HEB 260	5,0	111	0,06	0,98	15,43	14921	23,14	7460	23,14	

tabla 7.5

IPE 180			$N_{Sd} < 29,87 \text{ KN}$				$V_{Sd} < 80,85 \text{ KN}$			
			$\sigma_{com,Sd} \leq 0,7 \cdot f_{y,wc}$							
S 275	$a_3 = 3,0 \text{ mm}$		Clasificación		$M_{j,Sd} < \frac{2}{3} M_{j,Rd}$		$M_{j,Sd} > \frac{2}{3} M_{j,Rd}$			
Soportes	a_1, a_2 mm	I_1 mm	L_{art} m	L_{rig} m	$\frac{2}{3} M_{j,Rd}$ KN-m	$S_{j,ini}$ KN-m/rad	$M_{j,Rd}$ KN-m	$\frac{1}{2} S_{j,ini}$ KN-m/rad	$M_{j,Rd}$ KN-m	
HEB 100	3,5	60	0,16	2,54	13,40	8732	20,10	4366	16,56	
HEB 120	4,0	63	0,15	2,34	16,31	9479	24,47	4739	19,44	
HEB 140	5,0	67	0,14	2,17	19,54	10198	29,31	5099	22,65	
HEB 160	5,0	77	0,11	1,73	20,87	12791	31,30	6395	29,91	
HEB 180	5,0	80	0,10	1,67	20,87	13262	31,30	6631	31,3	
HEB 200	5,0	90	0,09	1,46	20,87	15172	31,30	7586	31,3	
HEB 220	5,0	92	0,09	1,43	20,87	15521	31,30	7760	31,3	
HEB 240	5,0	102	0,08	1,27	20,87	17400	31,30	8700	31,3	
HEB 260	5,0	111	0,08	1,22	20,87	18231	31,30	9115	31,3	
HEB 280	5,0	112	0,08	1,21	20,87	18283	31,30	9141	31,3	
HEB 300	5,0	122	0,07	1,11	20,87	20062	31,30	10031	31,3	
HEB 320	5,0	126	0,07	1,08	20,87	20517	31,30	10258	31,3	
HEB 340	5,0	128	0,07	1,07	20,87	20755	31,30	10377	31,3	
HEB 360	5,0	131	0,07	1,06	20,87	20989	31,30	10494	31,3	

tabla 7.6

IPE 200			$N_{Sd} < 35,62 \text{ KN}$				$V_{Sd} < 101,15 \text{ KN}$			
			$\sigma_{com,Sd} \leq 0,7 \cdot f_{y,wc}$							
S 275	$a_3 = 3,0 \text{ mm}$		Clasificación		$M_{j,Sd} < \frac{2}{3} M_{j,Rd}$		$M_{j,Sd} > \frac{2}{3} M_{j,Rd}$			
Soportes	a_1, a_2 mm	I_1 mm	L_{art} m	L_{rig} m	$\frac{2}{3} M_{j,Rd}$ KN-m	$S_{j,ini}$ KN-m/rad	$M_{j,Rd}$ KN-m	$\frac{1}{2} S_{j,ini}$ KN-m/rad	$M_{j,Rd}$ KN-m	
HEB 100	3,5	60	0,20	3,25	14,92	10032	22,38	5016	18,47	
HEB 120	4,0	63	0,19	2,97	18,17	10981	27,25	5490	21,69	
HEB 140	4,5	66	0,17	2,75	21,75	11848	32,63	5924	25,12	
HEB 160	5,5	78	0,14	2,17	27,13	15038	40,69	7519	33,54	
HEB 180	5,5	80	0,13	2,08	27,13	15693	40,69	7843	37,46	
HEB 200	5,5	90	0,11	1,81	27,13	18001	40,69	9000	40,69	
HEB 220	5,5	93	0,11	1,76	27,13	18497	40,69	9248	40,69	
HEB 240	5,5	103	0,10	1,57	27,13	20785	40,69	10392	40,69	
HEB 260	5,5	112	0,09	1,49	27,13	21840	40,69	10920	40,69	
HEB 280	5,5	113	0,09	1,48	27,13	21978	40,69	10989	40,69	
HEB 300	5,5	126	0,08	1,35	27,13	24152	40,69	12076	40,69	
HEB 320	5,5	127	0,08	1,32	27,13	24750	40,69	12375	40,69	
HEB 340	5,5	129	0,08	1,30	27,13	25093	40,69	12546	40,69	
HEB 360	5,5	132	0,08	1,28	27,13	25425	40,69	12712	40,69	
HEB 400	5,5	135	0,08	1,26	27,13	25842	40,69	12921	40,69	

tabla 7.7

IPE 220			$N_{Sd} < 41,75 \text{ KN}$				$V_{Sd} < 114,82 \text{ KN}$			
			$\sigma_{com,Sd} \leq 0,7 \cdot f_{y,wc}$							
S 275	$a_3 = 3,0 \text{ mm}$		Clasificación		$M_{j,Sd} < \frac{2}{3} M_{j,Rd}$		$M_{j,Sd} > \frac{2}{3} M_{j,Rd}$			
Soportes	a_1, a_2 mm	I_1 mm	L_{art} m	L_{rig} m	$\frac{2}{3} M_{j,Rd}$ KN-m	$S_{j,ini}$ KN-m/rad	$M_{j,Rd}$ KN-m	$\frac{1}{2} S_{j,ini}$ KN-m/rad	$M_{j,Rd}$ KN-m	
HEB 120	3,5	62	0,23	3,74	19,99	12459	29,99	6229	23,81	
HEB 140	4,0	66	0,22	3,44	23,95	13523	35,92	6761	27,58	
HEB 160	5,5	78	0,17	2,69	32,20	17283	48,30	8641	37,01	
HEB 180	6,0	81	0,16	2,56	35,55	18191	53,33	9095	41,55	
HEB 200	6,0	91	0,14	2,22	35,55	20934	53,33	10467	49,81	
HEB 220	6,0	93	0,13	2,15	35,55	21600	53,33	10800	53,33	
HEB 240	6,0	103	0,12	1,91	35,55	24323	53,33	12161	53,33	
HEB 260	6,0	112	0,11	1,82	35,55	25625	53,33	12812	53,33	
HEB 280	6,0	113	0,11	1,80	35,55	25871	53,33	12935	53,33	
HEB 300	6,0	123	0,10	1,63	35,55	28466	53,33	14233	53,33	
HEB 320	6,0	127	0,10	1,59	35,55	29229	53,33	14614	53,33	
HEB 340	6,0	130	0,10	1,57	35,55	29695	53,33	14847	53,33	
HEB 360	6,0	132	0,10	1,54	35,55	30142	53,33	15071	53,33	
HEB 400	6,0	136	0,09	1,51	35,55	30741	53,33	15370	53,33	

tabla 7.8

IPE 240			$N_{Sd} < 48,87 \text{ KN}$				$V_{Sd} < 138,04 \text{ KN}$			
			$\sigma_{com,Sd} \leq 0,7 \cdot f_{y,wc}$							
S 275	$a_3 = 3,5 \text{ mm}$		Clasificación		$M_{j,Sd} < \frac{2}{3} M_{j,Rd}$		$M_{j,Sd} > \frac{2}{3} M_{j,Rd}$			
Soportes	a_1, a_2 mm	I_1 mm	L_{art} m	L_{rig} m	$\frac{2}{3} M_{j,Rd}$ KN-m	$S_{j,ini}$ KN-m/rad	$M_{j,Rd}$ KN-m	$\frac{1}{2} S_{j,ini}$ KN-m/rad	$M_{j,Rd}$ KN-m	
HEB 120	3,5	62	0,29	4,67	21,83	14007	32,75	7003	26,07	
HEB 140	4,0	66	0,27	4,27	26,15	15289	39,23	7644	30,19	
HEB 160	5,0	77	0,21	3,35	35,17	19524	52,75	9762	40,30	
HEB 180	6,0	81	0,20	3,16	40,45	20711	60,67	10355	45,47	
HEB 200	6,5	92	0,17	2,72	45,11	23984	67,67	11992	54,75	
HEB 220	6,5	94	0,16	2,63	45,11	24842	67,67	12421	60,09	
HEB 240	6,5	104	0,15	2,33	45,11	28030	67,67	14015	67,67	
HEB 260	6,5	113	0,14	2,21	45,11	29604	67,67	14802	67,67	
HEB 280	6,5	114	0,14	2,18	45,11	29979	67,67	14898	67,67	
HEB 300	6,5	124	0,12	1,98	45,11	33029	67,67	16514	67,67	
HEB 320	6,5	128	0,12	1,92	45,11	33978	67,67	16989	67,67	
HEB 340	6,5	130	0,12	1,89	45,11	34587	67,67	17293	67,67	
HEB 360	6,5	133	0,12	1,86	45,11	35169	67,67	17584	67,67	
HEB 400	6,5	137	0,11	1,82	45,11	35984	67,67	17992	67,67	

tabla 7.9

IPE 270			$N_{Sd} < 57,37 \text{ KN}$				$V_{Sd} < 159,44 \text{ KN}$			
			$\sigma_{com,Sd} \leq 0,7 \cdot f_{y,wc}$							
S 275	$a_3 = 3,5 \text{ mm}$		Clasificación		$M_{j,Sd} < \frac{2}{3} M_{j,Rd}$		$M_{j,Sd} > \frac{2}{3} M_{j,Rd}$		$M_{j,Rd}$ KN-m	
Soportes	a_1, a_2 mm	I_1 mm	L_{art} m	L_{rig} m	$\frac{2}{3} M_{j,Rd}$ KN-m	$S_{j,ini}$ KN-m/rad	$M_{j,Rd}$ KN-m	$\frac{1}{2} S_{j,ini}$ KN-m/rad	$M_{j,Rd}$ KN-m	
HEB 140	4,0	66	0,34	5,40	29,51	18022	44,27	9011	34,13	
HEB 160	4,5	76	0,26	4,22	39,69	23026	59,53	11513	45,32	
HEB 180	5,0	80	0,25	3,97	45,65	24475	68,47	12237	50,88	
HEB 200	6,5	91	0,21	3,40	55,91	28584	83,86	14274	61,59	
HEB 220	6,5	94	0,20	3,26	59,62	29813	89,43	14906	67,90	
HEB 240	6,5	104	0,18	2,88	59,62	33744	89,43	16872	79,51	
HEB 260	6,5	113	0,17	2,72	59,62	35767	89,43	17883	87,23	
HEB 280	6,5	114	0,17	2,67	59,62	36365	89,43	18182	89,43	
HEB 300	6,5	124	0,15	2,42	59,62	40151	89,43	20075	89,43	
HEB 320	6,5	128	0,15	2,35	59,62	41413	89,43	20706	89,43	
HEB 340	6,5	130	0,14	2,30	59,62	42270	89,43	21135	89,43	
HEB 360	6,5	133	0,14	2,26	59,62	43086	89,43	21543	89,43	
HEB 400	6,5	137	0,14	2,20	59,62	44284	89,43	22142	89,43	

tabla 7.10

IPE 300			$N_{Sd} < 67,25 \text{ KN}$				$V_{Sd} < 185,25 \text{ KN}$			
			$\sigma_{com,Sd} \leq 0,7 \cdot f_{y,wc}$							
S 275	$a_3 = 3,5 \text{ mm}$		Clasificación		$M_{j,Sd} < \frac{2}{3} M_{j,Rd}$		$M_{j,Sd} > \frac{2}{3} M_{j,Rd}$		$M_{j,Rd}$ KN-m	
Soportes	a_1, a_2 mm	I_1 mm	L_{art} m	L_{rig} m	$\frac{2}{3} M_{j,Rd}$ KN-m	$S_{j,ini}$ KN-m/rad	$M_{j,Rd}$ KN-m	$\frac{1}{2} S_{j,ini}$ KN-m/rad	$M_{j,Rd}$ KN-m	
HEB 160	4,5	76	0,33	5,26	44,19	26676	66,29	13338	50,55	
HEB 180	5,0	80	0,31	4,93	50,83	28501	76,25	14250	56,75	
HEB 200	5,5	90	0,26	4,23	62,25	33238	93,38	16619	68,38	
HEB 220	6,0	93	0,25	4,03	69,85	34849	104,77	17424	75,40	
HEB 240	7,0	105	0,22	3,53	77,39	39805	116,08	19902	89,03	
HEB 260	7,0	114	0,21	3,32	77,39	42327	116,08	21163	97,66	
HEB 280	7,0	115	0,20	3,25	77,39	43198	116,08	21599	104,73	
HEB 300	7,0	125	0,18	2,94	77,39	47781	116,08	23890	116,08	
HEB 320	7,0	129	0,18	2,84	77,39	49403	116,08	24701	116,08	
HEB 340	7,0	131	0,17	2,78	77,39	50554	116,08	25277	116,08	
HEB 360	7,0	134	0,17	2,72	77,39	51647	116,08	25823	116,08	
HEB 400	7,0	137	0,16	2,63	77,39	53313	116,08	26656	116,08	
HEB 450	7,0	142	0,17	2,66	77,39	52760	116,08	26380	116,08	
HEB 500	7,0	147	0,17	2,69	77,39	52255	116,08	26127	116,08	
HEB 550	7,0	150	0,17	2,75	77,39	50982	116,08	25491	116,08	
HEB 600	7,0	152	0,18	2,82	77,39	49842	116,08	24921	116,08	

tabla 7.11

IPE 330			$N_{Sd} < 78,25 \text{ KN}$				$V_{Sd} < 222,29 \text{ KN}$			
			$\sigma_{com,Sd} \leq 0,7 \cdot f_{y,wc}$							$\sigma_{com,Sd} > 0,7 \cdot f_{y,wc}$
S 275	$a_3 = 4,0 \text{ mm}$		Clasificación		$M_{j,Sd} < \frac{2}{3} M_{j,Rd}$		$M_{j,Sd} > \frac{2}{3} M_{j,Rd}$		$M_{j,Rd}$ KN-m	
Soportes	a_1, a_2 mm	I_1 mm	L_{art} m	L_{rig} m	$\frac{2}{3} M_{j,Rd}$ KN-m	$S_{j,ini}$ KN-m/rad	$M_{j,Rd}$ KN-m	$\frac{1}{2} S_{j,ini}$ KN-m/rad		
HEB 160	5,0	77	0,41	6,49	48,65	30459	72,98	15229	56,09	
HEB 180	5,0	80	0,38	6,07	55,96	32602	83,94	16301	62,66	
HEB 200	5,5	90	0,32	5,19	68,54	38123	102,81	19061	75,48	
HEB 220	6,0	93	0,31	4,93	76,90	40121	115,35	20060	83,22	
HEB 240	7,0	105	0,27	4,31	91,68	45922	137,52	22961	98,24	
HEB 260	7,5	114	0,25	4,03	97,67	49114	146,51	24557	108,17	
HEB 280	7,5	116	0,25	3,94	97,67	50229	146,51	25149	116,01	
HEB 300	7,5	126	0,22	3,55	97,67	55724	146,51	27862	132,30	
HEB 320	7,5	129	0,21	3,42	97,67	57745	146,51	28872	142,95	
HEB 340	7,5	132	0,21	3,34	97,67	59230	146,51	29615	146,51	
HEB 360	7,5	134	0,20	3,26	97,67	60641	146,51	30320	146,51	
HEB 400	7,5	138	0,20	3,15	97,67	62850	146,51	31425	146,51	
HEB 450	7,5	143	0,20	3,17	97,67	62471	146,51	31235	146,51	
HEB 500	7,5	148	0,20	3,18	97,67	62090	146,51	31045	146,51	
HEB 550	7,5	151	0,20	3,25	97,67	60776	146,51	30388	146,51	
HEB 600	7,5	153	0,21	3,32	97,67	59574	146,51	29787	146,51	

tabla 7.12

IPE 360			$N_{Sd} < 90,87 \text{ KN}$				$V_{Sd} < 253,37 \text{ KN}$			
			$\sigma_{com,Sd} \leq 0,7 \cdot f_{y,wc}$							$\sigma_{com,Sd} > 0,7 \cdot f_{y,wc}$
S 275	$a_3 = 4,0 \text{ mm}$		Clasificación		$M_{j,Sd} < \frac{2}{3} M_{j,Rd}$		$M_{j,Sd} > \frac{2}{3} M_{j,Rd}$		$M_{j,Rd}$ KN-m	
Soportes	a_1, a_2 mm	I_1 mm	L_{art} m	L_{rig} m	$\frac{2}{3} M_{j,Rd}$ KN-m	$S_{j,ini}$ KN-m/rad	$M_{j,Rd}$ KN-m	$\frac{1}{2} S_{j,ini}$ KN-m/rad		
HEB 180	5,0	80	0,46	7,44	61,02	36758	91,53	18379	68,61	
HEB 200	5,5	90	0,40	6,34	74,74	43084	112,11	21542	82,62	
HEB 220	6,0	93	0,38	6,01	83,85	45494	125,78	22747	91,09	
HEB 240	7,0	105	0,33	5,24	99,97	52166	149,96	26083	107,49	
HEB 260	7,5	114	0,31	4,89	112,70	55930	169,05	27965	118,33	
HEB 280	8,0	116	0,30	4,74	121,35	57618	182,03	28809	127,40	
HEB 300	8,0	126	0,27	4,28	124,97	63926	187,45	31963	145,64	
HEB 320	8,0	130	0,26	4,12	124,97	66381	187,45	33190	156,43	
HEB 340	8,0	133	0,25	4,01	124,97	68238	187,45	34119	166,78	
HEB 360	8,0	135	0,24	3,90	124,97	70002	187,45	35001	177,43	
HEB 400	8,0	139	0,23	3,75	124,97	72828	187,45	36414	187,45	
HEB 450	8,0	144	0,24	3,76	124,97	72690	187,45	36345	187,45	
HEB 500	8,0	149	0,24	3,77	124,97	72488	187,45	36244	187,45	
HEB 550	8,0	151	0,24	3,84	124,97	71176	187,45	35588	187,45	
HEB 600	8,0	154	0,24	3,91	124,97	69948	187,45	34974	187,45	

tabla 7.13

IPE 400			$N_{Sd} < 105,62 \text{ KN}$				$V_{Sd} < 308,38 \text{ KN}$			
			$\sigma_{com,Sd} \leq 0,7 \cdot f_{y,wc}$							
S 275	$a_3 = 4,0 \text{ mm}$		Clasificación		$M_{j,Sd} < \frac{2}{3} M_{j,Rd}$		$M_{j,Sd} > \frac{2}{3} M_{j,Rd}$			
Soportes	a_1, a_2 mm	I_1 mm	L_{art} m	L_{rig} m	$\frac{2}{3} M_{j,Rd}$ KN-m	$S_{j,ini}$ KN-m/rad	$M_{j,Rd}$ KN-m	$\frac{1}{2} S_{j,ini}$ KN-m/rad	$M_{j,Rd}$ KN-m	
HEB 180	5,5	80	0,57	9,13	67,91	42571	101,87	21285	76,94	
HEB 200	6,0	91	0,49	7,77	83,17	50038	124,76	25019	92,59	
HEB 220	6,0	93	0,46	7,34	93,31	52914	139,97	26457	101,62	
HEB 240	6,5	104	0,40	6,41	111,26	60658	166,89	30329	119,42	
HEB 260	7,0	114	0,37	5,96	125,21	65234	187,82	32617	131,47	
HEB 280	7,5	116	0,36	5,76	134,81	67429	202,22	33714	141,55	
HEB 300	8,5	127	0,32	5,16	154,73	75357	232,09	37678	162,46	
HEB 320	8,5	131	0,31	4,95	156,53	78450	234,79	39225	174,6	
HEB 340	8,5	133	0,30	4,81	156,53	80864	234,79	40432	186,15	
HEB 360	8,5	136	0,29	4,67	156,53	83158	234,79	41579	198,04	
HEB 400	8,5	140	0,28	4,47	156,53	86924	234,79	43462	221,98	
HEB 450	8,5	145	0,28	4,46	156,53	87213	234,79	43606	234,11	
HEB 500	8,5	150	0,28	4,45	156,53	87341	234,79	43670	234,79	
HEB 550	8,5	152	0,28	4,51	156,53	86103	234,79	43051	234,79	
HEB 600	8,5	155	0,29	4,58	156,53	84898	234,79	42449	234,79	

tabla 7.14

IPE 450			$N_{Sd} < 123,50 \text{ KN}$				$V_{Sd} < 366,79 \text{ KN}$			
			$\sigma_{com,Sd} \leq 0,7 \cdot f_{y,wc}$							
S 275	$a_3 = 4,5 \text{ mm}$		Clasificación		$M_{j,Sd} < \frac{2}{3} M_{j,Rd}$		$M_{j,Sd} > \frac{2}{3} M_{j,Rd}$			
Soportes	a_1, a_2 mm	I_1 mm	L_{art} m	L_{rig} m	$\frac{2}{3} M_{j,Rd}$ KN-m	$S_{j,ini}$ KN-m/rad	$M_{j,Rd}$ KN-m	$\frac{1}{2} S_{j,ini}$ KN-m/rad	$M_{j,Rd}$ KN-m	
HEB 200	6,0	91	0,60	9,65	93,70	58761	140,55	29380	104,65	
HEB 220	6,0	93	0,57	9,08	105,12	62421	157,68	31210	114,87	
HEB 240	6,5	104	0,49	7,90	125,33	71751	188,00	35875	134,95	
HEB 260	7,0	114	0,46	7,32	141,47	77422	212,21	38711	148,54	
HEB 280	7,5	116	0,44	7,06	152,32	80336	228,48	40168	159,93	
HEB 300	8,0	126	0,39	6,32	174,23	89734	261,34	44867	182,94	
HEB 320	8,5	131	0,38	6,04	187,59	93905	281,39	46952	196,97	
HEB 340	9,0	134	0,36	5,82	200,38	97326	300,57	48663	210,40	
HEB 360	9,5	137	0,35	5,63	201,29	100623	301,94	50311	224,24	
HEB 400	9,5	141	0,33	5,36	201,29	105761	301,94	52880	251,37	
HEB 450	9,5	146	0,33	5,31	201,29	106766	301,94	53383	265,10	
HEB 500	9,5	151	0,33	5,27	201,29	107465	301,94	53732	279,20	
HEB 550	9,5	153	0,33	5,32	201,29	106451	301,94	53225	291,22	
HEB 600	9,5	156	0,34	5,38	201,29	105382	301,94	52691	301,94	

tabla 7. 15

IPE 500			$N_{Sd} < 145 \text{ KN}$				$V_{Sd} < 435,55 \text{ KN}$			
			$\sigma_{com,Sd} \leq 0,7 \cdot f_{y,wc}$							
S 275	$a_3 = 4,5 \text{ mm}$		Clasificación		$M_{j,Sd} < \frac{2}{3} M_{j,Rd}$		$M_{j,Sd} > \frac{2}{3} M_{j,Rd}$		$M_{j,Rd}$ KN-m	
Soportes	a_1, a_2 mm	I_1 mm	L_{art} m	L_{rig} m	$\frac{2}{3} M_{j,Rd}$ KN-m	$S_{j,ini}$ KN-m/rad	$M_{j,Rd}$ KN-m	$\frac{1}{2} S_{j,ini}$ KN-m/rad		
HEB 200	6,0	91	0,75	11,97	104,16	67626	156,24	33813	116,83	
HEB 220	6,0	93	0,70	11,23	116,86	72124	175,29	36062	128,24	
HEB 240	6,5	104	0,61	9,74	139,33	83097	208,99	41548	150,6	
HEB 260	7,0	114	0,56	9,00	157,39	89924	236,08	44962	165,74	
HEB 280	7,5	116	0,54	8,65	169,96	93629	254,94	46814	178,45	
HEB 300	7,5	126	0,48	7,75	193,67	104531	290,5	52265	203,35	
HEB 320	8,0	130	0,46	7,39	208,53	109642	312,8	54821	218,96	
HEB 340	8,5	133	0,44	7,11	222,74	113913	334,11	56956	233,88	
HEB 360	9,5	137	0,43	6,84	237,82	118322	356,73	59161	249,71	
HEB 400	10,0	142	0,40	6,46	258,13	125274	387,2	62637	280,44	
HEB 450	10,0	147	0,40	6,37	258,13	127168	387,2	63584	295,76	
HEB 500	10,0	152	0,39	6,30	258,13	128593	387,2	64296	311,48	
HEB 550	10,0	154	0,40	6,33	258,13	127942	387,2	63971	324,92	
HEB 600	10,0	157	0,40	6,37	258,13	127128	387,2	63564	338,69	

tabla 7.16

IPE 550			$N_{Sd} < 167,5 \text{ KN}$				$V_{Sd} < 519,07 \text{ KN}$			
			$\sigma_{com,Sd} \leq 0,7 \cdot f_{y,wc}$							
S 275	$a_3 = 5,0 \text{ mm}$		Clasificación		$M_{j,Sd} < \frac{2}{3} M_{j,Rd}$		$M_{j,Sd} > \frac{2}{3} M_{j,Rd}$		$M_{j,Rd}$ KN-m	
Soportes	a_1, a_2 mm	I_1 mm	L_{art} m	L_{rig} m	$\frac{2}{3} M_{j,Rd}$ KN-m	$S_{j,ini}$ KN-m/rad	$M_{j,Rd}$ KN-m	$\frac{1}{2} S_{j,ini}$ KN-m/rad		
HEB 220	6,5	94	0,86	13,72	128,64	82195	192,96	41097	142,28	
HEB 240	7,0	105	0,74	11,88	153,37	94891	230,06	47445	166,99	
HEB 260	7,0	114	0,69	10,98	173,26	102741	259,89	51370	183,04	
HEB 280	7,5	116	0,66	10,51	187,69	107298	281,54	53649	197,07	
HEB 300	8,0	126	0,59	9,38	214,07	120258	321,11	60129	224,78	
HEB 320	8,0	130	0,56	8,94	229,91	126133	344,87	63066	241,41	
HEB 340	8,5	133	0,54	8,59	245,58	131342	368,37	65671	257,86	
HEB 360	9,0	136	0,52	8,27	261,73	136379	392,59	68189	274,81	
HEB 400	10,0	142	0,48	7,76	294,47	145332	441,7	72666	309,19	
HEB 450	10,5	147	0,47	7,59	311,10	148643	466,65	74321	326,66	
HEB 500	11,0	153	0,47	7,45	320,74	151358	481,11	75679	344,62	
HEB 550	11,0	156	0,47	7,46	320,74	151239	481,11	75619	359,92	
HEB 600	11,0	164	0,47	7,48	320,74	150822	481,11	75411	338,69	

tabla 7.17

IPE 600			$N_{Sd} < 193,75 \text{ KN}$				$V_{Sd} < 597,55 \text{ KN}$			
			$\sigma_{com,Sd} \leq 0,7 \cdot f_{y,wc}$							$\sigma_{com,Sd} > 0,7 \cdot f_{y,wc}$
S 275	$a_3 = 5,0 \text{ mm}$		Clasificación		$M_{j,Sd} < \frac{2}{3} M_{j,Rd}$		$M_{j,Sd} > \frac{2}{3} M_{j,Rd}$		$M_{j,Rd}$ KN-m	
Soportes	a_1, a_2 mm	I_1 mm	L_{art} m	L_{rig} m	$\frac{2}{3} M_{j,Rd}$ KN-m	$S_{j,ini}$ KN-m/rad	$M_{j,Rd}$ KN-m	$\frac{1}{2} S_{j,ini}$ KN-m/rad		
HEB 220	7,5	96	1,04	16,71	140,28	92558	210,42	46279	157,26	
HEB 240	7,5	106	0,90	14,48	167,25	106837	250,87	53418	183,7	
HEB 260	7,5	119	0,83	13,34	188,93	115956	283,4	57978	205,6	
HEB 280	8,0	116	0,80	12,74	206,40	121447	309,6	60723	216,72	
HEB 300	8,0	126	0,71	11,37	233,99	136029	350,98	68014	245,69	
HEB 320	8,0	130	0,68	10,82	251,29	142963	376,94	71481	263,85	
HEB 340	8,0	133	0,65	10,39	267,93	148855	401,89	74427	281,32	
HEB 360	8,5	136	0,62	9,99	285,55	154848	428,32	77424	299,82	
HEB 400	9,5	141	0,58	9,34	321,26	165609	481,89	82804	337,32	
HEB 450	10,0	147	0,57	9,09	339,41	170119	509,11	85059	356,38	
HEB 500	10,5	152	0,56	8,90	358,07	173871	537,11	86935	375,97	
HEB 550	11,0	156	0,55	8,85	374,22	174835	561,33	87417	392,93	
HEB 600	11,5	159	0,55	8,82	390,83	175406	586,25	87703	410,37	

tabla 7.18

7.4. Cuadros resumen

Las resistencias a flexión de las uniones obtenidas en el epígrafe anterior, se han agrupado en dos tablas resumen, la tabla 7.19 para cálculo elástico y la tabla 7.21 para cálculo plástico.

Para tener una idea del orden de magnitud, se ha incluido el momento resistente plástico de cada una de las vigas obtenido mediante la siguiente expresión:

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

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

Además de, calcular la resistencia de cada una de las uniones como un porcentaje de la resistencia de la viga.

En la tabla 7.20, correspondiente al cálculo elástico, se observa que la resistencia de la unión queda reducida a la mitad del momento resistente plástico de la viga, en el mejor de los casos.

Si por el contrario se opta por modelizar el comportamiento de la unión en régimen plástico, la resistencia a flexión supera, en bastantes ocasiones, el 70% del $M_{pl,Rd}$ tal y como se ve en la tabla 7.22.

Momento resistente de la unión en régimen elástico: $M_{j,el,Rd} = \frac{2}{3} \cdot M_{j,Rd} \text{ (kN}\cdot\text{m)}$											
HEB IPE	$M_{pl,Rd}$ kN m	100	120	140	160	180	200	220	240	260	280
80	5.8	2.98	2.98	2.98	2.98	2.98	2.98				
100	9.8	4.93	4.93	4.93	4.93	4.93	4.93				
120	15.2	7.64	7.64	7.64	7.64	7.64	7.64				
140	22.1	10.37	11.17	11.17	11.17	11.17	11.17				
160	30.9	11.89	14.47	15.43	15.43	15.43	15.43	15.43	15.43	15.43	
180	41.6	13.40	16.31	19.54	20.87	20.87	20.87	20.87	20.87	20.87	20.87
200	55.0	14.92	18.17	21.75	27.13	27.13	27.13	27.13	27.13	27.13	27.13
220	71.5		19.99	23.95	32.20	35.55	35.55	35.55	35.55	35.55	35.55
240	91.5		21.83	26.15	35.17	40.45	45.11	45.11	45.11	45.11	45.11
270	121			29.51	39.69	45.65	55.91	59.62	59.62	59.62	59.62
300	157				44.19	50.83	62.25	69.85	77.39	77.39	77.39
330	201				48.65	55.96	68.54	76.90	91.68	97.67	97.67
360	255					61.02	74.74	83.85	99.97	112.70	121.35
400	327					67.91	83.17	93.31	111.26	125.21	134.81
450	425						93.70	105.12	125.33	141.47	152.32
500	550						104.16	116.86	139.33	157.39	169.96
550	695							128.64	153.37	173.26	187.69
600	880							140.28	167.25	188.93	206.40

tabla 7.19

$M_{j,el,Rd}$ expresado como porcentaje del $M_{pl,Rd}$ de la viga											
HEB IPE	$M_{pl,Rd}$ kN m	100	120	140	160	180	200	220	240	260	280
80	5.8	51%	51%	51%	51%	51%	51%				
100	9.8	50%	50%	50%	50%	50%	50%				
120	15.2	50%	50%	50%	50%	50%	50%				
140	22.1	47%	51%	51%	51%	51%	51%				
160	30.9	38%	47%	50%	50%	50%	50%	50%	50%	50%	
180	41.6	32%	39%	47%	50%	50%	50%	50%	50%	50%	50%
200	55.0	27%	33%	40%	49%	49%	49%	49%	49%	49%	49%
220	71.5		28%	33%	45%	50%	50%	50%	50%	50%	50%
240	91.5		24%	29%	38%	44%	49%	49%	49%	49%	49%
270	121			24%	33%	38%	46%	49%	49%	49%	49%
300	157				28%	32%	40%	44%	49%	49%	49%
330	201				24%	28%	34%	38%	46%	49%	49%
360	255					24%	29%	33%	39%	44%	48%
400	327					21%	25%	29%	34%	38%	41%
450	425						22%	25%	29%	33%	36%
500	550						19%	21%	25%	29%	31%
550	695							19%	22%	25%	27%
600	880							16%	19%	21%	23%

tabla 7.20

Momento resistente de la unión en régimen elástico: $M_{j,el,Rd} = \frac{2}{3} \cdot M_{j,Rd} (kN \cdot m)$

300	320	340	360	400	450	500	550	600	$M_{pl,Rd}$ kN m	HEB / IPE
									5.8	80
			ALA DEL SOPORTE A FLEXION						9.8	100
			ALMA DEL SOPORTE A COMPRESIÓN						15.2	120
			ALMA DEL SOPORTE A CORTANTE						22.1	140
									30.9	160
20.87	20.87	20.87	20.87	20.87					41.6	180
27.13	27.13	27.13	27.13	27.13					55.0	200
35.55	35.55	35.55	35.55	35.55					71.5	220
45.11	45.11	45.11	45.11	45.11					91.5	240
59.62	59.62	59.62	59.62	59.62					121	270
77.39	77.39	77.39	77.39	77.39					157	300
97.67	97.67	97.67	97.67	97.67	97.67	97.67	97.67	97.67	201	330
124.97	124.97	124.97	124.97	124.97	124.97	124.97	124.97	124.97	255	360
154.73	156.53	156.53	156.53	156.53	156.53	156.53	156.53	156.53	327	400
174.23	187.59	200.38	201.29	201.29	201.29	201.29	201.29	201.29	425	450
193.67	208.53	222.74	237.82	258.13	258.13	258.13	258.13	258.13	550	500
214.07	223.25	245.58	261.73	294.47	311.10	320.74	320.74	320.74	695	550
233.99	251.29	267.93	285.55	321.26	339.41	358.07	374.22	390.83	880	600

tabla 7.19

$M_{j,el,Rd}$ expresado como porcentaje del $M_{pl,Rd}$ de la viga

300	320	340	360	400	450	500	550	600	$M_{pl,Rd}$ kN m	HEB / IPE
									5.8	80
									9.8	100
									15.2	120
									22.1	140
									30.9	160
50%	50%	50%	50%	50%					41.6	180
49%	49%	49%	49%	49%					55.0	200
50%	50%	50%	50%	50%					71.5	220
49%	49%	49%	49%	49%					91.5	240
49%	49%	49%	49%	49%					121	270
49%	49%	49%	49%	49%					157	300
49%	49%	49%	49%	49%	49%	49%	49%	49%	201	330
49%	49%	49%	49%	49%	49%	49%	49%	49%	255	360
47%	48%	48%	48%	48%	48%	48%	48%	48%	327	400
41%	44%	47%	47%	47%	47%	47%	47%	47%	425	450
35%	38%	40%	43%	47%	47%	47%	47%	47%	550	500
31%	32%	35%	38%	42%	45%	46%	46%	46%	695	550
27%	29%	30%	32%	37%	39%	41%	43%	44%	880	600

tabla 7.20

Momento resistente de la unión en régimen plástico: $M_{j,pl,Rd} = M_{j,Rd} (kN\cdot m)$											
HEB IPE	$M_{pl,Rd}$ kNm	100	120	140	160	180	200	220	240	260	280
80	5.8	4.47	4.47	4.47	4.47	4.47	4.47				
100	9.8	7.39	7.39	7.39	7.39	7.39	7.39				
120	15.2	11.46	11.46	11.46	11.46	11.46	11.46				
140	22.1	15.56	16.76	16.76	16.76	16.76	16.76				
160	30.9	17.84	21.71	23.14	23.14	23.14	23.14	23.14	23.14	23.14	
180	41.6	20.10	24.47	29.31	31.30	31.30	31.30	31.30	31.30	31.30	31.30
200	55.0	22.38	27.25	32.63	40.69	40.69	40.69	40.69	40.69	40.69	40.69
220	71.5		29.99	35.92	48.30	53.33	53.33	53.33	53.33	53.33	53.33
240	91.5		32.75	39.23	52.75	60.67	67.67	67.67	67.67	67.67	67.67
270	121			44.27	59.53	68.47	83.86	89.43	89.43	89.43	89.43
300	157				66.29	76.25	93.38	104.77	116.08	116.08	116.08
330	201				72.98	83.94	102.81	115.35	137.52	146.51	146.51
360	255					91.53	112.11	125.78	149.96	169.05	182.03
400	327					101.87	124.76	139.97	166.89	187.82	202.22
450	425						140.55	157.68	188.00	212.21	228.48
500	550						156.24	175.29	208.99	236.08	254.94
550	695							192.96	230.06	259.89	281.54
600	880							210.42	250.87	283.40	309.60

tabla 7.21

$M_{j,pl,Rd}$ expresado como porcentaje del $M_{pl,Rd}$ de la viga											
HEB IPE	$M_{pl,Rd}$ kNm	100	120	140	160	180	200	220	240	260	280
80	5.8	77%	77%	77%	77%	77%	77%				
100	9.8	75%	75%	75%	75%	75%	75%				
120	15.2	75%	75%	75%	75%	75%	75%				
140	22.1	70%	76%	76%	76%	76%	76%				
160	30.9	58%	70%	75%	75%	75%	75%	75%	75%	75%	
180	41.6	48%	59%	70%	75%	75%	75%	75%	75%	75%	75%
200	55.0	41%	50%	59%	74%	74%	74%	74%	74%	74%	74%
220	71.5		42%	50%	68%	75%	75%	75%	75%	75%	75%
240	91.5		36%	43%	58%	66%	74%	74%	74%	74%	74%
270	121			37%	49%	57%	69%	74%	74%	74%	74%
300	157				42%	49%	59%	67%	74%	74%	74%
330	201				36%	42%	51%	57%	68%	73%	73%
360	255					36%	44%	49%	59%	66%	71%
400	327					31%	38%	43%	51%	57%	62%
450	425						33%	37%	44%	50%	54%
500	550						28%	32%	38%	43%	46%
550	695							28%	33%	37%	41%
600	880							24%	29%	32%	35%

tabla 7.22

Momento resistente de la unión en régimen plástico: $M_{j,pl,Rd} = M_{j,Rd}$ (kN·m)										
300	320	340	360	400	450	500	550	600	$M_{pl,Rd}$ kN m	HEB/ IPE
									5.8	80
			ALA DEL SOPORTE A FLEXION						9.8	100
			ALMA DEL SOPORTE A COMPRESIÓN						15.2	120
			ALMA DEL SOPORTE A CORTANTE						22.1	140
									30.9	160
31.30	31.30	31.30	31.30	31.30					41.6	180
40.69	40.69	40.69	40.69	40.69					55.0	200
53.33	53.33	53.33	53.33	53.33					71.5	220
67.67	67.67	67.67	67.67	67.67					91.5	240
89.43	89.43	89.43	89.43	89.43					121	270
116.08	116.08	116.08	116.08	116.08					157	300
146.51	146.51	146.51	146.51	146.51	146.51	146.51	146.51	146.51	201	330
187.45	187.45	187.45	187.45	187.45	187.45	187.45	187.45	187.45	255	360
232.09	234.79	234.79	234.79	234.79	234.79	234.79	234.79	234.79	327	400
261.34	281.39	300.57	301.94	301.94	301.94	301.94	301.94	301.94	425	450
290.50	312.80	334.11	356.73	387.20	387.20	387.20	387.20	387.20	550	500
321.11	334.87	368.37	392.59	441.70	466.65	481.11	481.11	481.11	695	550
350.98	376.94	401.89	428.32	481.89	509.11	537.11	561.33	586.25	880	600

tabla 7.21

$M_{j,pl,Rd}$ expresado como porcentaje del $M_{pl,Rd}$ de la viga										
300	320	340	360	400	450	500	550	600	$M_{pl,Rd}$ kN m	HEB/ IPE
									5.8	80
									9.8	100
									15.2	120
									22.1	140
									30.9	160
75%	75%	75%	75%	75%					41.6	180
74%	74%	74%	74%	74%					55.0	200
75%	75%	75%	75%	75%					71.5	220
74%	74%	74%	74%	74%					91.5	240
74%	74%	74%	74%	74%					121	270
74%	74%	74%	74%	74%					157	300
73%	73%	73%	73%	73%	73%	73%	73%	73%	201	330
74%	74%	74%	74%	74%	74%	74%	74%	74%	255	360
71%	72%	72%	72%	72%	72%	72%	72%	72%	327	400
61%	66%	71%	71%	71%	71%	71%	71%	71%	425	450
53%	57%	61%	65%	70%	70%	70%	70%	70%	550	500
46%	48%	53%	56%	64%	67%	69%	69%	69%	695	550
40%	43%	46%	49%	55%	58%	61%	64%	67%	880	600

tabla 7.22

8. UNIONES VIGA-SOPORTE NO RIGIDIZADAS, CON CHAPA FRONTAL ATORNILLADA.

En este capítulo se calcula la rigidez inicial y el momento resistente de una serie de uniones viga-soporte formadas por un perfil HEB 160, continuo y sin rigidizar como soporte, y un perfil IPE 300, como viga, unida al ala del pilar mediante chapa frontal atornillada, tal y como muestra la figura 8.1 siguiendo el método de los componentes descrito en el 6º capítulo.

El objetivo es valorar como influye en la rigidez y resistencia de la unión el diámetro, calidad y posición de los tornillos, y el espesor de la chapa frontal.

8.1 HIPOTESIS DE PARTIDA

En el cálculo de las uniones propuestas, se han tenido en cuenta una serie de consideraciones previas. Algunas de éstas las determina la normativa de aplicación, y se han enunciado en el capítulo 6º, otras ha sido necesario establecerlas para centrar el problema. Se presentan a continuación las hipótesis en las que se basan los cálculos.

Solicitaciones

El axil sollicitación en la viga unida no superará el 5% del axil de plastificación de la misma, según establece el Art. 6.2.3.(2) de EC 3

Para el momento sollicitación no hay ningún tipo de limitación en el caso de unión viga-soporte a una cara.

Caso de ser una unión a ambas caras del soporte, la relación entre los momentos sollicitación de las dos vigas será:

$$\frac{M_{b1,Sd}}{M_{b2,Sd}} \geq 1 \text{ para poder considerar que } \beta = 1$$

El valor del coeficiente¹ β depende de la relación entre los flectores en cada uno de los extremos de las vigas, siendo más desfavorable cuando los momentos tienen signos contrarios de forma que actúan acumulándose e incrementando el valor del cortante en el alma del soporte.

Esta relación entre los momentos a cada uno de los lados del soporte es desconocida inicialmente, no obstante, en la mayor parte de los casos, los momentos tienen el mismo signo, por lo que el valor del coeficiente β será normalmente 1.

Por tanto, una de las premisas en las que se basan los cálculos es que: $\beta = 1$, de manera que si el valor real del coeficiente fuera cero, $\beta = 0$, los cálculos realizados quedan del lado de la seguridad, y si $\beta = 2$, del lado de la INSEGURIDAD.

En el caso del esfuerzo cortante en la viga unida, la resistencia del componente nº 7 -ala y alma de la viga a compresión- es menor si V_{Sd} supera el 50% $V_{pl,Rd}$.

¹ Los valores de β se encuentran en el capítulo 4, tabla 4.4

En los cálculos se ha supuesto que no se supera el 50% del cortante solicitación, aunque no es significativa esta limitación, ya que cuando se da esta circunstancia, la resistencia de la unión coincide con la resistencia de la viga unida a flexión teniendo en cuenta la interacción con el cortante, y llegado el caso del agotamiento, éste sería simultáneo en la viga² y en la unión.

Soldaduras

Se han dimensionado los cordones de soldadura que unen la viga a la chapa frontal con el mismo criterio que en el caso de las uniones soldadas (ver capítulo 7º)

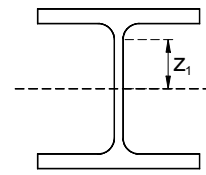
El coeficiente k_{wc}

El coeficiente que k_{wc} tiene en cuenta la influencia en la resistencia del panel del alma del soporte a compresión (componente nº 2) de las tensiones normales debidas al axil y el momento flector en el pilar. Según establece el artículo 6.2.6.2.(2) del *prEN* depende del valor de $\sigma_{com,Sd}$ -tensión normal en el alma, en el punto de encuentro con el radio de acuerdo- de manera que si

$$\sigma_{com,Sd} \leq 0,7 \cdot f_{y,wc} \longrightarrow k_{wc} = 1$$

$$\sigma_{com,Sd} > 0,7 \cdot f_{y,wc} \longrightarrow k_{wc} = 1,7 - \frac{\sigma_{com,Sd}}{f_{y,wc}}$$

siendo $\sigma_{com,Sd} = \frac{N_{Sd}}{A} + \frac{M_{Sd}}{I_y} \cdot z_1$



En el caso de las uniones atornilladas, son generalmente los tornillos, la chapa frontal, o el ala del soporte flexionada, los componentes que determinan la resistencia de la unión, por lo que en este tipo de uniones, quedando del lado de la seguridad, y sin que ello influya

² Se supone que durante el proceso de cálculo de la estructura, se ha comprobado que la viga no se agota.

significativamente en la resistencia de la unión, se adopta para el coeficiente k_{wc} el valor $0,7$, que implica que $\sigma_{com,Sd} = f_{y,wc}$

8.2. CALCULO DE UNIONES

En el ejemplo³ práctico desarrollado en el 6º capítulo, son los seis tornillos M 12-4.6 el componente más débil, y por tanto el que determina el momento resistente de la unión.

La resistencia de los tornillos depende tanto de sus características (diámetro y calidad del acero) como de su posición (e_1 , e_2 , e_p , $p_{1,1}$, $p_{1,2}$, y p_2) ver la figura 8.1.

A continuación se van a hacer modificaciones sobre estas variables para poder evaluar la influencia de cada una de ellas en la resistencia y rigidez de la unión.

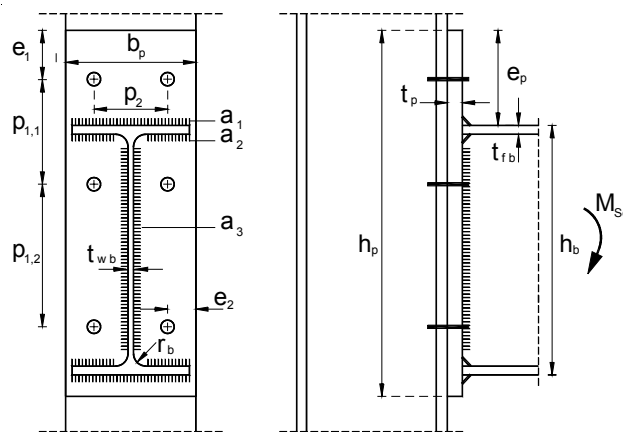


figura 8.1

³ A partir de ahora me referiré a este ejemplo como, *caso tipo*

8.2.1. Caso 1

Se utilizan M 12 con distintas calidades de acero.

En la tabla 8.1 se observa que la mejora de la calidad del acero de los tornillos aumenta el valor del momento resistente. La rigidez se mantiene estable.

IPE 300				$N_{sd} < 67,25 \text{ KN}$													
Soporte	a_3 3,5 mm	UNION SOLDADA		UNION ATORNILLADA													
		a_1, a_2 mm	$M_{j,Rd}$ KN-m	$S_{j,ini}$ KN-m/rad	6 tornillos	t_p mm	h_p mm	b_p mm	e_1 mm	e_2 mm	e_p mm	$p_{1,1}$ mm	$p_{1,2}$ mm	p_2 mm	$M_{j,Rd}$ KN-m	$S_{j,ini}$ KN-m/rad	
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 12	4.6	12	380	160	30	40	70	100	168	80	27.24	21989	
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 12	5.6	12	380	160	30	40	70	100	168	80	32.20	21989	
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 12	6.8	12	380	160	30	40	70	100	168	80	37.15	21989	
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 12	8.8	12	380	160	30	40	70	100	168	80	47.07	21989	

tabla 8.1

8.2.2. Caso 2

Se aumenta el diámetro de los tornillos a M 16. Se puede observar en la tabla 8.2 que aumenta significativamente el valor del momento resistente, y más moderadamente el de la rigidez a giro, y que este último se mantiene constante para todas las uniones resueltas con el mismo diámetro, igual que ocurría en el caso 1.

IPE 300				$N_{sd} < 67,25 \text{ KN}$													
Soporte	a_3 3,5 mm	UNION SOLDADA		UNION ATORNILLADA													
		a_1, a_2 mm	$M_{j,Rd}$ KN-m	$S_{j,ini}$ KN-m/rad	6 tornillos	t_p mm	h_p mm	b_p mm	e_1 mm	e_2 mm	e_p mm	$p_{1,1}$ mm	$p_{1,2}$ mm	p_2 mm	$M_{j,Rd}$ KN-m	$S_{j,ini}$ KN-m/rad	
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 12	4.6	12	380	160	30	40	70	100	168	80	27.24	21989	
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 16	4.6	12	380	160	30	40	70	100	168	80	44.34	23292	
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 16	5.6	12	380	160	30	40	70	100	168	80	52.74	23292	
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 16	6.8	12	380	160	30	40	70	100	168	80	57.92	23292	
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 16	8.8	12	380	160	30	40	70	100	168	80	62.02	23292	

tabla 8.2

8.2.3. Caso 3

Se aumenta el diámetro de los tornillos a M 20, manteniendo el acero 4.6, y se obtiene el valor del momento resistente de la unión siendo:

$F_{t,1,Rd} =$	82.501 N	Modo 1	falla la placa a flexión
$F_{t,2,Rd} =$	134.802 N	Modo 2	fallan la placa a flexión y los tornillos a tracción simultáneamente.
$F_{t,3,Rd} =$	11.848 N	---	falla el alma del soporte a cortante

$$M_{j,Rd} = 60,02 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

Si se mejora la calidad del acero a 5.6, el momento resistente de la unión es:

$$M_{j,Rd} = 62,02 \text{ KN}\cdot\text{m}, \text{ donde:}$$

$F_{t,1,Rd} =$	82.501 N	Modo 1	falla la placa a flexión
$F_{t,2,Rd} =$	146.650 N	---	falla el alma del soporte a cortante
$F_{t,3,Rd} =$	0 N	---	falla el alma del soporte a cortante

Al haber aumentado el diámetro de los tornillos, y haber mejorado la calidad del acero, el componente más débil ha pasado a ser la placa extrema y el alma del soporte a cortante.

Si se mejora de nuevo la calidad de los tornillos (acero 6.8 y 8.8) ya no aumenta la resistencia de la unión.

Las propiedades de las uniones calculadas con tornillos M 20 se recogen en la tabla 8.3.

IPE 300				$N_{Sd} < 67,25 \text{ KN}$													
Soporte	a_3 3,5 mm	UNION SOLDADA		UNION ATORNILLADA													
		a_1, a_2 mm	$M_{j,Rd}$ KN-m	$S_{j,ini}$ KN-m/rad	6 tornillos		t_p mm	h_p mm	b_p mm	e_1 mm	e_2 mm	e_p mm	$p_{1,1}$ mm	$p_{1,2}$ mm	p_2 mm	$M_{j,Rd}$ KN-m	$S_{j,ini}$ KN-m/rad
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 12	4.6	12	380	160	30	40	70	100	168	80	27.24	21989	
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 20	4.6	12	380	160	30	40	70	100	168	80	60.02	24058	
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 20	5.6	12	380	160	30	40	70	100	168	80	62.02	24058	
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 20	6.8	12	380	160	30	40	70	100	168	80	62.02	24058	
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 20	8.8	12	380	160	30	40	70	100	168	80	62.02	24058	

tabla 8.3

8.2.4. Caso 4

Se utilizan M 24. Al ser tornillos muy resistentes, $M_{j,Rd}$ depende de otros componentes: la placa extrema a flexión y el alma del soporte a cortante, de modo que sea cual sea la calidad de los mismos, el valor de $M_{j,Rd}$ no varía, y coincide con el de la unión resuelta con 6 M 20 5.6 tal y como se observa en la tabla 8.4, donde se recopilan los resultados de los casos 1, 2 y 3.

Por otro lado, un aumento del diámetro de los tornillos implica un aumento de la rigidez de la unión, siempre que se mantenga la posición de los taladros.

Diámetro y calidad de los tornillos

IPE 300				$N_{su} < 67,25 \text{ KN}$												
S 275	a_3 3,5 mm	UNION SOLDADA		UNION ATORNILLADA												
		$M_{j,Rd}$ KN-m	S_{jini} KN-m/rad	6 tornillos	t_p mm	h_p mm	b_p mm	e_1 mm	e_2 mm	e_p mm	$p_{1,1}$ mm	$p_{1,2}$ mm	p_2 mm	$M_{j,Rd}$ KN-m	S_{jini} KN-m/rad	
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 12	4.6	12	380	160	30	40	70	100	168	80	27.24	21989
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 12	5.6	12	380	160	30	40	70	100	168	80	32.20	21989
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 12	6.8	12	380	160	30	40	70	100	168	80	37.15	21989
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 12	8.8	12	380	160	30	40	70	100	168	80	47.07	21989
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 16	4.6	12	380	160	30	40	70	100	168	80	44.34	23292
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 16	5.6	12	380	160	30	40	70	100	168	80	52.74	23292
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 16	6.8	12	380	160	30	40	70	100	168	80	57.92	23292
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 16	8.8	12	380	160	30	40	70	100	168	80	62.02	23292
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 20	4.6	12	380	160	30	40	70	100	168	80	60.02	24058
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 20	5.6	12	380	160	30	40	70	100	168	80	62.02	24058
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 20	6.8	12	380	160	30	40	70	100	168	80	62.02	24058
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 20	8.8	12	380	160	30	40	70	100	168	80	62.02	24058
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 24	4.6	12	380	160	30	40	70	100	168	80	62.02	24272
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 24	5.6	12	380	160	30	40	70	100	168	80	62.02	24272
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 24	6.8	12	380	160	30	40	70	100	168	80	62.02	24272
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 24	8.8	12	380	160	30	40	70	100	168	80	62.02	24272

tabla 8.4

8.2.5. Caso 5

Se aumenta el espesor de la chapa extrema a 14 mm , manteniendo el diámetro y la calidad de los tornillos.

La resistencia de cada una de las filas, así como el $M_{j,Rd}$ del caso tipo y la unión resuelta con chapa de 14 mm (caso 5) se muestran en la tabla 8.5 y la tabla 8.6.

CASO TIPO M 12 4.6 espesor chapa 12 mm			
$F_{t,1,Rd} =$	82.501 N	Modo 2	fallan la placa a flexión y los tornillos a tracción simultáneamente.
$F_{t,2,Rd} =$	134.802 N	Modo 2	fallan la placa a flexión y los tornillos a tracción simultáneamente.
$F_{t,3,Rd} =$	11.848 N	---	falla el alma del soporte a cortante
$M_{j,Rd} = 27,24\text{ kN}\cdot\text{m}$			

tabla 8.5

CASO 5 M 12 4.6 espesor chapa 14 mm			
$F_{t,1,Rd} =$	103.407 N	Modo 2	fallan la placa a flexión y los tornillos a tracción simultáneamente.
$F_{t,2,Rd} =$	125.744 N	---	falla el alma del soporte a cortante
$F_{t,3,Rd} =$	0 N	---	falla el alma del soporte a cortante
$M_{j,Rd} = 24,59\text{ kN}\cdot\text{m}$			

tabla 8.6

El momento resistente del caso 5 es menor que el del caso tipo, a pesar de haber aumentado el espesor de la chapa.

La causa es que en ambos casos la resistencia de la primera fila, $F_{t,1,Rd}$, depende de la resistencia a flexión de la placa (modo 2).

Al ser más resistente la fila 1 en el caso 5, queda menor capacidad para la fila 2, y ninguna para la 3, por lo que al sumar la resistencia a la flexión que aporta cada fila, el resultado es menor que en el caso tipo.

Manteniendo el espesor de la chapa en 14 mm, si se mejora la calidad de los tornillos, el momento resistente de la unión aumenta, debido a que la fila 1 falla según el modo 2, que depende tanto de la chapa como de los tornillos, por lo que cualquier mejora en uno de esos componentes, aumenta la resistencia de la unión.

Los valores obtenidos se muestran en la tabla 8.7, donde se observa que crece la rigidez al aumentar el espesor de la chapa.

IPE 300				$N_{Sd} < 67,25 \text{ KN}$													
Soporte	a_3 3,5 mm	UNION SOLDADA		UNION ATORNILLADA													
		a_1, a_2 mm	$M_{j,Rd}$ KN-m	$S_{j,ini}$ KN-m/rad	6 tornillos	t_p mm	h_p mm	b_p mm	e_1 mm	e_2 mm	e_p mm	$p_{1,1}$ mm	$p_{1,2}$ mm	p_2 mm	$M_{j,Rd}$ KN-m	$S_{j,ini}$ KN-m/rad	
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 12	4.6	12	380	160	30	40	70	100	168	80	27.24	21989	
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 12	4.6	14	380	160	30	40	70	100	168	80	24.59	22398	
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 12	5.6	14	380	160	30	40	70	100	168	80	29.50	22398	
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 12	6.8	14	380	160	30	40	70	100	168	80	39.22	22398	
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 12	8.8	14	380	160	30	40	70	100	168	80	48.93	22398	

tabla 8.7

8.2.6. Caso 6

Con la chapa frontal de 14 mm, se aumenta el diámetro de los tornillos respecto del caso 5. Ver tabla 8. 8.

Como la resistencia de la unión depende de la resistencia de la fila 1, la cual colapsa según el modo 2 (placa y tornillos simultáneamente), cualquier incremento en la resistencia de los tornillos (aumento de diámetro, o mejora del acero) aumenta la resistencia de la unión.

Por otro lado, el aumento del espesor de la chapa, influye directamente en un aumento de la rigidez de la unión.

IPE 300				$N_{sd} < 67,25 \text{ KN}$													
Soporte	a_3 3,5 mm	UNION SOLDADA		UNION ATORNILLADA													
		a_1, a_2 mm	$M_{j,Rd}$ KN-m	$S_{j,ini}$ KN-m/rad	6 tornillos		t_p mm	h_p mm	b_p mm	e_1 mm	e_2 mm	e_p mm	$p_{1,1}$ mm	$p_{1,2}$ mm	p_2 mm	$M_{j,Rd}$ KN-m	$S_{j,ini}$ KN-m/rad
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 12	4.6	12	380	160	30	40	70	100	168	80	27.24	21989	
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 16	4.6	14	380	160	30	40	70	100	168	80	46.26	23897	
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 16	5.6	14	380	160	30	40	70	100	168	80	55.30	23897	
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 16	6.8	14	380	160	30	40	70	100	168	80	62.35	23897	
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 16	8.8	14	380	160	30	40	70	100	168	80	64.99	23897	

tabla 8. 8

8.2.7. Caso 7

Se aumenta el diámetro de los tornillos a M 20.

En la tabla 8.9 se observa, junto con los resultados del caso 5 y el caso 6, que a partir de un cierto momento, la mejora de la calidad del acero de los M 20 no supone un incremento de la resistencia de la unión. Esto se debe a que los tornillos han dejado de ser el componente más débil, y la resistencia depende de otro elemento.

En la unión resuelta con 6 M 20 5.6 la resistencia de la fila 1 de tornillos depende de la placa frontal a flexión según el modo 1. La resistencia de la fila 2 depende del alma del soporte a cortante, y la

fila 3 no aporta ninguna resistencia. Esta situación se repite para los tornillos m 24.

Siguiendo con la valoración de la influencia del espesor de la chapa frontal en las propiedades de la unión, se obtiene a continuación la resistencia y rigidez del caso tipo resuelto con distintos espesores de chapa, y distintos diámetros y calidades de los tornillos.

Los resultados obtenidos correspondientes a los tornillos M 12, se muestran en la tabla 8.10. Los de los M 16 en la tabla 8.11, los M 20 en la tabla 8.12, y los M 24 en la tabla 8.13.

Diámetro de los tornillos y espesor de la chapa frontal

IPE 300				$N_{Sd} < 67,25 \text{ KN}$												
S 275	a_3 3,5 mm	UNION SOLDADA		UNION ATORNILLADA												
		$M_{j,Rd}$ KN-m	$S_{j,ini}$ KN-m/rad	6 tornillos	t_p mm	h_p mm	b_p mm	e_1 mm	e_2 mm	e_p mm	$p_{1,1}$ mm	$p_{1,2}$ mm	p_2 mm	$M_{j,Rd}$ KN-m	$S_{j,ini}$ KN-m/rad	
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 12	4.6	14	380	160	30	40	70	100	168	80	24.59	22398
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 12	5.6	14	380	160	30	40	70	100	168	80	29.50	22398
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 12	6.8	14	380	160	30	40	70	100	168	80	39.22	22398
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 12	8.8	14	380	160	30	40	70	100	168	80	48.93	22398
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 16	4.6	14	380	160	30	40	70	100	168	80	46.26	23897
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 16	5.6	14	380	160	30	40	70	100	168	80	55.30	23897
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 16	6.8	14	380	160	30	40	70	100	168	80	62.35	23897
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 16	8.8	14	380	160	30	40	70	100	168	80	64.99	23897
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 20	4.6	14	380	160	30	40	70	100	168	80	64.11	24785
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 20	5.6	14	380	160	30	40	70	100	168	80	64.99	24785
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 20	6.8	14	380	160	30	40	70	100	168	80	64.99	24785
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 20	8.8	14	380	160	30	40	70	100	168	80	64.99	24785
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 24	4.6	14	380	160	30	40	70	100	168	80	64.99	25035
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 24	5.6	14	380	160	30	40	70	100	168	80	64.99	25035
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 24	6.8	14	380	160	30	40	70	100	168	80	64.99	25035
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 24	8.8	14	380	160	30	40	70	100	168	80	64.99	25035

tabla 8.9

Calidad de los tornillos M12 y espesores de la chapa frontal

IPE 300				$N_{sd} < 67,25 \text{ KN}$													
Soporte	a_3 3,5 mm	UNION SOLDADA		UNION ATORNILLADA													
		$M_{j,Rd}$ KN-m	$S_{j,ini}$ KN-m/rad	6 tornillos	t_p mm	h_p mm	b_p mm	e_1 mm	e_2 mm	e_p mm	$p_{1,1}$ mm	$p_{1,2}$ mm	p_2 mm	$M_{j,Rd}$ KN-m	$S_{j,ini}$ KN-m/rad		
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 12	4.6	12	380	160	30	40	70	100	168	80	27.24	21989	
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 12	4.6	14	380	160	30	40	70	100	168	80	24.59	22398	
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 12	4.6	15	380	160	30	40	70	100	168	80	24.59	22593	
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 12	4.6	18	380	160	30	40	70	100	168	80	24.59	22877	
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 12	5.6	12	380	160	30	40	70	100	168	80	32.20	21989	
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 12	5.6	14	380	160	30	40	70	100	168	80	29.55	22398	
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 12	5.6	15	380	160	30	40	70	100	168	80	30.74	22593	
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 12	5.6	18	380	160	30	40	70	100	168	80	30.74	22877	
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 12	6.8	12	380	160	30	40	70	100	168	80	37.15	21989	
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 12	6.8	14	380	160	30	40	70	100	168	80	39.22	22398	
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 12	6.8	15	380	160	30	40	70	100	168	80	40.72	22593	
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 12	6.8	18	380	160	30	40	70	100	168	80	36.89	22877	
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 12	8.8	12	380	160	30	40	70	100	168	80	47.07	21989	
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 12	8.8	14	380	160	30	40	70	100	168	80	48.93	22398	
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 12	8.8	15	380	160	30	40	70	100	168	80	50.42	22593	
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 12	8.8	18	380	160	30	40	70	100	168	80	48.02	22877	

tabla 8.10

Calidad de los tornillos M16 y espesores de la chapa frontal

IPE 300				$N_{sd} < 67,25 \text{ KN}$													
Soporte	a_3 3,5 mm	UNION SOLDADA		UNION ATORNILLADA													
		a_1, a_2 mm	$M_{j,Rd}$ KN-m	$S_{j,ini}$ KN-m/rad	6 tornillos	t_p mm	h_p mm	b_p mm	e_1 mm	e_2 mm	e_p mm	$p_{1,1}$ mm	$p_{1,2}$ mm	p_2 mm	$M_{j,Rd}$ KN-m	$S_{j,ini}$ KN-m/rad	
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 16	4.6	12	380	160	30	40	70	100	168	80	44.34	23292	
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 16	4.6	14	380	160	30	40	70	100	168	80	46.26	23897	
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 16	4.6	15	380	160	30	40	70	100	168	80	47.75	24162	
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 16	4.6	18	380	160	30	40	70	100	168	80	45.80	24628	
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 16	5.6	12	380	160	30	40	70	100	168	80	52.74	23292	
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 16	5.6	14	380	160	30	40	70	100	168	80	55.30	23897	
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 16	5.6	15	380	160	30	40	70	100	168	80	56.79	24162	
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 16	5.6	18	380	160	30	40	70	100	168	80	61.40	24628	
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 16	6.8	12	380	160	30	40	70	100	168	80	57.92	23292	
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 16	6.8	14	380	160	30	40	70	100	168	80	62.35	23897	
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 16	6.8	15	380	160	30	40	70	100	168	80	63.50	24162	
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 16	6.8	18	380	160	30	40	70	100	168	80	65.03	24628	
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 16	8.8	12	380	160	30	40	70	100	168	80	62.02	23292	
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 16	8.8	14	380	160	30	40	70	100	168	80	64.99	23897	
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 16	8.8	15	380	160	30	40	70	100	168	80	65.59	24162	
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 16	8.8	18	380	160	30	40	70	100	168	80	67.12	24628	

tabla 8.11

Calidad de los tornillos M 20 y espesores de la chapa frontal

IPE 300				$N_{sd} < 67,25 \text{ KN}$												
Soporte	a_3 3,5 mm	UNION SOLDADA		UNION ATORNILLADA												
		a_1, a_2 mm	$M_{j,Rd}$ KN-m	$S_{j,ini}$ KN-m/rad	6 tornillos	t_p mm	h_p mm	b_p mm	e_1 mm	e_2 mm	e_p mm	$p_{1,1}$ mm	$p_{1,2}$ mm	p_2 mm	$M_{j,Rd}$ KN-m	$S_{j,ini}$ KN-m/rad
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 20	4.6	12	380	160	30	40	70	100	168	80	60.02	24058
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 20	4.6	14	380	160	30	40	70	100	168	80	64.11	24785
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 20	4.6	15	380	160	30	40	70	100	168	80	64.55	25091
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 20	4.6	18	380	160	30	40	70	100	168	80	66.08	25688
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 20	5.6	12	380	160	30	40	70	100	168	80	62.02	24058
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 20	5.6	14	380	160	30	40	70	100	168	80	64.99	24785
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 20	5.6	15	380	160	30	40	70	100	168	80	66.38	25091
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 20	5.6	18	380	160	30	40	70	100	168	80	67.91	25688
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 20	6.8	12	380	160	30	40	70	100	168	80	62.02	24058
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 20	6.8	14	380	160	30	40	70	100	168	80	64.99	24785
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 20	6.8	15	380	160	30	40	70	100	168	80	66.66	25091
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 20	6.8	18	380	160	30	40	70	100	168	80	69.74	25688
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 20	8.8	12	380	160	30	40	70	100	168	80	62.02	24058
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 20	8.8	14	380	160	30	40	70	100	168	80	64.99	24785
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 20	8.8	15	380	160	30	40	70	100	168	80	66.66	25091
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 20	8.8	18	380	160	30	40	70	100	168	80	72.33	25688

tabla 8.12

Calidad de los tornillos M 24 y espesores de la chapa frontal

IPE 300				$N_{sd} < 67,25 \text{ KN}$													
Soporte	a_3 3,5 mm	UNION SOLDADA		UNION ATORNILLADA													
		a_1, a_2 mm	$M_{j,Rd}$ KN-m	$S_{j,ini}$ KN-m/rad	6 tornillos	t_p mm	h_p mm	b_p mm	e_1 mm	e_2 mm	e_p mm	$p_{1,1}$ mm	$p_{1,2}$ mm	p_2 mm	$M_{j,Rd}$ KN-m	$S_{j,ini}$ KN-m/rad	
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 24	4.6	12	380	160	30	40	70	100	168	80	62.02	24272	
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 24	4.6	14	380	160	30	40	70	100	168	80	64.99	25035	
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 24	4.6	15	380	160	30	40	70	100	168	80	66.66	25355	
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 24	4.6	18	380	160	30	40	70	100	168	80	68.58	25966	
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 24	5.6	12	380	160	30	40	70	100	168	80	62.02	24272	
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 24	5.6	14	380	160	30	40	70	100	168	80	64.99	25035	
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 24	5.6	15	380	160	30	40	70	100	168	80	66.66	25355	
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 24	5.6	18	380	160	30	40	70	100	168	80	71.12	25966	
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 24	6.8	12	380	160	30	40	70	100	168	80	62.02	24272	
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 24	6.8	14	380	160	30	40	70	100	168	80	64.99	25035	
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 24	6.8	15	380	160	30	40	70	100	168	80	66.66	25355	
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 24	6.8	18	380	160	30	40	70	100	168	80	72.33	25966	
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 24	8.8	12	380	160	30	40	70	100	168	80	62.02	24272	
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 24	8.8	14	380	160	30	40	70	100	168	80	64.99	25035	
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 24	8.8	15	380	160	30	40	70	100	168	80	66.66	25355	
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 24	8.8	18	380	160	30	40	70	100	168	80	72.33	25966	

tabla 8.13

8.2.8. Caso 8

Se acercan las filas de tornillos del caso tipo entre sí, esto es, disminuye el valor de e_p – distancia al borde frontal de la placa de la primera fila de tornillos - (ver figura 8.1) el valor de $p_{1,1}$ - distancia en la dirección del esfuerzo entre la primera y segunda fila - y $p_{1,2}$ - distancia en la dirección del esfuerzo entre la segunda y tercera fila - Consecuencia de esto, disminuye el valor del canto de la placa, h_p . Se obtiene el valor del momento resistente de la unión del caso tipo a partir de los datos de la tabla 8.14, y el de la unión del caso 8 a partir de los de la tabla 8.15

CASO TIPO M 12 4.6		$e_p = 70; p_{1,1} = 100; p_{1,2} = 168$	
$F_{t,1,Rd} =$	44627 N	$h_1 = 334$	fallan la placa a flexión y los tornillos a tracción simultáneamente. Modo 2
$F_{t,2,Rd} =$	48557 N	$h_2 = 234$	fallan los tornillos a tracción. Modo 3
$F_{t,3,Rd} =$	11848 N	$h_3 = 66$	falla el alma del soporte a cortante
$M_{j, Rd} = 27.24 \text{ KN}\cdot\text{m}$			

tabla 8.14

CASO 8 M 12 4.6		$e_p = 50; p_{1,1} = 60; p_{1,2} = 150$	
$F_{t,1,Rd} =$	48557 N	$h_1 = 314$	fallan los tornillos a tracción. Modo 3
$F_{t,2,Rd} =$	39298 N	$h_2 = 254$	proporcional
$F_{t,3,Rd} =$	16150 N	$h_3 = 104$	proporcional
$M_{j, Rd} = 26.97 \text{ KN}\cdot\text{m}$			

tabla 8.15

Se observa que el $M_{j,Rd}$ de la nueva disposición disminuye un poco. Esto se debe a que en el caso 8, a pesar de que $F_{t,1,Rd}$ es un poco mayor que en el caso tipo, la distancia al centro de compresiones de la fila 1, $-h_1-$ es menor, por lo que el momento que aporta dicha fila también es menor. La rigidez de la unión aumenta al acercarse al ala los tornillos. Ver la tabla 8. 16.

IPE 300				N _{sd} < 67,25 KN													
S 275	a ₃ 3,5 mm	UNION SOLDADA		UNION ATORNILLADA													
Soporte	a ₁ , a ₂ mm	M _{j,Rd} KN·m	S _{j,ini} KN·m/rad	6 tornillos	t _p mm	h _p mm	b _p mm	e ₁ mm	e ₂ mm	e _p mm	p _{1,1} mm	p _{1,2} mm	p ₂ mm	M _{j,Rd} KN·m	S _{j,ini} KN·m/rad		
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 12	4.6	12	380	160	30	40	70	100	168	80	27.24	21989	
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 12	4.6	12	360	160	30	40	50	60	150	80	26.97	23508	

tabla 8. 16

Para la misma disposición geométrica, si se mejora la calidad del acero (acero 5.6) resulta que en el caso 8 (tornillos más juntos) aumenta además de la rigidez, el momento resistente.

Lo mismo ocurre para el acero 6.8 y 8.8, tal y como se muestra en la tabla 8.19.

CASO TIPO M 12 5.6			e _p = 70; p _{1,1} = 100; p _{1,2} = 168		
F _{t,1,Rd} =	50238 N	h ₁ = 334	fallan la placa a flexión y los tornillos a tracción simultáneamente. Modo 2		
F _{t,2,Rd} =	60696 N	h ₂ = 234	fallan los tornillos a tracción. Modo 3		
F _{t,3,Rd} =	17240 N	h ₃ = 66	falla el alma del soporte a cortante		
M _{j, Rd} = 32.20 KN·m					

tabla 8.17

CASO 8 M 12 5.6			e _p = 50; p _{1,1} = 60; p _{1,2} = 150		
F _{t,1,Rd} =	60696 N	h ₁ = 314	fallan los tornillos a tracción. Modo 3		
F _{t,2,Rd} =	49122 N	h ₂ = 254	proporcional		
F _{t,3,Rd} =	20187 N	h ₃ = 104	proporcional		
M _{j, Rd} = 33.71 KN·m					

tabla 8.18

Filas de tornillos más cercanas

IPE 300				N _{Sd} < 67,25 KN																																			
Soporte	a ₁ , a ₂ mm	M _{j,Rd} KN-m	S _{j,ini} KN-m/rad	UNION SOLDADA																		UNION ATORNILLADA																	
				6 tornillos						t _p mm	h _p mm	b _p mm	e ₁ mm	e ₂ mm	e _p mm	p _{1,1} mm	p _{1,2} mm	p ₂ mm	M _{j,Rd} KN-m	S _{j,ini} KN-m/rad																			
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 12	4.6	12	380	160	30	40	70	100	168	80	27.24	21989																							
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 12	5.6	12	380	160	30	40	70	100	168	80	32.20	21989																							
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 12	6.8	12	380	160	30	40	70	100	168	80	37.15	21989																							
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 12	8.8	12	380	160	30	40	70	100	168	80	47.07	21989																							
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 12	4.6	12	360	160	30	40	50	60	150	80	26.97	23508																							
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 12	5.6	12	360	160	30	40	50	60	150	80	33.71	23508																							
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 12	6.8	12	360	160	30	40	50	60	150	80	40.46	23508																							
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 12	8.8	12	360	160	30	40	50	60	150	80	53.82	23508																							

tabla 8.19

8.2.9. Caso 9

Se alejan las filas de tornillos del caso tipo entre sí, esto es, aumenta el valor de e_p – distancia al borde frontal de la placa de la primera fila de tornillos - (ver figura 8.1), el valor de $p_{1,1}$ - distancia en la dirección del esfuerzo entre la primera y segunda fila - y $p_{1,2}$ - distancia en la dirección del esfuerzo entre la segunda y tercera fila - Consecuencia de esto, aumenta el canto de la placa, h_p .

Se obtiene el momento resistente del caso tipo, a partir de los datos de la tabla 8.20 y el de la unión del caso 9, con los datos de la tabla 8.21

CASO TIPO M 12 4.6		$e_p = 70; p_{1,1} = 100; p_{1,2} = 168$	
$F_{t,1,Rd} =$	44627 N	$h_1 = 334$	fallan la placa a flexión y los tornillos a tracción simultáneamente. Modo 2
$F_{t,2,Rd} =$	48557 N	$h_2 = 234$	fallan los tornillos a tracción. Modo 3
$F_{t,3,Rd} =$	11848 N	$h_3 = 66$	falla el alma del soporte a cortante
$M_{j, Rd} = 27.24 \text{ KN}\cdot\text{m}$			

tabla 8.20

CASO 9 M 12 4.6		$e_p = 95; p_{1,1} = 150; p_{1,2} = 195$	
$F_{t,1,Rd} =$	32218 N	$h_1 = 359$	placa extrema a flexión. Modo 2
$F_{t,2,Rd} =$	48557 N	$h_2 = 209$	tornillos a tracción. Modo 3
$F_{t,3,Rd} =$	3393 N	$h_3 = 14$	proporcional
$M_{j,Rd} = 21.81 \text{ KN}\cdot\text{m}$			

tabla 8.21

A pesar de ser mayor el brazo del par de la primera fila del caso 8, al ser la resistencia de dicha fila bastante menor, el momento resistente de la unión disminuye respecto del caso tipo. Lo mismo sucede con la rigidez.

Las propiedades de las uniones resueltas con los tornillos más alejados, y distintas calidades de acero de los tornillos se muestran en la tabla 8. 22, donde se aprecia que tanto el momento resistente, como la rigidez de la unión disminuyen.

Filas de tornillos más alejadas

IPE 300				$N_{sd} < 67,25 \text{ KN}$												
S 275	a_3 3,5 mm	UNION SOLDADA		UNION ATORNILLADA												
		a_1, a_2 mm	$M_{j,Rd}$ KN·m	$S_{j,ini}$ KN·m/rad	6 tornillos	t_p mm	h_p mm	b_p mm	e_1 mm	e_2 mm	e_p mm	$p_{1,1}$ mm	$p_{1,2}$ mm	p_2 mm	$M_{j,Rd}$ KN·m	$S_{j,ini}$ KN·m/rad
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 12	4.6	12	380	160	30	40	70	100	168	80	27.24	21989
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 12	5.6	12	380	160	30	40	70	100	168	80	32.20	21989
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 12	6.8	12	380	160	30	40	70	100	168	80	37.15	21989
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 12	8.8	12	380	160	30	40	70	100	168	80	47.07	21989
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 12	4.6	12	405	160	30	40	95	150	195	80	21.81	18508
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 12	5.6	12	405	160	30	40	95	150	195	80	25.83	18508
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 12	6.8	12	405	160	30	40	95	150	195	80	29.84	18508
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 12	8.8	12	405	160	30	40	95	150	195	80	37.74	18508

tabla 8. 22

8.2.10. Caso 10

Se aumenta la distancia al borde frontal, e_2 , y se reduce la distancia entre los tornillos en la dirección paralela al esfuerzo, p_2 , acercándolos más al alma de la viga y del soporte. (Ver figura 8.1)

Al no variar la distancia al centro de compresiones, ni la resistencia de cada fila de tornillos, el valor del momento resistente se mantiene.

Al acercar los tornillos al alma, la rigidez de la unión aumenta.

Las propiedades de estas uniones se recogen en la tabla 8.23

IPE 300				N _{Sd} < 67,25 KN												
Soporte	a ₃ 3,5 mm	UNION SOLDADA		UNION ATORNILLADA												
		a ₁ , a ₂ mm	M _{y,Rd} KN-m	S _{y,ini} KN-m/rad	6 tornillos	t _p mm	h _p mm	b _p mm	e ₁ mm	e ₂ mm	e _p mm	p _{1,1} mm	p _{1,2} mm	p ₂ mm	M _{y,Rd} KN-m	S _{y,ini} KN-m/rad
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 12	4.6	12	380	160	30	40	70	100	168	80	27.24	21989
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 12	5.6	12	380	160	30	40	70	100	168	80	32.20	21989
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 12	6.8	12	380	160	30	40	70	100	168	80	37.15	21989
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 12	8.8	12	380	160	30	40	70	100	168	80	47.07	21989
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 12	4.6	12	380	160	30	50	70	100	168	60	27.24	22202
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 12	5.6	12	380	160	30	50	70	100	168	60	32.20	22202
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 12	6.8	12	380	160	30	50	70	100	168	60	37.15	22202
HEB 160	4.5	66.29	26676	M 12	8.8	12	380	160	30	50	70	100	168	60	47.07	22202

tabla 8.23

Las variaciones realizadas a lo largo de los diez casos analizados, y sus efectos sobre la resistencia y rigidez de la unión, se recogen, a modo de resumen, en la tabla 8.24.

8.2.11. Tabla resumen

CASO Nº	VARIACION		RESULTADO	
	COMPONENTE	EFECTO DIRECTO	$M_{j,Rd}$	$S_{j,ini}$
1	↑ calidad acero tornillos		↑ $M_{j,Rd}$	= $S_{j,ini}$
2	↑ ϕ tornillos		↑↑ $M_{j,Rd}$	↑ $S_{j,ini}$
3	(tornillos muy resistentes) ↑↑ calidad acero tornillos	→ Falla otro componente	= $M_{j,Rd}$	= $S_{j,ini}$
4	↑ ϕ tornillos (muy resistentes)	→ Falla otro componente	= $M_{j,Rd}$	↑ $S_{j,ini}$
5	↑ ≠ chapa ↑↑ calidad acero tornillos	(fallo MODO 2)	↑ $M_{j,Rd}$	↑ $S_{j,ini}$
6	↑ ϕ tornillos	(con chapa más gruesa)	↑↑ $M_{j,Rd}$	↑ $S_{j,ini}$
7	(tornillos muy resistentes) ↑↑ ϕ tornillos	→ Falla otro componente	= $M_{j,Rd}$	= $S_{j,ini}$
8	↓ $e_p; p_{1,1}; p_{1,2}$	↓ brazo del par (z)	↓ $M_{j,Rd}$	↑ $S_{j,ini}$
9	↑ $e_p; p_{1,1}; p_{1,2}$	↑ brazo del par (z) Si ↑ $F_{t,rd}$ Si ↓ $F_{t,rd}$	↑ $M_{j,Rd}$ ↓ $M_{j,Rd}$	↓ $S_{j,ini}$
10	↑ e_2 ↓ p_2		= $M_{j,Rd}$	↑ $S_{j,ini}$

tabla 8.24

Por último señalar que en todas las tablas de resultados se ha incluido, a modo de referencia, los valores de $M_{j,Rd}$ y $S_{j,ini}$ de la misma unión viga-soporte resuelta con soldadura, comprobándose que en la mayoría de los casos, la solución atornillada es menos rígida y menos resistente.

Sólo, en algunas de las uniones resueltas con chapa frontal de 18 mm de espesor se obtiene un momento resistente a flexión mayor que el de solución soldada.

9. GRADO DE RIGIDEZ DE UNA UNION SEMI-RÍGIDA

Una vez obtenido el valor del momento resistente de cálculo, $M_{j,Rd}$, la rigidez S_j y la capacidad de rotación, \varnothing_{Cd} , de una unión, se puede proceder al análisis de la estructura teniendo en cuenta la influencia del comportamiento del nudo.

Si el análisis global de la estructura se realiza en régimen elástico, la unión debe ser clasificada en función de su rigidez como unión rígida, semi-rígida o articulada según los criterios del capítulo 3.

Las estructuras metálicas con uniones semi-rígidas analizadas en el décimo capítulo se han calculado con la versión educacional del programa de cálculo de estructuras *Calcul i Diseny d'estructures*. EFCiD¹ v 8.5 (2006) desarrollado en la E.T.S. de Arquitectura de Valencia.

Este programa de cálculo, al igual que los programas *SAP 2000* y *TRICALC*, permiten considerar un comportamiento semi-rígido de las uniones introduciendo el valor del grado de rigidez de las mismas.

¹ © Universidad Politécnica de Valencia. APG & AAD Departamento del Medio Continuo y Teoría de las Estructuras.

9.1 Definición de grado de rigidez en extremo de barra.

El comportamiento de una unión semi-rígida se modeliza mediante un muelle situado en el extremo de la viga con una rigidez al giro igual a S_j .

Para reflejar la rigidez relativa de la viga respecto de la unión se define el grado de rigidez² r , como la relación que existe entre el giro del extremo de la barra β y el giro del nudo φ al aplicarle a este último un momento unidad tal y como se muestra en la figura 9.1 y se indica en la ecuación [9.1]

$$\text{Grado de rigidez } r = \frac{\beta}{\varphi} \quad [9.1]$$

- En las uniones articuladas, para las que se considera una rigidez nula, cuando gira el nudo, la barra no experimenta ningún giro, esto es, $\beta = 0$.

Sustituyendo en la ecuación [9.1] se obtiene el grado de rigidez de las articulaciones.

$$\text{Unión articulada: } r = \frac{\beta}{\varphi} \rightarrow r = 0$$

- En las uniones rígidas, para las que se considera una rigidez infinita, no se producen giros relativos entre las barras unidas, o lo que es lo mismo, el giro del extremo de barra es igual al giro del nudo: $\beta = \varphi$.

Sustituyendo en la ecuación [9.1] se calcula el grado de rigidez de las uniones rígidas.

$$\text{Unión rígida: } r = \frac{\beta}{\varphi} \rightarrow r = 1$$

² end fixity factor

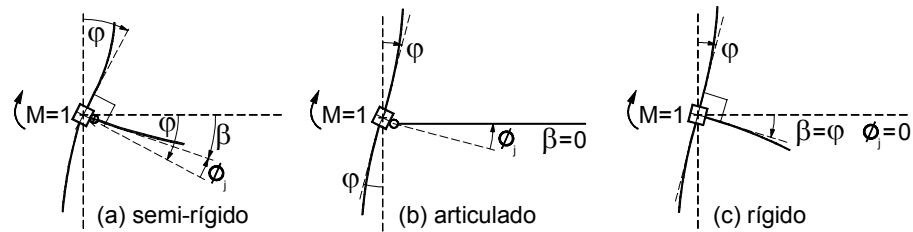


figura 9.1 Definición del grado de rigidez.

- En cuanto a las uniones semi-rígidas, son aquellas en las que al aplicar un momento unidad al nudo, se produce un giro del extremo de barra diferente al experimentado por el nudo, siendo el giro de la unión - Φ_j - igual al giro relativo entre el nudo y el extremo de la barra.

$$\Phi_j = \varphi - \beta \quad [9.2]$$

Sustituyendo en la ecuación [9.1] se calcula el grado de rigidez de las uniones semi-rígidas

$$\text{Unión semi-rígida: } r = \frac{\beta}{\varphi} \rightarrow r = \frac{\beta}{\Phi_j + \beta}; \quad 0 < r < 1$$

En los epígrafes siguientes se desarrolla la formulación propuesta por el profesor Alonso³ A. que permite calcular la matriz de rigidez, y los esfuerzos de empotramiento de una barra con cualquier tipo de unión al nudo - desde la articulación o giro libre, a la unión semi-rígida o completamente rígida- a partir de la definición del grado de rigidez de la unión.

De este modo se hace extensivo el método de las rigideces a las estructuras de barras con uniones semi-rígidas sin más que introducir el grado de rigidez de las mismas.

³ Alonso Durá, A. "Un modelo de integración del análisis estructural en entornos de CAD para estructuras de edificación. Tesis Doctoral. Valencia 2003

9.2 Determinación de la rigidez a giro de la barra con los extremos semi-rígidos.

El objeto de este desarrollo es la barra semi-rígida de la figura 9. 2, cuyos ejes de referencia se muestran en la figura 9.3, junto con los signos positivos de los movimientos y las sollicitaciones, y cuyas propiedades geométricas son:

L , Luz de la barra.

I_x, I_y, I_z , Momentos de inercia.

A , área de la sección recta.

E , Módulo de deformación.

μ , Coeficiente de Poisson

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \mu)}, \text{ Módulo de deformación transversal.}$$

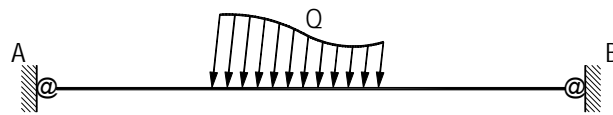


figura 9. 2. Barra semi-rígida

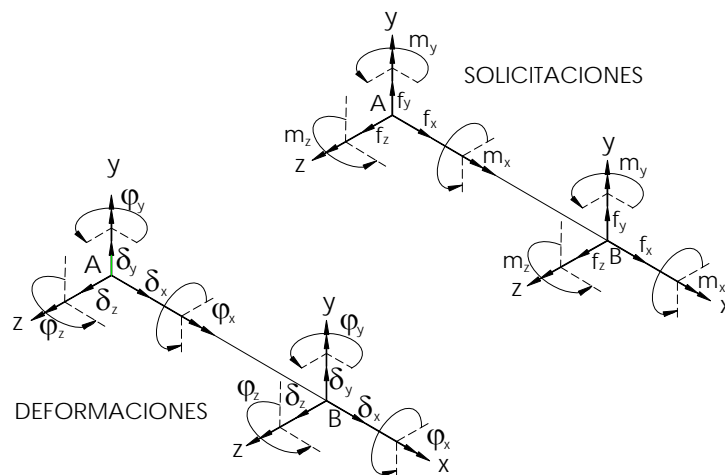


figura 9.3. Sentidos positivos de deformaciones y sollicitaciones.

La rigidez a giro en el nudo extremo A de la barra, teniendo el nudo opuesto impedido el giro (nudo B), se obtiene mediante la flexibilización de la barra en dos estados:

El ESTADO 0 figura 9.4(a), con la aplicación de un momento en el extremo A dejando libre el giro en B; y el

ESTADO 1 figura 9.4(b), con la aplicación del giro en el nudo B que equilibre el giro del extremo de barra B.

El momento M_A en el extremo A provoca en el ESTADO 0 los giros de los extremos de barra siguientes:

$$\beta_A^0 = \frac{M_A \cdot L}{3 \cdot EI} \quad [9.3]$$

y
$$\beta_B^0 = \frac{M_A \cdot L}{6 \cdot EI} \quad [9.4]$$

En el ESTADO 1 se aplica un giro en el nudo B igual, y de sentido contrario al producido por M_A en el ESTADO 0 en el extremo B:

$$\varphi_B = -\beta_B^0 \quad [9.5]$$

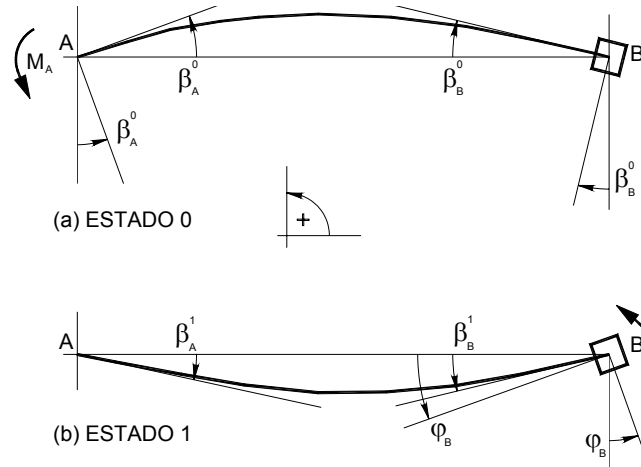


figura 9.4. Aplicación de momentos y giros.

considerando que la unión B es semi-rígida, y su grado de rigidez igual a: $r_B = \frac{\beta_B}{\varphi_B}$, [9.6]

al aplicar el giro φ_B en el nudo, el extremo B de la barra gira un ángulo igual a:

$$\beta_B^1 = r_B \cdot \varphi_B \quad [9.7]$$

que teniendo en cuenta el valor de φ_B de la ecuación. [9.7] es igual a

$$\beta_B^1 = -r_B \cdot \beta_B^0$$

como $\beta_A^1 = -\frac{1}{2}\beta_B^0$, a partir del valor de la ecuación [9.4] se obtiene el ángulo en función del momento aplicado en A.

$$\beta_A^1 = -\frac{1}{2} \cdot r_B \cdot \frac{M_A \cdot L}{6 \cdot EI}; \quad \beta_A^1 = -r_B \cdot \frac{M_A \cdot L}{12 \cdot EI} \quad [9.8]$$

el giro final del extremo de barra en A se obtiene por la condición de compatibilidad de giros en dicho extremo:

$$\beta_A = \beta_A^0 + \beta_A^1 \quad [9.9]$$

sustituyendo en la ecuación [9.8] las ecuaciones [9.3] y [9.8]

$$\beta_A = \frac{M_A \cdot L}{3 \cdot EI} - r_B \cdot \frac{M_A \cdot L}{12 \cdot EI}$$

$$\beta_A = \frac{(4 - r_B) \cdot M_A \cdot L}{12 \cdot EI} \quad [9.10]$$

la rigidez se obtiene como relación del momento aplicado al extremo de barra en función del giro provocado; despejando de [9.10]

$$M_A = \frac{12 \cdot EI}{(4 - r_B) \cdot L} \cdot \beta_A \quad [9.11]$$

la barra queda equilibrada con el momento en el extremo B, M_B y las fuerzas cortantes F_A y F_B , tal y como se muestra en la figura 9.5

Siendo $M_B = \frac{r_B}{2} \cdot M_A$

se plantean las ecuaciones de equilibrio:

$$\sum F = 0; \quad F_A = -F_B = F$$

$$\sum M = 0; \quad F \cdot L - M_A - \frac{r_B}{2} \cdot M_A = 0;$$

$$F = \frac{M_A}{L} \cdot \left(1 + \frac{r_B}{2}\right) \text{ sustituyendo el valor de } M_A \text{ dado por [9.11]} \quad [9.11]$$

$$F_A = -F_B = \frac{12 \cdot EI}{L^2 \cdot (4 - r_B)} \cdot \left(1 + \frac{r_B}{2}\right) \cdot \beta_A \quad [9.12]$$

si el grado de rigidez de la unión en A es igual r_A , el giro en el extremo A de la barra será igual a: $\beta_A = r_A \cdot \varphi_A$ [9.13]

sustituyendo en las expresiones [9.11] y [9.12] la expresión [9.13], se obtienen las relaciones de rigidez:

$$M_A = \frac{12 \cdot EI}{(4 - r_B) \cdot L} \cdot r_A \cdot \varphi_A \quad [9.14]$$

$$F_A = -F_B = \frac{12 \cdot EI}{L^2 \cdot (4 - r_B)} \cdot \left[1 + \frac{r_B}{2}\right] \cdot r_A \cdot \varphi_A \quad [9.15]$$

el momento en el extremo B en función del giro en A:

$$M_B = \frac{r_B}{2} \cdot M_A; \quad M_B = \frac{12 \cdot EI}{(4 - r_B) \cdot L} \cdot r_A \cdot \frac{r_B}{2} \cdot \varphi_A \text{ y operando}$$

$$M_B = \frac{6 \cdot EI}{(4 - r_B) \cdot L} \cdot r_A \cdot r_B \cdot \varphi_A \quad [9.16]$$

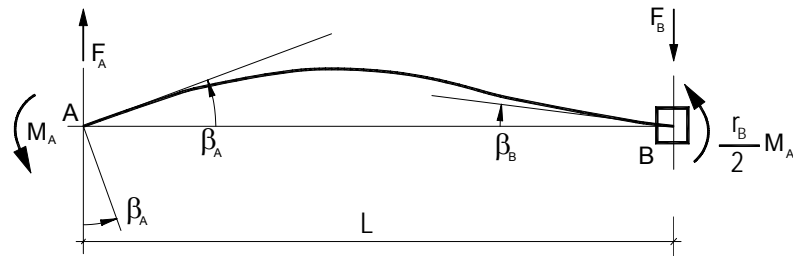


figura 9.5. Equilibrio de la barra con M_A en extremo de barra.

la barra queda equilibrada con la acción del momento M_A y el giro φ_A en el nudo A permaneciendo fijo el nudo B , tal y como se ve en la figura 9.6.

la rigidez en ejes locales del momento en A respecto al giro en el nudo A queda expresada como:

$$k_{\varphi_A}^{M_A} = \frac{12 \cdot EI}{(4 - r_B) \cdot L} \cdot r_A \quad [9.17]$$

el término de rigidez del momento en B respecto al giro en A es:

$$k_{\varphi_A}^{M_B} = \frac{6 \cdot EI}{(4 - r_B) \cdot L} \cdot r_A \cdot r_B \quad [9.18]$$

la rigidez de las fuerzas cortantes respecto al giro del nudo es, en ejes locales de barra:

$$k_{\varphi_A}^{F_A} = k_{\varphi_A}^{F_B} = \frac{12 \cdot EI}{(4 - r_B) \cdot L^2} \cdot \left(1 + \frac{r_B}{2}\right) \cdot r_A \quad [9.19]$$

estas expresiones de la rigidez corresponden, para todas las barras en general, a los términos que forman la matriz de rigidez de una barra $A \rightarrow B$ con enlaces semi-rígidos con grados de rigidez r_A y r_B respectivamente.

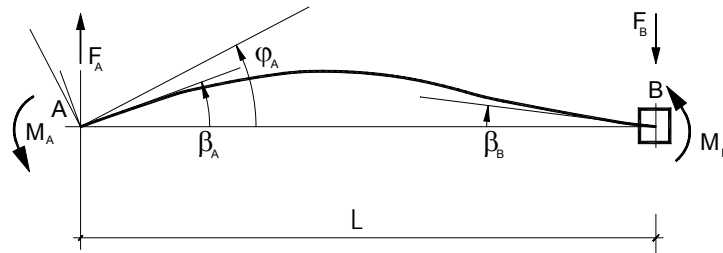


figura 9.6. Barra equilibrada con M_A en el nudo A

9.3 Determinación de la rigidez a desplazamiento transversal de la barra con extremos semi-rígidos.

Para determinar la rigidez de la barra frente a desplazamientos laterales de los nudos se parte de la posición inicial, apartado (a) de la siguiente figura; a la que se provoca un movimiento δ en el nudo B y se procede por etapas aplicando el principio de superposición de efectos.

El ángulo girado por la barra y por los nudos en el ESTADO 0 es según se aprecia en el apartado (b) de la figura 9.7 igual a:

$$\varphi = \frac{\delta}{L} \quad [9.20]$$

En el ESTADO 1 se aplica un momento M_A^1 en el nudo A para provocar un giro de valor $-\varphi$ que lleve a la posición inicial dicho nudo, tal y como se aprecia en la figura 9. 8.

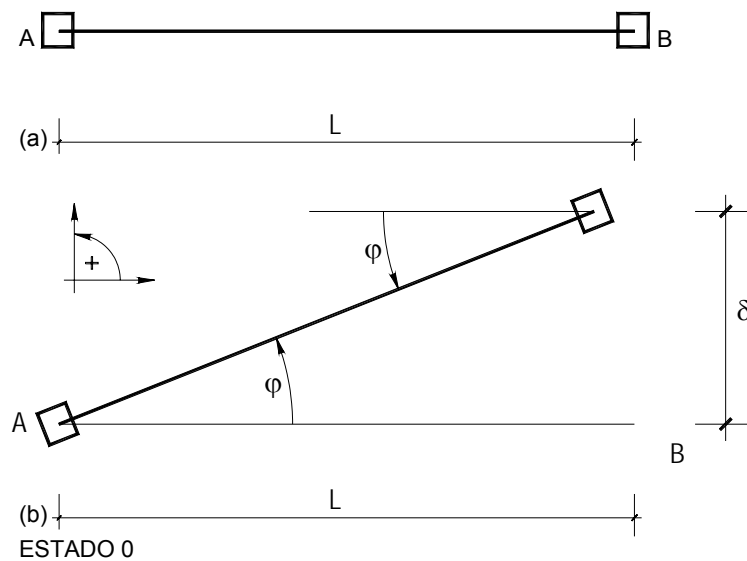


figura 9.7. Desplazamiento transversal de la barra.

teniendo en cuenta los grados de rigidez r_A y r_B de las uniones A y B, se expresan los momentos M_A^1 y M_B^1 en extremos de barra según las ecuaciones [9.14] y [9.16]. Estos momentos son:

$$M_A^1 = \frac{12 \cdot EI}{(4 - r_B) \cdot L} \cdot r_A \cdot \varphi \quad [9.21]$$

$$M_B^1 = \frac{6 \cdot EI}{(4 - r_B) \cdot L} \cdot r_A \cdot r_B \cdot \varphi \quad [9.22]$$

En el ESTADO 2 se aplica el momento M_B^1 en el nudo B para girarlo un ángulo igual a $-\varphi$ y llevarlo a la posición inicial, tal y como se aprecia en la figura 9.9. Entonces:

$$M_A^2 = \frac{6 \cdot EI}{(4 - r_B) \cdot L} \cdot r_A \cdot r_B \cdot \varphi \quad [9.23]$$

$$M_B^2 = \frac{12 \cdot EI}{(4 - r_B) \cdot L} \cdot r_B \cdot \varphi \quad [9.24]$$

superponiendo los dos estados se obtiene.

$$\begin{aligned} M_A &= M_A^1 + M_A^2 \\ M_B &= M_B^1 + M_B^2 \end{aligned} \quad [9.25]$$

sustituyendo las expresiones [9.21], [9.22], [9.23] y [9.24] en [9.25] y expresando el ángulo φ en función de δ según la ecuación [9.20] se obtiene:

$$M_A = \frac{12 \cdot EI}{(4 - r_B) \cdot L} \cdot r_A \cdot \frac{\delta}{L} + \frac{6 \cdot EI}{(4 - r_B) \cdot L} \cdot r_A \cdot r_B \cdot \frac{\delta}{L}$$

$$M_B = \frac{12 \cdot EI}{(4 - r_B) \cdot L} \cdot r_A \cdot r_B \cdot \frac{\delta}{L} + \frac{12 \cdot EI}{(4 - r_B) \cdot L} \cdot r_B \cdot \frac{\delta}{L}$$

operando se obtiene la rigidez, como expresión que relaciona los momentos en extremos de la barra en función del desplazamiento del nudo extremo :

$$M_A = \frac{6 \cdot EI}{L^2} \cdot r_A \cdot \left[\frac{2}{(4 - r_B)} + \frac{r_B}{(4 - r_A)} \right] \cdot \delta$$

$$M_B = \frac{6 \cdot EI}{L^2} \cdot r_B \cdot \left[\frac{2}{(4 - r_A)} + \frac{r_A}{(4 - r_B)} \right] \cdot \delta$$

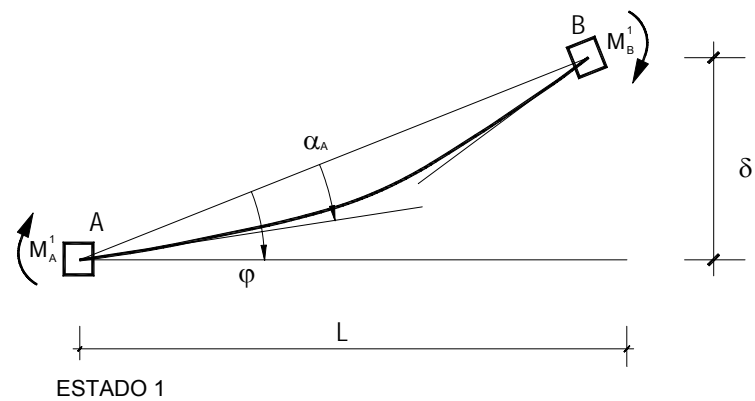


figura 9. 8. Aplicación del momento en A.

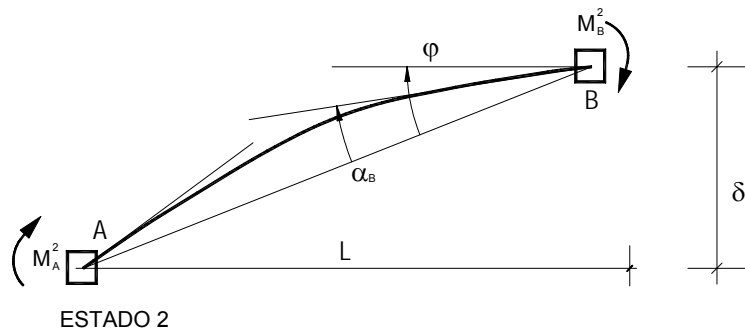


figura 9.9. Aplicación del momento en B.

La rigidez referida a las fuerzas en extremo de barra respecto al desplazamiento se obtiene equilibrando las fuerzas de barra en los distintos estados en que se ha dividido el proceso.

Las fuerzas que equilibran la acción del momento M_A^1 aplicado en el nudo A en el ESTADO 1 (ver figura 9.10) es según la ecuación [9.12]

$$F_A^1 = -F_B^1 = \frac{12 \cdot EI}{L^2 \cdot (4 - r_B)} \cdot \left[1 + \frac{r_B}{2} \right] \cdot r_A \cdot \varphi \quad [9.26]$$

En el ESTADO 2 representado en la figura 9.11, la fuerza que equilibra la acción del momento M_B^2 es :

$$F_A^2 = -F_B^2 = \frac{12 \cdot EI}{L^2 \cdot (4 - r_A)} \cdot \left[1 + \frac{r_A}{2} \right] \cdot r_B \cdot \varphi \quad [9.27]$$

la suma de estas dos etapas , ecuaciones [9.26] y [9.27] determina el estado final de equilibrio:

$$F_A = -F_B = F_A^1 + F_A^2 = \frac{12 \cdot EI}{L^3} \cdot \left[\frac{\left(1 + \frac{r_B}{2} \right) \cdot r_A}{(4 - r_B)} + \frac{\left(1 + \frac{r_A}{2} \right) \cdot r_B}{(4 - r_A)} \right] \cdot \delta$$

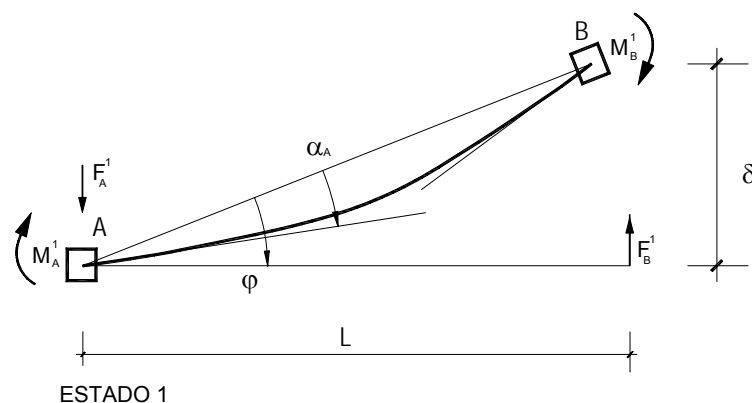


figura 9.10. Equilibrio de barra al aplicar el momento en A.

Los términos de rigidez en ejes intrínsecos de barra que relacionan los momentos en A y en B y las fuerzas de reacción en extremos respecto a un desplazamiento transversal del nudo son :

$$k_{\delta}^{M_A} = \frac{6 \cdot EI}{L^2} \cdot r_A \left[\frac{2}{(4 - r_B)} + \frac{r_B}{(4 - r_A)} \right] \quad [9.28]$$

$$k_{\delta}^{M_B} = \frac{6 \cdot EI}{L^2} \cdot r_B \left[\frac{2}{(4 - r_A)} + \frac{r_A}{(4 - r_B)} \right] \quad [9.29]$$

$$k_{\delta}^{F_{A-B}} = \frac{12 \cdot EI}{L^3} \left[\frac{\left(1 + \frac{r_B}{2}\right) \cdot r_A}{(4 - r_B)} + \frac{\left(1 + \frac{r_A}{2}\right) \cdot r_B}{(4 - r_A)} \right] \quad [9.30]$$

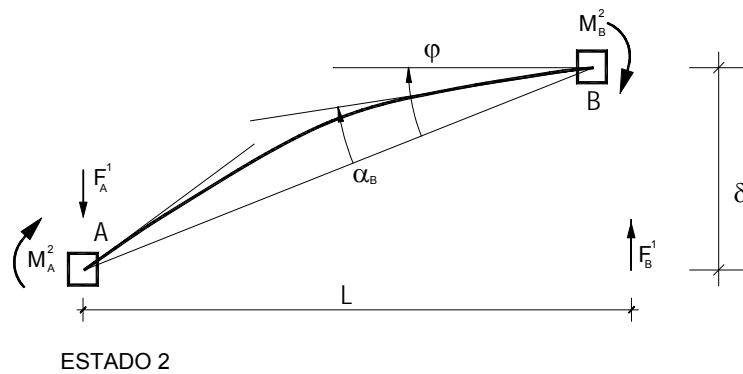


figura 9.11. Equilibrio de barra al aplicarle el momento en B.

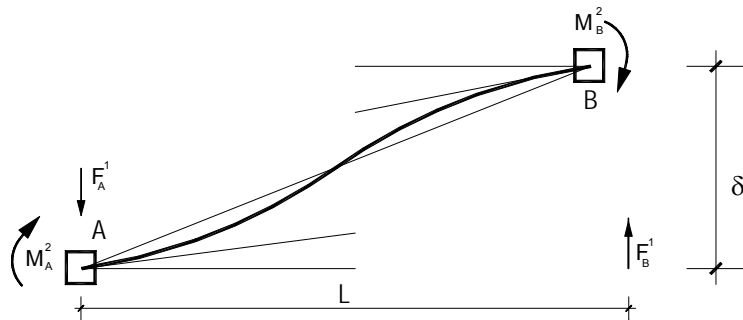


figura 9.12. Barra equilibrada con desplazamientos sin giro

9.4 Matriz de rigidez de la barra.

La matriz completa de rigidez de la barra , con nudos A-> B en sus extremos tiene la siguiente expresión en función de las matrices individuales en cada nudo :

$$\begin{bmatrix} [S_{AB}] \\ [S_{BA}] \end{bmatrix}_L = \begin{bmatrix} [k_{AA}]_L & [k_{AB}]_L \\ [k_{BA}]_L & [k_{BB}]_L \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} [d_A] \\ [d_B] \end{bmatrix}_L$$

siendo

$$[k_{AA}]_L = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} & k_{13} \\ k_{21} & k_{\delta_A}^{F_A} & k_{\varphi_A}^{F_A} \\ k_{31} & k_{\delta_A}^{M_A} & k_{\varphi_A}^{M_A} \end{bmatrix}$$

los valores de estos coeficientes se han obtenido anteriormente

$$k_{11} = \frac{EA}{L}$$

$$k_{12} = k_{13} = k_{21} = 0$$

$$k_{\delta_A}^{F_A} = \frac{12 \cdot EI}{L^3} \cdot \left[\frac{\left(1 + \frac{r_B}{2}\right) \cdot r_A}{(4 - r_B)} + \frac{\left(1 + \frac{r_A}{2}\right) \cdot r_B}{(4 - r_A)} \right] \quad [9.30]$$

$$k_{\varphi_A}^{F_A} = \frac{12 \cdot EI}{L^2 \cdot (4 - r_B)} \cdot \left(1 + \frac{r_B}{2}\right) \cdot r_A \quad [9.19]$$

$$k_{31} = 0$$

$$k_{\delta_A}^{M_A} = \frac{6 \cdot EI}{L^2} \cdot r_A \cdot \left[\frac{2}{(4 - r_B)} + \frac{r_B}{(4 - r_A)} \right] \quad [9.28]$$

$$k_{\varphi_A}^{M_A} = \frac{12 \cdot EI}{(4 - r_B) \cdot L} \cdot r_A \quad [9.17]$$

$$[k_{AB}]_L = \begin{bmatrix} k_{14} & k_{15} & k_{16} \\ k_{24} & k_{\delta_B}^{F_A} & k_{\varphi_B}^{F_A} \\ k_{34} & k_{\delta_B}^{M_A} & k_{\varphi_B}^{M_A} \end{bmatrix}$$

siendo

$$k_{11} = -\frac{EA}{L}$$

$$k_{15} = k_{16} = k_{24} = 0$$

$$k_{\delta_B}^{F_A} = -\frac{12 \cdot EI}{L^3} \cdot \left[\frac{\left(1 + \frac{r_B}{2}\right) \cdot r_A}{(4 - r_B)} + \frac{\left(1 + \frac{r_A}{2}\right) \cdot r_B}{(4 - r_A)} \right] \quad [9.30]$$

$$k_{\varphi_B}^{F_A} = \frac{12 \cdot EI}{L^2 \cdot (4 - r_B)} \cdot \left(1 + \frac{r_B}{2}\right) \cdot r_A \quad [9.19]$$

$$k_{34} = 0$$

$$k_{\delta_B}^{M_A} = -\frac{6 \cdot EI}{L^2} \cdot r_A \cdot \left[\frac{2}{(4 - r_B)} + \frac{r_B}{(4 - r_A)} \right] \quad [9.28]$$

$$k_{\varphi_B}^{M_A} = \frac{6 \cdot EI}{L \cdot (4 - r_A)} \cdot r_A \cdot r_B \quad [9.17]$$

$$[k_{BA}]_L = \begin{bmatrix} k_{41} & k_{42} & k_{43} \\ k_{51} & k_{\delta_A}^{F_B} & k_{\varphi_A}^{F_B} \\ k_{61} & k_{\delta_A}^{M_B} & k_{\varphi_A}^{M_B} \end{bmatrix}$$

siendo

$$k_{41} = -\frac{EA}{L}$$

$$k_{42} = k_{43} = k_{51} = 0$$

$$k_{\delta_A}^{F_B} = -\frac{12 \cdot EI}{L^3} \cdot \left[\frac{\left(1 + \frac{r_B}{2}\right) \cdot r_A}{(4 - r_B)} + \frac{\left(1 + \frac{r_A}{2}\right) \cdot r_B}{(4 - r_A)} \right] \quad [9.30]$$

$$k_{\varphi_A}^{F_B} = -\frac{12 \cdot EI}{L^2 \cdot (4 - r_B)} \cdot \left(1 + \frac{r_B}{2}\right) \cdot r_A \quad [9.19]$$

$$k_{61} = 0$$

$$k_{\delta_A}^{M_B} = \frac{6 \cdot EI}{L^2} \cdot r_B \cdot \left[\frac{2}{(4 - r_A)} + \frac{r_A}{(4 - r_B)} \right] \quad [9.28]$$

$$k_{\varphi_A}^{M_B} = \frac{6 \cdot EI}{L \cdot (4 - r_A)} \cdot r_A \cdot r_B \quad [9.17]$$

$$[k_{BB}]_L = \begin{bmatrix} k_{44} & k_{45} & k_{46} \\ k_{54} & k_{\delta_B}^{F_B} & k_{\varphi_B}^{F_B} \\ k_{64} & k_{\delta_B}^{M_B} & k_{\varphi_B}^{M_B} \end{bmatrix}$$

siendo

$$k_{44} = \frac{EA}{L}$$

$$k_{45} = k_{46} = k_{54} = 0$$

$$k_{\delta_B}^{F_B} = \frac{12 \cdot EI}{L^3} \cdot \left[\frac{\left(1 + \frac{r_A}{2}\right) \cdot r_B}{(4 - r_A)} + \frac{\left(1 + \frac{r_B}{2}\right) \cdot r_A}{(4 - r_B)} \right] \quad [9.30]$$

$$k_{\varphi_B}^{F_B} = -\frac{12 \cdot EI}{L^2 \cdot (4 - r_A)} \cdot \left(1 + \frac{r_A}{2}\right) \cdot r_B \quad [9.19]$$

$$k_{31} = 0$$

$$k_{\delta_B}^{M_B} = -\frac{6 \cdot EI}{L^2} \cdot r_B \cdot \left[\frac{2}{(4 - r_A)} + \frac{r_A}{(4 - r_B)} \right] \quad [9.29]$$

$$k_{\varphi_B}^{M_B} = \frac{12 \cdot EI}{(4 - r_A) \cdot L} \cdot r_B \quad [9.17]$$

9.5 Determinación del vector de cargas para barras con extremos elásticos.

Para calcular los esfuerzos en los nudos que provocan las cargas aplicadas en las barras con extremos elásticos, se procede a calcular previamente y de forma general, los ángulos de giro que generan las cargas suponiendo apoyos articulados -con giros libres- en los extremos.

En función de estos ángulos y de los grados de rigidez en los extremos de la barra se determinan los momentos, y por equilibrio, los cortantes.

En el ESTADO 0, se dejan libres los giros de los nudos, por lo que al no estar coaccionados girarán lo mismo que los extremos de la barra. Se determinan los ángulos que giran dichos nudos debido al estado de cargas Q de la barra.

El valor de estos ángulos están en función de la carga y de la rigidez de la barra EI .

$$\varphi_A^Q = \alpha_A^Q = f\left(Q; \frac{1}{EI}\right) \quad y \quad \varphi_B^Q = \alpha_B^Q = f\left(Q; \frac{1}{EI}\right)$$

En el ESTADO 1 se aplica un momento M_A^1 en el nudo A estando el nudo B libre al giro. Los ángulos que giran los extremos de la barra son , ver figura 9.13.

$$\alpha_A^1 = \frac{M_A^1 \cdot L}{3 \cdot EI} \quad y \quad \alpha_B^1 = -\frac{M_A^1 \cdot L}{6 \cdot EI}$$

si el extremo de la barra en A tiene un grado de rigidez r_A el ángulo que gira el nudo A valdrá:

$$\varphi_A^1 = \frac{\alpha_A^1}{r_A} = \frac{M_A^1 \cdot L}{3 \cdot EI \cdot r_A} \quad y \quad \varphi_B^1 = \alpha_B^1 = -\frac{M_A^1 \cdot L}{6 \cdot EI}$$

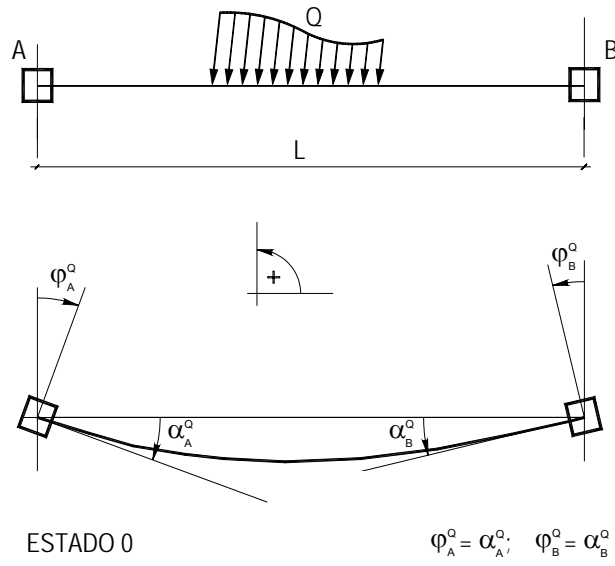


figura 9.13. Barra cargada y su deformada con giros libres en sus extremos.

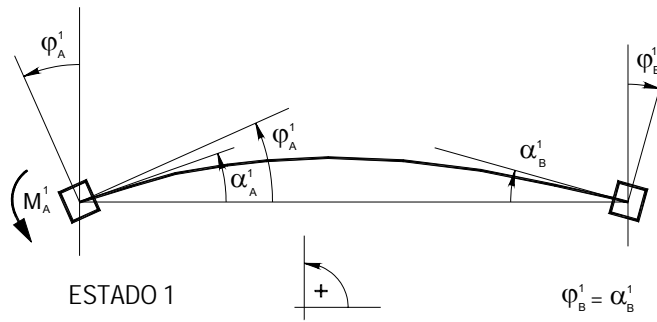


figura 9.14. Aplicación del momento M_A^1

En el ESTADO 2 se aplica en el nudo B un momento M_B^2 tal como muestra la figura 9.15.

Los ángulos en los extremos de las barras son:

$$\alpha_A^2 = -\frac{M_B^2 \cdot L}{6 \cdot EI} \quad \text{y} \quad \alpha_B^2 = \frac{M_B^2 \cdot L}{3 \cdot EI}$$

si el extremo de la barra en B tiene un grado de rigidez r_B , el ángulo que gira el nudo B valdrá:

$$\varphi_B^2 = \frac{\alpha_B^2}{s_{jB}} = \frac{M_B^2 \cdot L}{3 \cdot EI \cdot s_{jB}} \quad \text{y} \quad \varphi_A^2 = \alpha_A^2 = -\frac{M_B^2 \cdot L}{6 \cdot EI}$$

estableciendo las condiciones de compatibilidad de giros en los nudos A y B para los diferentes estados se obtiene:

$$\varphi_A^Q + \varphi_A^1 + \varphi_A^2 = 0$$

$$\varphi_B^Q + \varphi_B^1 + \varphi_B^2 = 0$$

sustituyendo:

$$\varphi_A^Q + \frac{M_A^1 \cdot L}{3 \cdot EI \cdot r_A} - \frac{M_B^2 \cdot L}{6 \cdot EI} = 0 \quad [9.31]$$

$$\varphi_B^Q - \frac{M_A^1 \cdot L}{6 \cdot EI} + \frac{M_B^2 \cdot L}{3 \cdot EI \cdot r_B} = 0 \quad [9.32]$$

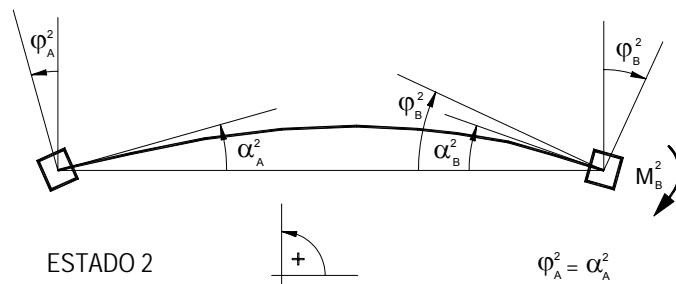


figura 9.15. Aplicación del momento M_B^2

despejando M_B^2 de [9.30] se tiene:

$$M_B^2 = \left(\varphi_A^Q + \frac{M_A^1 \cdot L}{3 \cdot EI \cdot r_A} \right) \cdot \frac{6 \cdot EI}{L}; \quad M_B^2 = \left(\varphi_A^Q \cdot \frac{6 \cdot EI}{L} + \frac{2 \cdot M_A^1}{r_A} \right) \quad [9.33]$$

sustituyendo en

$$\varphi_B^Q - \frac{M_A^1 \cdot L}{6 \cdot EI} + \left(\varphi_A^Q \cdot \frac{6 \cdot EI}{L} + \frac{2 \cdot M_A^1}{r_A} \right) \frac{L}{3 \cdot EI \cdot r_B} = 0 \quad [9.34]$$

y haciendo la siguiente transformación:

$$\varphi_A^* = \varphi_A^Q \cdot EI$$

$$\varphi_B^* = \varphi_B^Q \cdot EI$$

se obtiene, tras multiplicar la ecuación [9.34] por el término de rigidez EI :

$$\varphi_B^* - \frac{M_A^1 \cdot L}{6} + \left(\varphi_A^* \cdot \frac{6}{L} + \frac{2 \cdot M_A^1}{r_A} \right) \frac{L}{3 \cdot r_B} = 0 \quad [9.35]$$

desarrollando esta expresión:

$$\begin{aligned} \varphi_B^* - \frac{M_A^1 \cdot L}{6} + \frac{2 \cdot \varphi_A^*}{r_B} + \frac{2 \cdot M_A^1 \cdot L}{3 \cdot r_A \cdot r_B} &= 0; \\ \frac{M_A^1 \cdot L}{3} \cdot \left(-\frac{1}{2} + \frac{2}{r_A \cdot r_B} \right) + \varphi_B^* + \frac{2 \cdot \varphi_A^*}{r_B} &= 0; \\ M_A^1 &= \frac{3 \cdot \left(-\varphi_B^* - \frac{2 \cdot \varphi_A^*}{r_B} \right)}{L \cdot \left(\frac{2}{r_A \cdot r_B} - \frac{1}{2} \right)} \end{aligned}$$

multiplicando por $\frac{r_A \cdot r_B}{r_A \cdot r_B}$, se obtiene $M_A^1 = \frac{-3 \cdot \varphi_B^* \cdot r_A \cdot r_B - 6 \cdot \varphi_A^* \cdot r_A}{L \cdot \left(2 - \frac{r_A \cdot r_B}{2} \right)}$

sustituyendo en [9.33] tenemos

$$M_B^2 = \frac{6 \cdot \varphi_A^*}{L} + \frac{-6 \cdot \varphi_B^* \cdot r_B - 12 \cdot \varphi_A^*}{L \cdot \left(2 - \frac{r_A \cdot r_B}{2}\right)} \quad [9.36]$$

Del equilibrio de la barra se deducen los cortantes en los extremos de barra, valores que junto con los momentos proporcionan las reacciones que definen el vector de cargas en el nudo correspondiente para el caso general de barras con extremos con uniones semi-rígidas.

Los momentos de empotramiento perfecto (ver figura 9.16) quedan:

$$M_A = -\frac{6 \cdot \varphi_B^* \cdot r_A \cdot r_B - 12 \cdot \varphi_A^* \cdot r_A}{L \cdot (4 - r_A \cdot r_B)} \quad [9.37]$$

$$M_B = \frac{6 \cdot \varphi_A^*}{L} - \frac{12 \cdot \varphi_B^* \cdot r_B + 24 \cdot \varphi_A^*}{L \cdot (4 - r_A \cdot r_B)} \quad [9.38]$$

siendo:

φ_A^* giro del extremo A de la barra multiplicado por el factor EI.

φ_B^* giro del extremo B de la barra multiplicado por el factor EI.

r_A grado de rigidez de la barra en el extremo A. $0 \leq \bar{s}_{j_A} \leq 1$

r_B grado de rigidez de la barra en el extremo B. $0 \leq \bar{s}_{j_B} \leq 1$

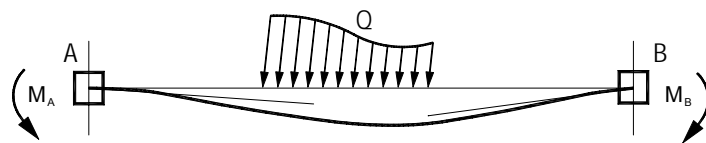


figura 9.16 Momentos en nudos extremos de la barra elástica

En los epígrafes anteriores se ha obtenido la matriz de rigidez y los esfuerzos de empotramiento de una barra con cualquier tipo de unión, lo que permite utilizar el método de las rigideces en el análisis de estructuras de barras con uniones semi-rígidas, siendo necesario determinar el grado de rigidez de las mismas.

Si la unión es nominalmente rígida o articulada, la obtención del grado de rigidez es inmediato (igual a la unidad en el primer caso, y nulo en el segundo). Para las uniones semi-rígidas el cálculo es un poco más complejo y tal y como se muestra a continuación, su valor depende de la rigidez del nudo, del modelo de gráfica $M-\theta$ adoptado y de la rigidez de la viga.

9.6 Obtención del grado de rigidez de una unión semi-rígida

En la ecuación [9.1] se ha definido el grado de rigidez como el cociente entre el giro producido en el extremo de barra, y el giro del nudo:

$$r = \frac{\beta}{\varphi}$$

Para obtener el valor de r , se despeja en la ecuación [9.10] el giro que se produce en el extremo de barra, cuando se aplica un momento unidad en el nudo A

$$\beta_A = \frac{(4 - r_B) \cdot L}{12 \cdot EI}$$

y se calcula el valor de giro del nudo A como la suma del giro del extremo de la barra más el giro de la unión: $\varphi_A = \beta_A + \phi_{j,A}$ de modo que el valor de r será igual a:

$$r = \frac{\beta_A}{\beta_A + \phi_{j,A}} \quad [9.39]$$

considerando que el giro que se produce en la unión depende del valor de su rigidez: $\phi_{j,A} = \frac{1}{S_{j,A}}$, se calcula el grado de rigidez de la unión del extremo A a partir de la expresión [9.39]:

$$r_A = \frac{\beta_A}{\beta_A + \phi_{j,A}} = \left[\frac{(4-r_B) \cdot L}{12 \cdot EI} \right] \div \left[\frac{(4-r_B) \cdot L}{12 \cdot EI} + \frac{1}{S_{j,A}} \right] \quad [9.40]$$

de la expresión anterior se deduce que el grado de rigidez de la unión del extremo A de la barra, r_A depende de r_B , grado de rigidez del extremo B, que a su vez depende de r_A .

teniendo en cuenta que $0 \leq r_B \leq 1$, se sustituyen en la expresión [9.40] los valores extremos:

- Si la unión del extremo B es rígida: $r_B = 1$ (ver figura 9.17)

$$r_A = \left[\frac{(4-1) \cdot L}{12 \cdot EI} \right] \div \left[\frac{(4-1) \cdot L}{12 \cdot EI} + \frac{1}{S_{j,A}} \right]; \quad r_A = \frac{S_{j,A} \cdot L}{L \cdot S_{j,A} + 4 \cdot EI}$$

dividiendo numerador y denominador por $S_{j,A} \cdot L$:

$$r_A = \frac{1}{1 + \frac{4 \cdot EI}{S_{j,A} \cdot L}} \quad [9.41]$$

- Si la unión del extremo B es articulada: $r_B = 0$ (figura 9.18):

$$r_A = \left[\frac{(4-0) \cdot L}{12 \cdot EI} \right] \div \left[\frac{(4-0) \cdot L}{12 \cdot EI} + \frac{1}{S_{j,A}} \right]; \quad r_A = \frac{S_{j,A} \cdot L}{L \cdot S_{j,A} + 3 \cdot EI}$$

dividiendo numerador y denominador por $S_{j,A} \cdot L$:

$$r_A = \frac{1}{1 + \frac{3 \cdot EI}{S_{j,A} \cdot L}} \quad [9.42]$$

coincidiendo la expresión [9.42] con la propuesta por Monforton⁴ y Wu, recomendada por el manual *Frame design including joint behaviour*⁵, y adoptada, entre otros, por Chen⁶; Steenhuis, Weynand y Gresnigt⁷, Faella, Piluso y Rizzano⁸ y por Cabrero y Bayo⁹ en sus investigaciones.

El valor del coeficiente de rigidez que se obtiene con la expresión [9.42] es mayor que el resultado de la ecuación [9.41].

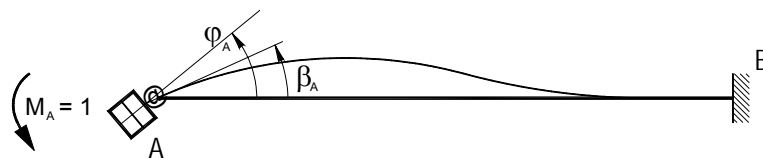


figura 9.17

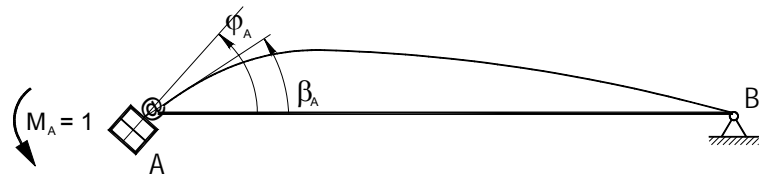


figura 9.18

Elegir el mayor valor, queda del lado de la seguridad, ya que si el grado de rigidez de la unión es alto, el momento sollicitación para el

⁴ Monforton, G. R. y Wu, T "Matrix analysis of Semi-Rigidly Connected Frames", Journal of Structural Engineering, ASCE, 89, ST6, 13-42, 196

⁵ Maquoi, R. y Chabrolin, B. Report N° EUR 18563 EN, ECSC Contract No 7210-SA/212/320, European Commission, 1998

⁶ Chen W.F. Practical Analysis for Semi-Rigid Frame Design. World Scientific Publishing Co. Pte. Ltd. (2000)

⁷ Strategies for Economic Design of Unbraced Steel Frames

⁸ "Structural steel Semirigid connections. Theory, Design and Software"

⁹ Cabrero, J.M., y Bayo, E. Development of practical design methods for steel structures with semi-rigid connections. Engineering Structures 27 (2005)

que habrá que dimensionarla será mayor que si se adopta un grado de rigidez menor.

De este modo, se opta por la expresión [9.42] para calcular el grado de rigidez de las uniones de las estructuras analizadas en el siguiente capítulo.

Según esta ecuación, la relación entre el grado de rigidez r , y la rigidez relativa de una unión, (cociente entre la rigidez de la unión y la de la viga unida) definida por α , es no-lineal tal y como se refleja en la gráfica de la figura 9.19,

$$\text{siendo } \alpha = S_j \div \frac{E \cdot I}{L} = \frac{S_j \cdot L}{E \cdot I} \quad [9.43]$$

En esta figura, se observa que esta relación es cuasi-lineal cuando la unión es bastante flexible, con valores de r entre 0 y 0,5 siendo necesario un incremento sustancial de la rigidez de la unión para conseguir que el grado de rigidez se aproxime a la unidad.

Es decir, cuando las uniones son muy rígidas, una diferencia importante en la rigidez de las mismas produce una variación pequeña del coeficiente de rigidez, no siendo significativa esta diferencia de rigidez ni en la variación del momento ni en la de la flecha.

Sin embargo, cuando se trata de uniones poco rígidas, pequeñas variaciones de la misma influyen significativamente en el grado de rigidez de la unión y por tanto en el valor del momento y de la flecha.

En la práctica, esto se traduce en que una unión articulada siempre posee cierta rigidez de modo que transmite un pequeño momento, lo que resulta beneficioso para la estructura, y que en las uniones

consideradas rígidas, utilizar uno u otro valor¹⁰ para la rigidez influye poco en el comportamiento de la estructura, ya que la variación del grado de rigidez es mínima.

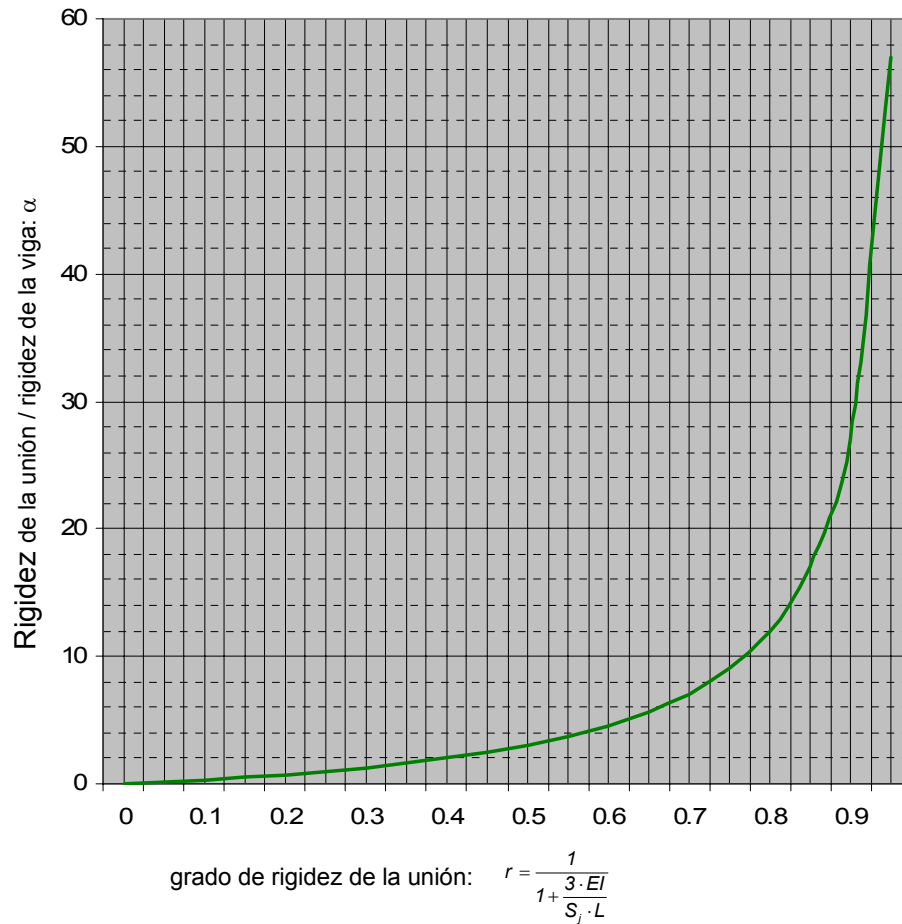


figura 9.19

¹⁰ Por ejemplo, considerar que la rigidez de la unión es 25 veces la rigidez de la viga unida, o 40 veces, no supone una variación significativa en el correspondiente valor de r .

En la figura 9.20 se representa la variación del momento solicitación en extremos y centro de vano de una barra uniformemente cargada con uniones semi-rígidas, en función de la rigidez relativa de la unión.

Con objeto de obtener una gráfica adimensional, se ha dividido el valor del momento solicitación en los extremos y centro de vano obtenido en el cálculo, por el momento solicitación en centro de vano de una barra biarticulada con carga uniformemente repartida ($M_{isost.}$), igual a:

$$M_{isost.} = q \cdot L^2 / 8$$

En esta gráfica, se observa que esta función es no-lineal para valores de α entre 0 y 10. Cuando la rigidez de la unión iguala o supera 10 veces la rigidez de la viga, el comportamiento es cuasi-lineal.

Idéntico comportamiento se aprecia en la gráfica de la figura 9.21, donde se representa la variación de la flecha máxima de una barra con uniones semi-rígidas, uniformemente cargada, en función de la rigidez relativa de la unión.

Para ello se utilizan valores adimensionales de la flecha dividiéndolos por la flecha en centro de vano de una viga biarticulada con carga uniformemente repartida de valor:

$$Flecha_{biarticulada} = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I}$$

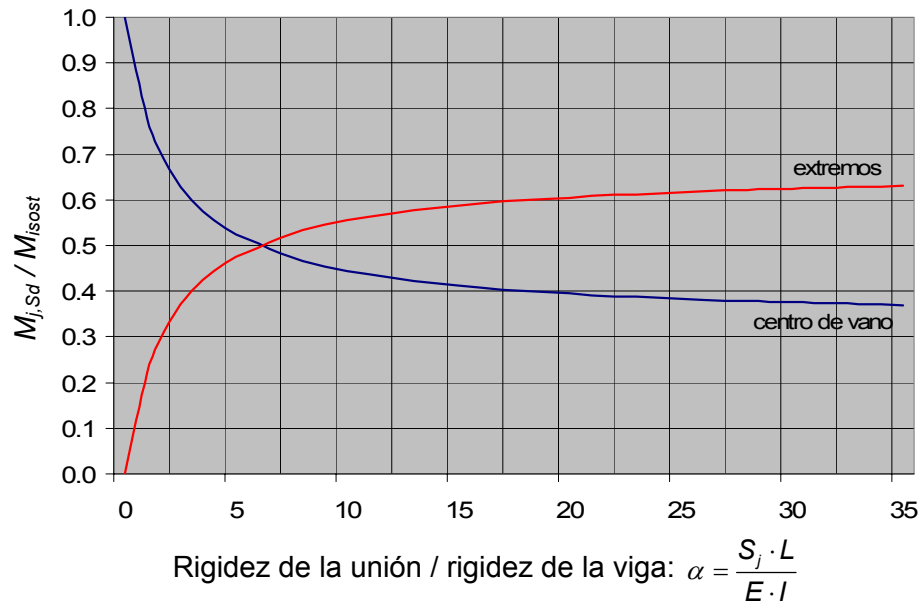


figura 9.20

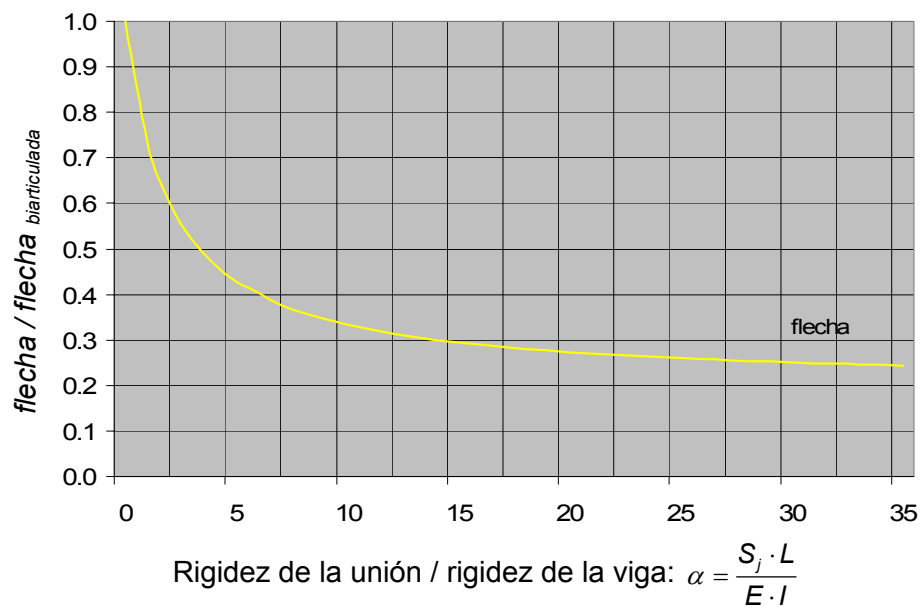


figura 9.21

Por otro lado, si se representa la variación de los momentos y la flecha en función del grado de rigidez r , (figura 9.22 y figura 9.24 respectivamente) se observa que se trata de una relación cuasi-lineal para todos los valores entre cero y uno, lo que supone que el grado de rigidez refleja el comportamiento de los nudos en el análisis de la estructura mejor que el valor absoluto de S_j .

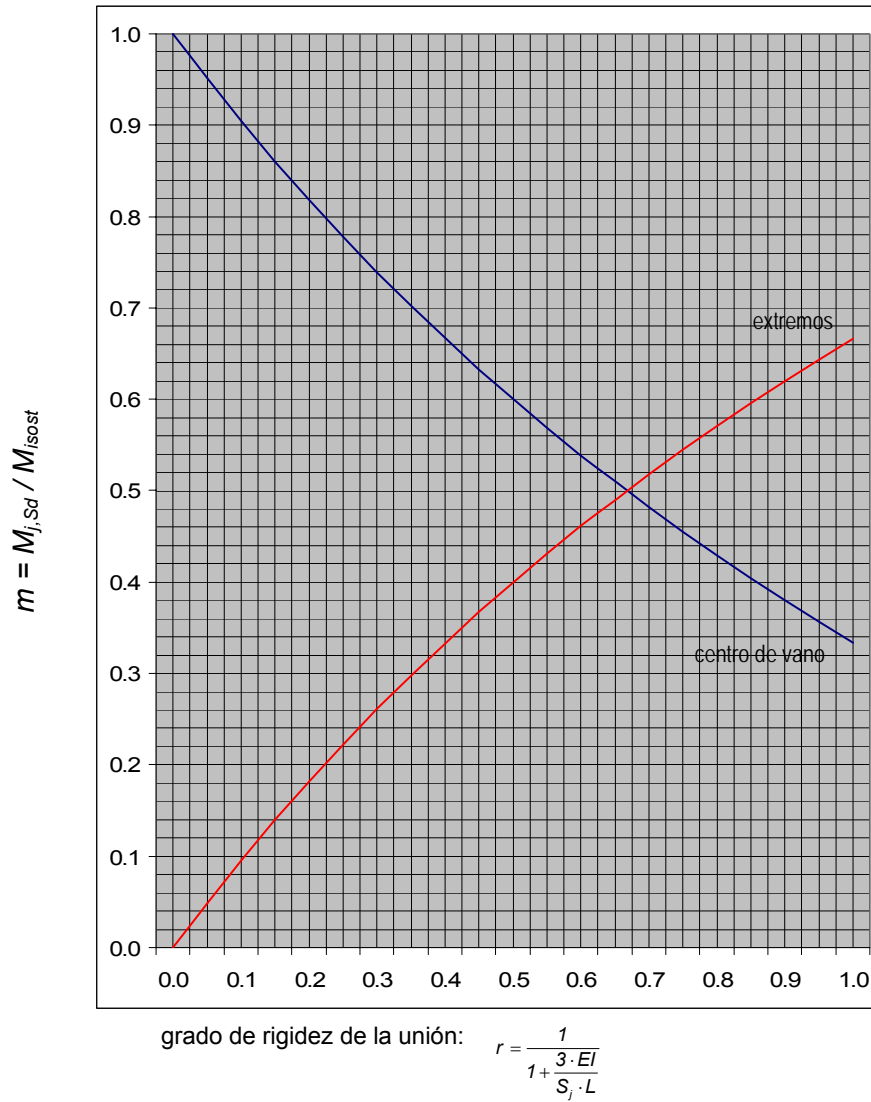


figura 9.22

Además, ya que se considera que la respuesta de la estructura es lineal, lo más apropiado es utilizar el grado de rigidez para modelizar el comportamiento de las uniones en el análisis de la estructura.

El hecho de que el grado de rigidez no sea sensible a la rigidez de la unión, confirma que es suficiente una curva $M-\phi$ aproximada, ya que el análisis de la estructura depende directamente del grado de rigidez r , y no de la rigidez de la unión.

Este es otro de los motivos que hacen recomendable el uso del grado de rigidez a la hora de realizar un análisis aproximado de estructuras de barras semi-rígidas.

Por otro lado, tal y como se observa en la figura 9.23 los momentos solicitación en extremos y centro de vano se igualan cuando el grado de rigidez de las uniones es aproximadamente 0,67.

En estos casos, con una distribución de flectores como la de la figura 9.23, es posible el dimensionado óptimo de la barra.

Es por ello que Cabrero¹¹ y Bayo recomiendan diseñar uniones cuyo grado de rigidez, r , sea igual a 0,66¹², con el fin igualar el valor del momento en centro de vano con el de las secciones extremas.

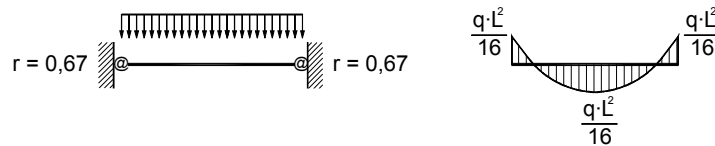


figura 9.23

¹¹ Cabrero, J.M.; Bayo, E. Development of practical design methods for steel structures with semi-rigid connections. Engineering Structures 27 (2005)

¹² Los autores del manual *frame design including joint behaviour* recomiendan un grado de rigidez entre 0,1 y 0,6 para estructuras arriostradas, y entre 0,7 y 0,9 para las no arriostradas

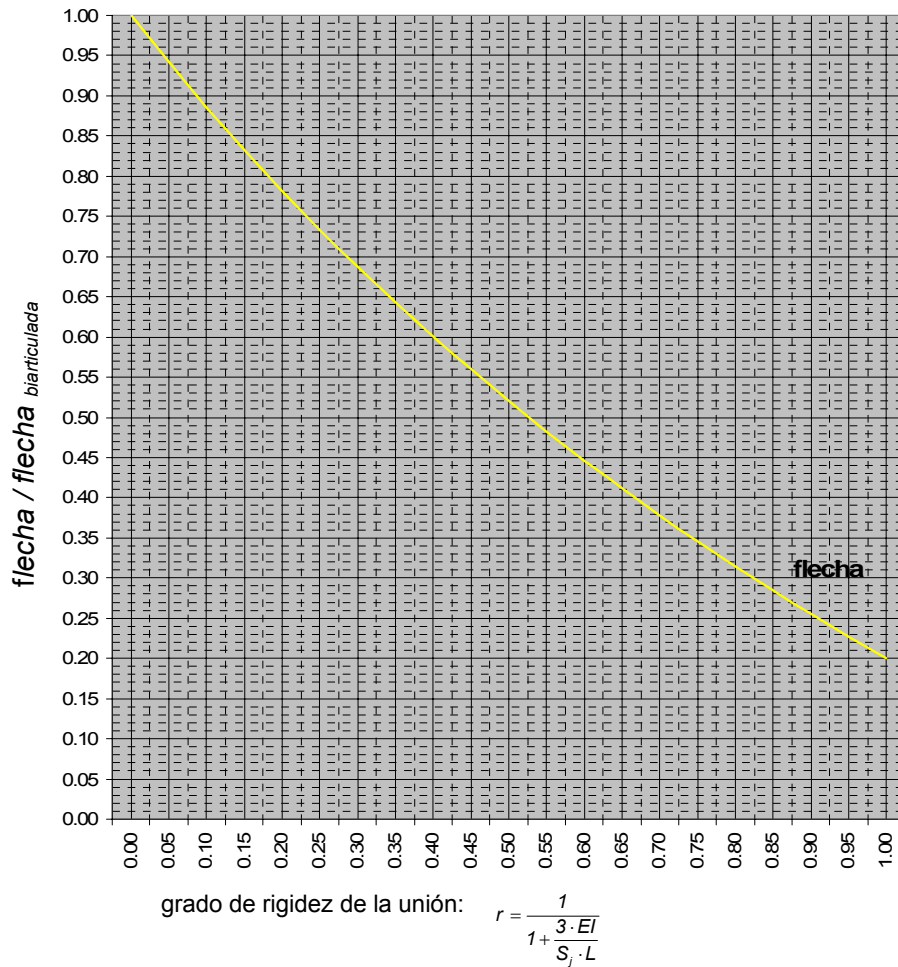


figura 9.24

Esta estrategia es válida siempre y cuando el momento resistente de la unión sea mayor o igual que el momento resistente de la viga.

Considerando las uniones calculadas en el capítulo 7, el momento resistente de la unión es, en el mejor de los casos, igual al 75% del momento resistente plástico de la barra (ver tabla 7.22) siendo por tanto, la resistencia de la unión la que condiciona el dimensionado.

El grado de rigidez óptimo, $r_{opt.}$, deberá tener en estos casos un valor tal que el momento solicitación en los extremos de la barra sea inferior al momento resistente de la unión, y el momento solicitación en centro de vano no supere el momento resistente plástico de la viga. Es decir:

$$M_{j,Sd} \leq M_{j,Rd} \quad \text{y} \quad M_{b,Sd} \leq M_{pl,Rd}$$

siendo $M_{j,Sd} + M_{b,Sd} = \frac{q \cdot L^2}{8}$

Considerando que la resistencia de la unión es igual un porcentaje n del momento resistente plástico de la viga, ($0 \leq n \leq 1$), igualando las solicitaciones con las resistencias, los momentos flectores en extremos y centro de vano serán igual a (ver figura 9.25)

$$\left. \begin{array}{l} M_{j,Sd} = M_{j,Rd} \equiv n \cdot M_{pl,Rd} \\ M_{b,Sd} = M_{pl,Rd} \end{array} \right\} \rightarrow (1+n) \cdot M_{pl,Rd} = M_{isost.}; \quad M_{pl,Rd} = \frac{1}{1+n} \cdot M_{isost.}$$

Por tanto: $M_{b,Sd} = \frac{1}{1+n} \cdot M_{isost.}; \quad M_{j,Sd} = n \cdot \frac{1}{1+n} \cdot M_{isost.} = \frac{n}{1+n} \cdot M_{isost.}$

Calculando el cociente $m = \frac{M_{j,Sd}}{M_{isost.}} = \frac{n}{1+n}$

se obtiene el valor de r_{opt} en la gráfica de la figura 9.22.

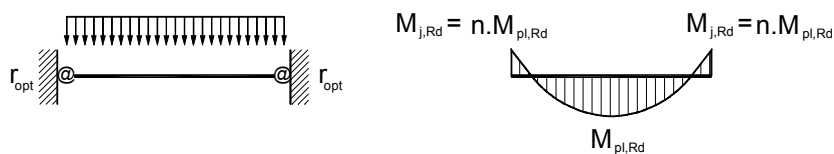


figura 9.25

De este modo, para una unión de resistencia igual al 75% del momento resistente plástico ($n = 0,75$) se obtiene el coeficiente r_{opt} a partir del cociente $M_{j,Sd} / M_{isost.}$

$$\text{calculando } M_{j,Rd} / M_{isost.} = \frac{0,75}{1 + 0,75} = 0,428$$

obteniendo a partir de $M_{j,Sd} / M_{isost.} = 0,428 \xrightarrow{\text{figura 9.22}} r_{opt} = 0,55$

Es decir, el grado de rigidez óptimo de una unión cuyo $M_{j,Rd}$ es igual al 75% del $M_{pl,Rd}$ de la viga unida, es igual a $0,55^{13}$.

Del desarrollo anterior hay que matizar que la gráfica de la figura 9.22 representa una única viga unida mediante uniones semi-rígidas con un grado de rigidez, r , de valor $0 \leq r \leq 1$, de modo que cuando dicha viga forme parte de una estructura completa, la distribución de flectores también dependerá de la rigidez relativa de cada una de las barras.

Por último, volviendo al cálculo del grado de rigidez de una unión, hay que señalar que al sustituir el valor de la rigidez en la expresión [9.42] el valor adoptado para S_j depende de la idealización de la curva momento-rotación elegida. (véase la figura 2.5)

- Si se va a comprobar la resistencia de la unión en régimen elástico (figura 2.5 a): La constante de rigidez se toma igual a la rigidez inicial de la unión $S_{j,ini.}$, de modo que el grado de rigidez adopta la expresión:

$$r = \frac{1}{1 + \frac{3 \cdot EI}{S_{j,ini.} \cdot L}} \quad [9.44]$$

¹³ Es una solución teórica. Dado que el valor de r depende tanto de la rigidez de la unión como de la de la viga unida, el grado de rigidez óptimo se obtiene para una determinada longitud de viga. Así, el grado de rigidez de la unión entre un IPE 270 con un HEB 220 (de $M_{j,Rd} = 0,75 M_{pl,Rd}$) es igual a $0,55$ para una longitud de viga de $3 m$.

En este caso, se debe comprobar, al finalizar el análisis de la estructura, que el momento que solicita a la unión M_{Sd} es menor que el momento resistente elástico de la misma, definido como $2/3 M_{j,Rd}$.

- Si se va a realizar la comprobación de la resistencia de la unión en régimen plástico (figura 2.5 b), la constante de rigidez se toma igual al valor secante igual a $S_{j,ini}/\eta$.

$$r = \frac{1}{1 + \frac{3 \cdot EI}{(S_{j,ini} / \eta) \cdot L}} \quad [9.45]$$

Siendo η el coeficiente modificador de la rigidez. (tabla 2.1)

Teniendo en cuenta que para las uniones viga-soporte, $\eta = 2$, la expresión del grado de rigidez para análisis elástico quedará:

$$r = \frac{1}{1 + \frac{3 \cdot EI}{(S_{j,ini} / 2) \cdot L}} \quad [9.46]$$

9.7. Diagramas y tablas para determinar el grado de rigidez de las uniones viga-soporte, no rigidizadas, soldadas

A continuación se presentan una serie de gráficas que permiten obtener el valor del grado de rigidez de las uniones calculadas en el capítulo 7, en función del perfil de la viga y del pilar al que se pretende unir, teniendo en cuenta los valores de $S_{j,ini}$ y $S_{j,ini} / 2$ recogidos en las tablas 7.1 a la 7.18.

Se ha elaborado una gráfica para cada uno de los perfiles IPE que conforman la viga, junto a los distintos soportes a los que se une, representando la variación del grado de rigidez a medida que aumenta la longitud de la viga.

En estas gráficas se observa que las curvas correspondientes a los distintos soportes se agrupan por bloques. Así pues, para el IPE 80, la curva correspondiente a los soportes HEB 100, HEB 120, y HEB 140 es la misma, las de los soportes HEB 160 y HEB 180 se superponen, y la del HEB 200 se diferencia del resto.

Este comportamiento es similar para los perfiles IPE 100, IPE 120 e IPE 140, aunque a partir del IPE 140, los tres primeros soportes (100, 120 y 140) tienden a disgregarse.

A medida que aumenta el tamaño de la viga, aumenta en número de soportes a los que se puede unir, observándose que las curvas de los nuevos soportes, también se superponen por grupos.

La forma en que se agrupan las curvas correspondientes a los distintos soportes es similar en las dos expresiones utilizadas para obtener el valor del grado de rigidez (a partir de la rigidez inicial o la rigidez secante)

En la figura 9.26 se muestra un cuadro que recoge los distintos grupos de curvas de soportes para cada una de las vigas IPE, en el que se puede observar que también se produce un agrupamiento entre los perfiles IPE (vigas) con juegos de curvas similares.

Si dos perfiles HEB pertenecen al mismo grupo de curvas quiere decir que la unión de la viga con cualquiera de los dos soportes tiene el mismo grado de rigidez, llegando al nudo un momento sollicitación de valor similar¹⁴.

En lo que sí influye, según se disponga uno u otro soporte, es en la resistencia de la unión, mejorando a medida que aumenta el perfil.

¹⁴ En la distribución de flectores influye, además del coeficiente r de las uniones, la rigidez de todas las barras

Por lo tanto, una vez obtenida la distribución de flectores en función del grado de rigidez de las uniones, si el momento solicitación supera en algún nudo el valor de $M_{j,Rd}$, se puede aumentar el perfil del soporte, eligiendo uno del mismo grupo para mantener el grado de rigidez (por lo que no varía la distribución de flectores, no siendo necesario recalcular las solicitaciones) pero aumentando la resistencia¹⁵.

Con el fin de mejorar la precisión con la que se obtiene el grado de rigidez de las uniones calculadas en el capítulo 7, se ha elaborado una tabla para cada viga con los distintos soportes a los que se une.

HEB IPE	100	120	140	160	180	200	220	240	260	280	300	320	340	360	400	450	500	550	600
80	Orange	Orange	Orange	Green	Green	DarkRed													
100	Orange	Orange	Orange	Green	Green	DarkRed													
120	Orange	Orange	Orange	Green	Green	DarkRed													
140	Red	Blue	Orange	Green	Green	DarkRed													
160	Red	Blue	Orange	Green	Green	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed
180	Red	Blue	Orange	Green	Green	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed
200	Red	Blue	Orange	Green	Green	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed
220		Blue	Orange	Green	Green	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed
240		Blue	Orange	Green	Green	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed
270		Blue	Orange	Green	Green	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed
300			Orange	Green	Green	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed
330			Orange	Green	Green	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed
360			Orange	Green	Green	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed
400				Green	Green	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed
450					Green	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed
500						DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed
550							DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed
600								DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed	DarkRed

figura 9.26

¹⁵ Un aumento de sección para el soporte, no siempre supone un incremento de la resistencia a flexión, tal y como se observa en las tablas del capítulo 7.

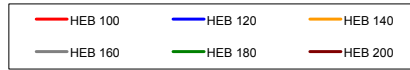
En estas tablas se puede ver, que para reducir el grado de rigidez en una unión, y por tanto el momento sollicitación en la misma, se debe aumentar el perfil de la viga, manteniendo el del soporte, de modo que al aumentar la rigidez¹⁶ de la viga respecto de la de la unión, se reduce el coeficiente r .

¹⁶ Si se reduce la longitud de la viga, también disminuye r , ya que se está incrementando la rigidez de la viga.

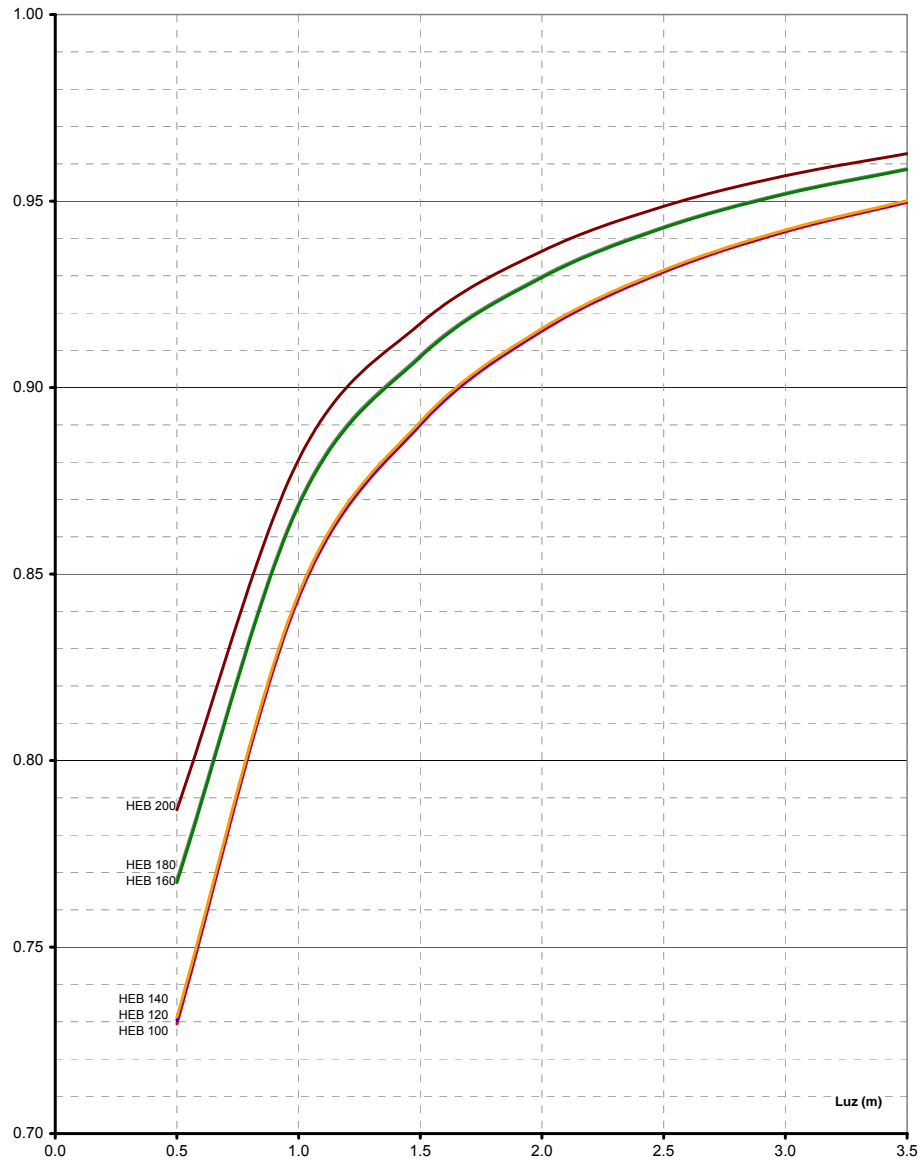
Diagramas para determinar
el grado de rigidez
según la expresión

$$r = \frac{1}{1 + \frac{3 \cdot EI}{S_{j,ini} \cdot L}}$$

$$r = \frac{1}{1 + \frac{3 \cdot EI}{S_{j,ini} \cdot L}}$$



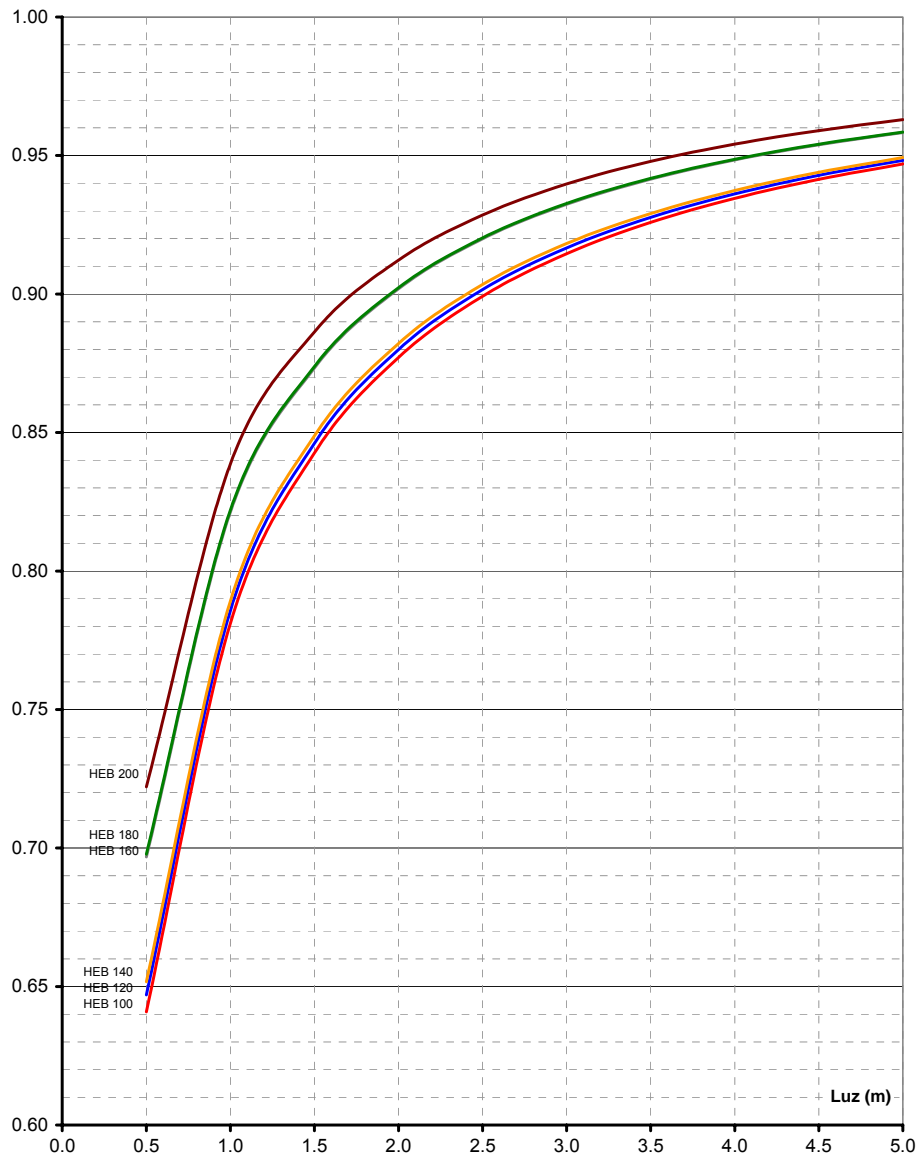
IPE 80
S 275



$$r = \frac{1}{1 + \frac{3 \cdot EI}{S_{j,m} \cdot L}}$$



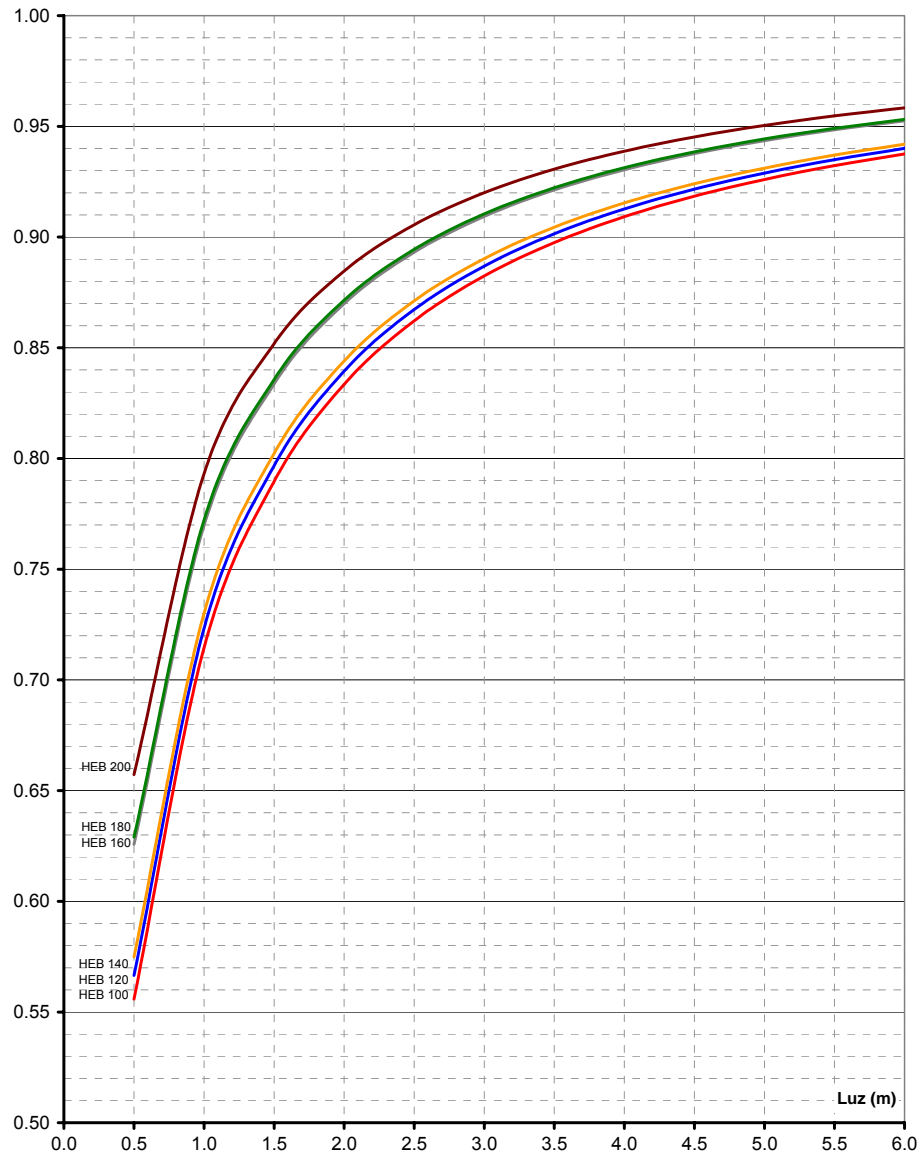
IPE 100
S 275



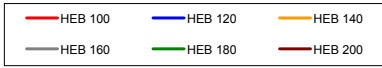
$$r = \frac{1}{1 + \frac{3 \cdot EI}{S_{j,ini} \cdot L}}$$



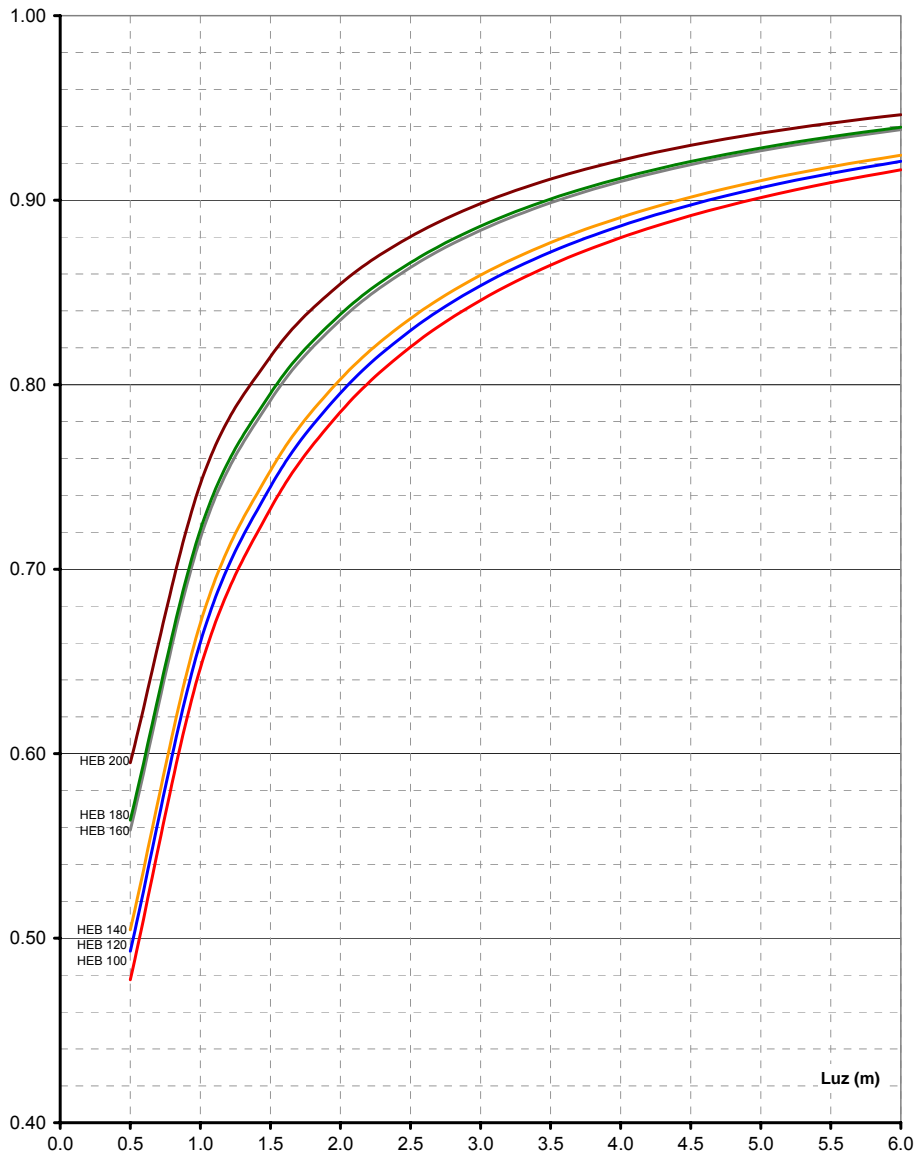
IPE 120
S 275



$$r = \frac{1}{1 + \frac{3 \cdot EI}{S_{j,ini} \cdot L}}$$



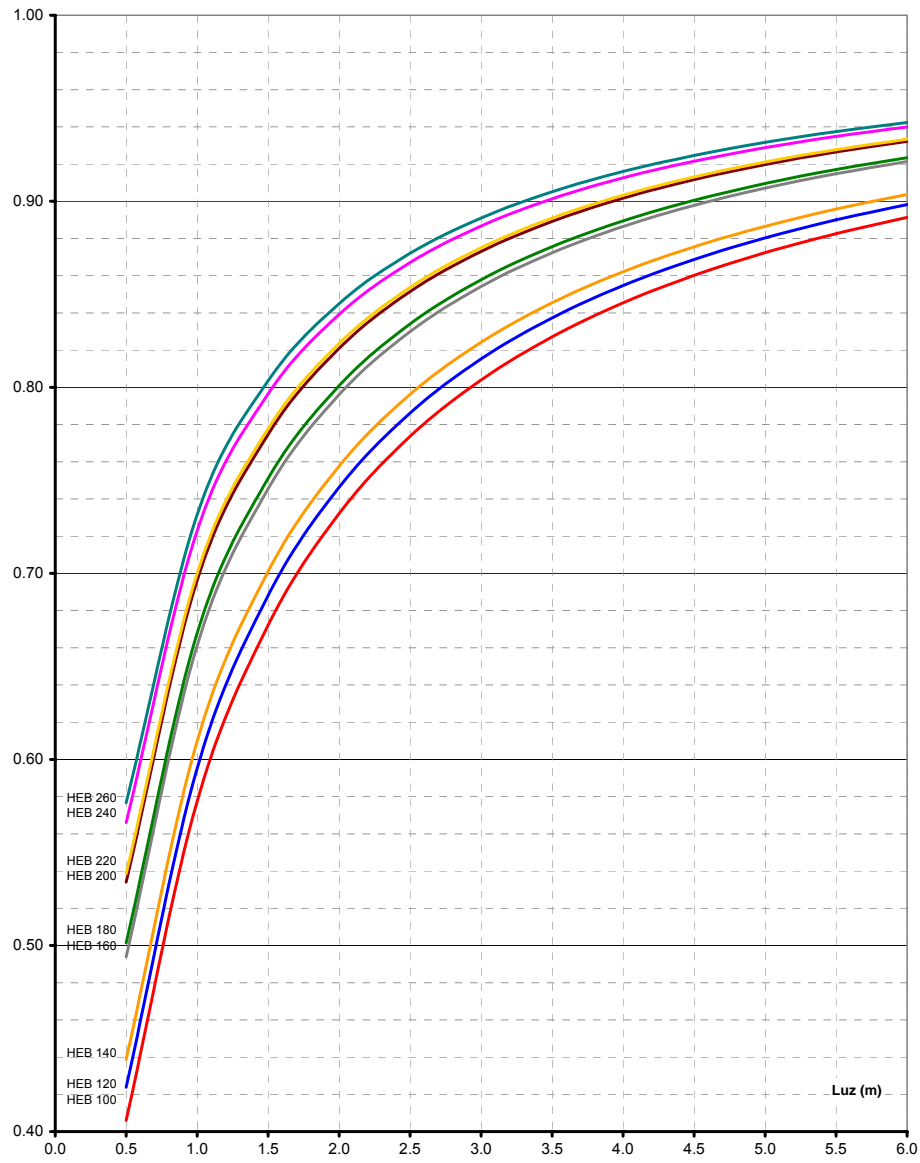
IPE 140
S 275



$$r = \frac{1}{1 + \frac{3 \cdot EI}{S_{j,m} \cdot L}}$$

HEB 100	HEB 120	HEB 140
HEB 160	HEB 180	HEB 200
HEB 220	HEB 240	HEB 260

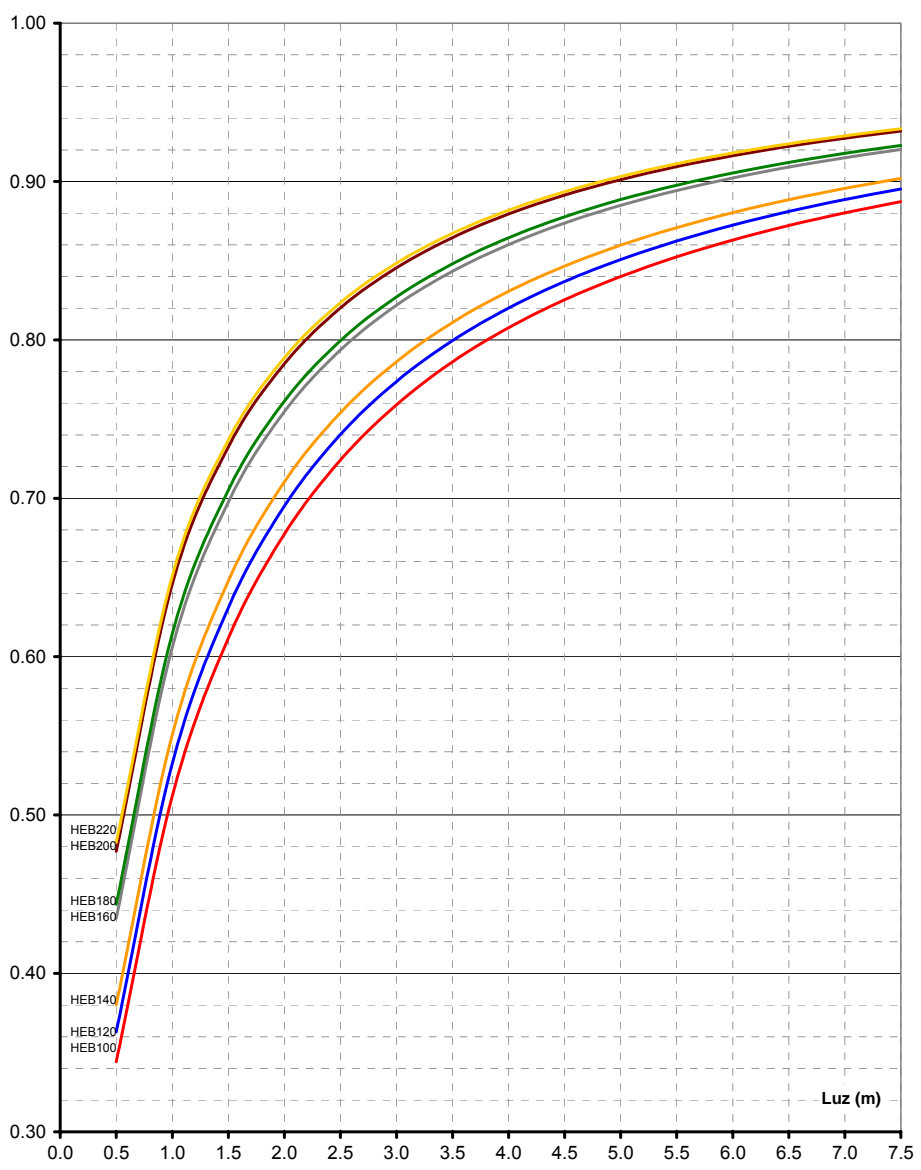
IPE 160
S 275

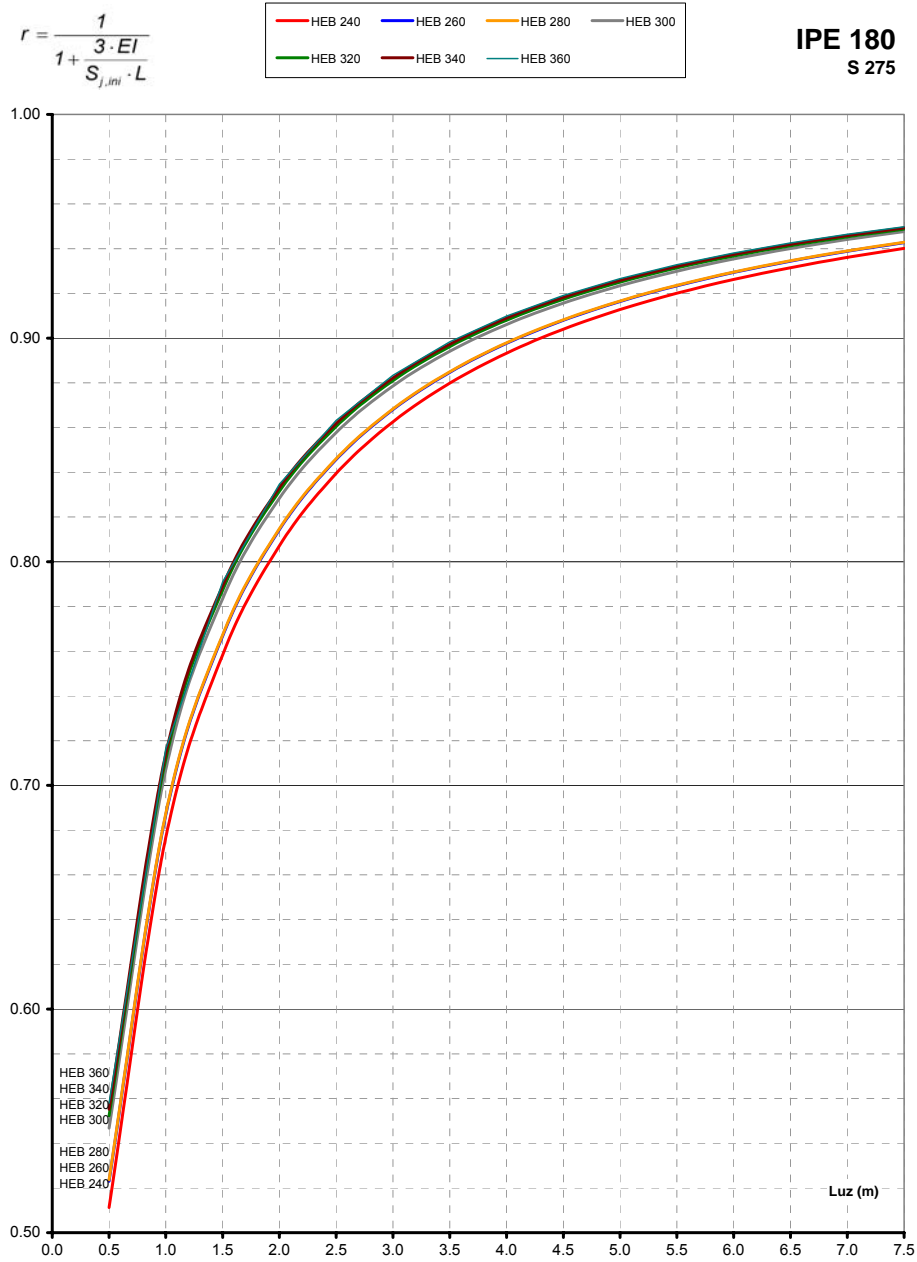


$$r = \frac{1}{1 + \frac{3 \cdot EI}{S_{j,ini} \cdot L}}$$

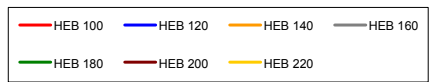


IPE 180
S 275

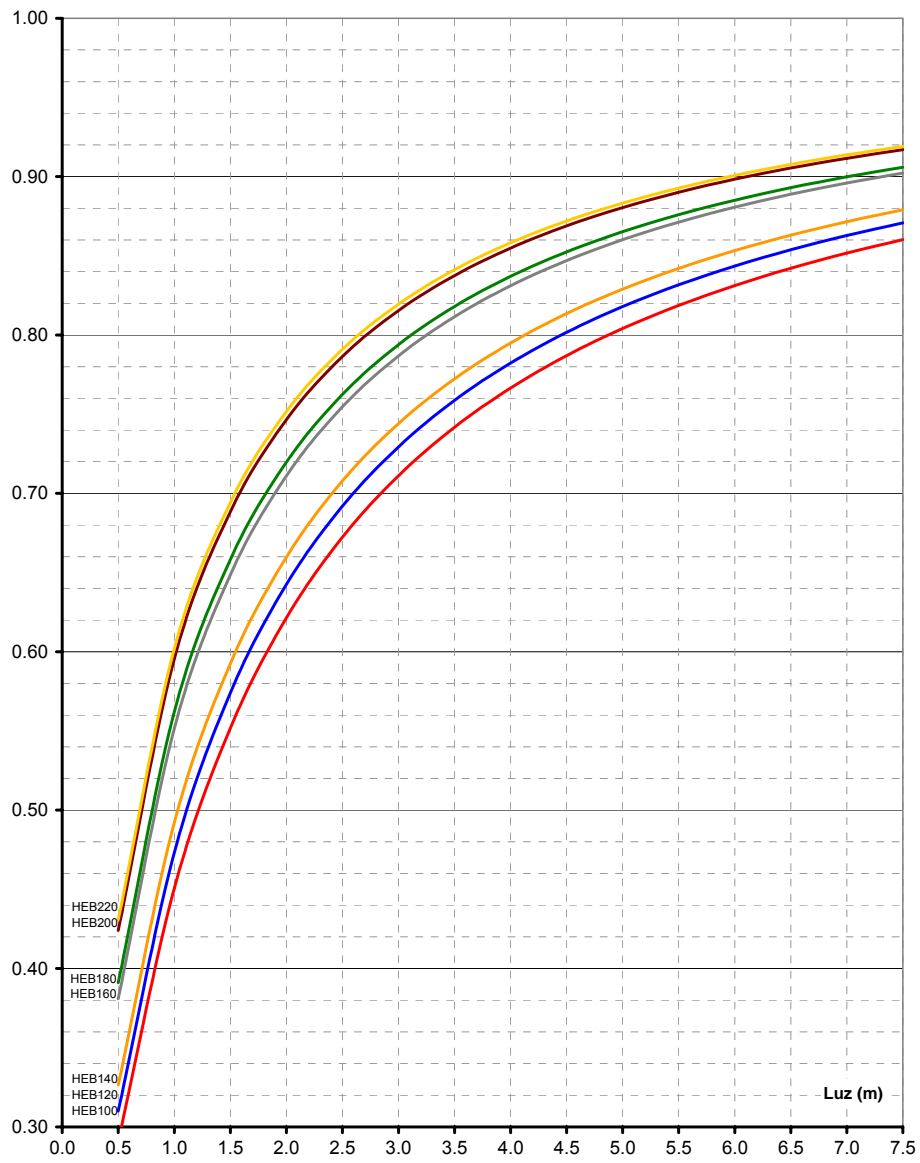


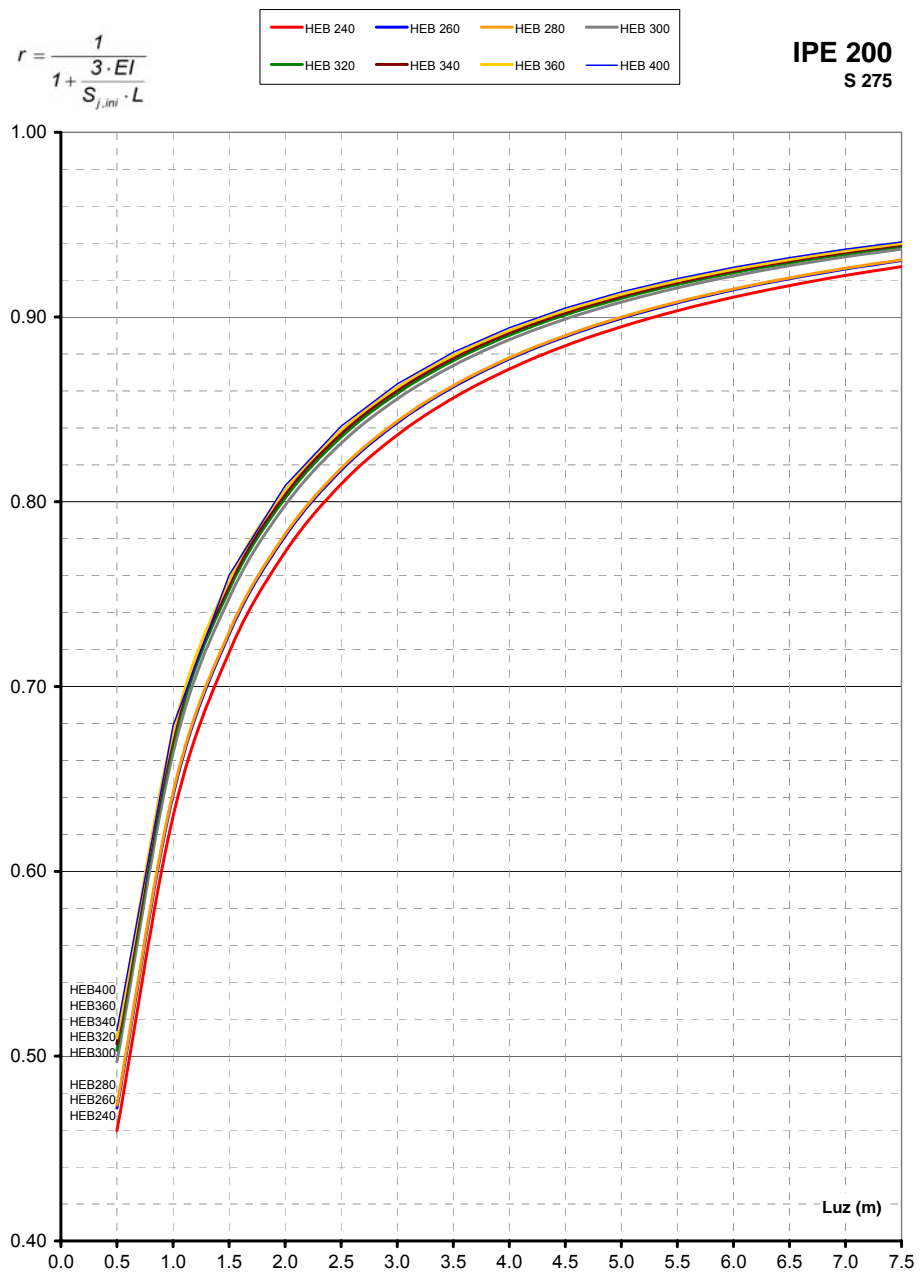


$$r = \frac{1}{1 + \frac{3 \cdot EI}{S_{j,ini} \cdot L}}$$



IPE 200
S 275

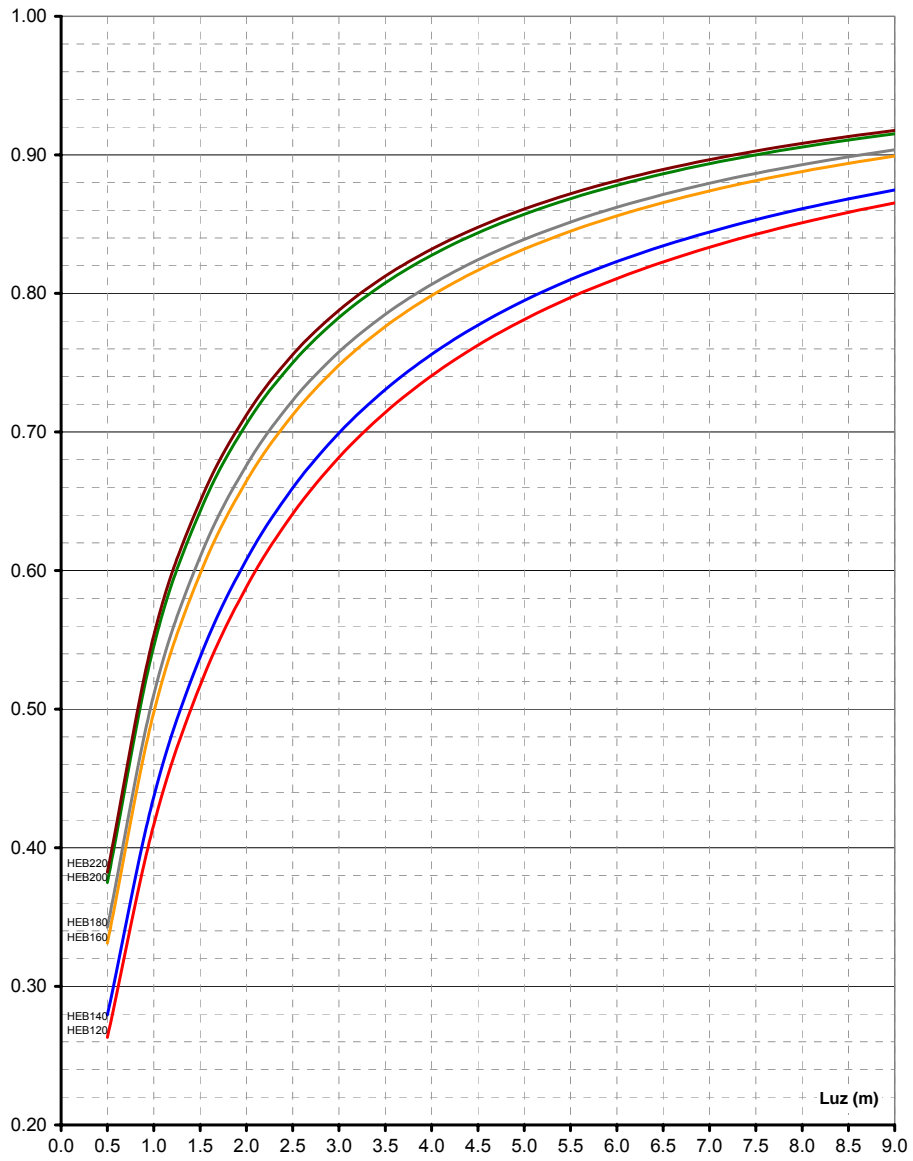




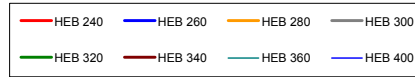
$$r = \frac{1}{1 + \frac{3 \cdot EI}{S_{j,ini} \cdot L}}$$



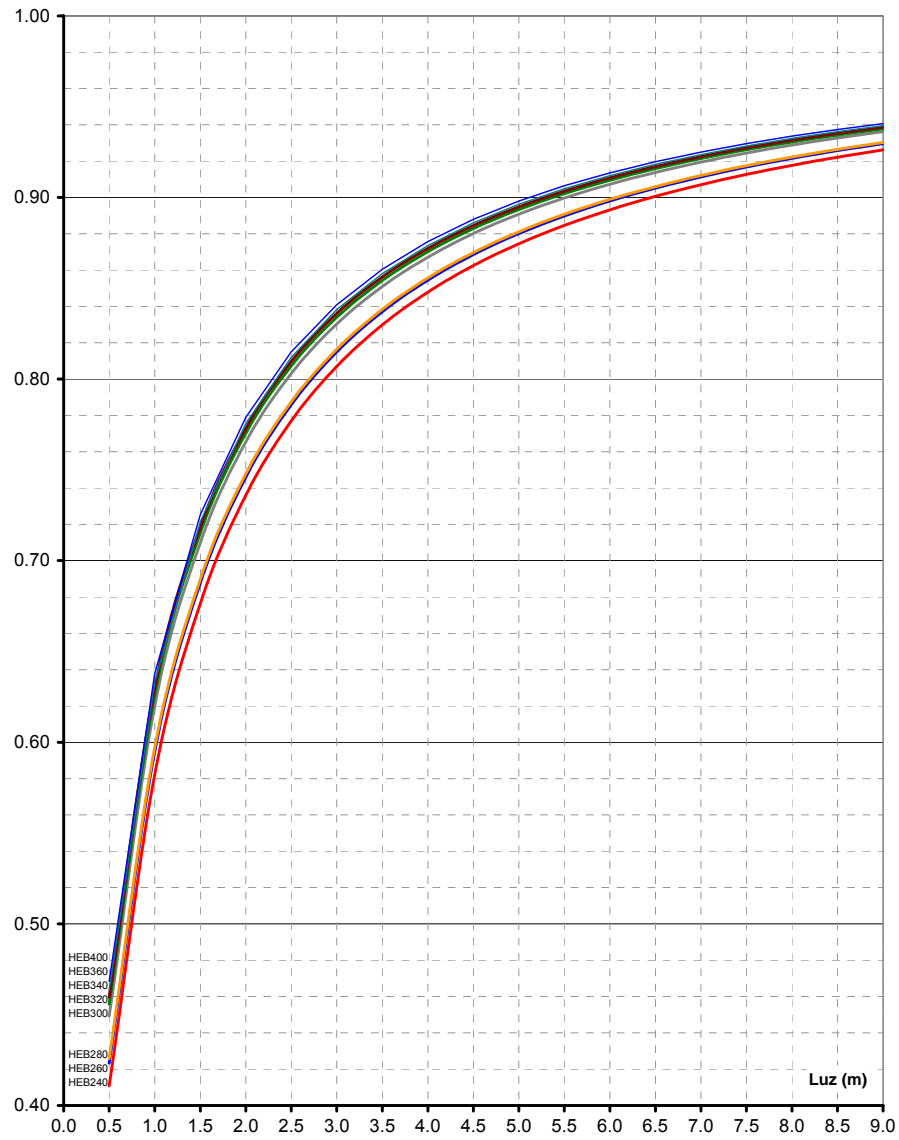
IPE 220
S 275



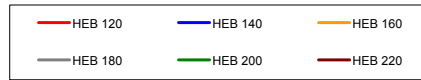
$$r = \frac{1}{1 + \frac{3 \cdot EI}{S_{j,m} \cdot L}}$$



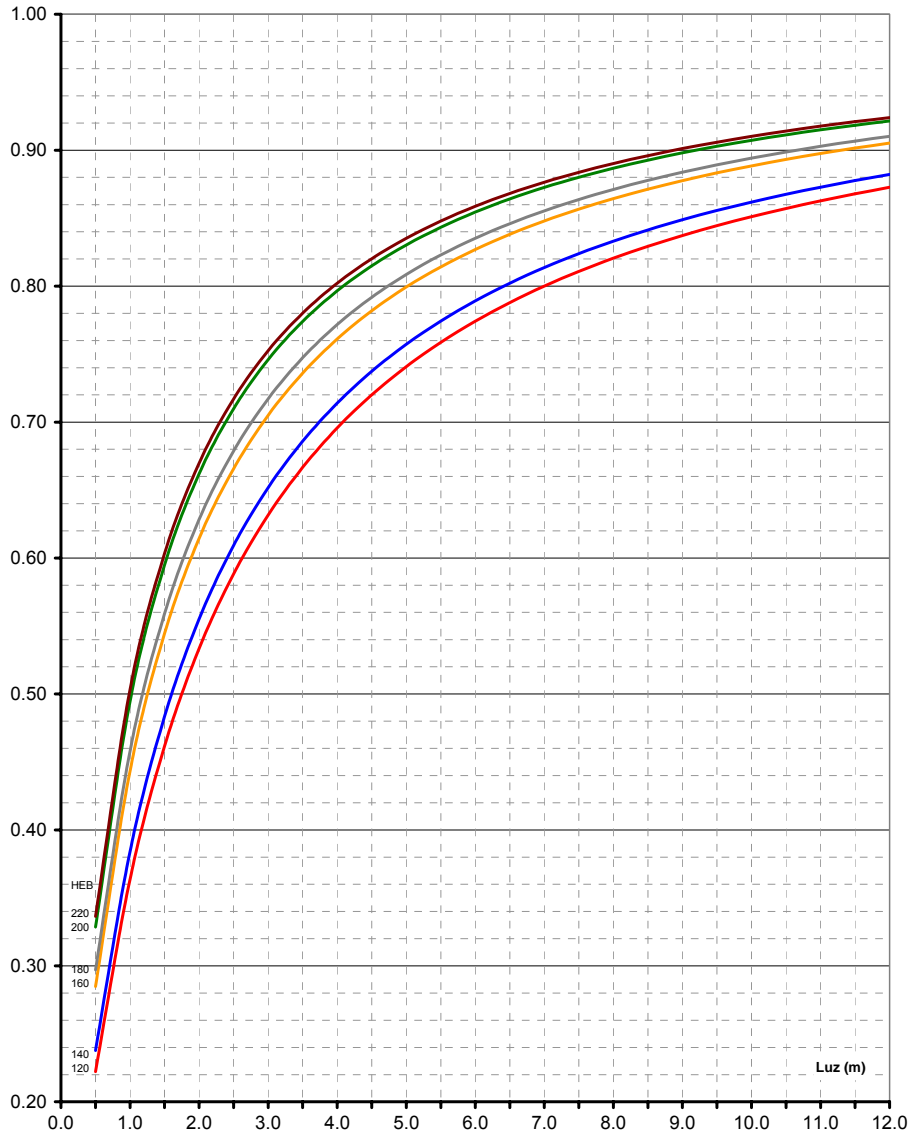
IPE 220
S 275

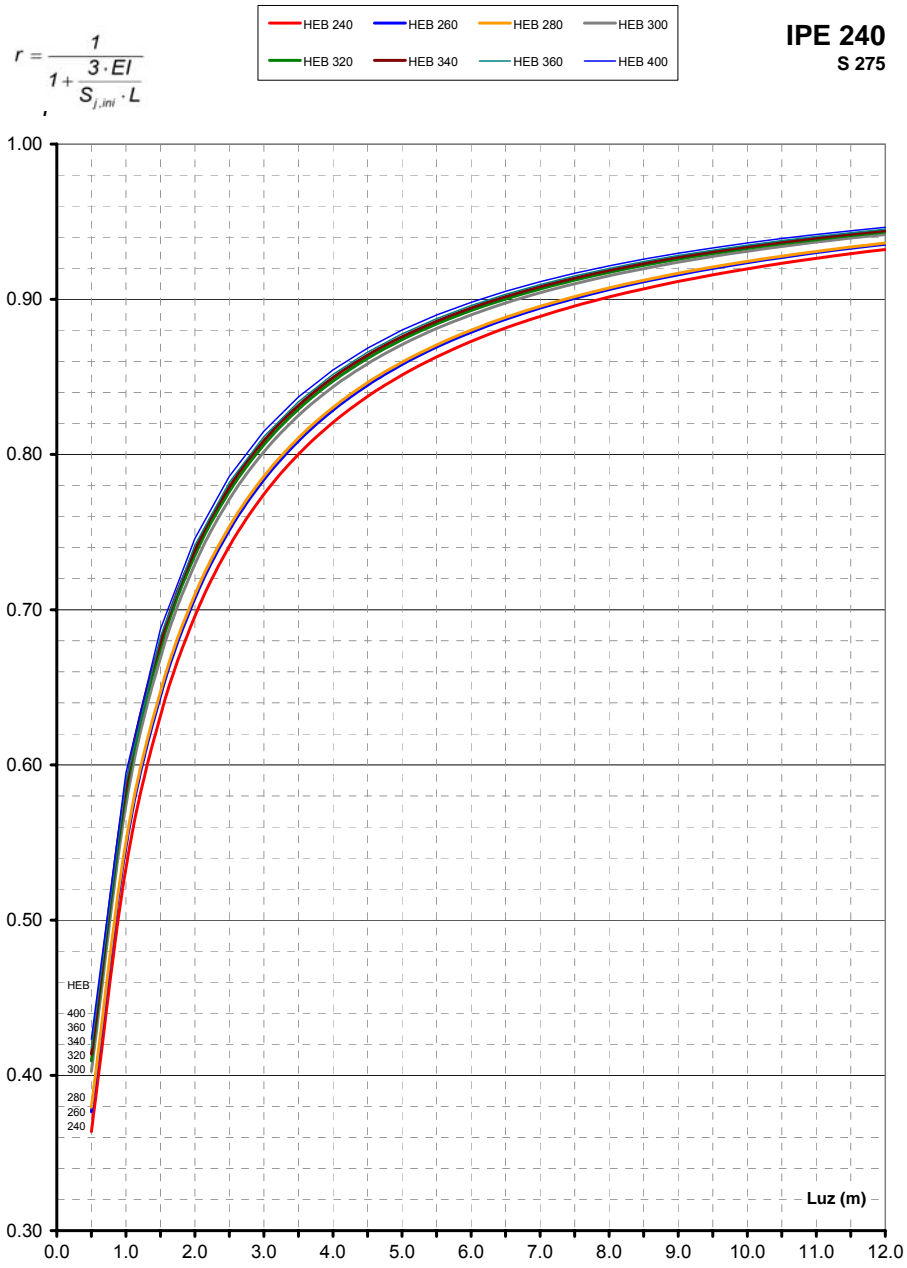


$$r = \frac{1}{1 + \frac{3 \cdot EI}{S_{j,ini} \cdot L}}$$

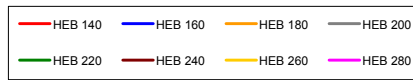


IPE 240
S 275

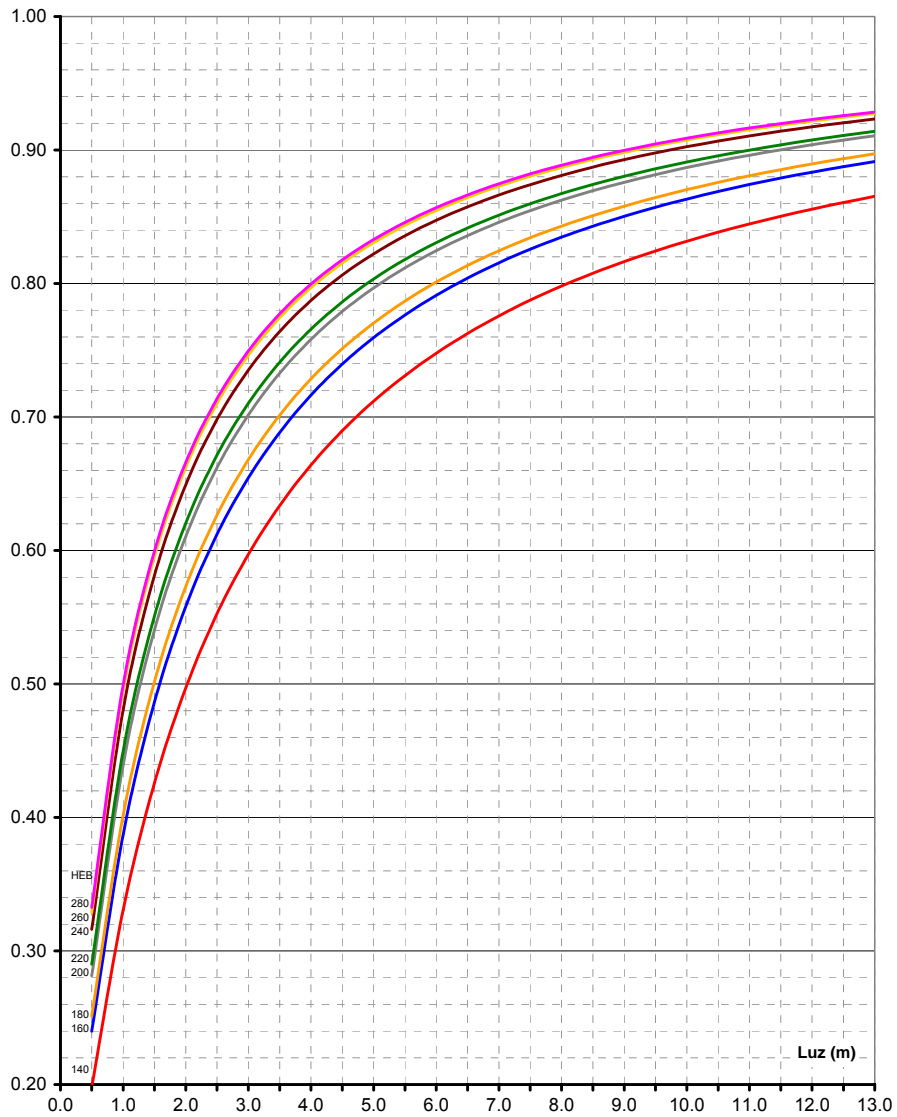


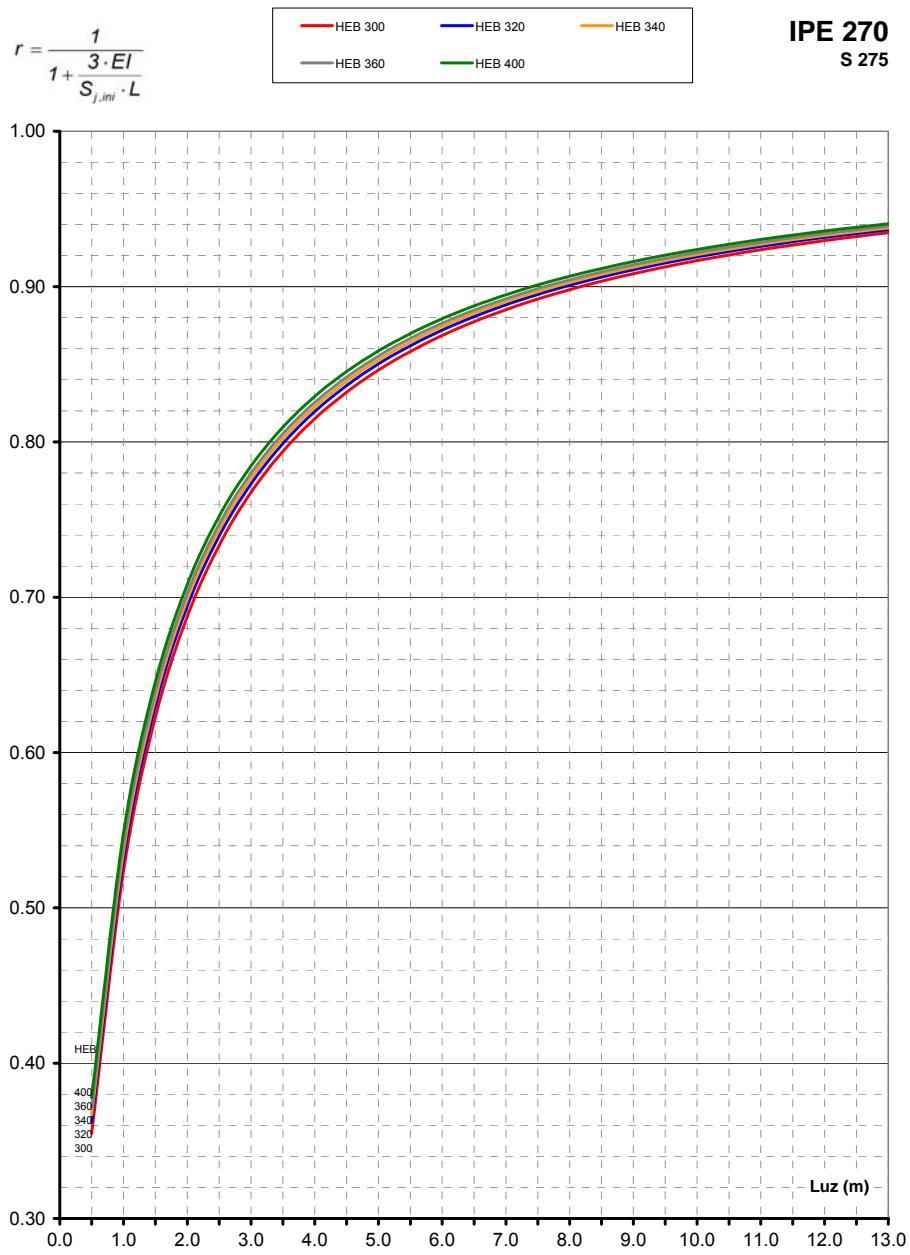


$$r = \frac{1}{1 + \frac{3 \cdot EI}{S_{j,ini} \cdot L}}$$

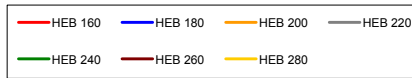


IPE 270
S 275

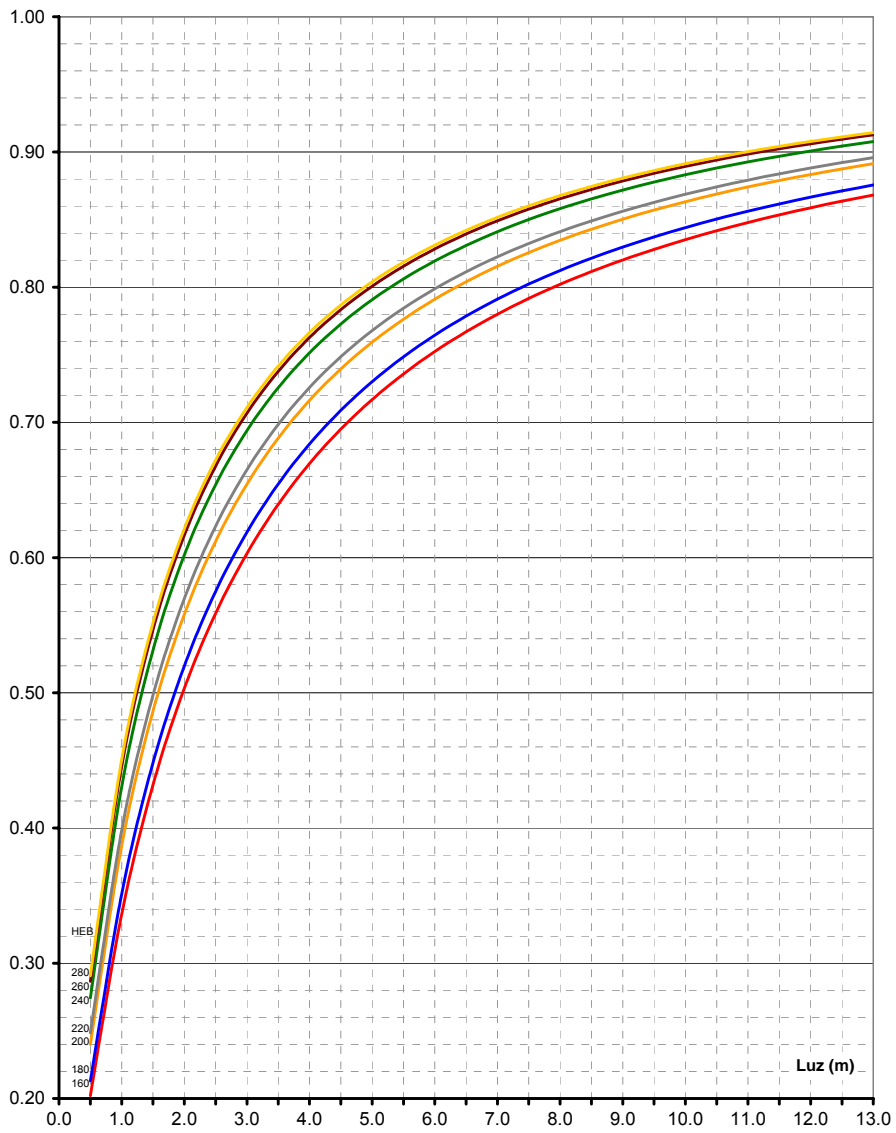


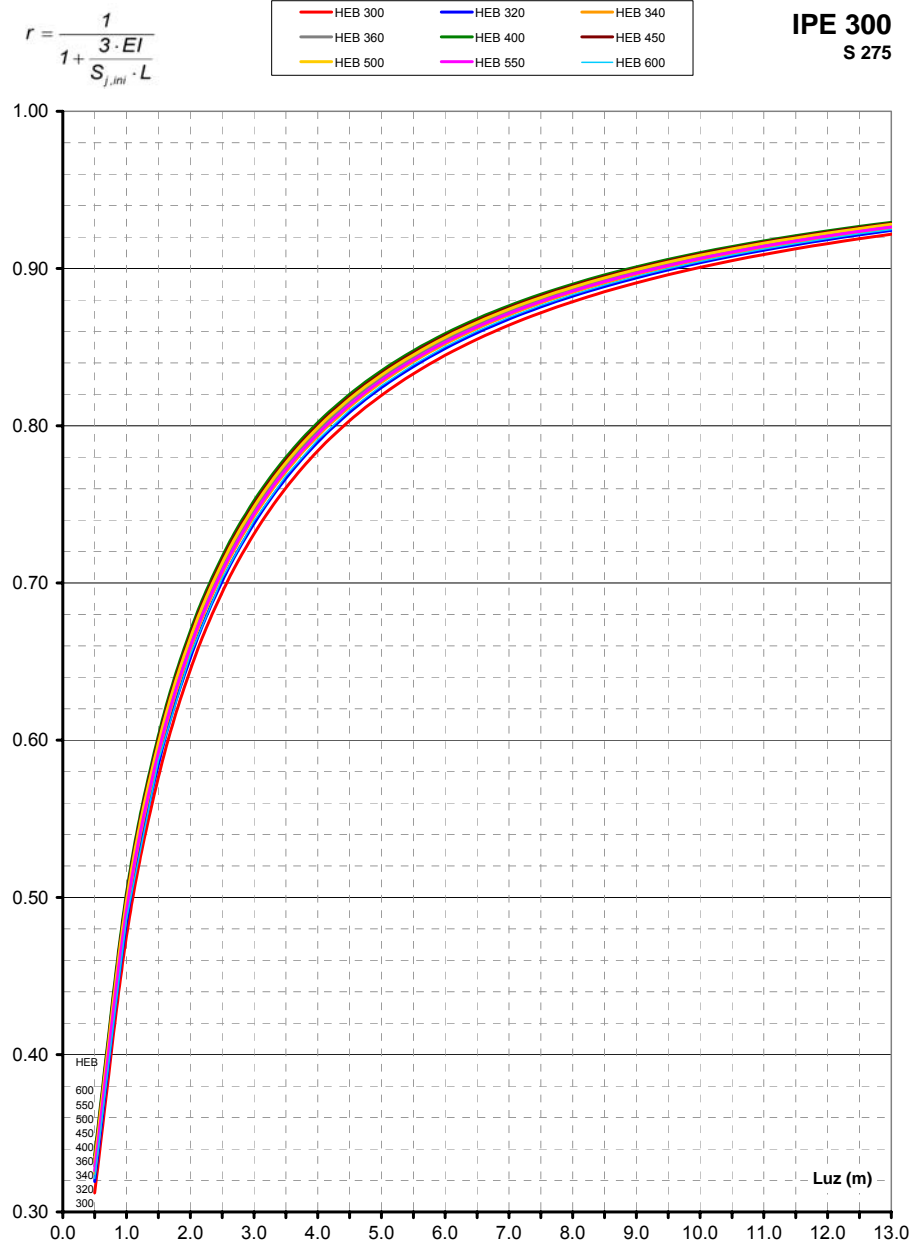


$$r = \frac{1}{1 + \frac{3 \cdot EI}{S_{j,ini} \cdot L}}$$

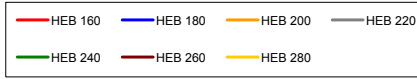


IPE 300
S 275

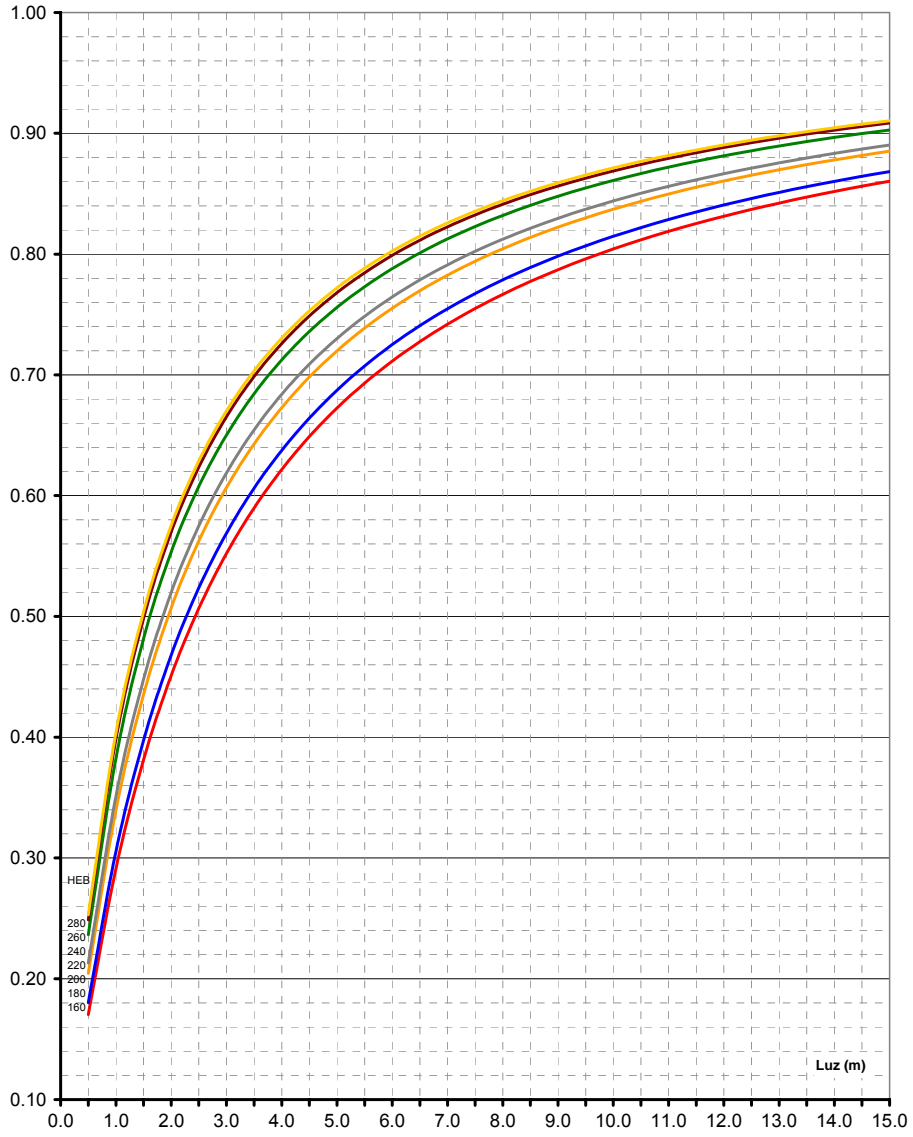




$$r = \frac{1}{1 + \frac{3 \cdot EI}{S_{j,ini} \cdot L}}$$



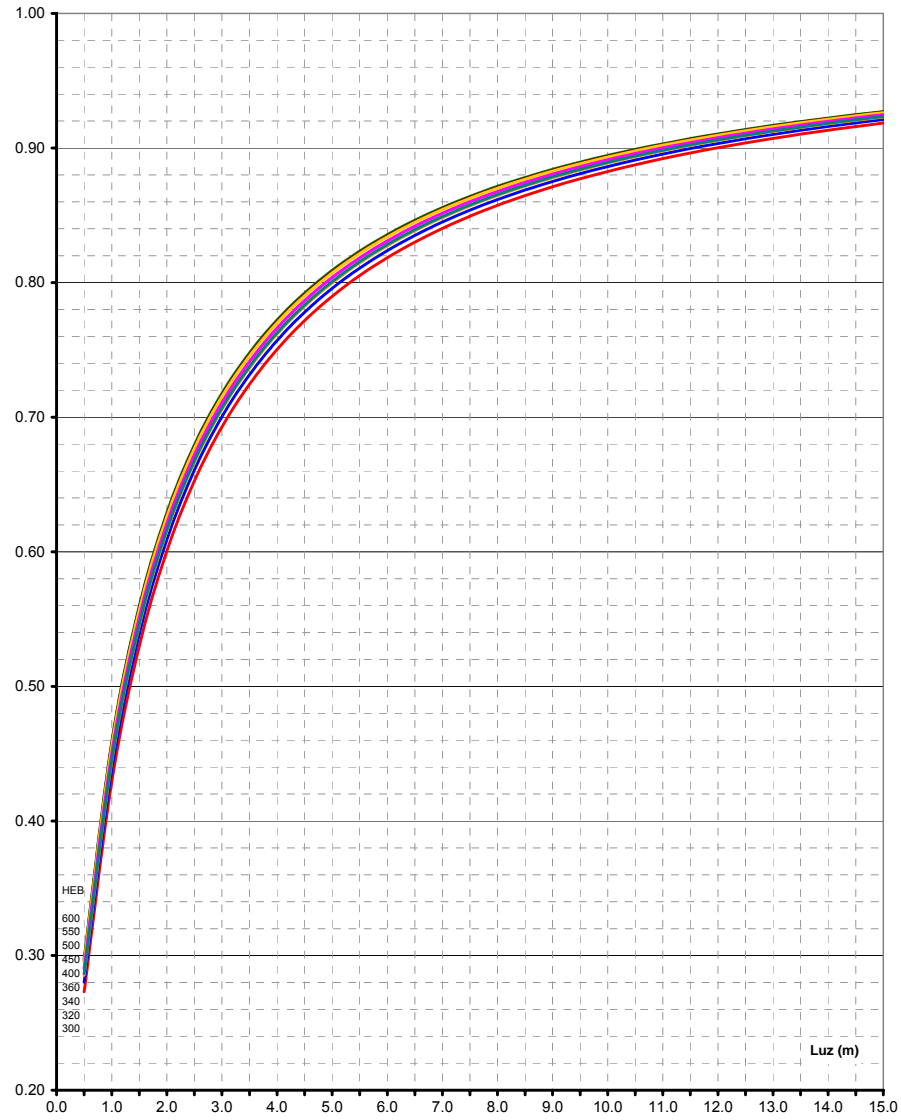
IPE 330
S 275



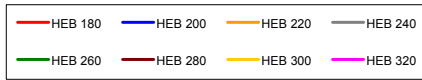
$$r = \frac{1}{1 + \frac{3 \cdot EI}{S_{j,ini} \cdot L}}$$

HEB 300	HEB 320	HEB 340
HEB 360	HEB 400	HEB 450
HEB 500	HEB 550	HEB 600

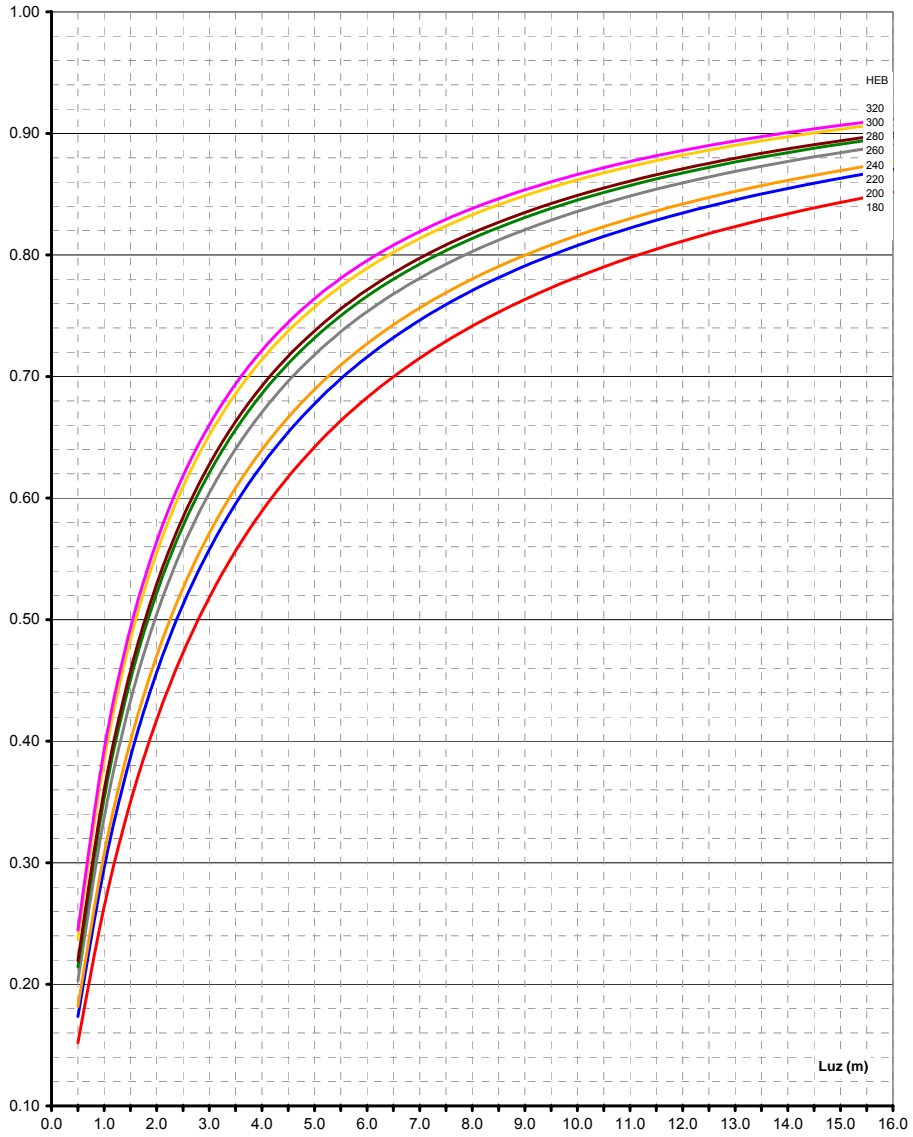
IPE 330
S 275



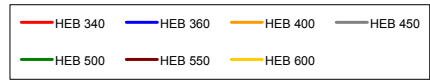
$$r = \frac{1}{1 + \frac{3 \cdot EI}{S_{j,ini} \cdot L}}$$



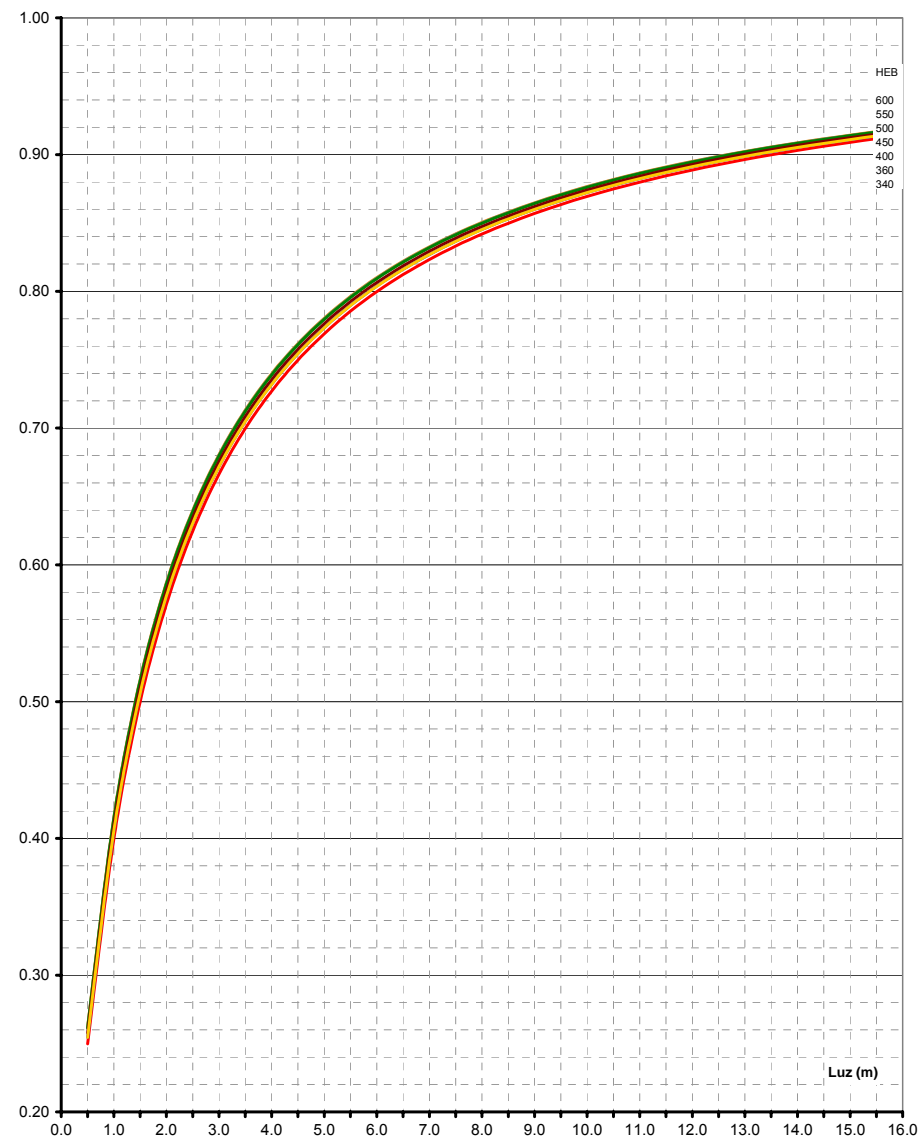
IPE 360
S 275



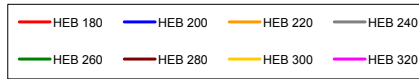
$$r = \frac{1}{1 + \frac{3 \cdot EI}{S_{j,ini} \cdot L}}$$



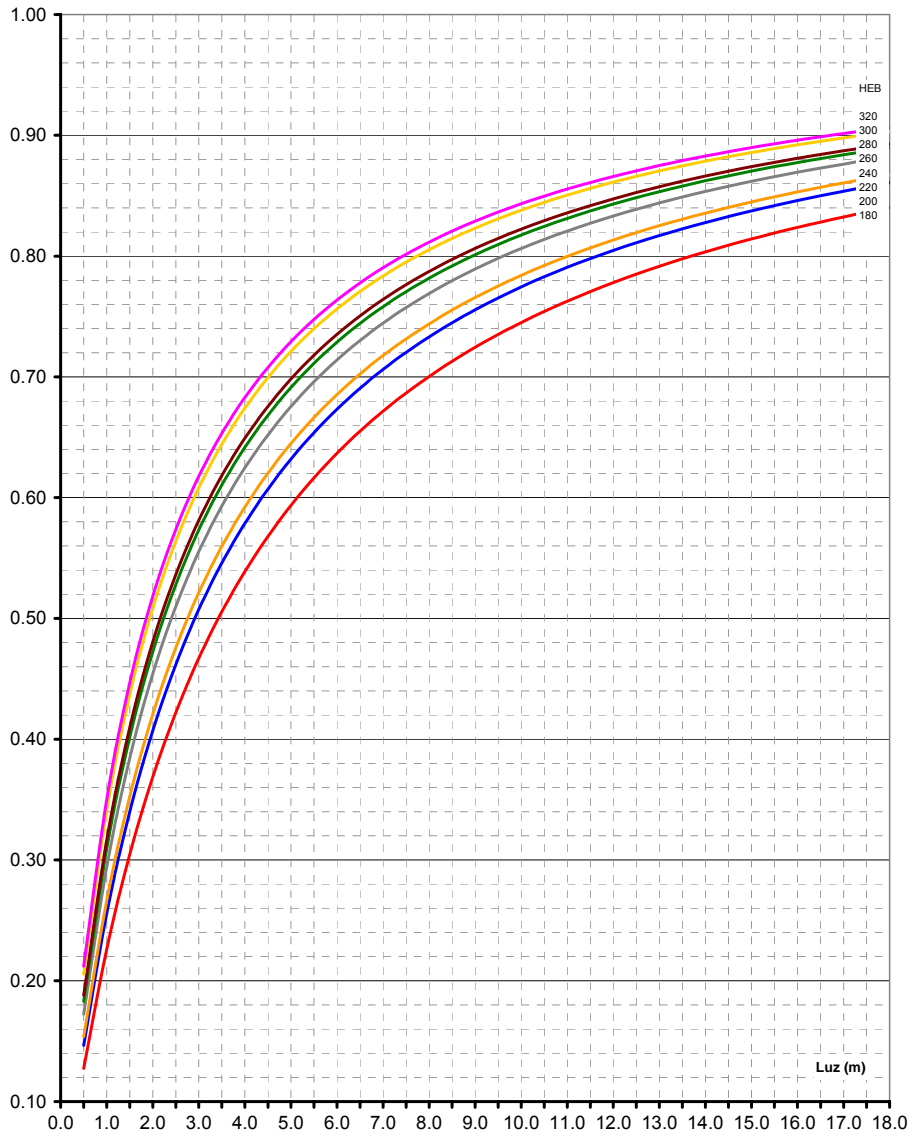
IPE 360
S 275



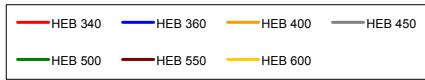
$$r = \frac{1}{1 + \frac{3 \cdot EI}{S_{j,ini} \cdot L}}$$



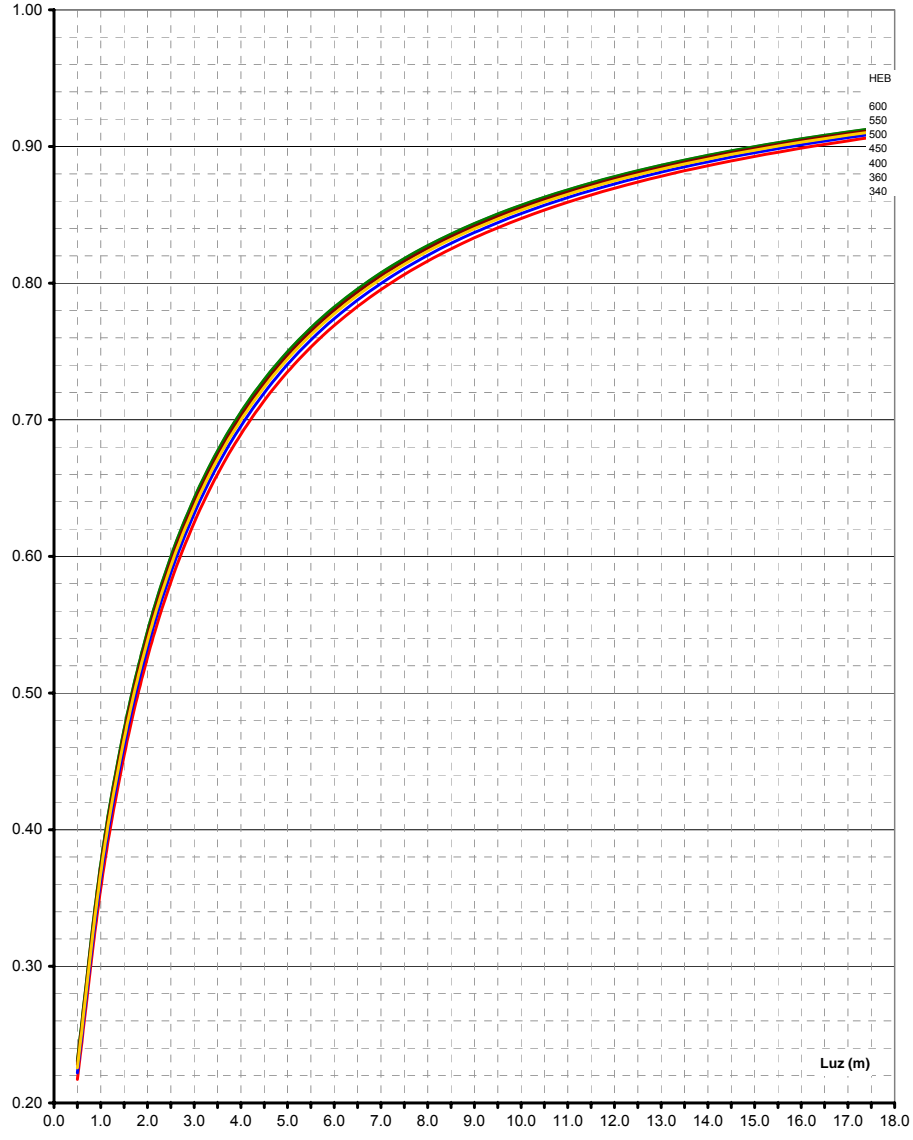
IPE 400
S 275



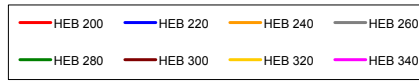
$$r = \frac{1}{1 + \frac{3 \cdot EI}{S_{j,ini} \cdot L}}$$



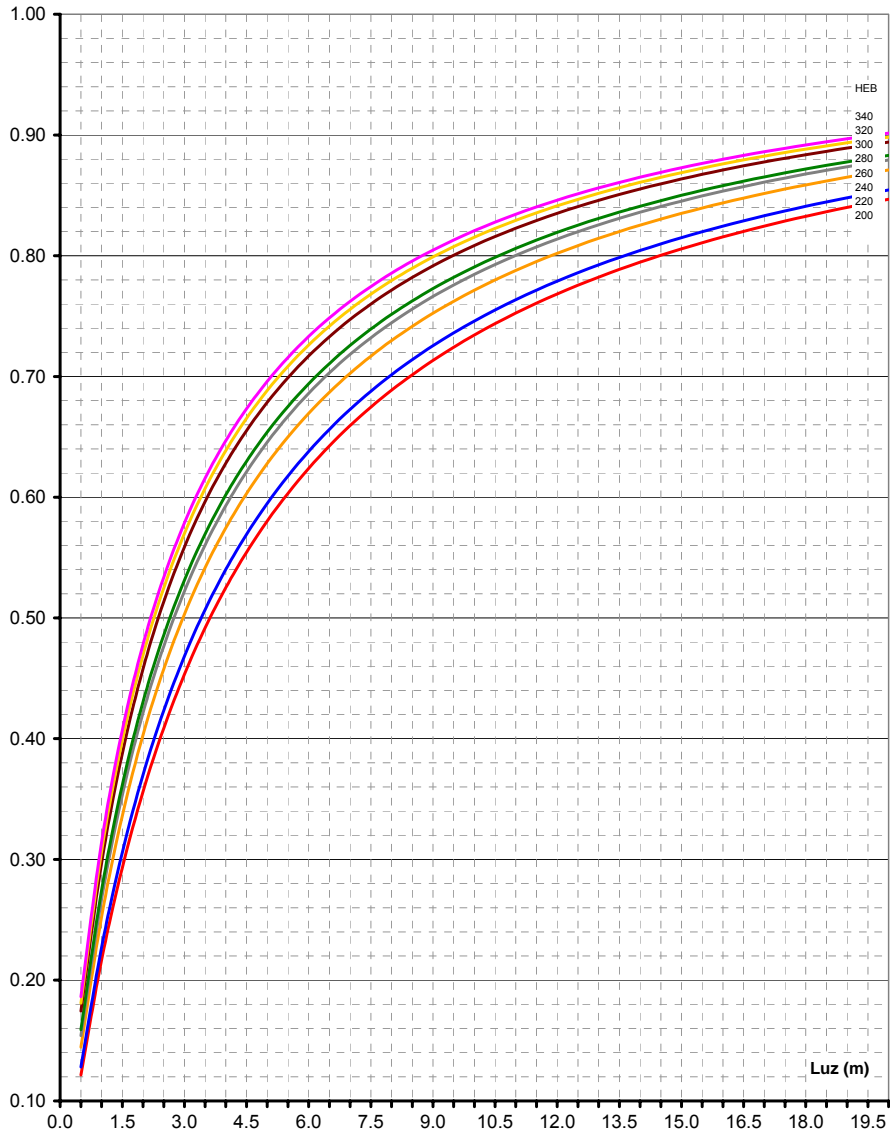
IPE 400
S 275



$$r = \frac{1}{1 + \frac{3 \cdot EI}{S_{j,ini} \cdot L}}$$

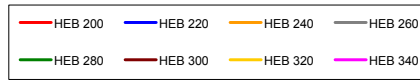


IPE 450
S 275

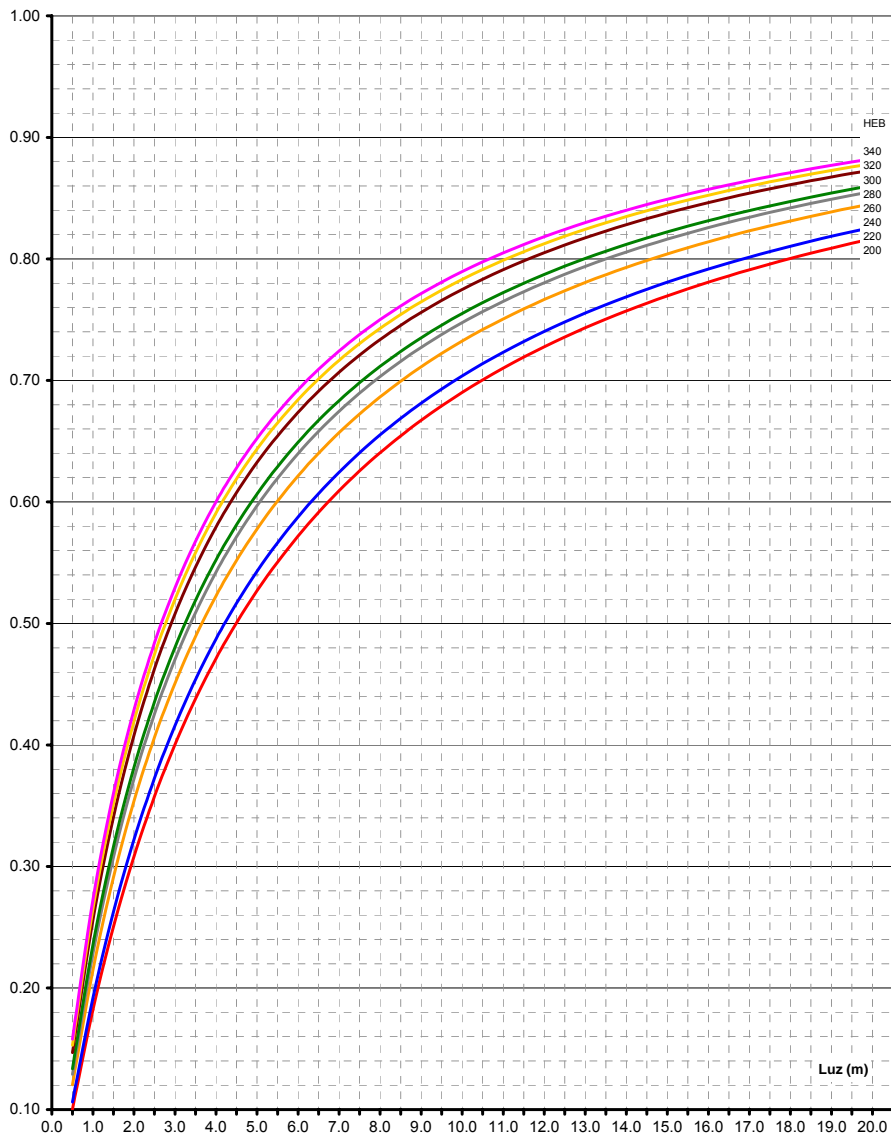




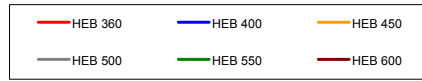
$$r = \frac{1}{1 + \frac{3 \cdot EI}{S_{j,ini} \cdot L}}$$



IPE 500
S 275



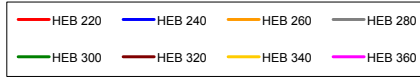
$$r = \frac{1}{1 + \frac{3 \cdot EI}{S_{j,ini} \cdot L}}$$



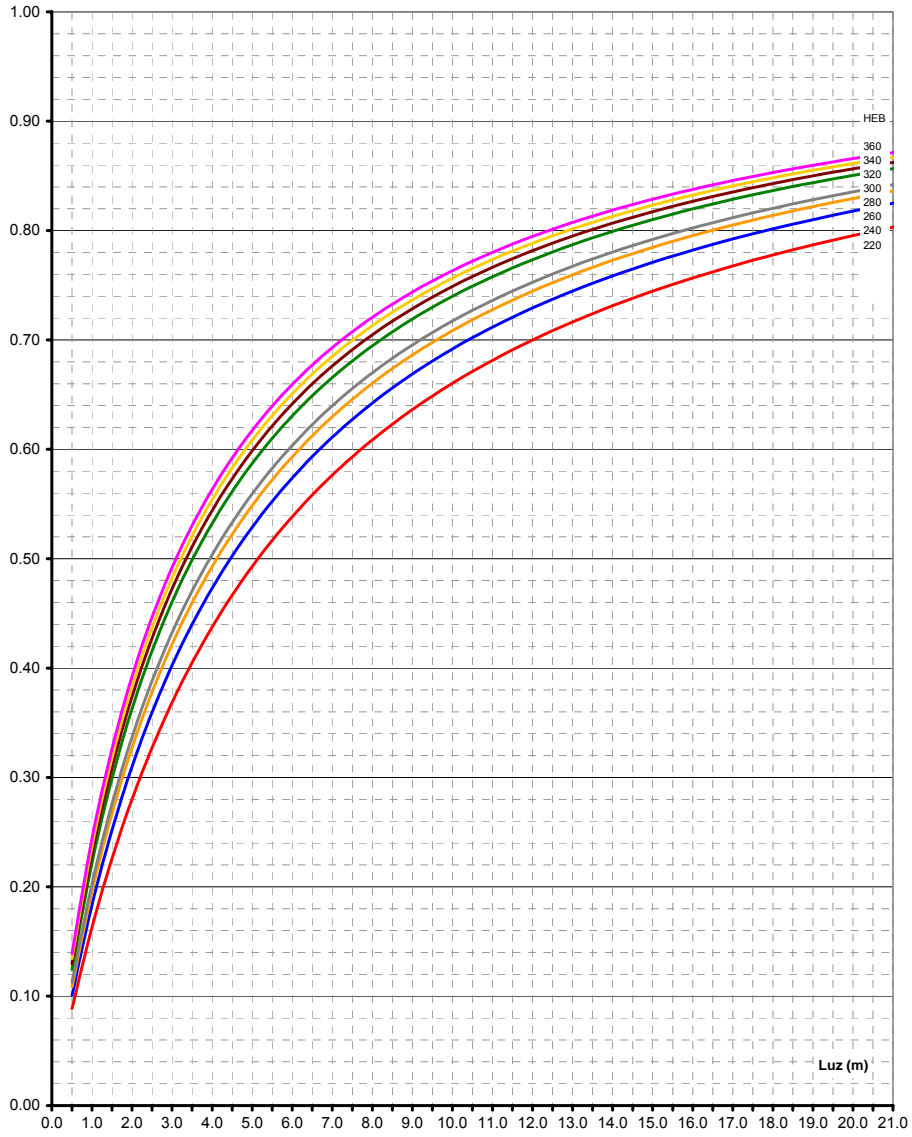
IPE 500
S 275



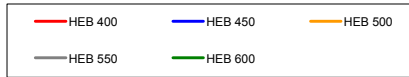
$$r = \frac{1}{1 + \frac{3 \cdot EI}{S_{j,ini} \cdot L}}$$



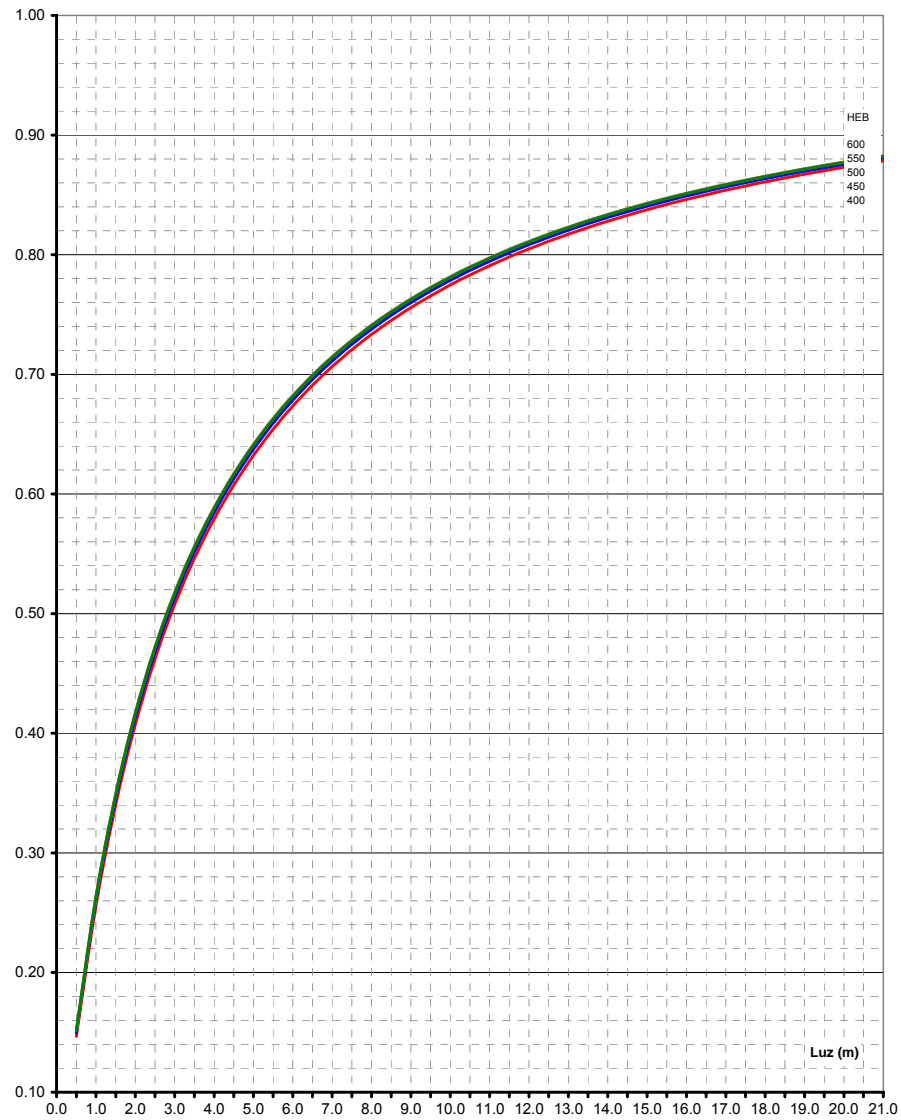
IPE 550
S 275



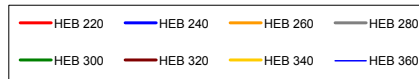
$$r = \frac{1}{1 + \frac{3 \cdot EI}{S_{j,ini} \cdot L}}$$



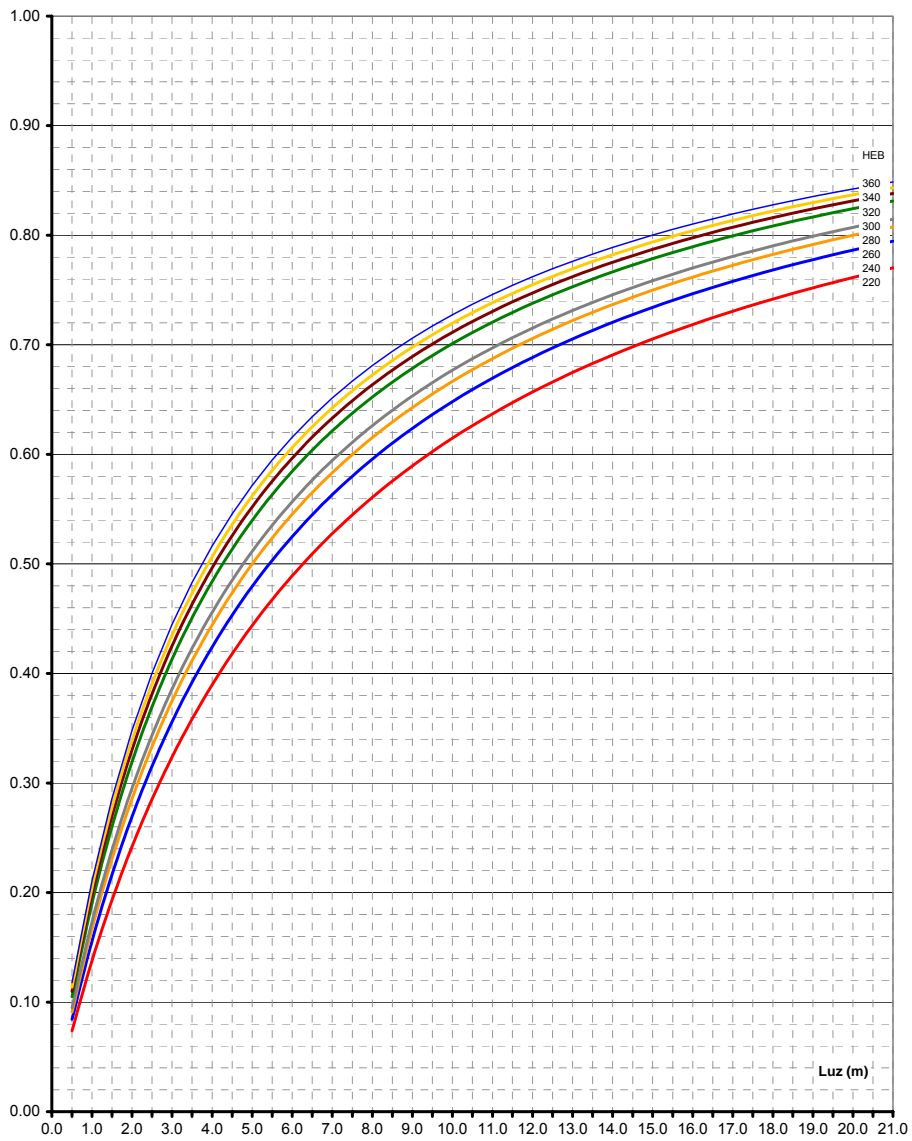
IPE 550
S 275



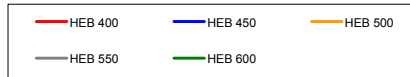
$$r = \frac{1}{1 + \frac{3 \cdot EI}{S_{j,ini} \cdot L}}$$



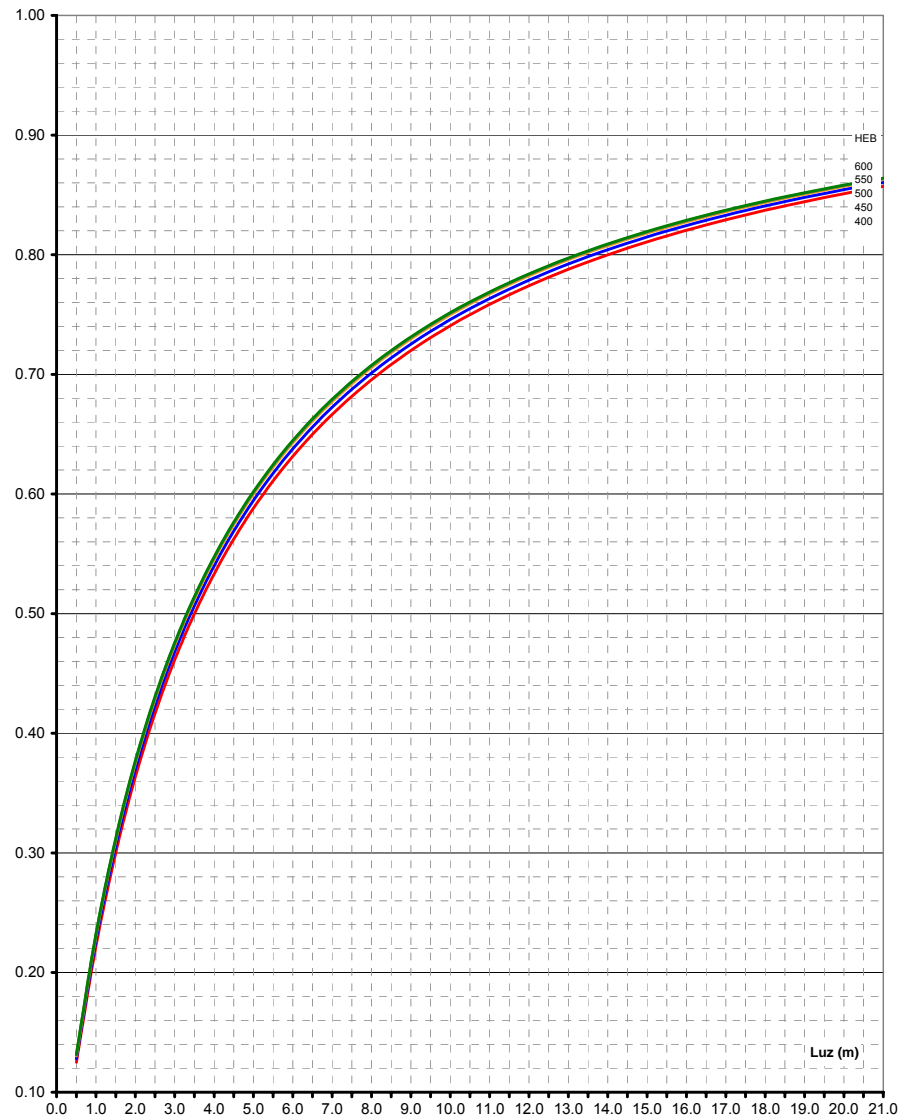
IPE 600
S 275



$$r = \frac{1}{1 + \frac{3 \cdot EI}{S_{j,ini} \cdot L}}$$



IPE 600
S 275



TABLAS para determinar
el grado de rigidez
según la expresión

$$r = \frac{1}{1 + \frac{3 \cdot EI}{S_{j,ini} \cdot L}}$$

IPE 80		Longitud de la viga (m)										
Soportes	S_{jini} KNm/rad	1.0 m	1.5 m	2.0 m	2.5 m	3.0 m	3.5 m	4.0 m	4.5 m	5.0 m	5.5 m	6.0 m
HEB 100	2720	0.844	0.890	0.915	0.931	0.942	0.950	0.956	0.960	0.964	0.967	0.970
HEB 120	2734	0.844	0.890	0.916	0.931	0.942	0.950	0.956	0.961	0.964	0.968	0.970
HEB 140	2745	0.845	0.891	0.916	0.932	0.942	0.950	0.956	0.961	0.965	0.968	0.970
HEB 160	3346	0.869	0.909	0.930	0.943	0.952	0.959	0.964	0.968	0.971	0.973	0.975
HEB 180	3327	0.868	0.908	0.930	0.943	0.952	0.958	0.963	0.967	0.971	0.973	0.975
HEB 200	3725	0.881	0.917	0.937	0.949	0.957	0.963	0.967	0.971	0.974	0.976	0.978

IPE 100		Longitud de la viga (m)										
Soportes	S_{jini} KNm/rad	1.0 m	1.5 m	2.0 m	2.5 m	3.0 m	3.5 m	4.0 m	4.5 m	5.0 m	5.5 m	6.0 m
HEB 100	3844	0.781	0.843	0.877	0.899	0.915	0.926	0.935	0.941	0.947	0.952	0.955
HEB 120	3948	0.786	0.846	0.880	0.902	0.917	0.928	0.936	0.943	0.948	0.953	0.956
HEB 140	4031	0.789	0.849	0.882	0.903	0.918	0.929	0.937	0.944	0.949	0.954	0.957
HEB 160	4950	0.821	0.873	0.902	0.920	0.932	0.941	0.948	0.954	0.958	0.962	0.965
HEB 180	4974	0.822	0.874	0.902	0.920	0.933	0.942	0.949	0.954	0.958	0.962	0.965
HEB 200	5598	0.839	0.886	0.912	0.929	0.940	0.948	0.954	0.959	0.963	0.966	0.969

IPE 120		Longitud de la viga (m)										
Soportes	S_{jini} KNm/rad	1.0 m	1.5 m	2.0 m	2.5 m	3.0 m	3.5 m	4.0 m	4.5 m	5.0 m	5.5 m	6.0 m
HEB 100	5014	0.715	0.790	0.833	0.862	0.882	0.898	0.909	0.918	0.926	0.932	0.938
HEB 120	5236	0.723	0.797	0.839	0.867	0.887	0.901	0.913	0.922	0.929	0.935	0.940
HEB 140	5419	0.730	0.802	0.844	0.871	0.890	0.904	0.915	0.924	0.931	0.937	0.942
HEB 160	6698	0.770	0.834	0.870	0.893	0.909	0.921	0.930	0.938	0.944	0.948	0.953
HEB 180	6792	0.772	0.836	0.871	0.894	0.910	0.922	0.931	0.938	0.944	0.949	0.953
HEB 200	7682	0.793	0.852	0.885	0.906	0.920	0.931	0.939	0.945	0.950	0.955	0.958

IPE 140		Longitud de la viga (m)										
Soportes	$S_{j,mi}$ KNm/rad	1.0 m	1.5 m	2.0 m	2.5 m	3.0 m	3.5 m	4.0 m	4.5 m	5.0 m	5.5 m	6.0 m
HEB 100	6229	0.646	0.733	0.785	0.820	0.846	0.865	0.880	0.892	0.901	0.910	0.916
HEB 120	6627	0.660	0.745	0.795	0.829	0.854	0.872	0.886	0.897	0.907	0.914	0.921
HEB 140	6942	0.671	0.753	0.803	0.836	0.859	0.877	0.891	0.902	0.911	0.918	0.924
HEB 160	8626	0.717	0.792	0.835	0.864	0.884	0.899	0.910	0.919	0.927	0.933	0.938
HEB 180	8821	0.721	0.795	0.838	0.866	0.886	0.901	0.912	0.921	0.928	0.934	0.939
HEB 200	10018	0.746	0.815	0.855	0.880	0.898	0.911	0.922	0.930	0.936	0.942	0.946

IPE 160		Longitud de la viga (m)										
Soportes	$S_{j,mi}$ KNm/rad	1.0 m	1.5 m	2.0 m	2.5 m	3.0 m	3.5 m	4.0 m	4.5 m	5.0 m	5.5 m	6.0 m
HEB 100	7484	0.578	0.672	0.732	0.774	0.804	0.827	0.845	0.860	0.872	0.883	0.891
HEB 120	8052	0.595	0.688	0.746	0.786	0.815	0.837	0.855	0.869	0.880	0.890	0.898
HEB 140	8558	0.610	0.701	0.758	0.796	0.824	0.845	0.862	0.876	0.887	0.896	0.904
HEB 160	10687	0.661	0.745	0.796	0.830	0.854	0.872	0.886	0.898	0.907	0.915	0.921
HEB 180	11010	0.668	0.751	0.801	0.834	0.858	0.876	0.889	0.900	0.910	0.917	0.923
HEB 200	12550	0.696	0.775	0.821	0.851	0.873	0.889	0.902	0.912	0.920	0.927	0.932
HEB 220	12778	0.700	0.778	0.824	0.854	0.875	0.891	0.903	0.913	0.921	0.928	0.933
HEB 240	14285	0.723	0.796	0.839	0.867	0.887	0.901	0.913	0.922	0.929	0.935	0.940
HEB 260	14921	0.732	0.803	0.845	0.872	0.891	0.905	0.916	0.925	0.932	0.937	0.942

IPE 180		Longitud de la viga (m)													
Soportes	$S_{j,ini}$ kNm/rad	1.0 m	1.5 m	2.0 m	2.5 m	3.0 m	3.5 m	4.0 m	4.5 m	5.0 m	5.5 m	6.0 m	6.5 m	7.0 m	
HEB 100	8732	0.512	0.612	0.677	0.724	0.759	0.786	0.808	0.825	0.840	0.852	0.863	0.872	0.880	
HEB 120	9479	0.533	0.631	0.695	0.740	0.774	0.800	0.820	0.837	0.851	0.862	0.872	0.881	0.889	
HEB 140	10198	0.551	0.648	0.710	0.754	0.786	0.811	0.831	0.847	0.860	0.871	0.880	0.889	0.896	
HEB 160	12791	0.606	0.698	0.755	0.794	0.822	0.843	0.860	0.874	0.885	0.894	0.902	0.909	0.915	
HEB 180	13262	0.615	0.705	0.761	0.799	0.827	0.848	0.864	0.878	0.889	0.898	0.905	0.912	0.918	
HEB 200	15172	0.646	0.732	0.785	0.820	0.846	0.865	0.879	0.891	0.901	0.909	0.916	0.922	0.927	
HEB 220	15521	0.651	0.737	0.789	0.824	0.848	0.867	0.882	0.894	0.903	0.911	0.918	0.924	0.929	
HEB 240	17400	0.677	0.758	0.807	0.840	0.863	0.880	0.893	0.904	0.913	0.920	0.926	0.932	0.936	
HEB 260	18231	0.687	0.767	0.814	0.846	0.868	0.885	0.898	0.908	0.916	0.923	0.929	0.934	0.939	
HEB 280	18283	0.687	0.767	0.815	0.846	0.868	0.885	0.898	0.908	0.917	0.924	0.930	0.935	0.939	
HEB 300	20062	0.707	0.783	0.828	0.858	0.879	0.894	0.906	0.916	0.923	0.930	0.935	0.940	0.944	
HEB 320	20517	0.712	0.787	0.831	0.860	0.881	0.896	0.908	0.917	0.925	0.931	0.937	0.941	0.945	
HEB 340	20755	0.714	0.789	0.833	0.862	0.882	0.897	0.909	0.918	0.926	0.932	0.937	0.942	0.946	
HEB 360	20989	0.716	0.791	0.835	0.863	0.883	0.898	0.910	0.919	0.927	0.933	0.938	0.943	0.946	

IPE 200		Longitud de la viga (m)													
Soportes	$S_{j,ini}$ kNm/rad	1.0 m	1.5 m	2.0 m	2.5 m	3.0 m	3.5 m	4.0 m	4.5 m	5.0 m	5.5 m	6.0 m	6.5 m	7.0 m	
HEB 100	10032	0.451	0.552	0.621	0.672	0.711	0.742	0.767	0.787	0.804	0.819	0.831	0.842	0.852	
HEB 120	10981	0.473	0.574	0.642	0.692	0.729	0.759	0.782	0.802	0.818	0.832	0.844	0.854	0.863	
HEB 140	11848	0.492	0.593	0.660	0.708	0.744	0.772	0.795	0.814	0.829	0.842	0.853	0.863	0.872	
HEB 160	15038	0.552	0.649	0.711	0.755	0.787	0.812	0.831	0.847	0.860	0.871	0.881	0.889	0.896	
HEB 180	15693	0.562	0.658	0.720	0.762	0.794	0.818	0.837	0.852	0.865	0.876	0.885	0.893	0.900	
HEB 200	18001	0.596	0.688	0.747	0.786	0.815	0.838	0.855	0.869	0.880	0.890	0.898	0.905	0.912	
HEB 220	18497	0.602	0.694	0.752	0.791	0.820	0.841	0.858	0.872	0.883	0.893	0.901	0.908	0.914	
HEB 240	20785	0.630	0.718	0.773	0.810	0.836	0.856	0.872	0.884	0.895	0.903	0.911	0.917	0.923	
HEB 260	21840	0.641	0.728	0.781	0.817	0.843	0.862	0.877	0.889	0.899	0.908	0.915	0.921	0.926	
HEB 280	21978	0.643	0.730	0.782	0.818	0.844	0.863	0.878	0.890	0.900	0.908	0.915	0.921	0.926	
HEB 300	24152	0.664	0.748	0.798	0.832	0.856	0.874	0.888	0.899	0.908	0.916	0.922	0.928	0.933	
HEB 320	24750	0.669	0.752	0.802	0.835	0.859	0.876	0.890	0.901	0.910	0.918	0.924	0.929	0.934	
HEB 340	25093	0.672	0.755	0.804	0.837	0.860	0.878	0.891	0.902	0.911	0.919	0.925	0.930	0.935	
HEB 360	25425	0.675	0.757	0.806	0.839	0.862	0.879	0.893	0.903	0.912	0.920	0.926	0.931	0.936	
HEB 400	25842	0.679	0.760	0.809	0.841	0.864	0.881	0.894	0.905	0.914	0.921	0.927	0.932	0.937	

IPE 220		Longitud de la viga (m)										
Soportes	S_{jini} KNm/rad	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0
		m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m
HEB 120	12459	0.417	0.517	0.588	0.641	0.682	0.714	0.741	0.763	0.781	0.797	0.811
HEB 140	13523	0.437	0.538	0.608	0.660	0.699	0.731	0.756	0.777	0.795	0.810	0.823
HEB 160	17283	0.498	0.598	0.665	0.712	0.748	0.776	0.798	0.817	0.832	0.845	0.856
HEB 180	18191	0.510	0.610	0.676	0.723	0.758	0.785	0.807	0.824	0.839	0.851	0.862
HEB 200	20934	0.545	0.643	0.706	0.750	0.783	0.808	0.828	0.844	0.857	0.868	0.878
HEB 220	21600	0.553	0.650	0.712	0.756	0.788	0.812	0.832	0.848	0.861	0.872	0.881
HEB 240	24323	0.582	0.676	0.736	0.777	0.807	0.830	0.848	0.862	0.875	0.885	0.893
HEB 260	25625	0.595	0.688	0.746	0.786	0.815	0.837	0.855	0.869	0.880	0.890	0.898
HEB 280	25871	0.597	0.690	0.748	0.788	0.816	0.838	0.856	0.870	0.881	0.891	0.899
HEB 300	28466	0.620	0.710	0.765	0.803	0.830	0.851	0.867	0.880	0.891	0.900	0.907
HEB 320	29229	0.626	0.715	0.770	0.807	0.834	0.854	0.870	0.883	0.893	0.902	0.909
HEB 340	29695	0.630	0.719	0.773	0.810	0.836	0.856	0.872	0.884	0.895	0.903	0.911
HEB 360	30142	0.633	0.722	0.776	0.812	0.838	0.858	0.874	0.886	0.896	0.905	0.912
HEB 400	30741	0.638	0.725	0.779	0.815	0.841	0.860	0.876	0.888	0.898	0.906	0.914

IPE 240		Longitud de la viga (m)										
Soportes	S_{jini} KNm/rad	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0
		m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m
HEB 120	14007	0.364	0.462	0.533	0.588	0.632	0.667	0.696	0.720	0.741	0.759	0.774
HEB 140	15289	0.384	0.483	0.555	0.609	0.652	0.686	0.714	0.737	0.757	0.774	0.789
HEB 160	19524	0.443	0.544	0.614	0.666	0.705	0.736	0.761	0.782	0.799	0.814	0.827
HEB 180	20711	0.458	0.559	0.628	0.679	0.717	0.747	0.772	0.792	0.809	0.823	0.835
HEB 200	23984	0.495	0.595	0.662	0.710	0.746	0.774	0.797	0.815	0.830	0.843	0.854
HEB 220	24842	0.503	0.603	0.670	0.717	0.753	0.780	0.802	0.820	0.835	0.848	0.859
HEB 240	28030	0.534	0.632	0.696	0.741	0.774	0.800	0.821	0.837	0.851	0.863	0.873
HEB 260	29604	0.547	0.644	0.707	0.751	0.784	0.809	0.829	0.845	0.858	0.869	0.879
HEB 280	29979	0.550	0.647	0.710	0.754	0.786	0.811	0.830	0.846	0.859	0.871	0.880
HEB 300	33029	0.574	0.669	0.729	0.771	0.802	0.825	0.844	0.858	0.871	0.881	0.890
HEB 320	33978	0.581	0.675	0.735	0.776	0.806	0.829	0.847	0.862	0.874	0.884	0.893
HEB 340	34587	0.585	0.679	0.738	0.779	0.809	0.832	0.850	0.864	0.876	0.886	0.894
HEB 360	35169	0.589	0.683	0.742	0.782	0.812	0.834	0.852	0.866	0.878	0.888	0.896
HEB 400	35984	0.595	0.688	0.746	0.786	0.815	0.837	0.855	0.869	0.880	0.890	0.898

Longitud de la viga (m)						Soportes
6.5 m	7.0 m	7.5 m	8.0 m	8.5 m	9.0 m	
0.823	0.833	0.843	0.851	0.859	0.865	HEB 120
0.834	0.844	0.853	0.861	0.868	0.875	HEB 140
0.866	0.874	0.881	0.888	0.894	0.899	HEB 160
0.871	0.879	0.887	0.893	0.899	0.904	HEB 180
0.886	0.894	0.900	0.906	0.911	0.915	HEB 200
0.889	0.897	0.903	0.908	0.913	0.918	HEB 220
0.901	0.907	0.913	0.918	0.922	0.926	HEB 240
0.905	0.911	0.917	0.922	0.926	0.930	HEB 260
0.906	0.912	0.917	0.922	0.926	0.930	HEB 280
0.914	0.919	0.924	0.929	0.933	0.936	HEB 300
0.916	0.921	0.926	0.931	0.934	0.938	HEB 320
0.917	0.923	0.927	0.932	0.935	0.939	HEB 340
0.918	0.924	0.928	0.933	0.936	0.940	HEB 360
0.920	0.925	0.930	0.934	0.937	0.941	HEB 400

Longitud de la viga (m)											Soportes	
6.5 m	7.0 m	7.5 m	8.0 m	8.5 m	9.0 m	9.5 m	10.0 m	10.5 m	11.0 m	11.5 m	12.0 m	
0.788	0.800	0.811	0.821	0.829	0.837	0.844	0.851	0.857	0.863	0.868	0.873	HEB 120
0.802	0.814	0.824	0.833	0.841	0.849	0.856	0.862	0.868	0.873	0.878	0.882	HEB 140
0.838	0.848	0.857	0.864	0.871	0.878	0.883	0.888	0.893	0.898	0.902	0.905	HEB 160
0.846	0.855	0.864	0.871	0.878	0.884	0.889	0.894	0.899	0.903	0.907	0.910	HEB 180
0.864	0.873	0.880	0.887	0.893	0.898	0.903	0.907	0.911	0.915	0.918	0.922	HEB 200
0.868	0.876	0.884	0.890	0.896	0.901	0.906	0.910	0.914	0.918	0.921	0.924	HEB 220
0.881	0.889	0.896	0.901	0.907	0.911	0.916	0.920	0.923	0.926	0.929	0.932	HEB 240
0.887	0.894	0.901	0.906	0.911	0.916	0.920	0.924	0.927	0.930	0.933	0.935	HEB 260
0.888	0.895	0.902	0.907	0.912	0.917	0.921	0.924	0.928	0.931	0.934	0.936	HEB 280
0.898	0.904	0.910	0.915	0.920	0.924	0.928	0.931	0.934	0.937	0.939	0.942	HEB 300
0.900	0.907	0.912	0.917	0.922	0.926	0.929	0.933	0.936	0.938	0.941	0.943	HEB 320
0.902	0.908	0.914	0.919	0.923	0.927	0.931	0.934	0.937	0.939	0.942	0.944	HEB 340
0.903	0.909	0.915	0.920	0.924	0.928	0.932	0.935	0.938	0.940	0.943	0.945	HEB 360
0.905	0.911	0.917	0.922	0.926	0.930	0.933	0.936	0.939	0.942	0.944	0.946	HEB 400

IPE 270		Longitud de la viga (m)											
Soportes	S_{jini} kNm/rad	1.0 m	1.5 m	2.0 m	2.5 m	3.0 m	3.5 m	4.0 m	4.5 m	5.0 m	5.5 m	6.0 m	6.5 m
HEB 140	18022	0.331	0.426	0.497	0.553	0.597	0.634	0.664	0.690	0.712	0.731	0.748	0.763
HEB 160	23026	0.387	0.486	0.558	0.612	0.654	0.688	0.716	0.740	0.759	0.776	0.791	0.804
HEB 180	24475	0.402	0.502	0.573	0.627	0.668	0.701	0.729	0.751	0.770	0.787	0.801	0.813
HEB 200	28584	0.439	0.540	0.610	0.662	0.702	0.733	0.758	0.779	0.797	0.812	0.825	0.836
HEB 220	29813	0.450	0.551	0.620	0.671	0.710	0.741	0.766	0.786	0.803	0.818	0.831	0.842
HEB 240	33744	0.481	0.581	0.649	0.698	0.735	0.764	0.787	0.806	0.822	0.836	0.847	0.857
HEB 260	35767	0.495	0.595	0.662	0.710	0.746	0.774	0.797	0.815	0.831	0.844	0.855	0.864
HEB 280	36365	0.499	0.599	0.666	0.714	0.749	0.777	0.800	0.818	0.833	0.846	0.857	0.866
HEB 300	40151	0.524	0.623	0.688	0.733	0.768	0.794	0.815	0.832	0.846	0.858	0.868	0.877
HEB 320	41413	0.532	0.630	0.694	0.739	0.773	0.799	0.820	0.836	0.850	0.862	0.872	0.881
HEB 340	42270	0.537	0.635	0.699	0.743	0.777	0.802	0.823	0.839	0.853	0.864	0.874	0.883
HEB 360	43086	0.542	0.639	0.703	0.747	0.780	0.805	0.825	0.842	0.855	0.867	0.876	0.885
HEB 400	44284	0.548	0.646	0.708	0.752	0.785	0.809	0.829	0.845	0.859	0.870	0.879	0.888

IPE 300		Longitud de la viga (m)											
Soportes	S_{jini} kNm/rad	1.0 m	1.5 m	2.0 m	2.5 m	3.0 m	3.5 m	4.0 m	4.5 m	5.0 m	5.5 m	6.0 m	6.5 m
HEB 160	26676	0.336	0.432	0.503	0.559	0.603	0.639	0.670	0.695	0.717	0.736	0.752	0.767
HEB 180	28501	0.351	0.448	0.520	0.575	0.619	0.654	0.684	0.709	0.730	0.749	0.765	0.779
HEB 200	33238	0.387	0.486	0.558	0.612	0.654	0.688	0.716	0.740	0.759	0.776	0.791	0.804
HEB 220	34849	0.398	0.498	0.570	0.623	0.665	0.698	0.726	0.749	0.768	0.784	0.799	0.811
HEB 240	39805	0.430	0.531	0.602	0.654	0.694	0.726	0.751	0.773	0.791	0.806	0.819	0.831
HEB 260	42327	0.446	0.547	0.616	0.668	0.707	0.738	0.763	0.783	0.801	0.816	0.828	0.839
HEB 280	43198	0.451	0.552	0.621	0.672	0.711	0.742	0.766	0.787	0.804	0.819	0.831	0.842
HEB 300	47781	0.476	0.576	0.645	0.694	0.731	0.760	0.784	0.803	0.819	0.833	0.845	0.855
HEB 320	49403	0.484	0.585	0.652	0.701	0.738	0.767	0.790	0.808	0.824	0.838	0.849	0.859
HEB 340	50554	0.490	0.590	0.658	0.706	0.742	0.771	0.793	0.812	0.828	0.841	0.852	0.862
HEB 360	51647	0.495	0.595	0.662	0.710	0.746	0.774	0.797	0.815	0.831	0.844	0.855	0.864
HEB 400	53313	0.503	0.603	0.669	0.717	0.752	0.780	0.802	0.820	0.835	0.848	0.859	0.868
HEB 450	52760	0.500	0.600	0.667	0.715	0.750	0.778	0.800	0.818	0.834	0.846	0.857	0.867

Longitud de la viga (m)													IPE 270
7.0 m	7.5 m	8.0 m	8.5 m	9.0 m	9.5 m	10.0 m	10.5 m	11.0 m	11.5 m	12.0 m	12.5 m	13.0 m	Soportes
0.776	0.787	0.798	0.808	0.816	0.824	0.832	0.838	0.845	0.850	0.856	0.861	0.865	HEB 140
0.815	0.826	0.802	0.843	0.850	0.857	0.863	0.869	0.874	0.879	0.883	0.888	0.891	HEB 160
0.824	0.834	0.843	0.851	0.858	0.864	0.870	0.876	0.881	0.885	0.890	0.893	0.897	HEB 180
0.846	0.855	0.862	0.869	0.876	0.882	0.887	0.892	0.896	0.900	0.904	0.907	0.911	HEB 200
0.851	0.860	0.867	0.874	0.880	0.886	0.891	0.896	0.900	0.904	0.907	0.911	0.914	HEB 220
0.866	0.874	0.881	0.887	0.893	0.898	0.902	0.907	0.911	0.914	0.917	0.920	0.923	HEB 240
0.873	0.880	0.887	0.893	0.898	0.903	0.907	0.911	0.915	0.919	0.922	0.925	0.927	HEB 260
0.875	0.882	0.889	0.894	0.900	0.904	0.909	0.913	0.916	0.920	0.923	0.926	0.928	HEB 280
0.885	0.892	0.898	0.903	0.908	0.913	0.917	0.920	0.924	0.927	0.930	0.932	0.935	HEB 300
0.888	0.895	0.901	0.906	0.911	0.915	0.919	0.923	0.926	0.929	0.932	0.934	0.937	HEB 320
0.890	0.897	0.903	0.908	0.913	0.917	0.921	0.924	0.927	0.930	0.933	0.935	0.938	HEB 340
0.892	0.899	0.904	0.909	0.914	0.918	0.922	0.925	0.929	0.931	0.934	0.937	0.939	HEB 360
0.895	0.901	0.907	0.912	0.916	0.920	0.924	0.927	0.930	0.933	0.936	0.938	0.940	HEB 400

Longitud de la viga (m)													IPE 300
7.0 m	7.5 m	8.0 m	8.5 m	9.0 m	9.5 m	10.0 m	10.5 m	11.0 m	11.5 m	12.0 m	12.5 m	13.0 m	Soportes
0.780	0.792	0.802	0.812	0.820	0.828	0.835	0.842	0.848	0.853	0.859	0.864	0.868	HEB 160
0.791	0.802	0.812	0.821	0.830	0.837	0.844	0.850	0.856	0.862	0.867	0.871	0.876	HEB 180
0.815	0.826	0.835	0.843	0.850	0.857	0.863	0.869	0.874	0.879	0.883	0.887	0.891	HEB 200
0.822	0.832	0.841	0.849	0.856	0.863	0.869	0.874	0.879	0.884	0.888	0.892	0.896	HEB 220
0.841	0.850	0.858	0.865	0.872	0.878	0.883	0.888	0.893	0.897	0.901	0.904	0.908	HEB 240
0.849	0.858	0.865	0.872	0.879	0.884	0.889	0.894	0.898	0.902	0.906	0.909	0.913	HEB 260
0.852	0.860	0.868	0.875	0.881	0.886	0.891	0.896	0.900	0.904	0.908	0.911	0.914	HEB 280
0.864	0.872	0.879	0.885	0.891	0.896	0.901	0.905	0.909	0.913	0.916	0.919	0.922	HEB 300
0.868	0.876	0.882	0.889	0.894	0.899	0.904	0.908	0.912	0.915	0.918	0.921	0.924	HEB 320
0.870	0.878	0.885	0.891	0.896	0.901	0.906	0.910	0.913	0.917	0.920	0.923	0.926	HEB 340
0.873	0.880	0.887	0.893	0.898	0.903	0.907	0.911	0.915	0.919	0.922	0.925	0.927	HEB 360
0.876	0.884	0.890	0.896	0.901	0.906	0.910	0.914	0.918	0.921	0.924	0.927	0.929	HEB 400
0.875	0.883	0.889	0.895	0.900	0.905	0.909	0.913	0.917	0.920	0.923	0.926	0.929	HEB 450

IPE 330		Longitud de la viga (m)												
Soportes	S_{jini} kNm/rad	1.0 m	1.5 m	2.0 m	2.5 m	3.0 m	3.5 m	4.0 m	4.5 m	5.0 m	5.5 m	6.0 m	6.5 m	7.0 m
HEB 160	30459	0.291	0.381	0.451	0.507	0.552	0.590	0.622	0.649	0.673	0.693	0.711	0.728	0.742
HEB 180	32602	0.305	0.397	0.468	0.524	0.569	0.606	0.638	0.664	0.687	0.707	0.725	0.741	0.755
HEB 200	38123	0.340	0.435	0.507	0.562	0.607	0.643	0.673	0.698	0.720	0.739	0.755	0.770	0.783
HEB 220	40121	0.351	0.448	0.520	0.575	0.619	0.654	0.684	0.709	0.730	0.748	0.765	0.779	0.791
HEB 240	45922	0.382	0.482	0.553	0.608	0.650	0.684	0.712	0.736	0.756	0.773	0.788	0.801	0.813
HEB 260	49114	0.398	0.498	0.570	0.623	0.665	0.699	0.726	0.749	0.768	0.785	0.799	0.812	0.823
HEB 280	50229	0.404	0.504	0.575	0.629	0.670	0.703	0.730	0.753	0.772	0.788	0.803	0.815	0.826
HEB 300	55724	0.429	0.530	0.600	0.653	0.693	0.725	0.750	0.772	0.790	0.805	0.818	0.830	0.840
HEB 320	57745	0.438	0.539	0.609	0.661	0.700	0.732	0.757	0.778	0.796	0.811	0.824	0.835	0.845
HEB 340	59230	0.444	0.545	0.615	0.666	0.706	0.737	0.762	0.782	0.800	0.815	0.827	0.839	0.848
HEB 360	60641	0.450	0.551	0.621	0.672	0.710	0.741	0.766	0.786	0.803	0.818	0.831	0.842	0.851
HEB 400	62850	0.459	0.560	0.629	0.679	0.718	0.748	0.772	0.792	0.809	0.823	0.836	0.846	0.856
HEB 450	62471	0.457	0.558	0.628	0.678	0.717	0.747	0.771	0.791	0.808	0.822	0.835	0.846	0.855
HEB 500	62090	0.456	0.557	0.626	0.677	0.715	0.746	0.770	0.790	0.807	0.822	0.834	0.845	0.854
HEB 550	60776	0.450	0.551	0.621	0.672	0.711	0.742	0.766	0.787	0.804	0.818	0.831	0.842	0.852
HEB 600	59574	0.445	0.547	0.616	0.668	0.707	0.738	0.763	0.783	0.801	0.815	0.828	0.839	0.849

IPE 360		Longitud de la viga (m)												
Soportes	S_{jini} kNm/rad	1.0 m	1.5 m	2.0 m	2.5 m	3.0 m	3.5 m	4.0 m	4.5 m	5.0 m	5.5 m	6.0 m	6.5 m	7.0 m
HEB 180	36758	0.264	0.350	0.418	0.473	0.518	0.557	0.589	0.617	0.642	0.664	0.683	0.700	0.715
HEB 200	43084	0.296	0.387	0.457	0.512	0.558	0.595	0.627	0.654	0.678	0.698	0.716	0.732	0.746
HEB 220	45494	0.307	0.400	0.470	0.526	0.571	0.608	0.640	0.666	0.689	0.709	0.727	0.743	0.757
HEB 240	52166	0.337	0.433	0.504	0.560	0.604	0.640	0.671	0.696	0.718	0.737	0.753	0.768	0.781
HEB 260	55930	0.353	0.450	0.522	0.577	0.621	0.656	0.686	0.711	0.732	0.750	0.766	0.780	0.793
HEB 280	57618	0.360	0.457	0.529	0.584	0.628	0.663	0.692	0.717	0.738	0.756	0.771	0.785	0.797
HEB 300	63926	0.384	0.483	0.555	0.609	0.652	0.686	0.714	0.737	0.757	0.774	0.789	0.802	0.814
HEB 320	66381	0.393	0.493	0.564	0.618	0.660	0.694	0.721	0.745	0.764	0.781	0.795	0.808	0.819
HEB 340	68238	0.400	0.500	0.571	0.625	0.666	0.700	0.727	0.750	0.769	0.785	0.800	0.812	0.823
HEB 360	70002	0.406	0.506	0.577	0.631	0.672	0.705	0.732	0.754	0.773	0.790	0.804	0.816	0.827
HEB 400	72828	0.415	0.516	0.587	0.640	0.681	0.713	0.740	0.762	0.780	0.796	0.810	0.822	0.833
HEB 450	72690	0.415	0.515	0.586	0.639	0.680	0.713	0.739	0.761	0.780	0.796	0.810	0.822	0.832
HEB 500	72488	0.414	0.515	0.586	0.639	0.680	0.712	0.739	0.761	0.780	0.795	0.809	0.821	0.832
HEB 550	71176	0.410	0.510	0.581	0.635	0.676	0.708	0.735	0.758	0.776	0.792	0.806	0.819	0.829
HEB 600	69948	0.406	0.506	0.577	0.630	0.672	0.705	0.732	0.754	0.773	0.790	0.804	0.816	0.827

Longitud de la viga (m)															IPE 330	
7.5 m	8.0 m	8.5 m	9.0 m	9.5 m	10.0 m	10.5 m	11.0 m	11.5 m	12.0 m	12.5 m	13.0 m	13.5 m	14.0 m	14.5 m	15.0 m	
0.755	0.767	0.777	0.787	0.796	0.804	0.812	0.819	0.825	0.831	0.837	0.842	0.847	0.852	0.856	0.860	
0.767	0.779	0.789	0.798	0.807	0.815	0.822	0.829	0.835	0.841	0.846	0.851	0.856	0.860	0.864	0.868	
0.794	0.804	0.814	0.822	0.830	0.837	0.844	0.850	0.855	0.861	0.865	0.870	0.874	0.878	0.882	0.885	
0.802	0.812	0.821	0.830	0.837	0.844	0.850	0.856	0.862	0.867	0.871	0.876	0.880	0.883	0.887	0.890	
0.823	0.832	0.840	0.848	0.855	0.861	0.867	0.872	0.877	0.881	0.886	0.890	0.893	0.897	0.900	0.903	
0.832	0.841	0.849	0.856	0.863	0.869	0.874	0.879	0.884	0.888	0.892	0.896	0.899	0.903	0.906	0.909	
0.836	0.844	0.852	0.859	0.866	0.871	0.877	0.882	0.886	0.890	0.894	0.898	0.901	0.905	0.908	0.910	
0.849	0.857	0.865	0.871	0.877	0.883	0.888	0.892	0.896	0.900	0.904	0.907	0.910	0.913	0.916	0.919	
0.854	0.862	0.869	0.875	0.881	0.886	0.891	0.895	0.900	0.903	0.907	0.910	0.913	0.916	0.919	0.921	
0.857	0.865	0.872	0.878	0.884	0.889	0.893	0.898	0.902	0.906	0.909	0.912	0.915	0.918	0.921	0.923	
0.860	0.867	0.874	0.880	0.886	0.891	0.896	0.900	0.904	0.908	0.911	0.914	0.917	0.920	0.922	0.925	
0.864	0.871	0.878	0.884	0.890	0.894	0.899	0.903	0.907	0.910	0.914	0.917	0.920	0.922	0.925	0.927	
0.863	0.871	0.877	0.883	0.889	0.894	0.898	0.903	0.906	0.910	0.913	0.916	0.919	0.922	0.924	0.927	
0.863	0.870	0.877	0.883	0.888	0.893	0.898	0.902	0.906	0.909	0.913	0.916	0.919	0.921	0.924	0.926	
0.860	0.868	0.874	0.881	0.886	0.891	0.896	0.900	0.904	0.908	0.911	0.914	0.917	0.920	0.922	0.925	
0.858	0.865	0.872	0.879	0.884	0.889	0.894	0.898	0.902	0.906	0.909	0.913	0.916	0.918	0.921	0.923	

Longitud de la viga (m)															IPE 360	
7.5 m	8.0 m	8.5 m	9.0 m	9.5 m	10.0 m	10.5 m	11.0 m	11.5 m	12.0 m	12.5 m	13.0 m	13.5 m	14.0 m	14.5 m	15.0 m	
0.729	0.742	0.753	0.763	0.773	0.782	0.790	0.798	0.805	0.811	0.818	0.823	0.829	0.834	0.839	0.843	
0.759	0.771	0.781	0.791	0.800	0.808	0.815	0.822	0.829	0.835	0.840	0.845	0.850	0.855	0.859	0.863	
0.769	0.780	0.790	0.800	0.808	0.816	0.823	0.830	0.836	0.842	0.847	0.852	0.857	0.861	0.866	0.869	
0.792	0.803	0.812	0.821	0.829	0.836	0.842	0.848	0.854	0.859	0.864	0.869	0.873	0.877	0.881	0.884	
0.804	0.814	0.823	0.831	0.838	0.845	0.851	0.857	0.863	0.868	0.872	0.876	0.880	0.884	0.888	0.891	
0.808	0.818	0.827	0.835	0.842	0.849	0.855	0.861	0.866	0.871	0.875	0.880	0.884	0.887	0.891	0.894	
0.824	0.833	0.841	0.849	0.856	0.862	0.868	0.873	0.878	0.882	0.886	0.890	0.894	0.897	0.900	0.903	
0.829	0.838	0.846	0.854	0.860	0.866	0.872	0.877	0.882	0.886	0.890	0.894	0.897	0.901	0.904	0.907	
0.833	0.842	0.850	0.857	0.863	0.869	0.875	0.880	0.884	0.889	0.893	0.896	0.900	0.903	0.906	0.909	
0.837	0.845	0.853	0.860	0.866	0.872	0.878	0.883	0.887	0.891	0.895	0.899	0.902	0.905	0.908	0.911	
0.842	0.850	0.858	0.865	0.871	0.877	0.882	0.887	0.891	0.895	0.899	0.902	0.906	0.909	0.912	0.914	
0.842	0.850	0.858	0.865	0.871	0.876	0.882	0.886	0.891	0.895	0.899	0.902	0.905	0.908	0.911	0.914	
0.841	0.850	0.857	0.864	0.870	0.876	0.881	0.886	0.891	0.895	0.898	0.902	0.905	0.908	0.911	0.914	
0.839	0.847	0.855	0.862	0.868	0.874	0.879	0.884	0.889	0.893	0.897	0.900	0.904	0.907	0.910	0.912	
0.837	0.845	0.853	0.860	0.866	0.872	0.878	0.882	0.887	0.891	0.895	0.899	0.902	0.905	0.908	0.911	

IPE 400		Longitud de la viga (m)											
Soportes	$S_{j,mi}$ kNm/rad	1.0 m	1.5 m	2.0 m	2.5 m	3.0 m	3.5 m	4.0 m	4.5 m	5.0 m	5.5 m	6.0 m	6.5 m
HEB 180	42571	0.226	0.305	0.369	0.422	0.467	0.506	0.539	0.568	0.594	0.616	0.637	0.655
HEB 200	50038	0.256	0.340	0.407	0.462	0.507	0.546	0.579	0.607	0.632	0.654	0.673	0.691
HEB 220	52914	0.266	0.353	0.421	0.476	0.521	0.560	0.592	0.620	0.645	0.666	0.685	0.702
HEB 240	60658	0.294	0.384	0.454	0.510	0.555	0.593	0.625	0.652	0.675	0.696	0.714	0.730
HEB 260	65234	0.309	0.402	0.472	0.528	0.573	0.610	0.642	0.668	0.691	0.711	0.729	0.744
HEB 280	67429	0.316	0.410	0.481	0.536	0.581	0.618	0.649	0.676	0.698	0.718	0.735	0.750
HEB 300	75357	0.341	0.437	0.508	0.564	0.608	0.644	0.674	0.699	0.721	0.740	0.756	0.771
HEB 320	78450	0.350	0.447	0.518	0.574	0.618	0.653	0.683	0.708	0.729	0.748	0.764	0.778
HEB 340	80864	0.357	0.454	0.526	0.581	0.625	0.660	0.689	0.714	0.735	0.753	0.769	0.783
HEB 360	83158	0.363	0.461	0.533	0.588	0.631	0.666	0.695	0.720	0.740	0.758	0.774	0.788
HEB 400	86924	0.374	0.472	0.544	0.599	0.642	0.676	0.705	0.729	0.749	0.766	0.782	0.795
HEB 450	87213	0.374	0.473	0.545	0.599	0.642	0.677	0.705	0.729	0.750	0.767	0.782	0.796
HEB 500	87341	0.375	0.473	0.545	0.600	0.643	0.677	0.706	0.730	0.750	0.767	0.782	0.796
HEB 550	86103	0.371	0.470	0.542	0.596	0.639	0.674	0.703	0.727	0.747	0.765	0.780	0.793
HEB 600	84898	0.368	0.466	0.538	0.593	0.636	0.671	0.700	0.724	0.744	0.762	0.778	0.791

IPE 450		Longitud de la viga (m)											
Soportes	$S_{j,mi}$ kNm/rad	1.0 m	1.5 m	2.0 m	2.5 m	3.0 m	3.5 m	4.0 m	4.5 m	5.0 m	5.5 m	6.0 m	6.5 m
HEB 200	58761	0.217	0.293	0.356	0.409	0.453	0.492	0.525	0.554	0.580	0.603	0.624	0.642
HEB 220	62421	0.227	0.306	0.370	0.423	0.468	0.507	0.540	0.569	0.595	0.618	0.638	0.656
HEB 240	71751	0.252	0.336	0.403	0.458	0.503	0.542	0.575	0.603	0.628	0.650	0.669	0.687
HEB 260	77422	0.267	0.353	0.421	0.477	0.522	0.560	0.593	0.621	0.646	0.667	0.686	0.703
HEB 280	80336	0.274	0.362	0.430	0.486	0.531	0.569	0.602	0.630	0.654	0.675	0.694	0.711
HEB 300	89734	0.297	0.388	0.458	0.513	0.559	0.596	0.628	0.655	0.679	0.699	0.717	0.733
HEB 320	93905	0.306	0.399	0.469	0.525	0.570	0.607	0.639	0.665	0.688	0.708	0.726	0.742
HEB 340	97326	0.314	0.407	0.478	0.534	0.579	0.616	0.647	0.673	0.696	0.716	0.733	0.749
HEB 360	100623	0.321	0.415	0.486	0.542	0.587	0.624	0.654	0.681	0.703	0.722	0.740	0.755
HEB 400	105761	0.332	0.427	0.499	0.554	0.599	0.635	0.666	0.691	0.713	0.732	0.749	0.764
HEB 450	106766	0.334	0.430	0.501	0.557	0.601	0.637	0.668	0.693	0.715	0.734	0.751	0.766
HEB 500	107465	0.336	0.431	0.503	0.558	0.603	0.639	0.669	0.695	0.717	0.735	0.752	0.767
HEB 550	106451	0.334	0.429	0.500	0.556	0.600	0.637	0.667	0.693	0.715	0.734	0.750	0.765
HEB 600	105382	0.331	0.426	0.498	0.553	0.598	0.634	0.665	0.690	0.713	0.732	0.748	0.763

Longitud de la viga (m)														IPE 400	
7.0 m	7.5 m	8.0 m	8.5 m	9.0 m	9.5 m	10.0 m	10.5 m	11.0 m	11.5 m	12.0 m	12.5 m	13.0 m	13.5 m	Soportes	
0.672	0.687	0.700	0.713	0.724	0.735	0.745	0.754	0.763	0.771	0.778	0.785	0.792	0.798	HEB 180	
0.706	0.720	0.733	0.745	0.756	0.765	0.774	0.783	0.791	0.798	0.805	0.811	0.817	0.823	HEB 200	
0.718	0.731	0.744	0.755	0.766	0.775	0.784	0.792	0.800	0.807	0.813	0.819	0.825	0.831	HEB 220	
0.744	0.757	0.769	0.780	0.789	0.798	0.806	0.814	0.821	0.827	0.833	0.839	0.844	0.849	HEB 240	
0.758	0.771	0.782	0.792	0.801	0.810	0.817	0.825	0.831	0.837	0.843	0.848	0.853	0.858	HEB 260	
0.764	0.776	0.787	0.797	0.806	0.815	0.822	0.829	0.836	0.842	0.847	0.853	0.857	0.862	HEB 280	
0.784	0.795	0.805	0.815	0.823	0.831	0.838	0.844	0.850	0.856	0.861	0.866	0.871	0.875	HEB 300	
0.790	0.801	0.812	0.821	0.829	0.836	0.843	0.850	0.856	0.861	0.866	0.871	0.875	0.879	HEB 320	
0.795	0.806	0.816	0.825	0.833	0.841	0.847	0.854	0.859	0.865	0.869	0.874	0.878	0.882	HEB 340	
0.800	0.811	0.820	0.829	0.837	0.844	0.851	0.857	0.863	0.868	0.873	0.877	0.881	0.885	HEB 360	
0.807	0.817	0.827	0.835	0.843	0.850	0.856	0.862	0.868	0.873	0.877	0.882	0.886	0.890	HEB 400	
0.807	0.818	0.827	0.836	0.843	0.850	0.857	0.863	0.868	0.873	0.878	0.882	0.886	0.890	HEB 450	
0.808	0.818	0.827	0.836	0.844	0.851	0.857	0.863	0.868	0.873	0.878	0.882	0.886	0.890	HEB 500	
0.805	0.816	0.825	0.834	0.842	0.849	0.855	0.861	0.867	0.872	0.876	0.881	0.885	0.889	HEB 550	
0.803	0.814	0.823	0.832	0.840	0.847	0.854	0.860	0.865	0.870	0.875	0.879	0.883	0.887	HEB 600	

Longitud de la viga (m)														IPE 450	
7.0 m	7.5 m	8.0 m	8.5 m	9.0 m	9.5 m	10.0 m	10.5 m	11.0 m	11.5 m	12.0 m	12.5 m	13.0 m	13.5 m	Soportes	
0.659	0.675	0.689	0.701	0.713	0.724	0.734	0.744	0.753	0.761	0.768	0.776	0.782	0.789	HEB 200	
0.673	0.688	0.701	0.714	0.725	0.736	0.746	0.755	0.764	0.772	0.779	0.786	0.792	0.799	HEB 220	
0.703	0.717	0.730	0.742	0.752	0.762	0.771	0.780	0.788	0.795	0.802	0.808	0.814	0.820	HEB 240	
0.718	0.732	0.744	0.756	0.766	0.776	0.785	0.793	0.800	0.807	0.814	0.820	0.826	0.831	HEB 260	
0.726	0.739	0.751	0.763	0.773	0.782	0.791	0.799	0.806	0.813	0.819	0.825	0.831	0.836	HEB 280	
0.747	0.760	0.772	0.782	0.792	0.800	0.808	0.816	0.823	0.829	0.835	0.841	0.846	0.851	HEB 300	
0.756	0.768	0.779	0.790	0.799	0.808	0.815	0.823	0.829	0.836	0.841	0.847	0.852	0.856	HEB 320	
0.762	0.774	0.786	0.796	0.805	0.813	0.821	0.828	0.834	0.840	0.846	0.851	0.856	0.861	HEB 340	
0.768	0.780	0.791	0.801	0.810	0.818	0.826	0.833	0.839	0.845	0.850	0.855	0.860	0.865	HEB 360	
0.777	0.789	0.799	0.809	0.817	0.825	0.833	0.839	0.846	0.851	0.857	0.861	0.866	0.870	HEB 400	
0.779	0.790	0.801	0.810	0.819	0.827	0.834	0.841	0.847	0.852	0.858	0.863	0.867	0.871	HEB 450	
0.780	0.791	0.802	0.811	0.820	0.828	0.835	0.841	0.848	0.853	0.858	0.863	0.868	0.872	HEB 500	
0.778	0.790	0.800	0.810	0.818	0.826	0.834	0.840	0.846	0.852	0.857	0.862	0.867	0.871	HEB 550	
0.776	0.788	0.799	0.808	0.817	0.825	0.832	0.839	0.845	0.851	0.856	0.861	0.866	0.870	HEB 600	

Longitud de la viga (m)													HEB 400
14.0 m	14.5 m	15.0 m	15.5 m	16.0 m	16.5 m	17.0 m	17.5 m	18.0 m	18.5 m	19.0 m	19.5 m	20.0 m	Soportes
0.804	0.809	0.814	0.819	0.824	0.828	0.832	0.836	0.840	0.844	0.847	0.851	0.854	HEB 180
0.828	0.833	0.837	0.842	0.846	0.850	0.854	0.857	0.861	0.864	0.867	0.870	0.873	HEB 200
0.836	0.840	0.845	0.849	0.853	0.857	0.861	0.864	0.867	0.870	0.873	0.876	0.879	HEB 220
0.854	0.858	0.862	0.866	0.869	0.873	0.876	0.879	0.882	0.885	0.888	0.890	0.893	HEB 240
0.862	0.867	0.870	0.874	0.877	0.881	0.884	0.887	0.890	0.892	0.895	0.897	0.900	HEB 260
0.866	0.870	0.874	0.878	0.881	0.884	0.887	0.890	0.893	0.895	0.898	0.900	0.902	HEB 280
0.879	0.882	0.886	0.889	0.892	0.895	0.898	0.900	0.903	0.905	0.908	0.910	0.912	HEB 300
0.883	0.886	0.890	0.893	0.896	0.899	0.901	0.904	0.906	0.909	0.911	0.913	0.915	HEB 320
0.886	0.889	0.893	0.896	0.899	0.902	0.904	0.907	0.909	0.911	0.913	0.915	0.917	HEB 340
0.889	0.892	0.895	0.898	0.901	0.904	0.907	0.909	0.911	0.913	0.916	0.918	0.919	HEB 360
0.893	0.896	0.899	0.902	0.905	0.908	0.910	0.913	0.915	0.917	0.919	0.921	0.923	HEB 400
0.893	0.897	0.900	0.903	0.905	0.908	0.911	0.913	0.915	0.917	0.919	0.921	0.923	HEB 450
0.894	0.897	0.900	0.903	0.906	0.908	0.911	0.913	0.915	0.917	0.919	0.921	0.923	HEB 500
0.892	0.895	0.899	0.902	0.904	0.907	0.909	0.912	0.914	0.916	0.918	0.920	0.922	HEB 550
0.891	0.894	0.897	0.900	0.903	0.906	0.908	0.911	0.913	0.915	0.917	0.919	0.921	HEB 600

Longitud de la viga (m)													HEB 450
14.0 m	14.5 m	15.0 m	15.5 m	16.0 m	16.5 m	17.0 m	17.5 m	18.0 m	18.5 m	19.0 m	19.5 m	20.0 m	Soportes
0.795	0.800	0.806	0.811	0.816	0.820	0.825	0.829	0.833	0.836	0.840	0.844	0.847	HEB 200
0.804	0.810	0.815	0.820	0.825	0.829	0.833	0.837	0.841	0.845	0.848	0.851	0.855	HEB 220
0.825	0.830	0.835	0.840	0.844	0.848	0.852	0.855	0.859	0.862	0.865	0.868	0.871	HEB 240
0.836	0.841	0.845	0.850	0.854	0.857	0.861	0.864	0.868	0.871	0.874	0.877	0.879	HEB 260
0.841	0.846	0.850	0.854	0.858	0.862	0.865	0.869	0.872	0.875	0.878	0.881	0.883	HEB 280
0.855	0.860	0.864	0.867	0.871	0.874	0.878	0.881	0.884	0.886	0.889	0.892	0.894	HEB 300
0.861	0.865	0.869	0.873	0.876	0.879	0.882	0.885	0.888	0.891	0.894	0.896	0.898	HEB 320
0.865	0.869	0.873	0.876	0.880	0.883	0.886	0.889	0.892	0.894	0.897	0.899	0.902	HEB 340
0.869	0.873	0.877	0.880	0.883	0.887	0.889	0.892	0.895	0.898	0.900	0.902	0.904	HEB 360
0.874	0.878	0.882	0.885	0.888	0.891	0.894	0.897	0.900	0.902	0.904	0.907	0.909	HEB 400
0.875	0.879	0.883	0.886	0.889	0.892	0.895	0.898	0.900	0.903	0.905	0.907	0.909	HEB 450
0.876	0.880	0.883	0.887	0.890	0.893	0.896	0.898	0.901	0.903	0.906	0.908	0.910	HEB 500
0.875	0.879	0.883	0.886	0.889	0.892	0.895	0.898	0.900	0.903	0.905	0.907	0.909	HEB 550
0.874	0.878	0.881	0.885	0.888	0.891	0.894	0.897	0.899	0.902	0.904	0.906	0.908	HEB 600

IPE 500		Longitud de la viga (m)											
Soportes	$S_{j,ini}$ KNm/rad	1.0 m	1.5 m	2.0 m	2.5 m	3.0 m	3.5 m	4.0 m	4.5 m	5.0 m	5.5 m	6.0 m	6.5 m
HEB 200	67626	0.182	0.250	0.308	0.358	0.401	0.438	0.471	0.501	0.527	0.551	0.572	0.591
HEB 220	72124	0.192	0.263	0.322	0.373	0.416	0.454	0.487	0.517	0.543	0.566	0.588	0.607
HEB 240	83097	0.215	0.291	0.354	0.406	0.451	0.489	0.523	0.552	0.578	0.601	0.621	0.640
HEB 260	89924	0.228	0.308	0.372	0.425	0.470	0.509	0.542	0.571	0.597	0.620	0.640	0.658
HEB 280	93629	0.236	0.316	0.381	0.435	0.481	0.519	0.552	0.581	0.607	0.629	0.649	0.667
HEB 300	104531	0.256	0.341	0.408	0.463	0.508	0.546	0.579	0.608	0.633	0.654	0.674	0.691
HEB 320	109642	0.265	0.351	0.419	0.474	0.520	0.558	0.591	0.619	0.644	0.665	0.684	0.701
HEB 340	113913	0.273	0.360	0.429	0.484	0.530	0.568	0.600	0.628	0.652	0.674	0.692	0.709
HEB 360	118322	0.280	0.369	0.438	0.493	0.539	0.577	0.609	0.637	0.661	0.682	0.700	0.717
HEB 400	125274	0.292	0.382	0.452	0.508	0.553	0.591	0.623	0.650	0.673	0.694	0.712	0.728
HEB 450	127168	0.295	0.386	0.456	0.511	0.557	0.594	0.626	0.653	0.677	0.697	0.715	0.731
HEB 500	128593	0.297	0.388	0.459	0.514	0.560	0.597	0.629	0.656	0.679	0.700	0.718	0.734
HEB 550	127942	0.296	0.387	0.457	0.513	0.558	0.596	0.628	0.655	0.678	0.699	0.717	0.733
HEB 600	127128	0.295	0.386	0.456	0.511	0.557	0.594	0.626	0.653	0.677	0.697	0.715	0.731

IPE 550		Longitud de la viga (m)											
Soportes	$S_{j,ini}$ KNm/rad	1.0 m	1.5 m	2.0 m	2.5 m	3.0 m	3.5 m	4.0 m	4.5 m	5.0 m	5.5 m	6.0 m	6.5 m
HEB 220	82195	0.163	0.226	0.280	0.327	0.368	0.405	0.437	0.467	0.493	0.517	0.538	0.558
HEB 240	94891	0.183	0.252	0.310	0.359	0.402	0.440	0.473	0.502	0.529	0.552	0.574	0.593
HEB 260	102741	0.195	0.267	0.327	0.378	0.422	0.460	0.493	0.522	0.549	0.572	0.593	0.612
HEB 280	107298	0.202	0.276	0.337	0.388	0.432	0.470	0.504	0.533	0.559	0.583	0.604	0.623
HEB 300	120258	0.221	0.299	0.363	0.416	0.460	0.499	0.532	0.561	0.587	0.610	0.631	0.649
HEB 320	126133	0.230	0.309	0.374	0.427	0.472	0.511	0.544	0.573	0.599	0.621	0.642	0.660
HEB 340	131342	0.237	0.318	0.383	0.437	0.482	0.521	0.554	0.583	0.608	0.631	0.651	0.669
HEB 360	136379	0.244	0.326	0.392	0.446	0.492	0.530	0.563	0.592	0.617	0.639	0.659	0.677
HEB 400	145332	0.256	0.340	0.407	0.462	0.508	0.546	0.579	0.607	0.632	0.654	0.673	0.691
HEB 450	148643	0.260	0.345	0.413	0.468	0.513	0.552	0.584	0.613	0.637	0.659	0.678	0.696
HEB 500	151358	0.264	0.349	0.417	0.472	0.518	0.556	0.589	0.617	0.642	0.663	0.682	0.699
HEB 550	151239	0.263	0.349	0.417	0.472	0.518	0.556	0.589	0.617	0.641	0.663	0.682	0.699
HEB 600	150822	0.263	0.349	0.416	0.471	0.517	0.555	0.588	0.616	0.641	0.662	0.682	0.699

Longitud de la viga (m)														IPE 500	
7.0 m	7.5 m	8.0 m	8.5 m	9.0 m	9.5 m	10.0 m	10.5 m	11.0 m	11.5 m	12.0 m	12.5 m	13.0 m	13.5 m	Soportes	
0.609	0.626	0.640	0.654	0.667	0.679	0.690	0.700	0.710	0.719	0.728	0.736	0.743	0.750	HEB 200	
0.624	0.640	0.655	0.669	0.681	0.693	0.704	0.714	0.723	0.732	0.740	0.748	0.755	0.762	HEB 220	
0.657	0.672	0.686	0.699	0.711	0.722	0.732	0.742	0.751	0.759	0.767	0.774	0.781	0.787	HEB 240	
0.675	0.690	0.703	0.716	0.727	0.738	0.748	0.757	0.765	0.773	0.780	0.787	0.794	0.800	HEB 260	
0.683	0.698	0.712	0.724	0.735	0.745	0.755	0.764	0.772	0.780	0.787	0.794	0.800	0.806	HEB 280	
0.707	0.721	0.734	0.745	0.756	0.766	0.775	0.783	0.791	0.798	0.805	0.811	0.817	0.823	HEB 300	
0.717	0.730	0.743	0.754	0.765	0.774	0.783	0.791	0.799	0.806	0.812	0.819	0.824	0.830	HEB 320	
0.724	0.738	0.750	0.761	0.771	0.781	0.790	0.798	0.805	0.812	0.818	0.824	0.830	0.835	HEB 340	
0.732	0.745	0.757	0.768	0.778	0.787	0.796	0.804	0.811	0.818	0.824	0.830	0.835	0.840	HEB 360	
0.743	0.756	0.767	0.778	0.788	0.797	0.805	0.812	0.819	0.826	0.832	0.838	0.843	0.848	HEB 400	
0.746	0.759	0.770	0.781	0.790	0.799	0.807	0.815	0.822	0.828	0.834	0.840	0.845	0.850	HEB 450	
0.748	0.761	0.772	0.783	0.792	0.801	0.809	0.816	0.823	0.830	0.836	0.841	0.846	0.851	HEB 500	
0.747	0.760	0.771	0.782	0.791	0.800	0.808	0.816	0.823	0.829	0.835	0.840	0.846	0.850	HEB 550	
0.746	0.758	0.770	0.781	0.790	0.799	0.807	0.815	0.822	0.828	0.834	0.840	0.845	0.850	HEB 600	

Longitud de la viga (m)														IPE 550	
7.0 m	7.5 m	8.0 m	8.5 m	9.0 m	9.5 m	10.0 m	10.5 m	11.0 m	11.5 m	12.0 m	12.5 m	13.0 m	13.5 m	Soportes	
0.576	0.593	0.609	0.623	0.636	0.649	0.660	0.671	0.681	0.691	0.700	0.708	0.716	0.724	HEB 220	
0.611	0.627	0.642	0.656	0.669	0.681	0.692	0.702	0.712	0.721	0.729	0.737	0.745	0.752	HEB 240	
0.630	0.646	0.660	0.674	0.686	0.698	0.708	0.718	0.728	0.736	0.745	0.752	0.760	0.766	HEB 260	
0.640	0.656	0.670	0.683	0.695	0.707	0.717	0.727	0.736	0.745	0.753	0.760	0.767	0.774	HEB 280	
0.666	0.681	0.695	0.707	0.719	0.730	0.740	0.749	0.758	0.766	0.773	0.780	0.787	0.793	HEB 300	
0.676	0.691	0.705	0.717	0.729	0.739	0.749	0.758	0.766	0.774	0.782	0.789	0.795	0.801	HEB 320	
0.685	0.700	0.713	0.725	0.737	0.747	0.756	0.765	0.774	0.781	0.788	0.795	0.802	0.807	HEB 340	
0.693	0.708	0.721	0.733	0.744	0.754	0.763	0.772	0.780	0.788	0.795	0.801	0.807	0.813	HEB 360	
0.706	0.720	0.733	0.745	0.756	0.766	0.775	0.783	0.791	0.798	0.805	0.811	0.817	0.823	HEB 400	
0.711	0.725	0.738	0.749	0.760	0.770	0.779	0.787	0.795	0.802	0.808	0.815	0.820	0.826	HEB 450	
0.715	0.729	0.741	0.753	0.763	0.773	0.782	0.790	0.797	0.805	0.811	0.817	0.823	0.829	HEB 500	
0.715	0.728	0.741	0.752	0.763	0.773	0.781	0.790	0.797	0.804	0.811	0.817	0.823	0.828	HEB 550	
0.714	0.728	0.740	0.752	0.762	0.772	0.781	0.789	0.797	0.804	0.811	0.817	0.823	0.828	HEB 600	

Longitud de la viga (m)													IPE 500
14.0 m	14.5 m	15.0 m	15.5 m	16.0 m	16.5 m	17.0 m	17.5 m	18.0 m	18.5 m	19.0 m	19.5 m	20.0 m	Soportes
0.757	0.764	0.770	0.775	0.781	0.786	0.791	0.796	0.800	0.805	0.809	0.813	0.817	HEB 200
0.769	0.775	0.781	0.786	0.792	0.797	0.801	0.806	0.810	0.815	0.819	0.822	0.826	HEB 220
0.793	0.799	0.804	0.809	0.814	0.819	0.823	0.827	0.831	0.835	0.839	0.842	0.846	HEB 240
0.806	0.811	0.816	0.821	0.826	0.830	0.834	0.838	0.842	0.846	0.849	0.852	0.856	HEB 260
0.812	0.817	0.822	0.827	0.831	0.836	0.840	0.844	0.847	0.851	0.854	0.857	0.860	HEB 280
0.828	0.833	0.838	0.842	0.846	0.850	0.854	0.858	0.861	0.864	0.867	0.870	0.873	HEB 300
0.835	0.840	0.844	0.848	0.852	0.856	0.860	0.863	0.867	0.870	0.873	0.876	0.878	HEB 320
0.840	0.845	0.849	0.853	0.857	0.861	0.864	0.868	0.871	0.874	0.877	0.880	0.882	HEB 340
0.845	0.850	0.854	0.858	0.862	0.865	0.869	0.872	0.875	0.878	0.881	0.884	0.886	HEB 360
0.852	0.857	0.861	0.865	0.868	0.872	0.875	0.878	0.881	0.884	0.887	0.889	0.892	HEB 400
0.854	0.859	0.863	0.867	0.870	0.874	0.877	0.880	0.883	0.886	0.888	0.891	0.893	HEB 450
0.856	0.860	0.864	0.868	0.871	0.875	0.878	0.881	0.884	0.887	0.889	0.892	0.894	HEB 500
0.855	0.859	0.863	0.867	0.871	0.874	0.877	0.881	0.884	0.886	0.889	0.891	0.894	HEB 550
0.854	0.859	0.863	0.866	0.870	0.874	0.877	0.880	0.883	0.886	0.888	0.891	0.893	HEB 600

Longitud de la viga (m)													IPE 550
14.0 m	14.5 m	15.0 m	15.5 m	16.0 m	16.5 m	17.0 m	17.5 m	18.0 m	18.5 m	19.0 m	19.5 m	20.0 m	Soportes
0.731	0.738	0.745	0.751	0.757	0.762	0.768	0.773	0.778	0.782	0.787	0.791	0.795	HEB 220
0.759	0.765	0.771	0.777	0.782	0.787	0.792	0.797	0.802	0.806	0.810	0.814	0.818	HEB 240
0.773	0.779	0.785	0.790	0.795	0.800	0.805	0.810	0.814	0.818	0.822	0.826	0.829	HEB 260
0.780	0.786	0.792	0.797	0.802	0.807	0.812	0.816	0.820	0.824	0.828	0.832	0.835	HEB 280
0.799	0.805	0.810	0.815	0.820	0.824	0.829	0.833	0.837	0.840	0.844	0.847	0.850	HEB 300
0.807	0.812	0.817	0.822	0.827	0.831	0.835	0.839	0.843	0.847	0.850	0.853	0.856	HEB 320
0.813	0.818	0.823	0.828	0.832	0.837	0.841	0.845	0.848	0.852	0.855	0.858	0.861	HEB 340
0.819	0.824	0.829	0.833	0.838	0.842	0.846	0.849	0.853	0.856	0.860	0.863	0.866	HEB 360
0.828	0.833	0.838	0.842	0.846	0.850	0.854	0.857	0.861	0.864	0.867	0.870	0.873	HEB 400
0.831	0.836	0.841	0.845	0.849	0.853	0.857	0.860	0.864	0.867	0.870	0.873	0.875	HEB 450
0.834	0.838	0.843	0.847	0.851	0.855	0.859	0.862	0.866	0.869	0.872	0.875	0.877	HEB 500
0.834	0.838	0.843	0.847	0.851	0.855	0.859	0.862	0.866	0.869	0.872	0.875	0.877	HEB 550
0.833	0.838	0.843	0.847	0.851	0.855	0.858	0.862	0.865	0.868	0.871	0.874	0.877	HEB 600

IPE 600		Longitud de la viga (m)											
Soportes	$S_{j,ini}$ KNm/rad	1.0 m	1.5 m	2.0 m	2.5 m	3.0 m	3.5 m	4.0 m	4.5 m	5.0 m	5.5 m	6.0 m	6.5 m
HEB 220	92558	0.138	0.193	0.242	0.285	0.324	0.358	0.390	0.418	0.444	0.467	0.489	0.509
HEB 240	106837	0.156	0.216	0.269	0.315	0.356	0.392	0.424	0.453	0.479	0.503	0.525	0.545
HEB 260	115956	0.167	0.231	0.286	0.333	0.375	0.412	0.444	0.474	0.500	0.524	0.545	0.565
HEB 280	121447	0.173	0.239	0.295	0.344	0.386	0.423	0.456	0.485	0.511	0.535	0.557	0.576
HEB 300	136029	0.190	0.260	0.319	0.370	0.413	0.451	0.484	0.513	0.540	0.563	0.585	0.604
HEB 320	142963	0.198	0.270	0.330	0.381	0.425	0.463	0.496	0.526	0.552	0.575	0.597	0.616
HEB 340	148855	0.204	0.278	0.339	0.391	0.435	0.473	0.507	0.536	0.562	0.585	0.606	0.625
HEB 360	154848	0.211	0.286	0.348	0.400	0.445	0.483	0.516	0.546	0.572	0.595	0.616	0.634
HEB 400	165609	0.222	0.300	0.363	0.416	0.461	0.500	0.533	0.562	0.588	0.611	0.631	0.650
HEB 450	170119	0.227	0.305	0.370	0.423	0.468	0.507	0.540	0.569	0.595	0.617	0.638	0.656
HEB 500	173871	0.231	0.310	0.375	0.428	0.473	0.512	0.545	0.574	0.600	0.622	0.643	0.661
HEB 550	174835	0.232	0.311	0.376	0.430	0.475	0.513	0.547	0.576	0.601	0.624	0.644	0.662
HEB 600	175406	0.232	0.312	0.377	0.430	0.476	0.514	0.547	0.576	0.602	0.624	0.645	0.663

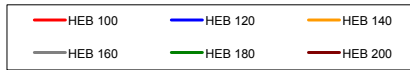
Longitud de la viga (m)														IPE 600	
7.0 m	7.5 m	8.0 m	8.5 m	9.0 m	9.5 m	10.0 m	10.5 m	11.0 m	11.5 m	12.0 m	12.5 m	13.0 m	13.5 m	Soportes	
0.528	0.545	0.561	0.576	0.589	0.603	0.615	0.626	0.637	0.647	0.657	0.666	0.675	0.683	HEB 220	
0.563	0.580	0.596	0.610	0.624	0.636	0.648	0.659	0.670	0.679	0.688	0.697	0.705	0.713	HEB 240	
0.583	0.600	0.615	0.629	0.643	0.655	0.667	0.677	0.687	0.697	0.706	0.714	0.722	0.730	HEB 260	
0.594	0.611	0.626	0.640	0.653	0.665	0.677	0.687	0.697	0.707	0.715	0.724	0.731	0.739	HEB 280	
0.621	0.638	0.652	0.666	0.678	0.690	0.701	0.711	0.721	0.729	0.738	0.746	0.753	0.760	HEB 300	
0.633	0.649	0.663	0.677	0.689	0.701	0.711	0.721	0.731	0.739	0.747	0.755	0.762	0.769	HEB 320	
0.642	0.658	0.672	0.686	0.698	0.709	0.720	0.729	0.738	0.747	0.755	0.762	0.769	0.776	HEB 340	
0.651	0.667	0.681	0.694	0.706	0.717	0.727	0.737	0.746	0.754	0.762	0.769	0.776	0.783	HEB 360	
0.666	0.682	0.695	0.708	0.720	0.731	0.741	0.750	0.758	0.767	0.774	0.781	0.788	0.794	HEB 400	
0.672	0.687	0.701	0.714	0.725	0.736	0.746	0.755	0.763	0.771	0.779	0.786	0.792	0.798	HEB 450	
0.677	0.692	0.706	0.718	0.730	0.740	0.750	0.759	0.767	0.775	0.782	0.789	0.796	0.802	HEB 500	
0.678	0.693	0.707	0.719	0.731	0.741	0.751	0.760	0.768	0.776	0.783	0.790	0.797	0.803	HEB 550	
0.679	0.694	0.708	0.720	0.731	0.742	0.751	0.760	0.769	0.777	0.784	0.791	0.797	0.803	HEB 600	

Longitud de la viga (m)													IPE 600
14.0 m	14.5 m	15.0 m	15.5 m	16.0 m	16.5 m	17.0 m	17.5 m	18.0 m	18.5 m	19.0 m	19.5 m	20.0 m	Soportes
0.691	0.698	0.705	0.712	0.719	0.725	0.731	0.736	0.742	0.747	0.752	0.757	0.609	HEB 220
0.721	0.728	0.734	0.741	0.747	0.752	0.758	0.763	0.768	0.773	0.778	0.782	0.642	HEB 240
0.737	0.743	0.750	0.756	0.762	0.767	0.773	0.778	0.783	0.787	0.792	0.796	0.661	HEB 260
0.746	0.752	0.758	0.764	0.770	0.775	0.781	0.786	0.790	0.795	0.799	0.803	0.671	HEB 280
0.767	0.773	0.779	0.784	0.790	0.795	0.799	0.804	0.808	0.813	0.817	0.821	0.696	HEB 300
0.775	0.781	0.787	0.793	0.798	0.803	0.807	0.812	0.816	0.820	0.824	0.828	0.706	HEB 320
0.782	0.788	0.794	0.799	0.804	0.809	0.814	0.818	0.822	0.826	0.830	0.833	0.714	HEB 340
0.789	0.795	0.800	0.805	0.810	0.815	0.819	0.824	0.828	0.832	0.835	0.839	0.722	HEB 360
0.800	0.805	0.811	0.816	0.820	0.825	0.829	0.833	0.837	0.841	0.844	0.848	0.736	HEB 400
0.804	0.810	0.815	0.820	0.824	0.829	0.833	0.837	0.841	0.844	0.848	0.851	0.741	HEB 450
0.808	0.813	0.818	0.823	0.827	0.832	0.836	0.840	0.844	0.847	0.851	0.854	0.745	HEB 500
0.808	0.814	0.819	0.824	0.828	0.833	0.837	0.841	0.844	0.848	0.851	0.855	0.746	HEB 550
0.809	0.814	0.819	0.824	0.829	0.833	0.837	0.841	0.845	0.848	0.852	0.855	0.747	HEB 600

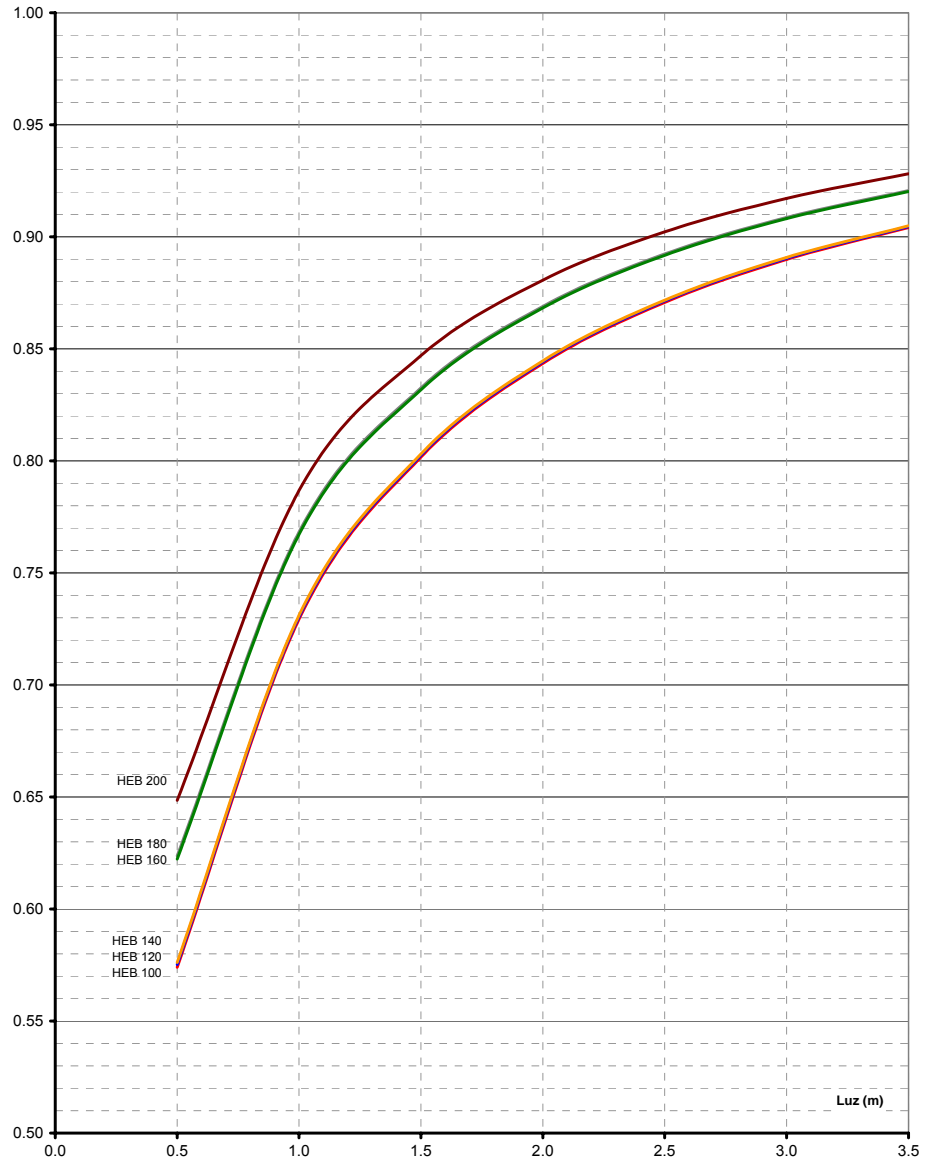
Diagramas para determinar
el grado de rigidez
según la expresión

$$r = \frac{1}{1 + \frac{3 \cdot EI}{(S_{j,ini} / 2) \cdot L}}$$

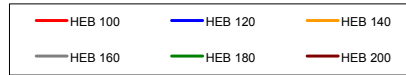
$$r = \frac{1}{1 + \frac{3 \cdot EI}{(S_{j,ini} / 2) \cdot L}}$$



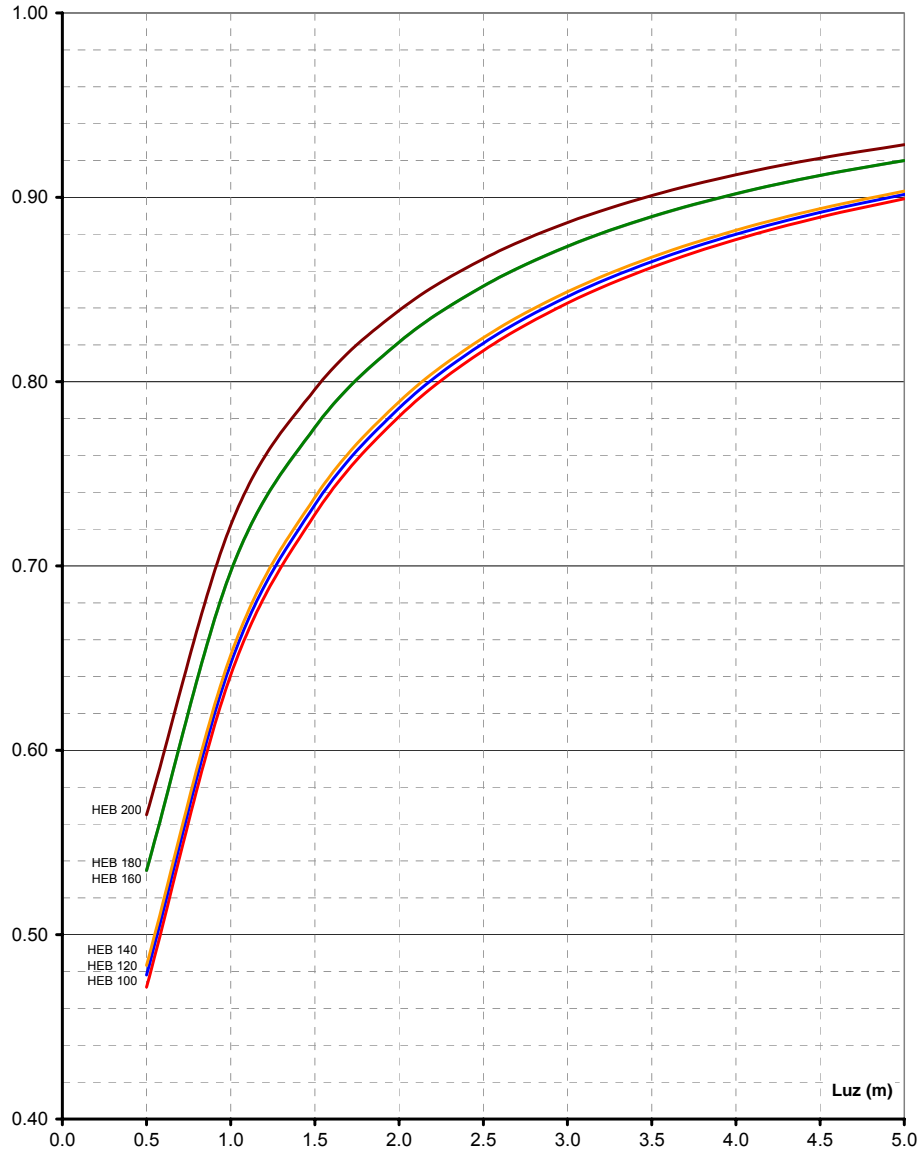
IPE 80
S 275



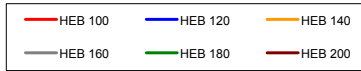
$$r = \frac{1}{1 + \frac{3 \cdot EI}{(S_{j,ini} / 2) \cdot L}}$$



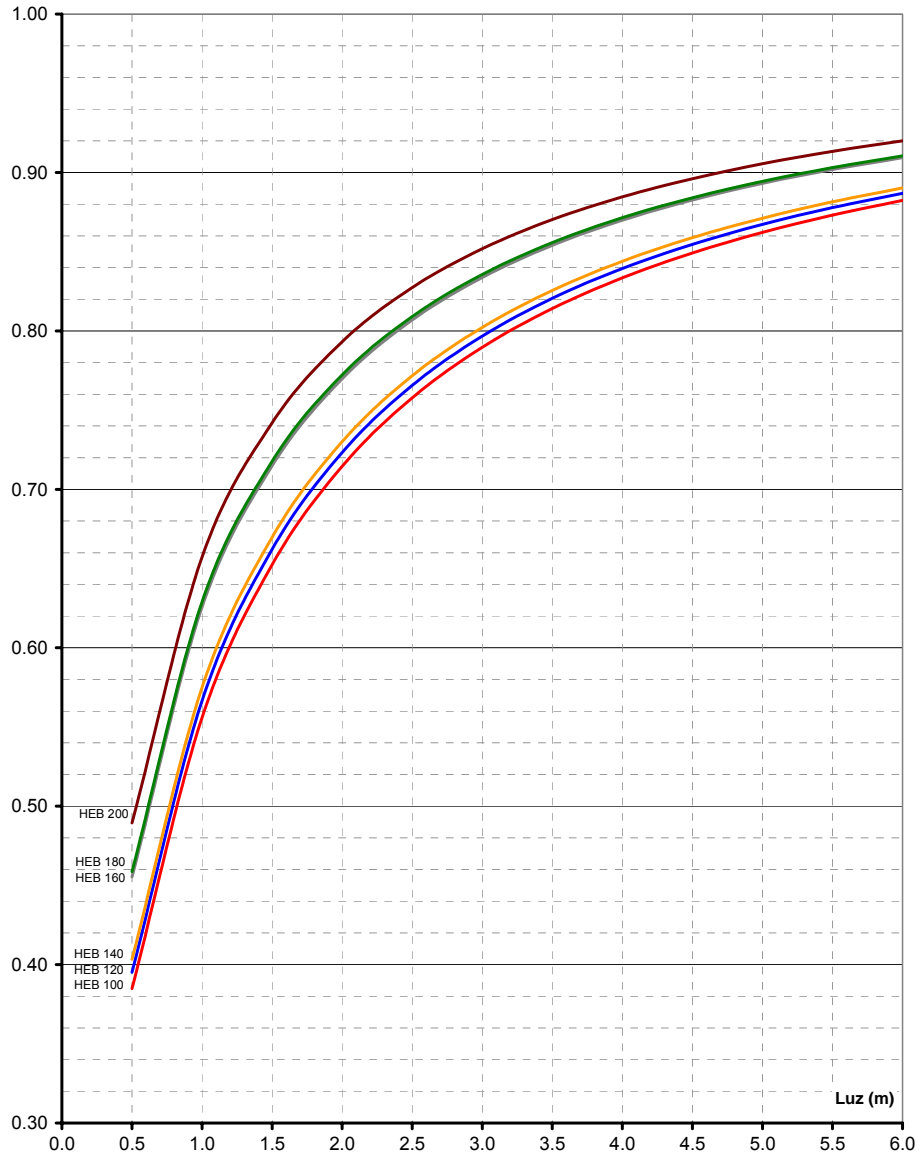
IPE 100
S 275



$$r = \frac{1}{1 + \frac{3 \cdot EI}{(S_{j,ini} / 2) \cdot L}}$$



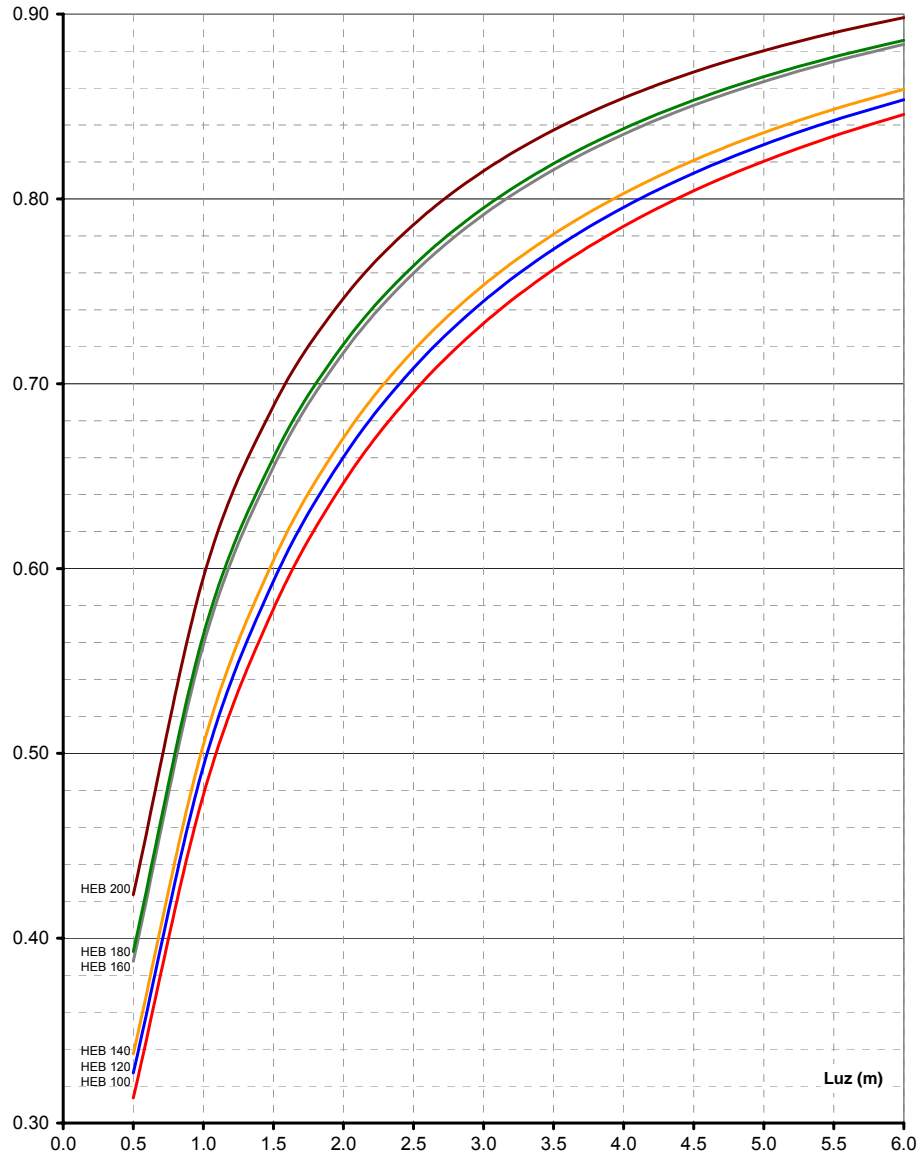
IPE 120
S 275



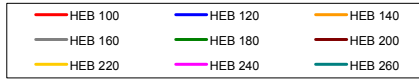
$$r = \frac{1}{1 + \frac{3 \cdot EI}{(S_{j,ini} / 2) \cdot L}}$$



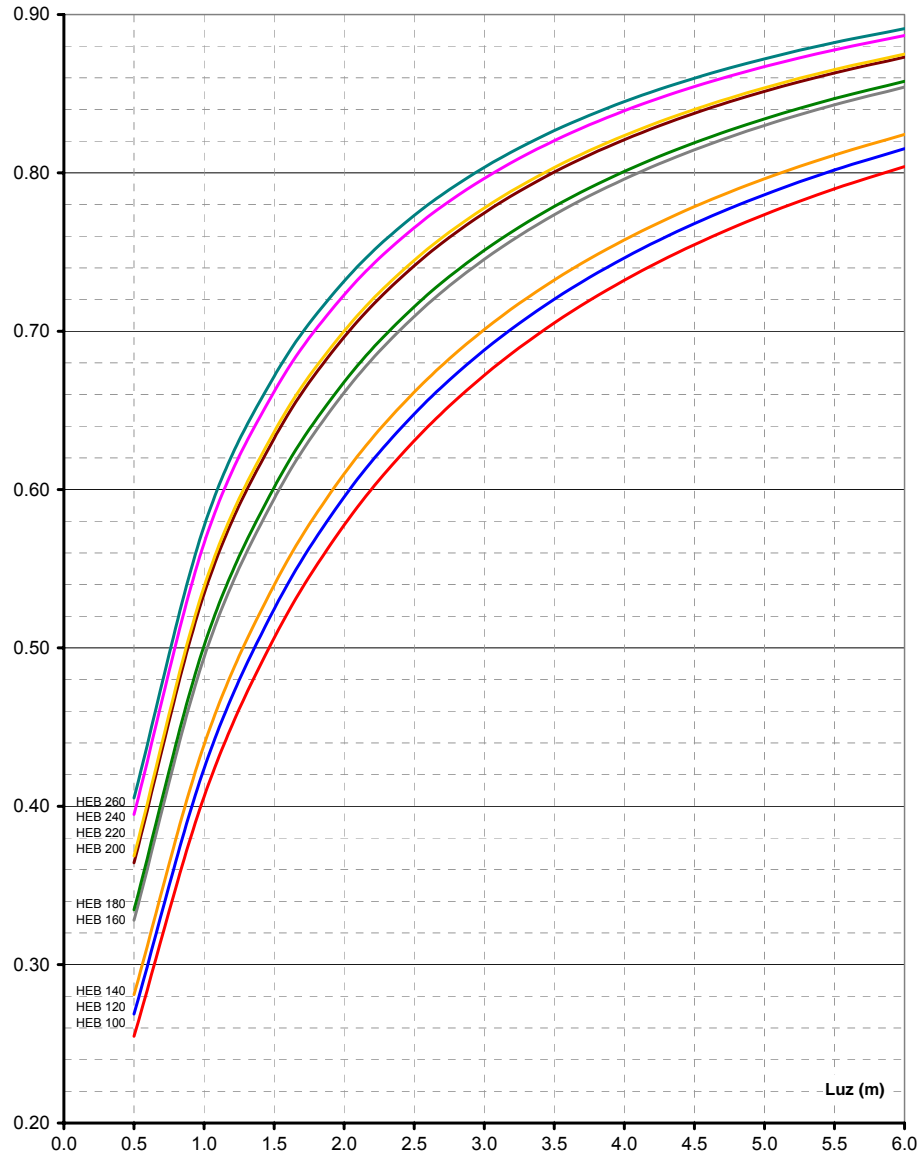
IPE 140
S 275



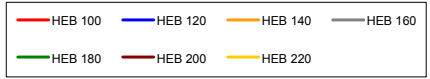
$$r = \frac{1}{1 + \frac{3 \cdot EI}{(S_{j,ini} / 2) \cdot L}}$$



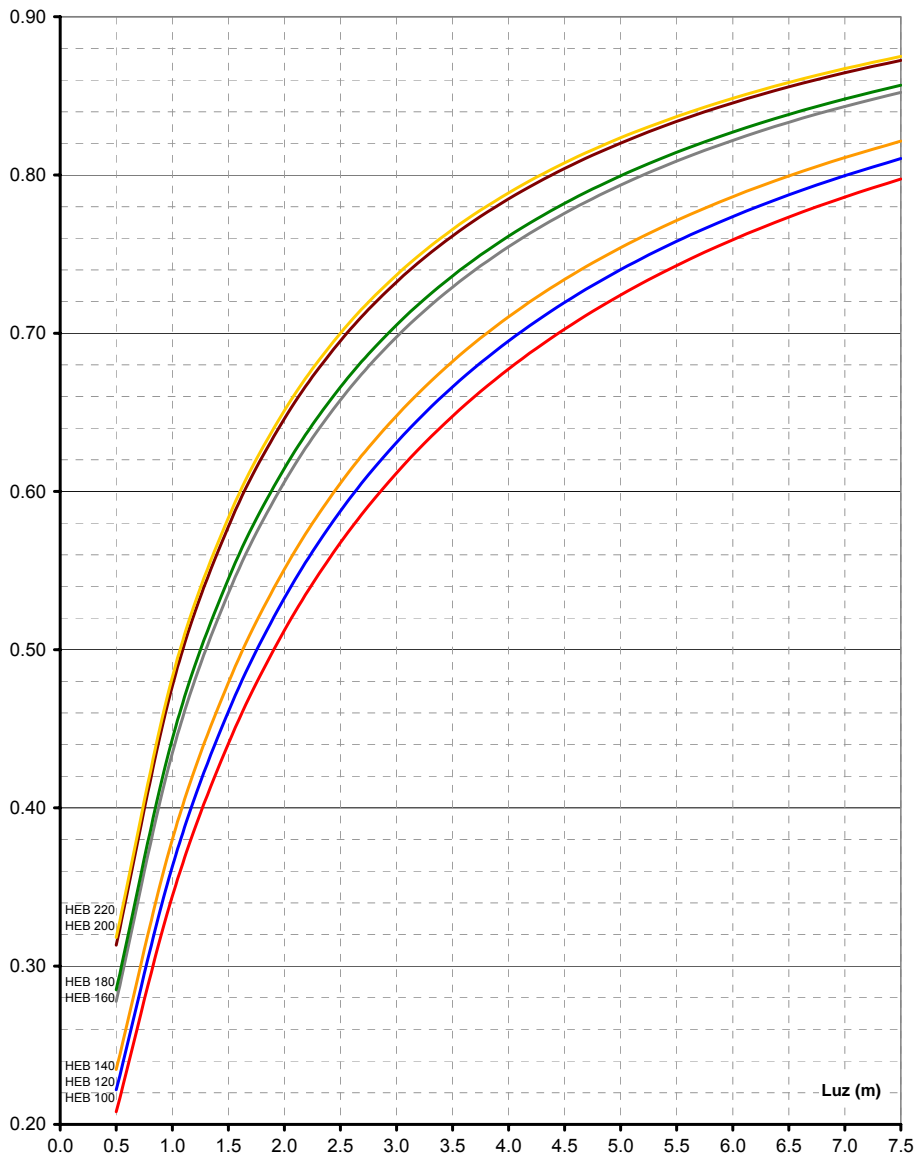
IPE 160
S 275



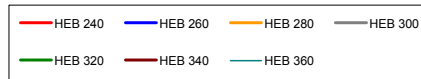
$$r = \frac{1}{1 + \frac{3 \cdot EI}{(S_{j,ini} / 2) \cdot L}}$$



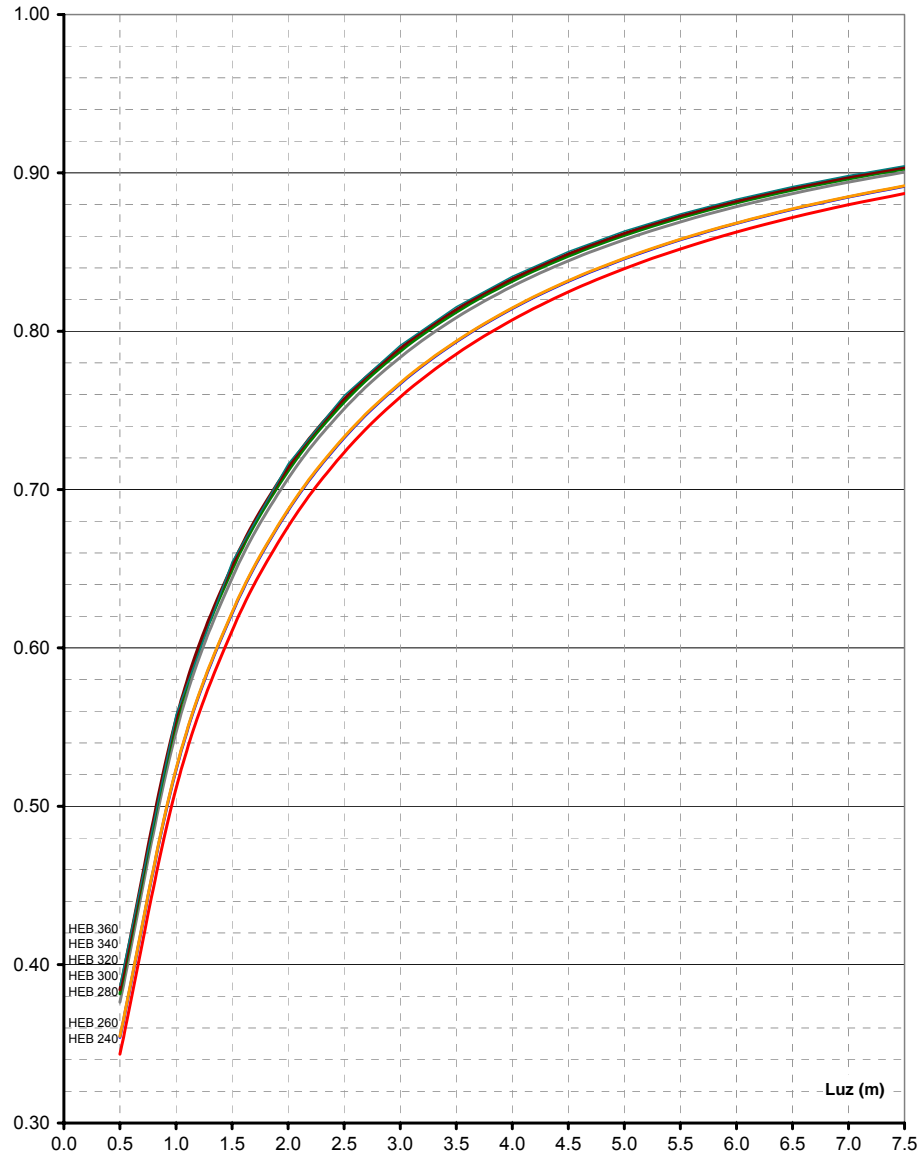
IPE 180
S 275



$$r = \frac{1}{1 + \frac{3 \cdot EI}{(S_{j,ini} / 2) \cdot L}}$$



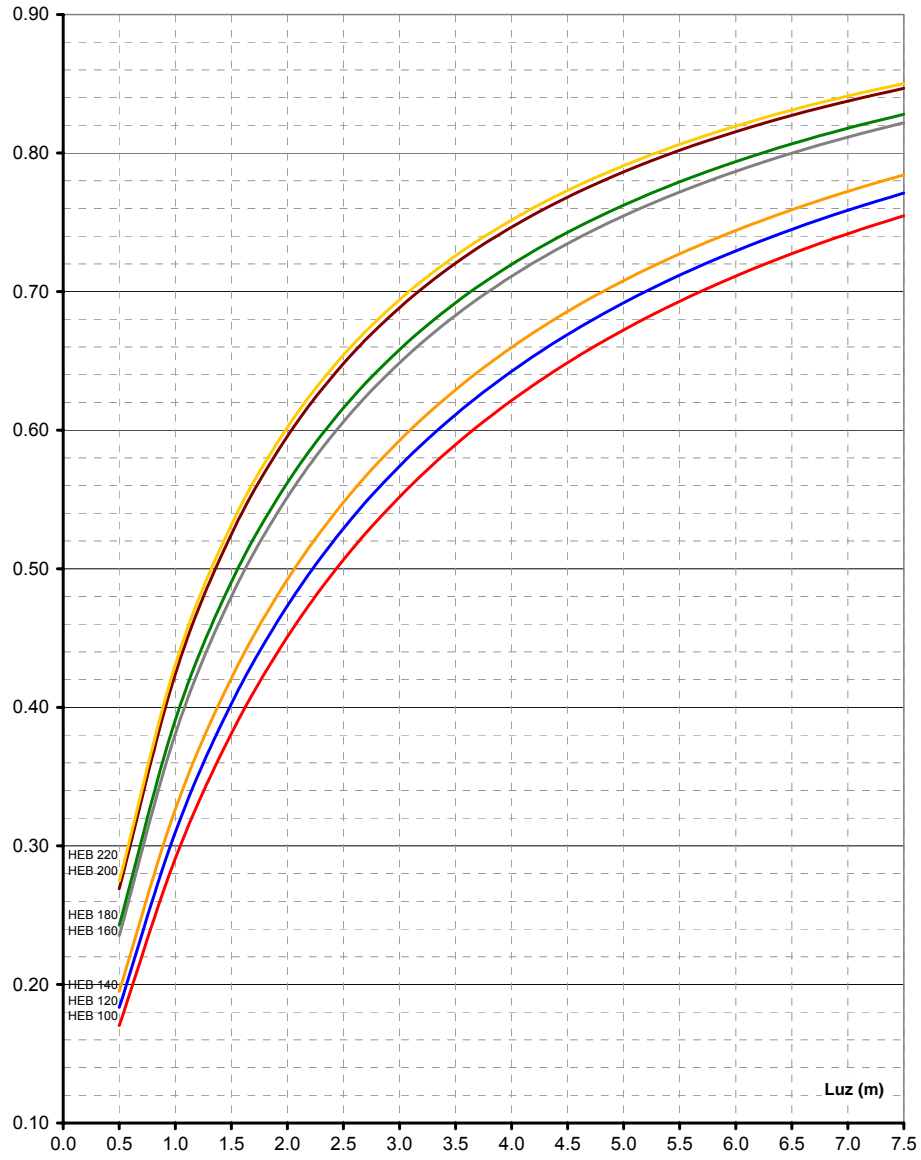
IPE 180
S 275



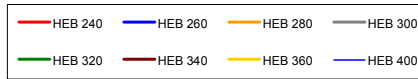
$$r = \frac{1}{1 + \frac{3 \cdot EI}{(S_{j,ini} / 2) \cdot L}}$$



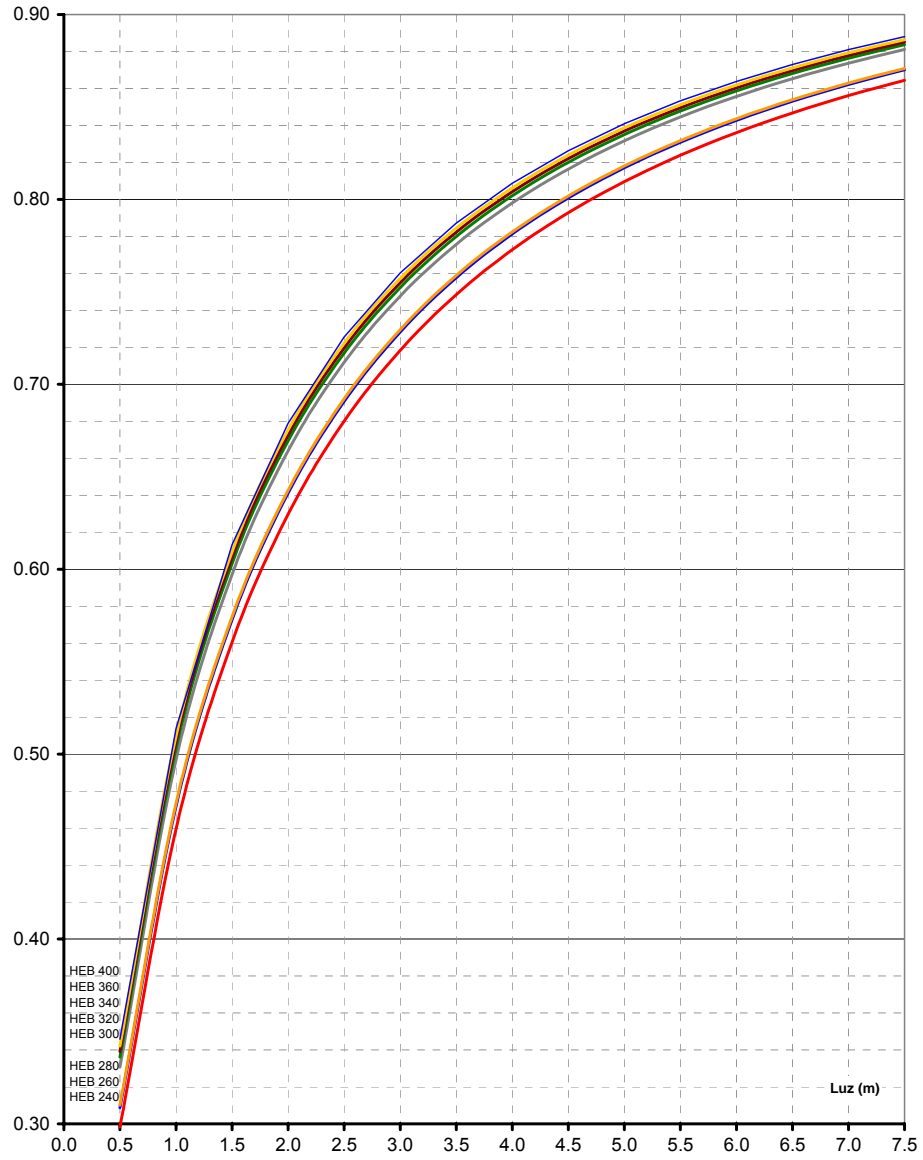
IPE 200
S 275



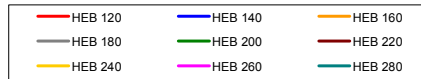
$$r = \frac{1}{1 + \frac{3 \cdot EI}{(S_{j,ini} / 2) \cdot L}}$$



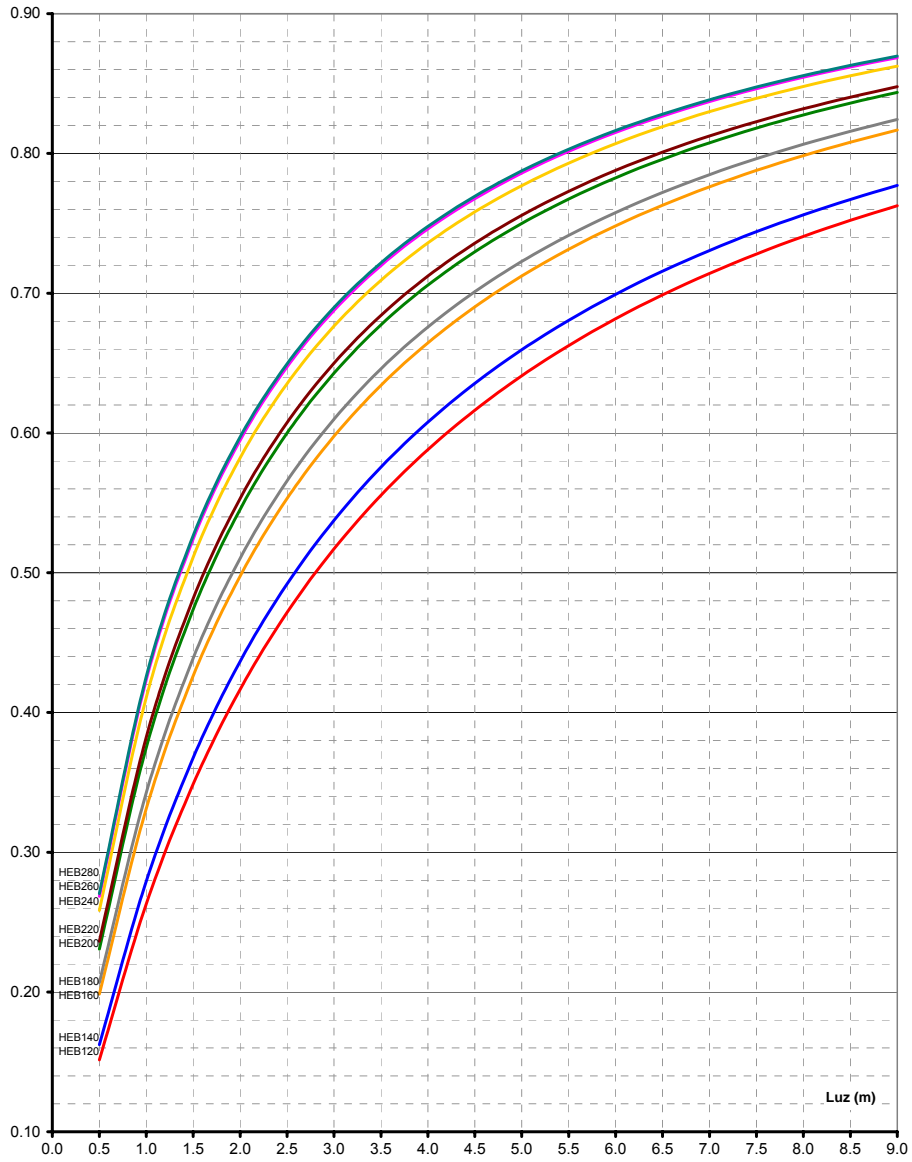
IPE 200
S 275



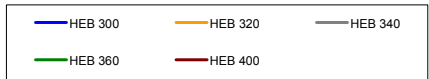
$$r = \frac{1}{1 + \frac{3 \cdot EI}{(S_{j,ini} / 2) \cdot L}}$$



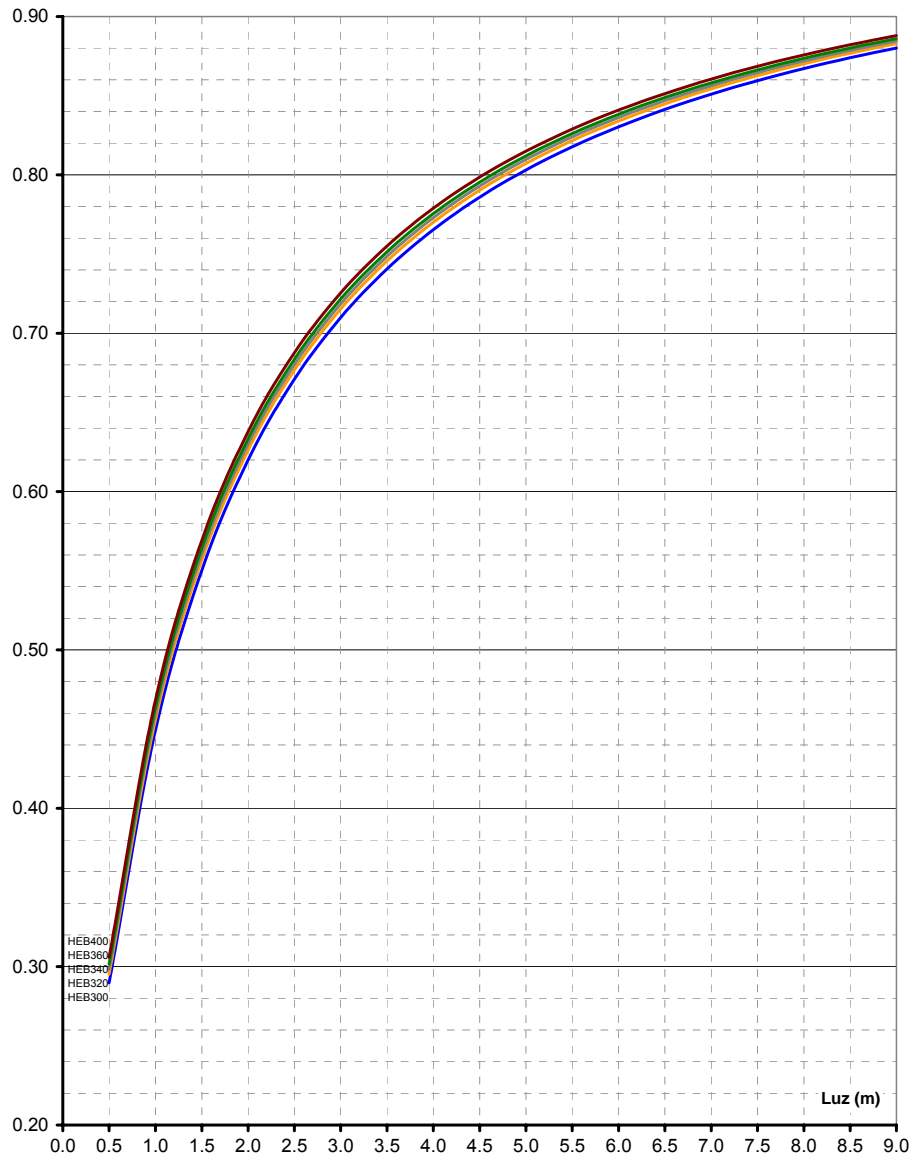
IPE 220
S 275



$$r = \frac{1}{1 + \frac{3 \cdot EI}{(S_{j,ini} / 2) \cdot L}}$$



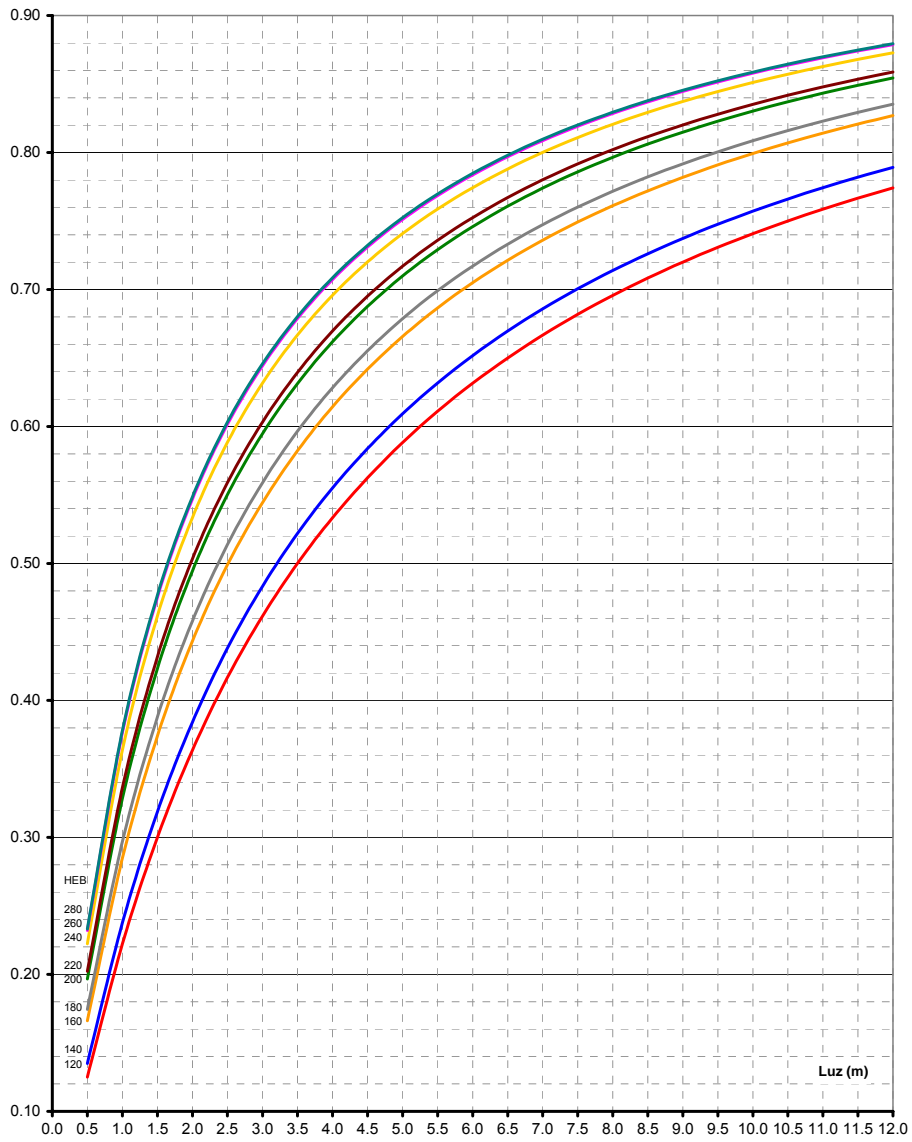
IPE 220
S 275



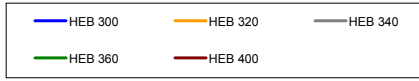
$$r = \frac{1}{1 + \frac{3 \cdot EI}{(S_{j,ini} / 2) \cdot L}}$$

HEB 120	HEB 140	HEB 160
HEB 180	HEB 200	HEB 220
HEB 240	HEB 260	HEB 280

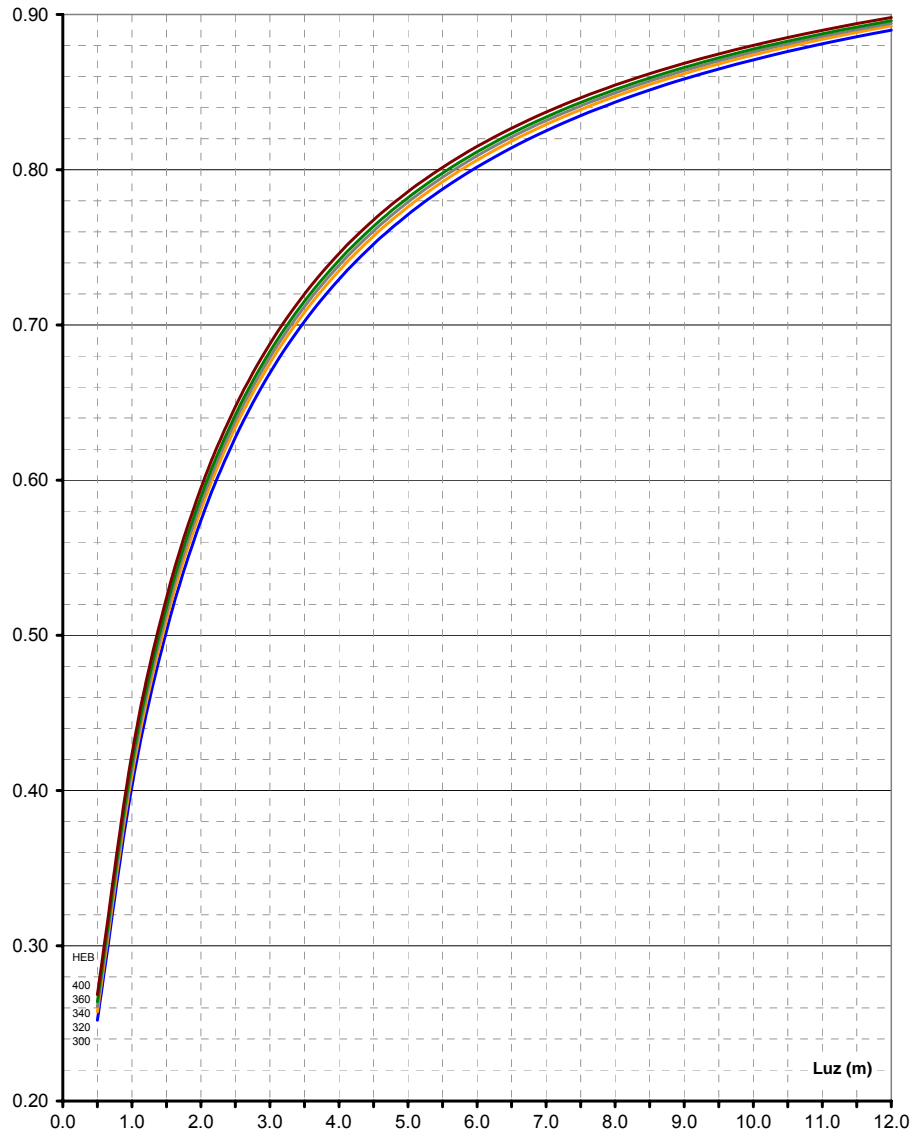
IPE 240
S 275



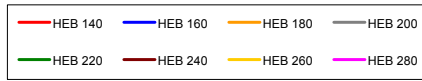
$$r = \frac{1}{1 + \frac{3 \cdot EI}{(S_{j,ini} / 2) \cdot L}}$$



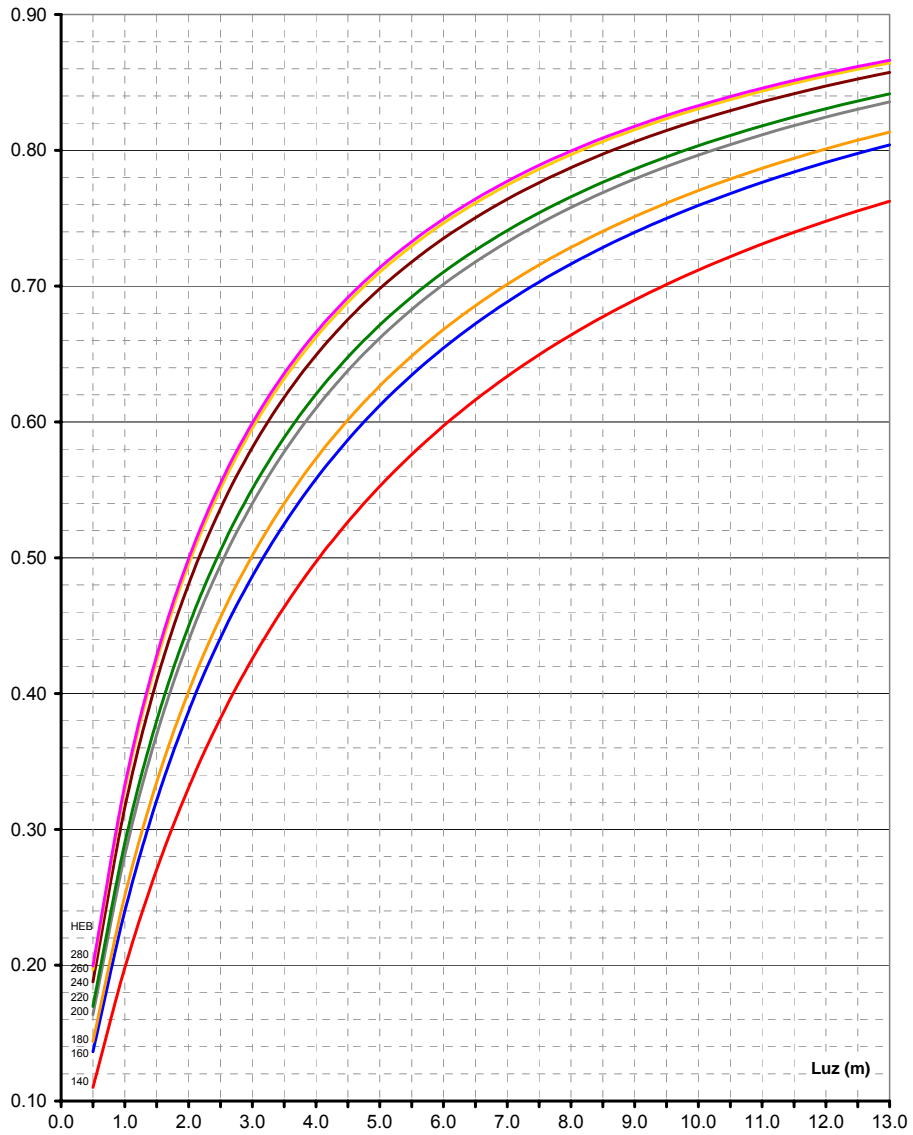
IPE 240
S 275



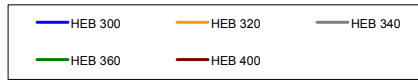
$$r = \frac{1}{1 + \frac{3 \cdot EI}{(S_{j,ini} / 2) \cdot L}}$$



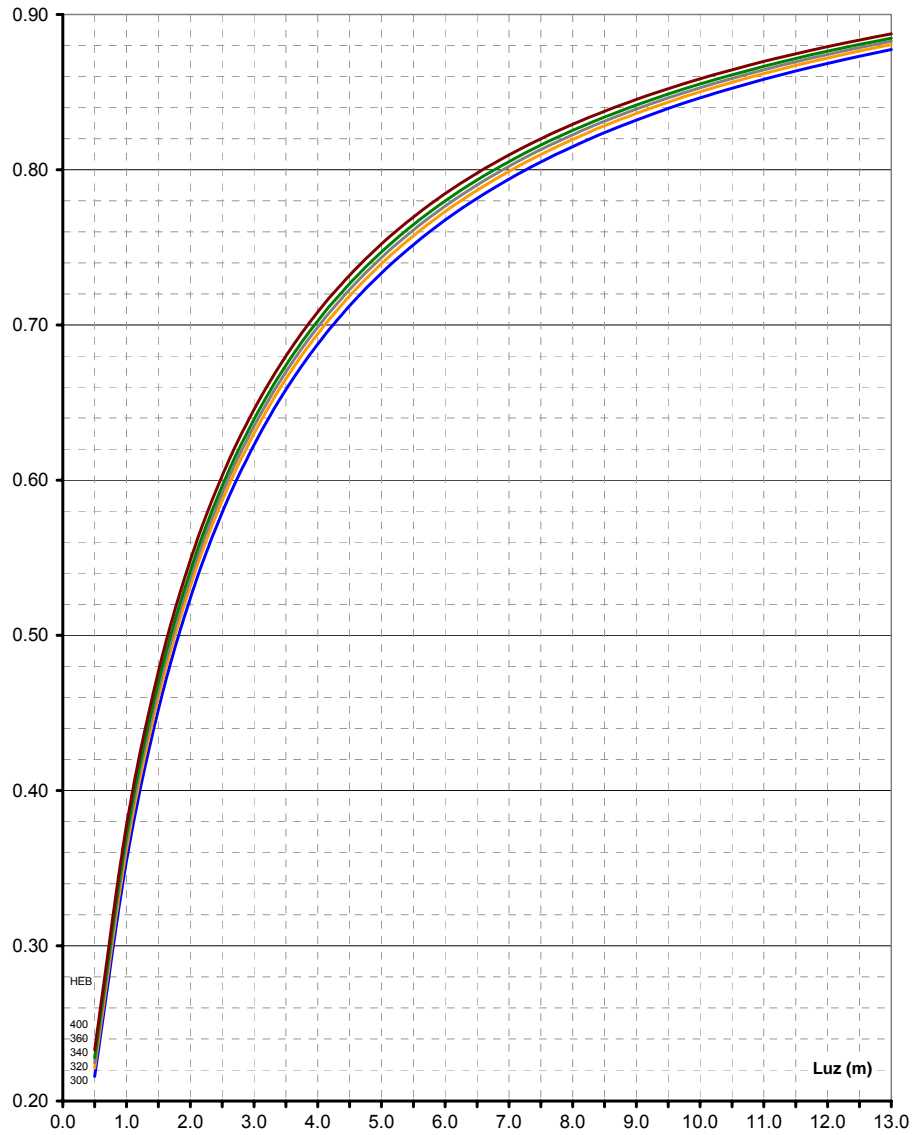
IPE 270
S 275



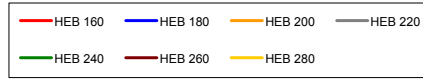
$$r = \frac{1}{1 + \frac{3 \cdot EI}{(S_{j,ini} / 2) \cdot L}}$$



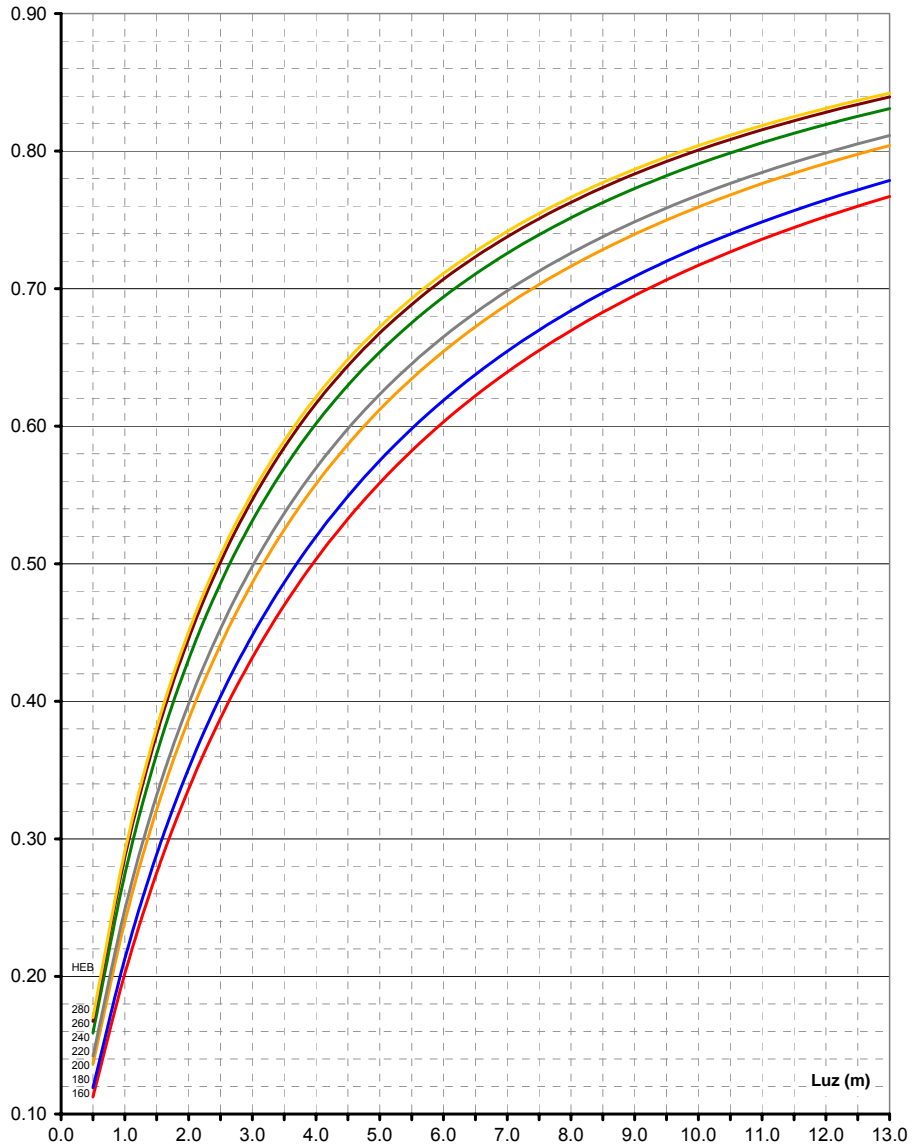
IPE 270
S 275



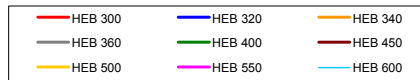
$$r = \frac{1}{1 + \frac{3 \cdot EI}{(S_{j,ini} / 2) \cdot L}}$$



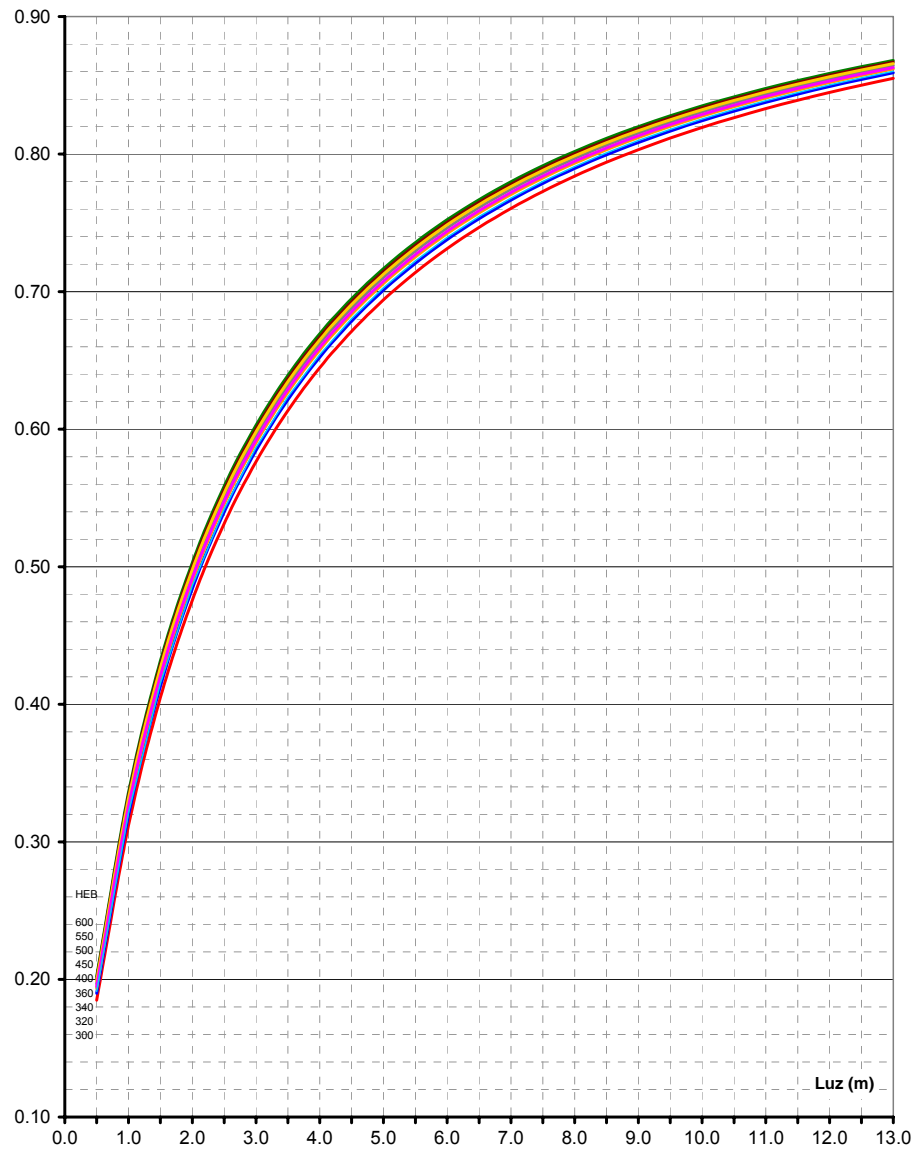
IPE 300
S 275



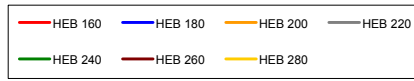
$$r = \frac{1}{1 + \frac{3 \cdot EI}{(S_{j,m} / 2) \cdot L}}$$



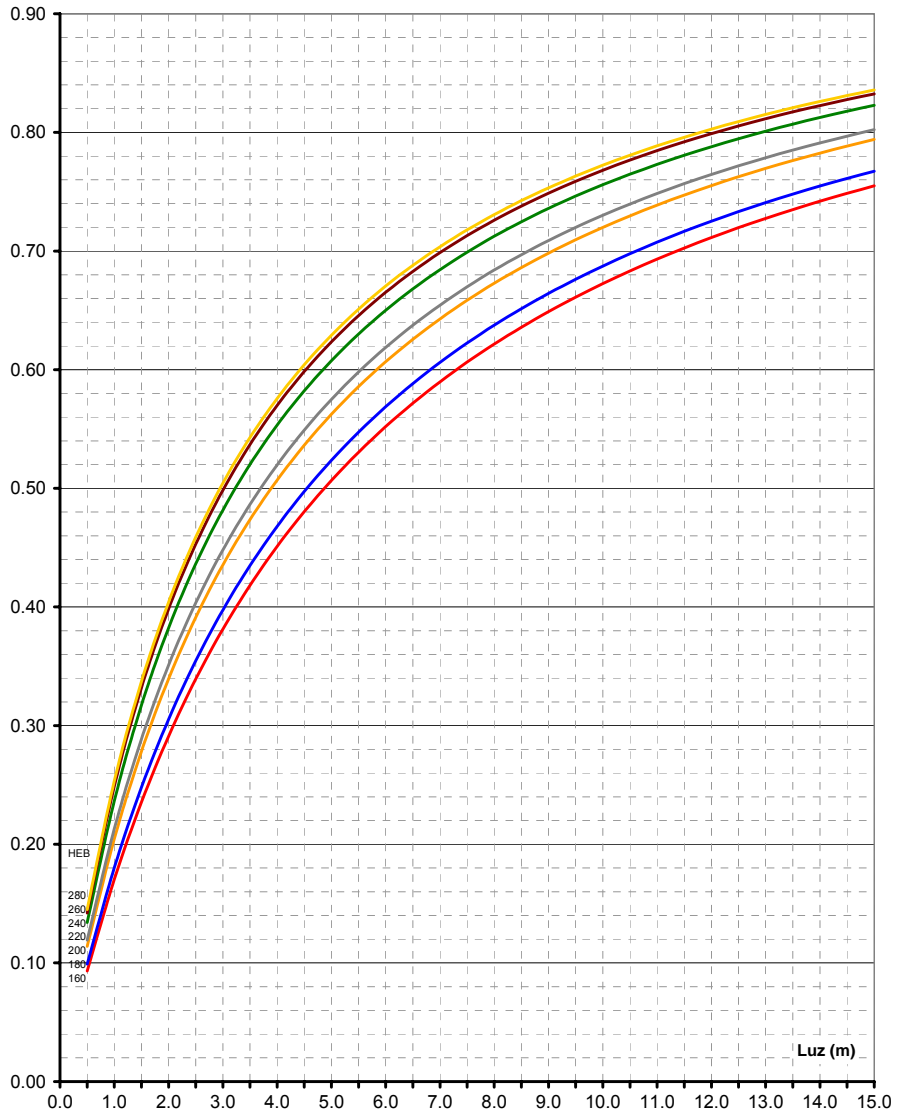
IPE 300
S 275



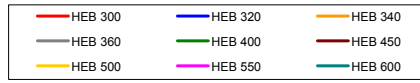
$$r = \frac{1}{1 + \frac{3 \cdot EI}{(S_{j,ini} / 2) \cdot L}}$$



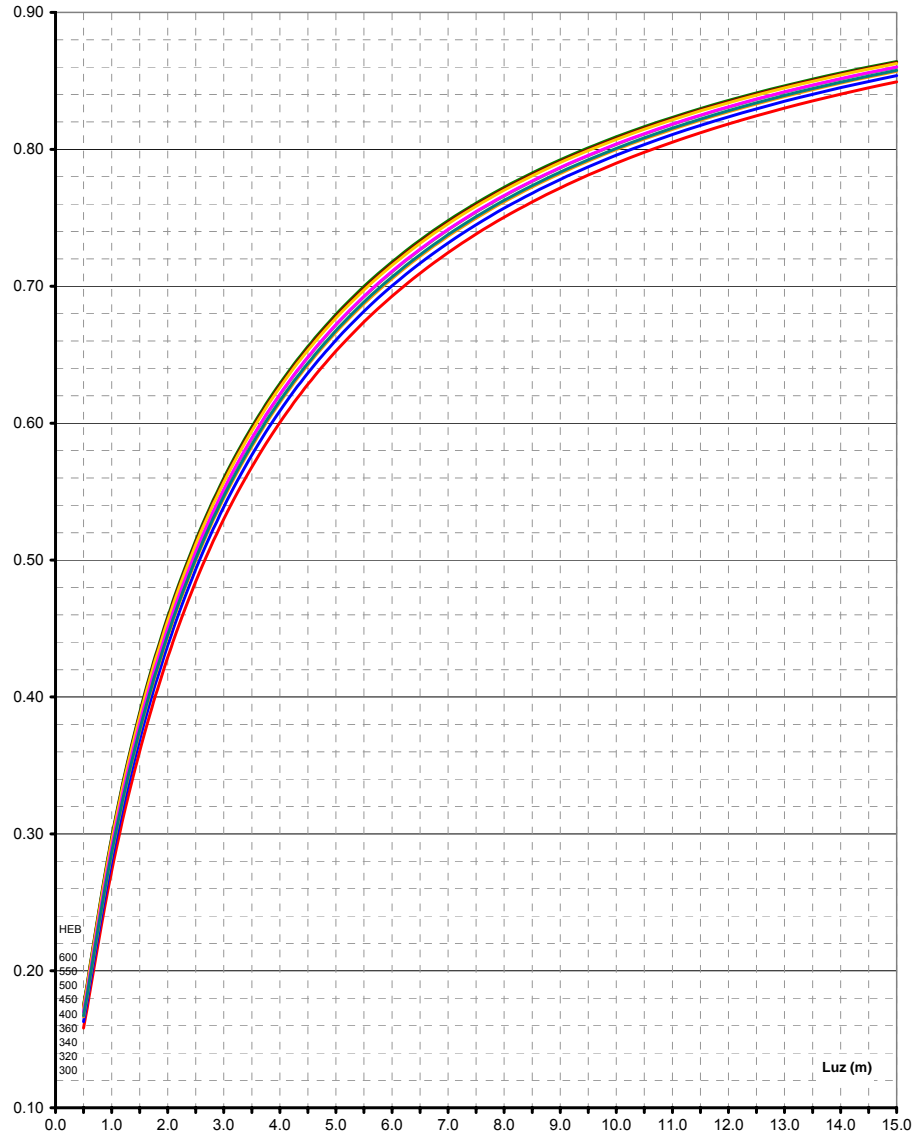
IPE 330
S 275



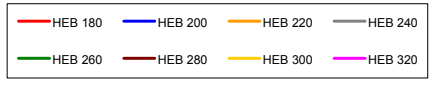
$$r = \frac{1}{1 + \frac{3 \cdot EI}{(S_{j,ini} / 2) \cdot L}}$$



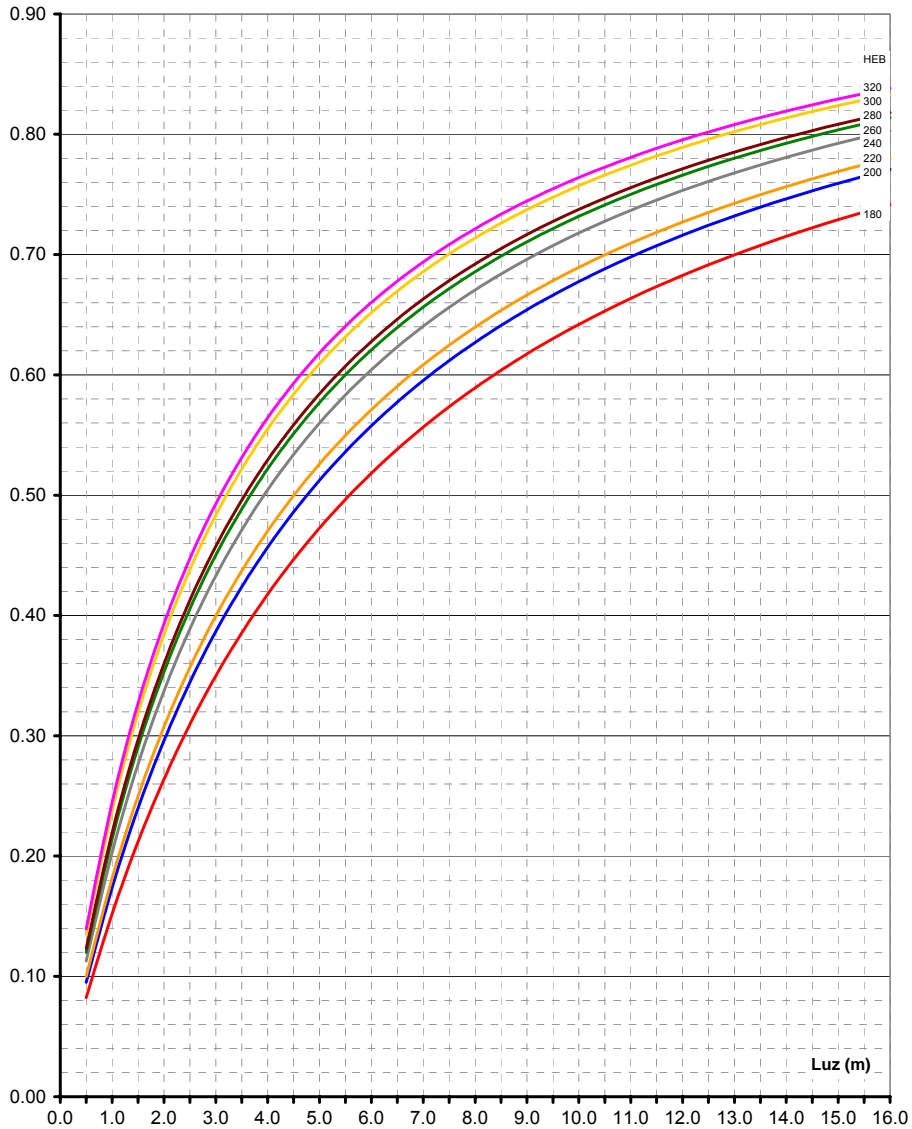
IPE 330
S 275



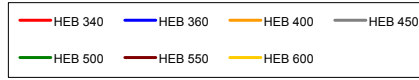
$$r = \frac{1}{1 + \frac{3 \cdot EI}{(S_{j,ini} / 2) \cdot L}}$$



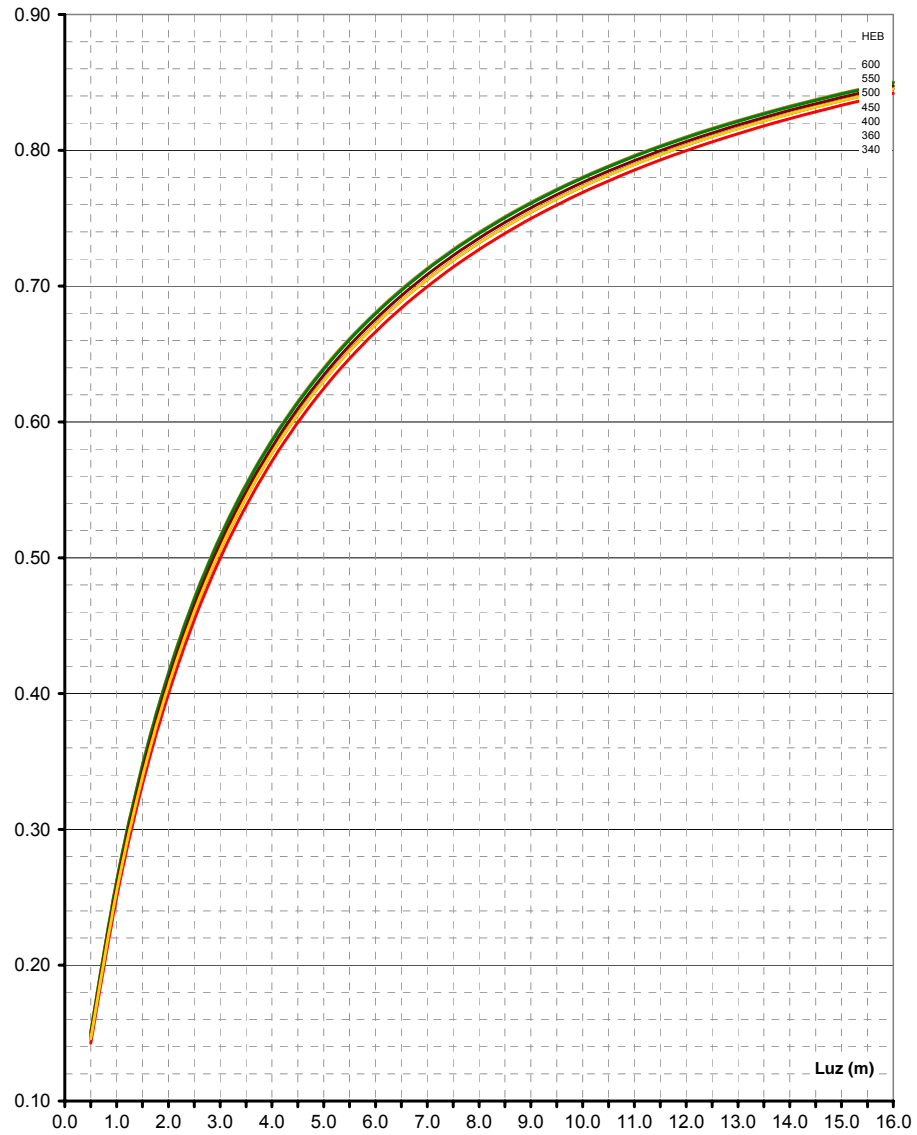
IPE 360
S 275



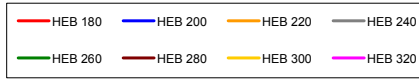
$$r = \frac{1}{1 + \frac{3 \cdot EI}{(S_{j,mi} / 2) \cdot L}}$$



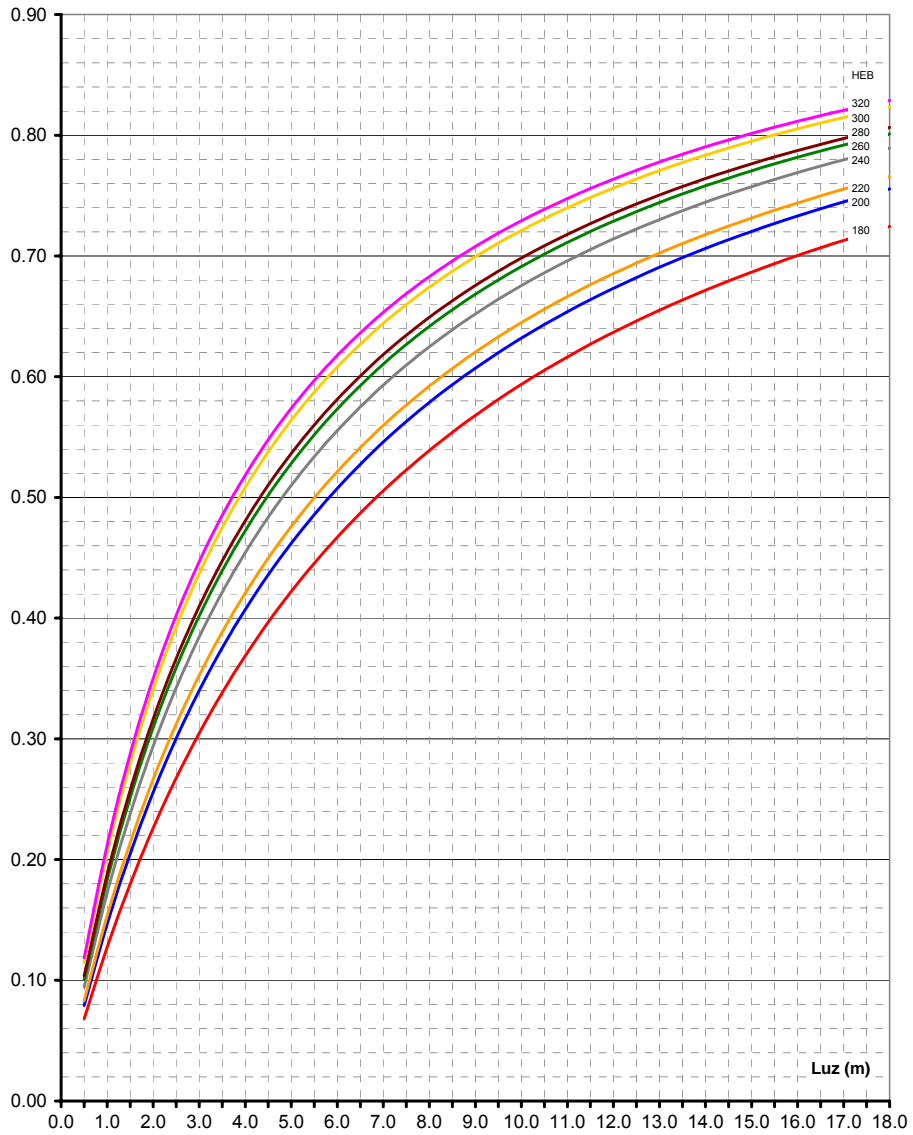
IPE 360
S 275



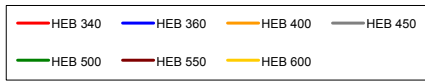
$$r = \frac{1}{1 + \frac{3 \cdot EI}{(S_{j,ini} / 2) \cdot L}}$$



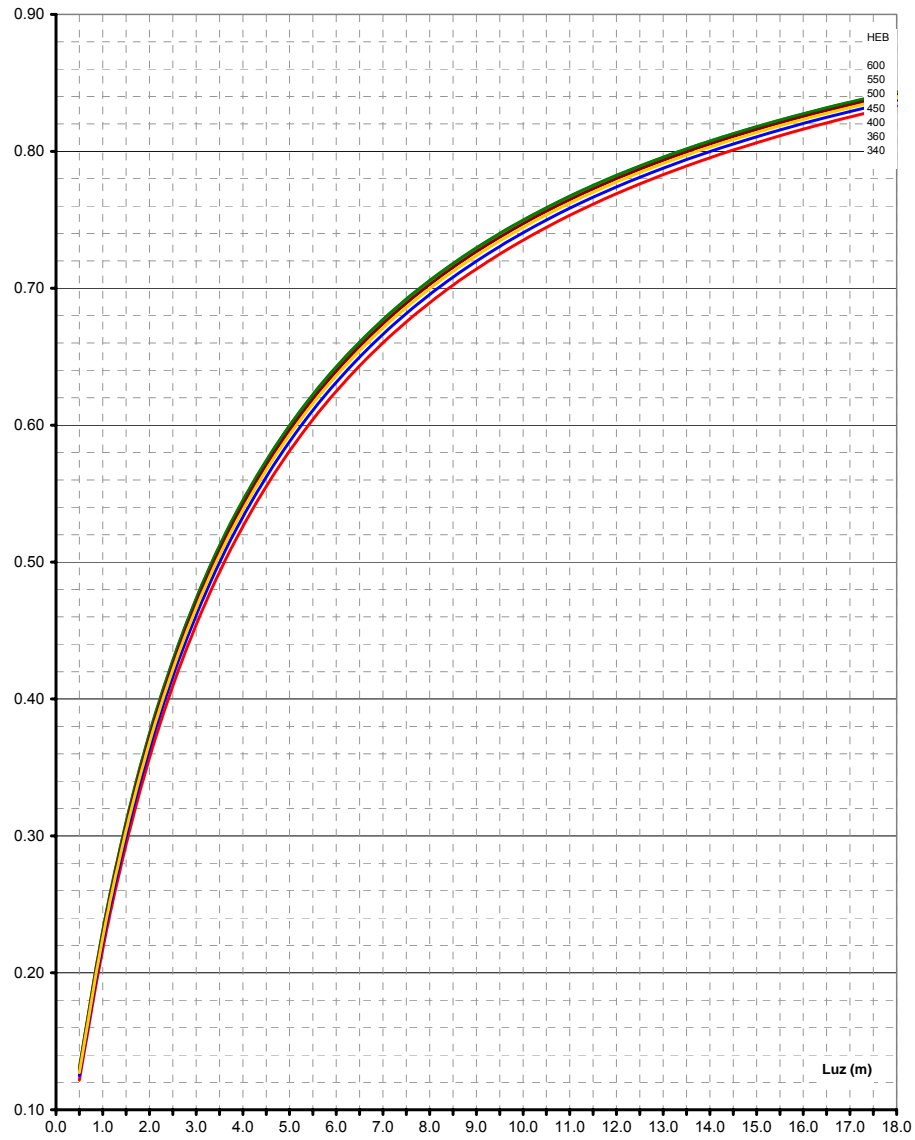
IPE 400
S 275



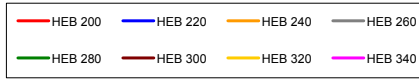
$$r = \frac{1}{1 + \frac{3 \cdot EI}{(S_{y,ini} / 2) \cdot L}}$$



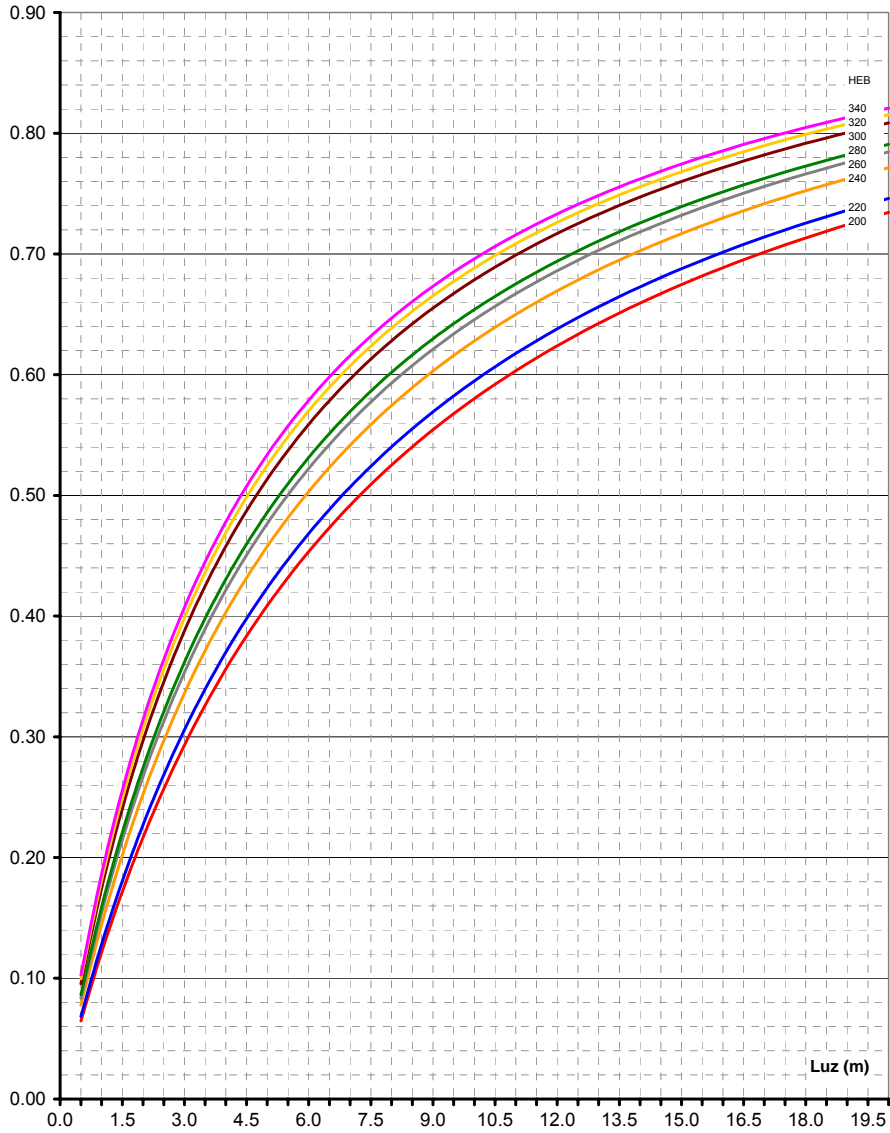
IPE 400
S 275



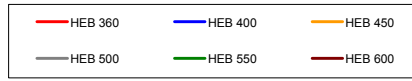
$$r = \frac{1}{1 + \frac{3 \cdot EI}{(S_{j,ini} / 2) \cdot L}}$$



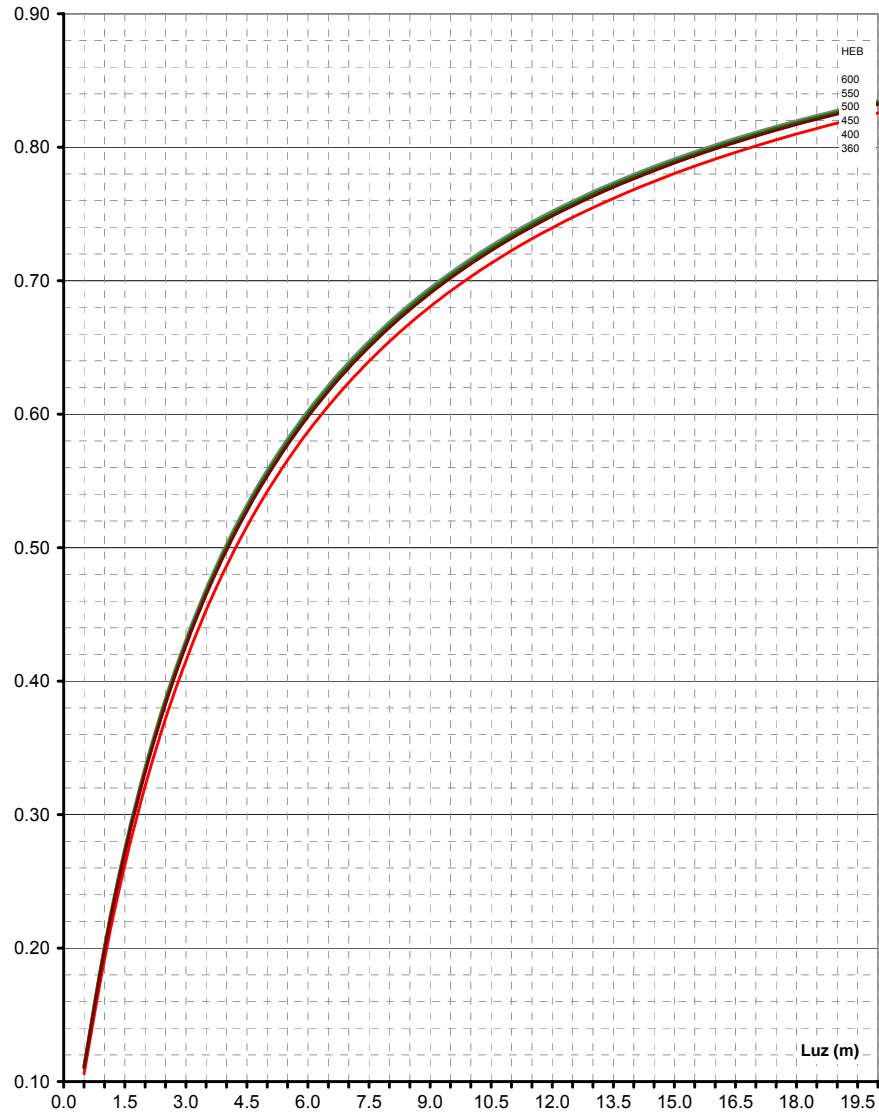
IPE 450
S 275



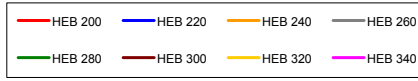
$$r = \frac{1}{1 + \frac{(S_{j,ini} / 2) \cdot L}{3 \cdot EI}}$$



IPE 450
S 275



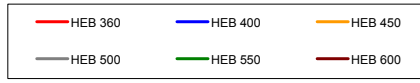
$$r = \frac{1}{1 + \frac{3 \cdot EI}{(S_{y,ini} / 2) \cdot L}}$$



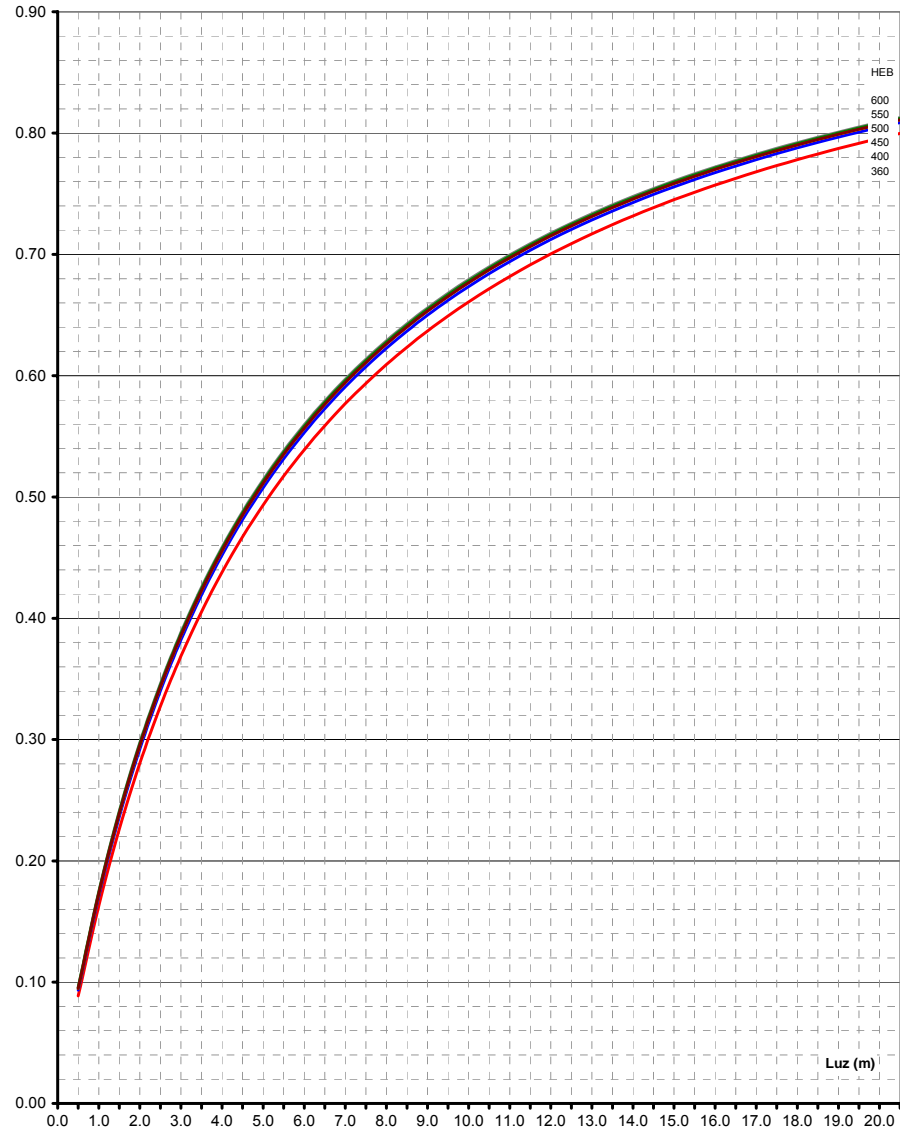
IPE 500
S 275



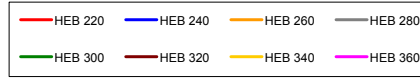
$$r = \frac{1}{1 + \frac{3 \cdot EI}{(S_{j,ini} / 2) \cdot L}}$$



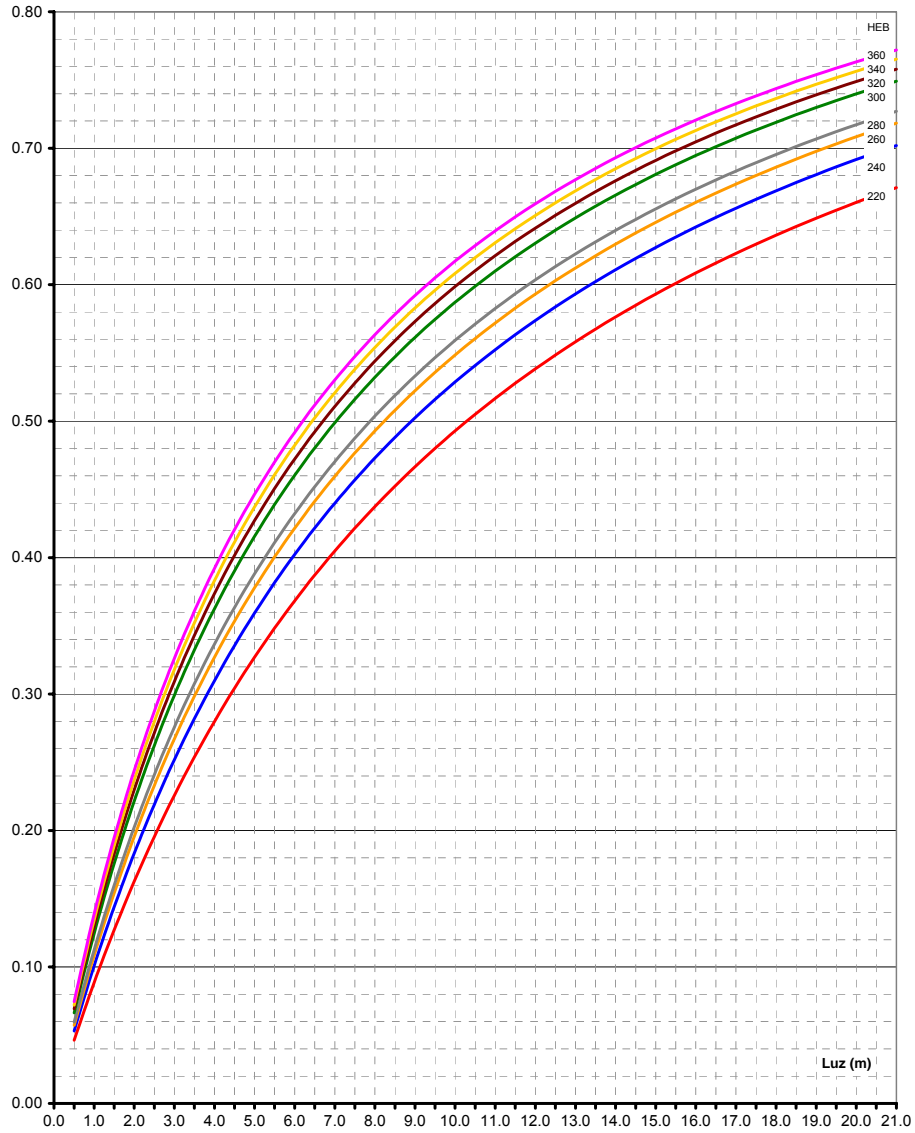
IPE 500
S 275



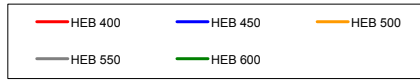
$$r = \frac{1}{1 + \frac{3 \cdot EI}{(S_{y,ini} / 2) \cdot L}}$$



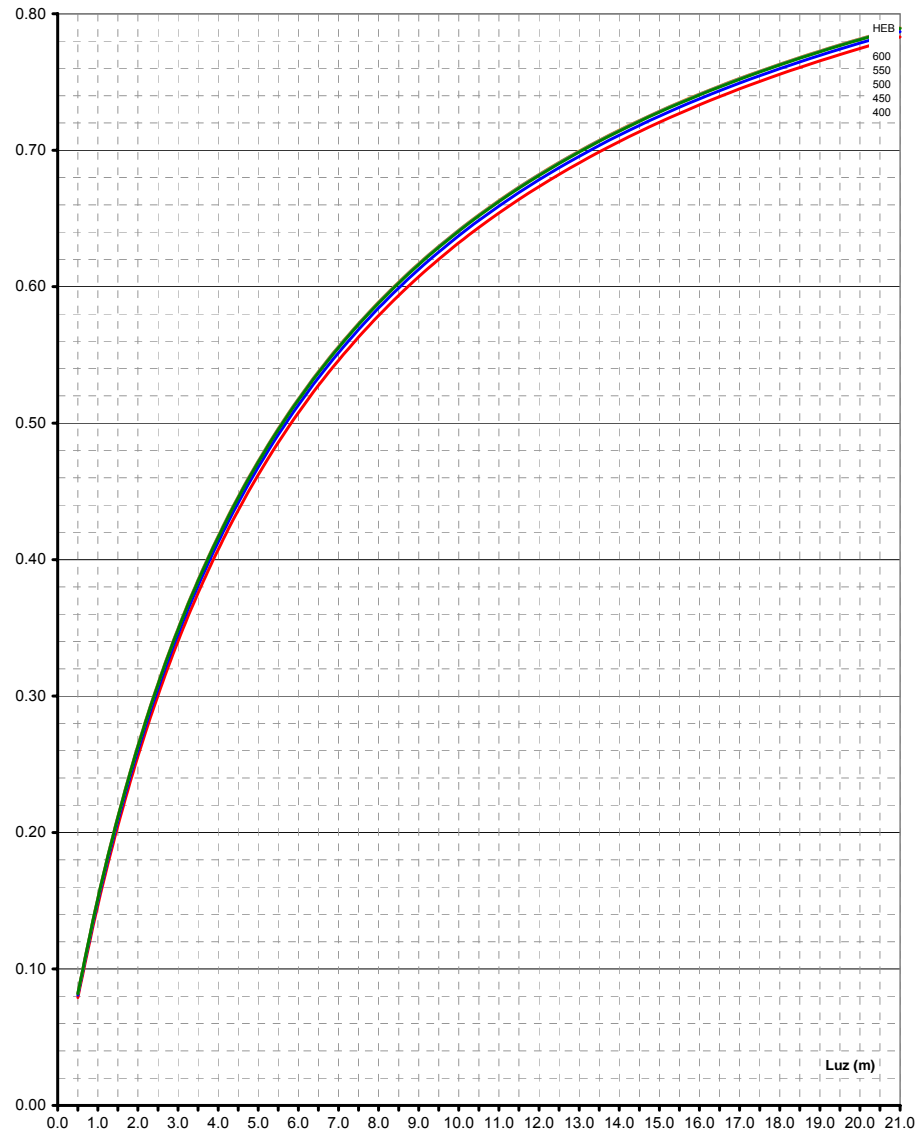
IPE 550
S 275



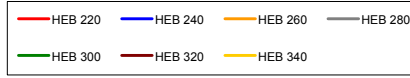
$$r = \frac{1}{1 + \frac{3 \cdot EI}{(S_{j,ini} / 2) \cdot L}}$$



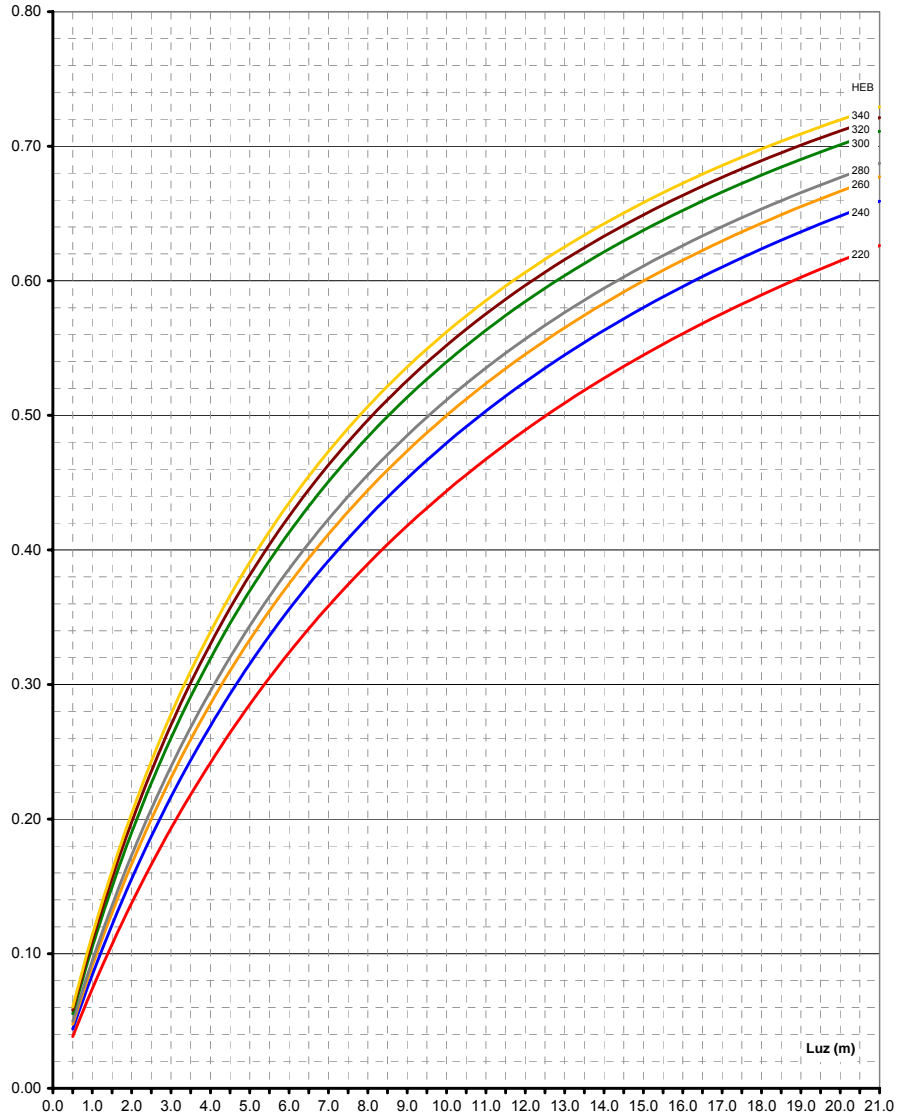
IPE 550
S 275



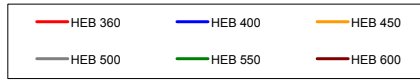
$$r = \frac{1}{1 + \frac{3 \cdot EI}{(S_{j,m} / 2) \cdot L}}$$



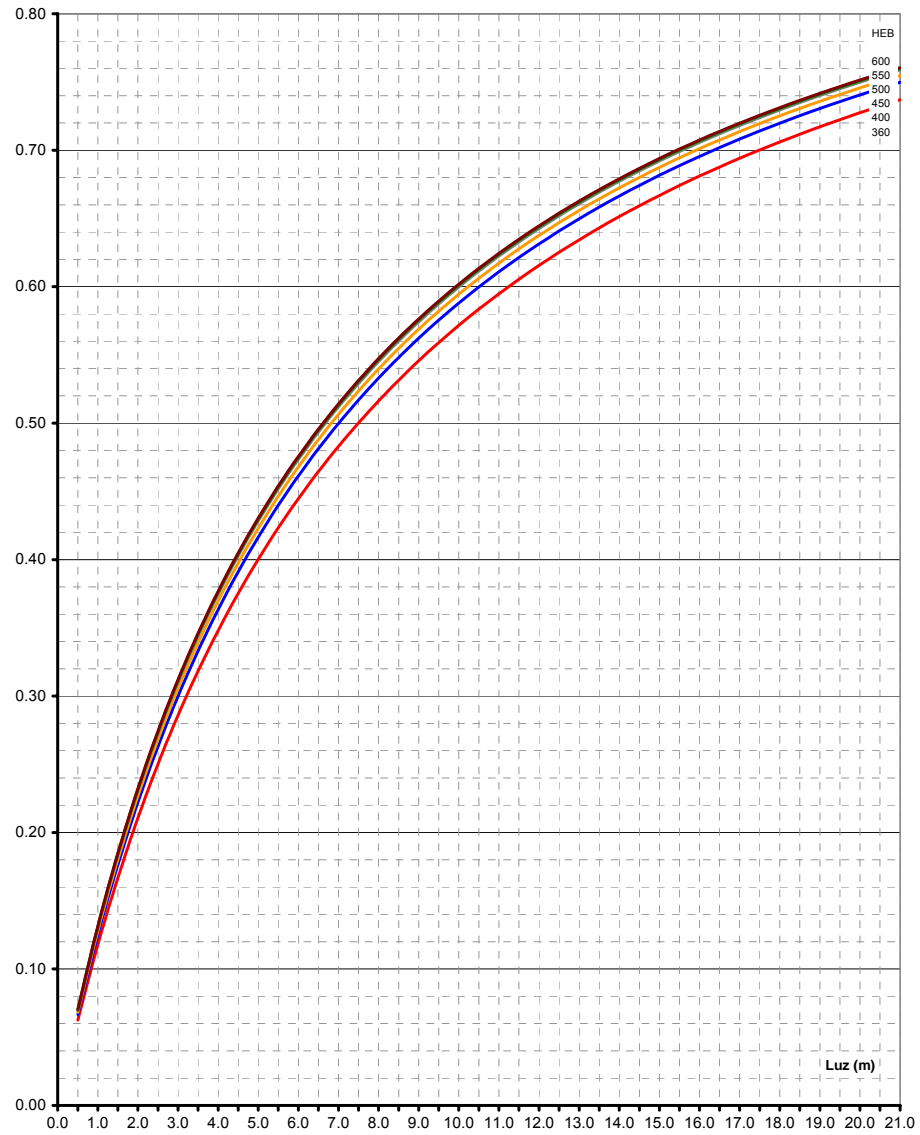
IPE 600
S 275



$$r = \frac{1}{1 + \frac{3 \cdot EI}{(S_{j,ini} / 2) \cdot L}}$$



IPE 600
S 275



TABLAS para determinar
el grado de rigidez
según la expresión

$$r = \frac{1}{1 + \frac{3 \cdot EI}{(S_{j,ini} / 2) \cdot L}}$$

IPE 80		Longitud de la viga (m)										
Soportes	$\frac{1}{2} S_{jini}$ KNm/rad	1.0 m	1.5 m	2.0 m	2.5 m	3.0 m	3.5 m	4.0 m	4.5 m	5.0 m	5.5 m	6.0 m
HEB 100	1360	0.729	0.802	0.844	0.871	0.890	0.904	0.915	0.924	0.931	0.937	0.942
HEB 120	1367	0.730	0.803	0.844	0.871	0.890	0.905	0.916	0.924	0.931	0.937	0.942
HEB 140	1372	0.731	0.803	0.845	0.872	0.891	0.905	0.916	0.924	0.931	0.937	0.942
HEB 160	1673	0.768	0.833	0.869	0.892	0.909	0.921	0.930	0.937	0.943	0.948	0.952
HEB 180	1663	0.767	0.832	0.868	0.892	0.908	0.920	0.929	0.937	0.943	0.948	0.952
HEB 200	1862	0.787	0.847	0.881	0.902	0.917	0.928	0.937	0.943	0.949	0.953	0.957

IPE 100		Longitud de la viga (m)										
Soportes	$\frac{1}{2} S_{jini}$ KNm/rad	1.0 m	1.5 m	2.0 m	2.5 m	3.0 m	3.5 m	4.0 m	4.5 m	5.0 m	5.5 m	6.0 m
HEB 100	1922	0.641	0.728	0.781	0.817	0.843	0.862	0.877	0.889	0.899	0.908	0.915
HEB 120	1974	0.647	0.733	0.786	0.821	0.846	0.865	0.880	0.892	0.902	0.910	0.917
HEB 140	2015	0.652	0.737	0.789	0.824	0.849	0.867	0.882	0.894	0.903	0.911	0.918
HEB 160	2475	0.697	0.775	0.821	0.852	0.873	0.889	0.902	0.912	0.920	0.927	0.932
HEB 180	2478	0.697	0.775	0.821	0.852	0.873	0.890	0.902	0.912	0.920	0.927	0.932
HEB 200	2799	0.722	0.796	0.839	0.867	0.886	0.901	0.912	0.921	0.929	0.935	0.940

IPE 120		Longitud de la viga (m)										
Soportes	$\frac{1}{2} S_{jini}$ KNm/rad	1.0 m	1.5 m	2.0 m	2.5 m	3.0 m	3.5 m	4.0 m	4.5 m	5.0 m	5.5 m	6.0 m
HEB 100	2507	0.556	0.652	0.715	0.758	0.790	0.814	0.833	0.849	0.862	0.873	0.882
HEB 120	2618	0.566	0.662	0.723	0.766	0.797	0.821	0.839	0.855	0.867	0.878	0.887
HEB 140	2709	0.575	0.670	0.730	0.772	0.802	0.826	0.844	0.859	0.871	0.881	0.890
HEB 160	3349	0.626	0.715	0.770	0.807	0.834	0.854	0.870	0.883	0.893	0.902	0.909
HEB 180	3396	0.629	0.718	0.772	0.809	0.836	0.856	0.871	0.884	0.894	0.903	0.910
HEB 200	3841	0.657	0.742	0.793	0.827	0.852	0.870	0.885	0.896	0.906	0.913	0.920

IPE 140		Longitud de la viga (m)										
Soportes	$\frac{1}{2} S_{jini}$ KNm/rad	1.0 m	1.5 m	2.0 m	2.5 m	3.0 m	3.5 m	4.0 m	4.5 m	5.0 m	5.5 m	6.0 m
HEB 100	3114	0.477	0.578	0.646	0.696	0.733	0.762	0.785	0.804	0.820	0.834	0.846
HEB 120	3313	0.493	0.593	0.660	0.708	0.745	0.773	0.795	0.814	0.829	0.842	0.854
HEB 140	3471	0.505	0.604	0.671	0.718	0.753	0.781	0.803	0.821	0.836	0.849	0.859
HEB 160	4313	0.559	0.655	0.717	0.760	0.792	0.816	0.835	0.851	0.864	0.874	0.884
HEB 180	4410	0.564	0.660	0.721	0.764	0.795	0.819	0.838	0.853	0.866	0.877	0.886
HEB 200	5009	0.595	0.688	0.746	0.786	0.815	0.837	0.855	0.869	0.880	0.890	0.898

IPE 160		Longitud de la viga (m)										
Soportes	$\frac{1}{2} S_{jini}$ KNm/rad	1.0 m	1.5 m	2.0 m	2.5 m	3.0 m	3.5 m	4.0 m	4.5 m	5.0 m	5.5 m	6.0 m
HEB 100	3742	0.406	0.506	0.578	0.631	0.672	0.705	0.732	0.755	0.774	0.790	0.804
HEB 120	4026	0.424	0.525	0.595	0.648	0.688	0.720	0.746	0.768	0.786	0.802	0.815
HEB 140	4279	0.439	0.540	0.610	0.661	0.701	0.732	0.758	0.779	0.796	0.811	0.824
HEB 160	5343	0.494	0.594	0.661	0.709	0.745	0.774	0.796	0.815	0.830	0.843	0.854
HEB 180	5505	0.501	0.601	0.668	0.715	0.751	0.779	0.801	0.819	0.834	0.847	0.858
HEB 200	6275	0.534	0.632	0.696	0.741	0.775	0.800	0.821	0.838	0.851	0.863	0.873
HEB 220	6389	0.539	0.636	0.700	0.745	0.778	0.803	0.824	0.840	0.854	0.865	0.875
HEB 240	7142	0.566	0.662	0.723	0.765	0.796	0.820	0.839	0.854	0.867	0.878	0.887
HEB 260	7460	0.577	0.671	0.732	0.773	0.803	0.827	0.845	0.860	0.872	0.882	0.891

IPE 180		Longitud de la viga (m)													
Soportes	$\frac{1}{2} S_{p,ini}$ KNm/rad	1.0 m	1.5 m	2.0 m	2.5 m	3.0 m	3.5 m	4.0 m	4.5 m	5.0 m	5.5 m	6.0 m	6.5 m	7.0 m	
HEB 100	4366	0.344	0.441	0.512	0.568	0.612	0.648	0.677	0.703	0.724	0.743	0.759	0.773	0.786	
HEB 120	4739	0.363	0.461	0.533	0.588	0.631	0.666	0.695	0.719	0.740	0.758	0.774	0.787	0.800	
HEB 140	5099	0.380	0.479	0.551	0.605	0.648	0.682	0.710	0.734	0.754	0.771	0.786	0.799	0.811	
HEB 160	6395	0.435	0.536	0.606	0.658	0.698	0.729	0.755	0.776	0.794	0.809	0.822	0.833	0.843	
HEB 180	6631	0.444	0.545	0.615	0.666	0.705	0.736	0.761	0.782	0.799	0.814	0.827	0.838	0.848	
HEB 200	7586	0.477	0.578	0.646	0.695	0.732	0.761	0.785	0.804	0.820	0.834	0.846	0.856	0.865	
HEB 220	7760	0.483	0.583	0.651	0.700	0.737	0.766	0.789	0.808	0.823	0.837	0.848	0.858	0.867	
HEB 240	8700	0.511	0.611	0.677	0.723	0.758	0.785	0.807	0.825	0.840	0.852	0.863	0.872	0.880	
HEB 260	9115	0.523	0.622	0.687	0.733	0.767	0.793	0.814	0.831	0.846	0.858	0.868	0.877	0.885	
HEB 280	9141	0.524	0.622	0.687	0.733	0.767	0.794	0.815	0.832	0.846	0.858	0.868	0.877	0.885	
HEB 300	10031	0.547	0.644	0.707	0.751	0.783	0.808	0.828	0.844	0.858	0.869	0.879	0.887	0.894	
HEB 320	10258	0.552	0.649	0.712	0.755	0.787	0.812	0.831	0.847	0.860	0.872	0.881	0.889	0.896	
HEB 340	10377	0.555	0.652	0.714	0.757	0.789	0.814	0.833	0.849	0.862	0.873	0.882	0.890	0.897	
HEB 360	10494	0.558	0.654	0.716	0.759	0.791	0.815	0.835	0.850	0.863	0.874	0.883	0.891	0.898	

IPE 200		Longitud de la viga (m)													
Soportes	$\frac{1}{2} S_{p,ini}$ KNm/rad	1.0 m	1.5 m	2.0 m	2.5 m	3.0 m	3.5 m	4.0 m	4.5 m	5.0 m	5.5 m	6.0 m	6.5 m	7.0 m	
HEB 100	5016	0.291	0.381	0.451	0.506	0.552	0.590	0.621	0.649	0.672	0.693	0.711	0.727	0.742	
HEB 120	5490	0.310	0.403	0.473	0.529	0.574	0.611	0.642	0.669	0.692	0.712	0.729	0.745	0.759	
HEB 140	5924	0.326	0.421	0.492	0.548	0.593	0.629	0.660	0.686	0.708	0.727	0.744	0.759	0.772	
HEB 160	7519	0.381	0.480	0.552	0.606	0.649	0.683	0.711	0.735	0.755	0.772	0.787	0.800	0.812	
HEB 180	7843	0.391	0.490	0.562	0.616	0.658	0.692	0.720	0.743	0.762	0.779	0.794	0.807	0.818	
HEB 200	9000	0.424	0.525	0.596	0.648	0.688	0.720	0.747	0.768	0.786	0.802	0.815	0.827	0.838	
HEB 220	9248	0.431	0.532	0.602	0.654	0.694	0.726	0.752	0.773	0.791	0.806	0.819	0.831	0.841	
HEB 240	10392	0.460	0.561	0.630	0.680	0.718	0.748	0.773	0.793	0.810	0.824	0.836	0.847	0.856	
HEB 260	10920	0.472	0.573	0.641	0.691	0.728	0.758	0.781	0.801	0.817	0.831	0.843	0.853	0.862	
HEB 280	10989	0.473	0.574	0.643	0.692	0.730	0.759	0.782	0.802	0.818	0.832	0.844	0.854	0.863	
HEB 300	12076	0.497	0.597	0.664	0.712	0.748	0.776	0.798	0.816	0.832	0.845	0.856	0.865	0.874	
HEB 320	12375	0.503	0.603	0.669	0.717	0.752	0.780	0.802	0.820	0.835	0.848	0.859	0.868	0.876	
HEB 340	12546	0.507	0.606	0.672	0.720	0.755	0.782	0.804	0.822	0.837	0.850	0.860	0.870	0.878	
HEB 360	12712	0.510	0.609	0.675	0.722	0.757	0.784	0.806	0.824	0.839	0.851	0.862	0.871	0.879	
HEB 400	12921	0.514	0.613	0.679	0.725	0.760	0.787	0.809	0.826	0.841	0.853	0.864	0.873	0.881	

IPE 220		Longitud de la viga (m)										
Soportes	$\frac{1}{2} S_{j,ini}$ kNm/rad	1.0 m	1.5 m	2.0 m	2.5 m	3.0 m	3.5 m	4.0 m	4.5 m	5.0 m	5.5 m	6.0 m
HEB 120	6229	0.263	0.349	0.417	0.472	0.517	0.555	0.588	0.616	0.641	0.663	0.682
HEB 140	6761	0.279	0.368	0.437	0.492	0.538	0.576	0.608	0.635	0.660	0.681	0.699
HEB 160	8641	0.331	0.426	0.498	0.553	0.598	0.634	0.665	0.690	0.712	0.731	0.748
HEB 180	9095	0.343	0.439	0.510	0.566	0.610	0.646	0.676	0.701	0.723	0.741	0.758
HEB 200	10467	0.375	0.474	0.545	0.600	0.643	0.677	0.706	0.730	0.750	0.767	0.783
HEB 220	10800	0.382	0.481	0.553	0.607	0.650	0.684	0.712	0.736	0.756	0.773	0.788
HEB 240	12161	0.411	0.511	0.582	0.635	0.676	0.709	0.736	0.758	0.777	0.793	0.807
HEB 260	12812	0.423	0.524	0.595	0.647	0.688	0.720	0.746	0.768	0.786	0.802	0.815
HEB 280	12935	0.426	0.526	0.597	0.649	0.690	0.722	0.748	0.769	0.788	0.803	0.816
HEB 300	14233	0.449	0.550	0.620	0.671	0.710	0.741	0.765	0.786	0.803	0.818	0.830
HEB 320	14614	0.456	0.557	0.626	0.677	0.715	0.746	0.770	0.790	0.807	0.822	0.834
HEB 340	14847	0.460	0.561	0.630	0.680	0.718	0.749	0.773	0.793	0.810	0.824	0.836
HEB 360	15071	0.463	0.564	0.633	0.683	0.722	0.751	0.776	0.795	0.812	0.826	0.838
HEB 400	15370	0.468	0.569	0.638	0.688	0.725	0.755	0.779	0.799	0.815	0.829	0.841

IPE 240		Longitud de la viga (m)										
Soportes	$\frac{1}{2} S_{j,ini}$ kNm/rad	1.0 m	1.5 m	2.0 m	2.5 m	3.0 m	3.5 m	4.0 m	4.5 m	5.0 m	5.5 m	6.0 m
HEB 120	7003	0.222	0.300	0.364	0.417	0.462	0.500	0.533	0.563	0.588	0.611	0.632
HEB 140	7644	0.238	0.319	0.384	0.438	0.483	0.522	0.555	0.584	0.609	0.632	0.652
HEB 160	9762	0.285	0.374	0.443	0.499	0.544	0.582	0.614	0.642	0.666	0.687	0.705
HEB 180	10355	0.297	0.388	0.458	0.514	0.559	0.597	0.628	0.655	0.679	0.699	0.717
HEB 200	11992	0.329	0.423	0.495	0.550	0.595	0.631	0.662	0.688	0.710	0.729	0.746
HEB 220	12421	0.336	0.432	0.503	0.559	0.603	0.639	0.670	0.695	0.717	0.736	0.753
HEB 240	14015	0.364	0.462	0.534	0.588	0.632	0.667	0.696	0.720	0.741	0.759	0.774
HEB 260	14802	0.377	0.475	0.547	0.602	0.644	0.679	0.707	0.731	0.751	0.769	0.784
HEB 280	14898	0.378	0.477	0.549	0.603	0.646	0.680	0.709	0.732	0.752	0.770	0.785
HEB 300	16514	0.403	0.503	0.574	0.628	0.669	0.702	0.729	0.752	0.771	0.788	0.802
HEB 320	16989	0.409	0.510	0.581	0.634	0.675	0.708	0.735	0.757	0.776	0.792	0.806
HEB 340	17293	0.414	0.514	0.585	0.638	0.679	0.712	0.738	0.760	0.779	0.795	0.809
HEB 360	17584	0.418	0.518	0.589	0.642	0.683	0.715	0.742	0.764	0.782	0.798	0.812
HEB 400	17992	0.423	0.524	0.595	0.647	0.688	0.720	0.746	0.768	0.786	0.802	0.815

Longitud de la viga (m)						Soportes
6.5 m	7.0 m	7.5 m	8.0 m	8.5 m	9.0 m	Soportes
0.699	0.714	0.728	0.741	0.752	0.763	HEB 120
0.716	0.731	0.744	0.756	0.767	0.777	HEB 140
0.763	0.776	0.788	0.798	0.808	0.817	HEB 160
0.772	0.785	0.796	0.807	0.816	0.824	HEB 180
0.796	0.808	0.818	0.828	0.836	0.844	HEB 200
0.801	0.812	0.823	0.832	0.840	0.848	HEB 220
0.819	0.830	0.839	0.848	0.856	0.862	HEB 240
0.827	0.837	0.846	0.855	0.862	0.869	HEB 260
0.828	0.838	0.848	0.856	0.863	0.870	HEB 280
0.841	0.851	0.859	0.867	0.874	0.880	HEB 300
0.845	0.854	0.863	0.870	0.877	0.883	HEB 320
0.847	0.856	0.865	0.872	0.879	0.884	HEB 340
0.849	0.858	0.866	0.874	0.880	0.886	HEB 360
0.851	0.860	0.869	0.876	0.882	0.888	HEB 400

Longitud de la viga (m)												Soportes
6.5 m	7.0 m	7.5 m	8.0 m	8.5 m	9.0 m	9.5 m	10.0 m	10.5 m	11.0 m	11.5 m	12.0 m	Soportes
0.650	0.667	0.682	0.696	0.708	0.720	0.731	0.741	0.750	0.759	0.767	0.774	HEB 120
0.670	0.686	0.701	0.714	0.726	0.737	0.748	0.757	0.766	0.774	0.782	0.789	HEB 140
0.721	0.736	0.749	0.761	0.772	0.782	0.791	0.799	0.807	0.814	0.821	0.827	HEB 160
0.733	0.747	0.760	0.772	0.782	0.792	0.801	0.809	0.816	0.823	0.829	0.835	HEB 180
0.761	0.774	0.786	0.797	0.806	0.815	0.823	0.830	0.837	0.843	0.849	0.854	HEB 200
0.767	0.780	0.792	0.802	0.812	0.820	0.828	0.835	0.842	0.848	0.854	0.859	HEB 220
0.788	0.800	0.811	0.821	0.829	0.837	0.845	0.851	0.857	0.863	0.868	0.873	HEB 240
0.797	0.809	0.819	0.829	0.837	0.845	0.852	0.858	0.864	0.869	0.874	0.879	HEB 260
0.798	0.810	0.820	0.829	0.838	0.845	0.852	0.859	0.865	0.870	0.875	0.879	HEB 280
0.814	0.825	0.835	0.844	0.851	0.858	0.865	0.871	0.876	0.881	0.886	0.890	HEB 300
0.818	0.829	0.839	0.847	0.855	0.862	0.868	0.874	0.879	0.884	0.889	0.893	HEB 320
0.821	0.832	0.841	0.850	0.857	0.864	0.870	0.876	0.881	0.886	0.890	0.894	HEB 340
0.823	0.834	0.843	0.852	0.859	0.866	0.872	0.878	0.883	0.888	0.892	0.896	HEB 360
0.827	0.837	0.846	0.855	0.862	0.869	0.875	0.880	0.885	0.890	0.894	0.898	HEB 400

IPE 270		Longitud de la viga (m)											
Soportes	$\frac{1}{2} S_{jini}$ kNm/rad	1.0 m	1.5 m	2.0 m	2.5 m	3.0 m	3.5 m	4.0 m	4.5 m	5.0 m	5.5 m	6.0 m	6.5 m
HEB 140	9011	0.198	0.270	0.331	0.382	0.426	0.464	0.497	0.526	0.553	0.576	0.597	0.616
HEB 160	11513	0.240	0.321	0.387	0.441	0.486	0.525	0.558	0.587	0.612	0.634	0.654	0.672
HEB 180	12237	0.251	0.335	0.402	0.456	0.502	0.540	0.573	0.602	0.626	0.649	0.668	0.686
HEB 200	14274	0.281	0.370	0.439	0.495	0.540	0.578	0.610	0.638	0.662	0.683	0.701	0.718
HEB 220	14906	0.290	0.380	0.450	0.505	0.551	0.589	0.620	0.648	0.671	0.692	0.710	0.726
HEB 240	16872	0.316	0.410	0.481	0.536	0.581	0.618	0.649	0.675	0.698	0.718	0.735	0.750
HEB 260	17883	0.329	0.424	0.495	0.551	0.595	0.632	0.662	0.688	0.710	0.729	0.746	0.761
HEB 280	18182	0.333	0.428	0.499	0.555	0.599	0.636	0.666	0.692	0.714	0.733	0.749	0.764
HEB 300	20075	0.355	0.452	0.524	0.579	0.623	0.658	0.688	0.712	0.733	0.752	0.768	0.782
HEB 320	20706	0.362	0.460	0.532	0.587	0.630	0.665	0.694	0.719	0.739	0.757	0.773	0.787
HEB 340	21135	0.367	0.465	0.537	0.592	0.635	0.670	0.699	0.723	0.743	0.761	0.777	0.790
HEB 360	21543	0.371	0.470	0.542	0.596	0.639	0.674	0.703	0.727	0.747	0.765	0.780	0.793
HEB 400	22142	0.378	0.477	0.548	0.603	0.646	0.680	0.708	0.732	0.752	0.770	0.785	0.798

IPE 300		Longitud de la viga (m)											
Soportes	$\frac{1}{2} S_{jini}$ kNm/rad	1.0 m	1.5 m	2.0 m	2.5 m	3.0 m	3.5 m	4.0 m	4.5 m	5.0 m	5.5 m	6.0 m	6.5 m
HEB 160	13338	0.202	0.275	0.336	0.388	0.432	0.470	0.503	0.533	0.559	0.582	0.603	0.622
HEB 180	14250	0.213	0.289	0.351	0.403	0.448	0.486	0.520	0.549	0.575	0.598	0.619	0.638
HEB 200	16619	0.240	0.321	0.387	0.441	0.486	0.525	0.558	0.587	0.612	0.634	0.654	0.672
HEB 220	17424	0.249	0.332	0.398	0.453	0.498	0.537	0.570	0.598	0.623	0.645	0.665	0.683
HEB 240	19902	0.274	0.362	0.430	0.486	0.531	0.569	0.602	0.630	0.654	0.675	0.694	0.711
HEB 260	21163	0.287	0.376	0.446	0.501	0.547	0.584	0.616	0.644	0.668	0.688	0.707	0.723
HEB 280	21599	0.291	0.381	0.451	0.506	0.552	0.589	0.621	0.649	0.672	0.693	0.711	0.727
HEB 300	23890	0.312	0.405	0.476	0.531	0.576	0.614	0.645	0.671	0.694	0.714	0.731	0.747
HEB 320	24701	0.319	0.413	0.484	0.540	0.585	0.621	0.652	0.679	0.701	0.721	0.738	0.753
HEB 340	25277	0.324	0.419	0.490	0.545	0.590	0.627	0.658	0.684	0.706	0.725	0.742	0.757
HEB 360	25823	0.329	0.424	0.495	0.551	0.595	0.632	0.662	0.688	0.710	0.729	0.746	0.761
HEB 400	26656	0.336	0.432	0.503	0.559	0.603	0.639	0.669	0.695	0.717	0.736	0.752	0.767
HEB 450	26380	0.334	0.429	0.500	0.556	0.600	0.637	0.667	0.693	0.715	0.734	0.750	0.765

Longitud de la viga (m)													IPE 270
7.0 m	7.5 m	8.0 m	8.5 m	9.0 m	9.5 m	10.0 m	10.5 m	11.0 m	11.5 m	12.0 m	12.5 m	13.0 m	Soportes
0.634	0.649	0.664	0.677	0.690	0.701	0.712	0.722	0.731	0.740	0.748	0.755	0.763	HEB 140
0.688	0.703	0.716	0.728	0.740	0.750	0.759	0.768	0.776	0.784	0.791	0.798	0.804	HEB 160
0.701	0.716	0.729	0.740	0.751	0.761	0.770	0.779	0.787	0.794	0.801	0.807	0.813	HEB 180
0.733	0.746	0.758	0.769	0.779	0.788	0.796	0.804	0.811	0.818	0.824	0.830	0.836	HEB 200
0.741	0.754	0.766	0.776	0.786	0.795	0.803	0.811	0.818	0.825	0.831	0.836	0.842	HEB 220
0.764	0.776	0.787	0.797	0.806	0.815	0.822	0.829	0.836	0.842	0.847	0.853	0.857	HEB 240
0.774	0.786	0.797	0.806	0.815	0.823	0.831	0.837	0.844	0.849	0.855	0.860	0.864	HEB 260
0.777	0.789	0.800	0.809	0.818	0.826	0.833	0.840	0.846	0.851	0.857	0.862	0.866	HEB 280
0.794	0.805	0.815	0.824	0.832	0.839	0.846	0.852	0.858	0.864	0.868	0.873	0.877	HEB 300
0.799	0.810	0.820	0.828	0.836	0.844	0.850	0.856	0.862	0.867	0.872	0.876	0.881	HEB 320
0.802	0.813	0.823	0.831	0.839	0.846	0.853	0.859	0.864	0.870	0.874	0.879	0.883	HEB 340
0.805	0.816	0.825	0.834	0.842	0.849	0.855	0.861	0.867	0.872	0.876	0.881	0.885	HEB 360
0.809	0.820	0.829	0.838	0.845	0.852	0.859	0.864	0.870	0.875	0.879	0.884	0.888	HEB 400

Longitud de la viga (m)													IPE 300
7.0 m	7.5 m	8.0 m	8.5 m	9.0 m	9.5 m	10.0 m	10.5 m	11.0 m	11.5 m	12.0 m	12.5 m	13.0 m	Soportes
0.639	0.655	0.670	0.683	0.695	0.706	0.717	0.727	0.736	0.744	0.752	0.760	0.767	HEB 160
0.654	0.670	0.684	0.697	0.709	0.720	0.730	0.740	0.749	0.757	0.765	0.772	0.779	HEB 180
0.688	0.703	0.716	0.728	0.740	0.750	0.759	0.768	0.776	0.784	0.791	0.798	0.804	HEB 200
0.698	0.713	0.726	0.738	0.749	0.759	0.768	0.776	0.784	0.792	0.799	0.805	0.811	HEB 220
0.726	0.739	0.751	0.763	0.773	0.782	0.791	0.799	0.806	0.813	0.819	0.825	0.831	HEB 240
0.738	0.751	0.763	0.774	0.783	0.792	0.801	0.808	0.815	0.822	0.828	0.834	0.839	HEB 260
0.742	0.755	0.766	0.777	0.787	0.796	0.804	0.812	0.819	0.825	0.831	0.837	0.842	HEB 280
0.760	0.773	0.784	0.794	0.803	0.812	0.819	0.826	0.833	0.839	0.845	0.850	0.855	HEB 300
0.767	0.779	0.790	0.799	0.808	0.817	0.824	0.831	0.838	0.844	0.849	0.854	0.859	HEB 320
0.771	0.783	0.793	0.803	0.812	0.820	0.828	0.834	0.841	0.847	0.852	0.857	0.862	HEB 340
0.774	0.786	0.797	0.806	0.815	0.823	0.831	0.837	0.844	0.849	0.855	0.860	0.864	HEB 360
0.780	0.791	0.802	0.811	0.820	0.828	0.835	0.842	0.848	0.853	0.859	0.864	0.868	HEB 400
0.778	0.790	0.800	0.810	0.818	0.826	0.834	0.840	0.846	0.852	0.857	0.862	0.867	HEB 450

IPE 330		Longitud de la viga (m)												
Soportes	$\frac{1}{2} S_{jini}$ kNm/rad	1.0 m	1.5 m	2.0 m	2.5 m	3.0 m	3.5 m	4.0 m	4.5 m	5.0 m	5.5 m	6.0 m	6.5 m	7.0 m
HEB 160	15229	0.170	0.236	0.291	0.339	0.381	0.418	0.451	0.480	0.507	0.530	0.552	0.572	0.590
HEB 180	16301	0.180	0.248	0.305	0.355	0.397	0.435	0.468	0.497	0.524	0.547	0.569	0.588	0.606
HEB 200	19061	0.204	0.278	0.340	0.391	0.435	0.474	0.507	0.536	0.562	0.586	0.607	0.626	0.643
HEB 220	20060	0.213	0.289	0.351	0.403	0.448	0.486	0.520	0.549	0.575	0.598	0.619	0.637	0.654
HEB 240	22961	0.236	0.317	0.382	0.436	0.482	0.520	0.553	0.582	0.608	0.630	0.650	0.668	0.684
HEB 260	24557	0.249	0.332	0.398	0.453	0.498	0.537	0.570	0.598	0.623	0.646	0.665	0.683	0.699
HEB 280	25149	0.253	0.337	0.404	0.459	0.504	0.543	0.576	0.604	0.629	0.651	0.671	0.688	0.704
HEB 300	27862	0.273	0.360	0.429	0.484	0.530	0.568	0.600	0.628	0.653	0.674	0.693	0.710	0.725
HEB 320	28872	0.280	0.369	0.438	0.493	0.539	0.577	0.609	0.637	0.661	0.682	0.700	0.717	0.732
HEB 340	29615	0.285	0.375	0.444	0.500	0.545	0.583	0.615	0.643	0.666	0.687	0.706	0.722	0.737
HEB 360	30320	0.290	0.380	0.450	0.505	0.551	0.589	0.621	0.648	0.672	0.692	0.710	0.727	0.741
HEB 400	31425	0.298	0.389	0.459	0.514	0.560	0.597	0.629	0.656	0.679	0.700	0.718	0.734	0.748
HEB 450	31235	0.296	0.387	0.457	0.513	0.558	0.596	0.628	0.655	0.678	0.699	0.717	0.732	0.747
HEB 500	31045	0.295	0.386	0.456	0.511	0.557	0.594	0.626	0.653	0.677	0.697	0.715	0.731	0.746
HEB 550	30388	0.291	0.381	0.450	0.506	0.551	0.589	0.621	0.648	0.672	0.693	0.711	0.727	0.742
HEB 600	29787	0.287	0.376	0.445	0.501	0.547	0.584	0.616	0.644	0.668	0.688	0.707	0.723	0.738

IPE 360		Longitud de la viga (m)												
Soportes	$\frac{1}{2} S_{jini}$ kNm/rad	1.0 m	1.5 m	2.0 m	2.5 m	3.0 m	3.5 m	4.0 m	4.5 m	5.0 m	5.5 m	6.0 m	6.5 m	7.0 m
HEB 180	18379	0.152	0.212	0.264	0.310	0.350	0.386	0.418	0.447	0.473	0.497	0.518	0.538	0.557
HEB 200	21542	0.174	0.240	0.296	0.344	0.387	0.424	0.457	0.486	0.512	0.536	0.558	0.577	0.595
HEB 220	22747	0.182	0.250	0.307	0.357	0.400	0.437	0.470	0.500	0.526	0.550	0.571	0.591	0.608
HEB 240	26083	0.203	0.276	0.337	0.389	0.433	0.471	0.504	0.534	0.560	0.583	0.604	0.623	0.640
HEB 260	27965	0.214	0.290	0.353	0.405	0.450	0.488	0.522	0.551	0.577	0.600	0.621	0.639	0.656
HEB 280	28809	0.219	0.297	0.360	0.413	0.457	0.496	0.529	0.558	0.584	0.607	0.628	0.646	0.663
HEB 300	31963	0.238	0.319	0.384	0.438	0.483	0.522	0.555	0.584	0.609	0.632	0.652	0.670	0.686
HEB 320	33190	0.245	0.327	0.393	0.447	0.493	0.531	0.564	0.593	0.618	0.640	0.660	0.678	0.694
HEB 340	34119	0.250	0.333	0.400	0.454	0.500	0.538	0.571	0.600	0.625	0.647	0.666	0.684	0.700
HEB 360	35001	0.255	0.339	0.406	0.461	0.506	0.544	0.577	0.606	0.631	0.653	0.672	0.689	0.705
HEB 400	36414	0.262	0.348	0.415	0.470	0.516	0.554	0.587	0.615	0.640	0.661	0.681	0.698	0.713
HEB 450	36345	0.262	0.347	0.415	0.470	0.515	0.554	0.586	0.615	0.639	0.661	0.680	0.697	0.713
HEB 500	36244	0.261	0.347	0.414	0.469	0.515	0.553	0.586	0.614	0.639	0.660	0.680	0.697	0.712
HEB 550	35588	0.258	0.342	0.410	0.465	0.510	0.549	0.581	0.610	0.635	0.656	0.676	0.693	0.708
HEB 600	34974	0.254	0.339	0.406	0.460	0.506	0.544	0.577	0.606	0.630	0.652	0.672	0.689	0.705

Longitud de la viga (m)		IPE 330													
7.5 m	8.0 m	8.5 m	9.0 m	9.5 m	10.0 m	10.5 m	11.0 m	11.5 m	12.0 m	12.5 m	13.0 m	13.5 m	14.0 m	14.5 m	15.0 m
0.606	0.622	0.636	0.649	0.661	0.673	0.683	0.693	0.703	0.711	0.720	0.728	0.735	0.742	0.749	0.755
0.622	0.638	0.651	0.664	0.676	0.687	0.698	0.707	0.717	0.725	0.733	0.741	0.748	0.755	0.761	0.767
0.658	0.673	0.686	0.698	0.709	0.720	0.730	0.739	0.747	0.755	0.763	0.770	0.776	0.783	0.788	0.794
0.670	0.684	0.697	0.709	0.720	0.730	0.740	0.748	0.757	0.765	0.772	0.779	0.785	0.791	0.797	0.802
0.699	0.712	0.725	0.736	0.746	0.756	0.765	0.773	0.781	0.788	0.795	0.801	0.807	0.813	0.818	0.823
0.713	0.726	0.738	0.749	0.759	0.768	0.777	0.785	0.792	0.799	0.805	0.812	0.817	0.823	0.828	0.832
0.718	0.731	0.742	0.753	0.763	0.772	0.781	0.789	0.796	0.803	0.809	0.815	0.821	0.826	0.831	0.836
0.738	0.750	0.762	0.772	0.781	0.790	0.798	0.805	0.812	0.818	0.824	0.830	0.835	0.840	0.845	0.849
0.745	0.757	0.768	0.778	0.787	0.796	0.803	0.811	0.817	0.824	0.830	0.835	0.840	0.845	0.850	0.854
0.750	0.762	0.772	0.782	0.791	0.800	0.807	0.815	0.821	0.827	0.833	0.839	0.844	0.848	0.853	0.857
0.754	0.766	0.777	0.786	0.795	0.803	0.811	0.818	0.825	0.831	0.836	0.842	0.847	0.851	0.856	0.860
0.761	0.772	0.783	0.792	0.801	0.809	0.817	0.823	0.830	0.836	0.841	0.846	0.851	0.856	0.860	0.864
0.760	0.771	0.782	0.791	0.800	0.808	0.816	0.822	0.829	0.835	0.840	0.846	0.850	0.855	0.859	0.863
0.758	0.770	0.781	0.790	0.799	0.807	0.815	0.822	0.828	0.834	0.840	0.845	0.850	0.854	0.859	0.863
0.755	0.766	0.777	0.787	0.796	0.804	0.811	0.818	0.825	0.831	0.837	0.842	0.847	0.852	0.856	0.860
0.751	0.763	0.773	0.783	0.792	0.801	0.808	0.815	0.822	0.828	0.834	0.839	0.844	0.849	0.853	0.858

Longitud de la viga (m)		IPE 360													
7.5 m	8.0 m	8.5 m	9.0 m	9.5 m	10.0 m	10.5 m	11.0 m	11.5 m	12.0 m	12.5 m	13.0 m	13.5 m	14.0 m	14.5 m	15.0 m
0.612	0.627	0.641	0.654	0.666	0.678	0.688	0.698	0.707	0.716	0.724	0.732	0.739	0.746	0.753	0.759
0.625	0.640	0.654	0.666	0.678	0.689	0.700	0.709	0.718	0.727	0.735	0.743	0.750	0.757	0.763	0.769
0.656	0.671	0.684	0.696	0.707	0.718	0.728	0.737	0.745	0.753	0.761	0.768	0.775	0.781	0.787	0.792
0.672	0.686	0.699	0.711	0.722	0.732	0.741	0.750	0.758	0.766	0.773	0.780	0.786	0.793	0.798	0.804
0.678	0.692	0.705	0.717	0.728	0.738	0.747	0.756	0.764	0.771	0.778	0.785	0.791	0.797	0.803	0.808
0.700	0.714	0.726	0.737	0.748	0.757	0.766	0.774	0.782	0.789	0.796	0.802	0.808	0.814	0.819	0.824
0.708	0.721	0.733	0.745	0.755	0.764	0.773	0.781	0.788	0.795	0.802	0.808	0.814	0.819	0.824	0.829
0.714	0.727	0.739	0.750	0.760	0.769	0.778	0.785	0.793	0.800	0.806	0.812	0.818	0.823	0.828	0.833
0.719	0.732	0.744	0.754	0.764	0.773	0.782	0.790	0.797	0.804	0.810	0.816	0.822	0.827	0.832	0.837
0.727	0.740	0.751	0.762	0.771	0.780	0.789	0.796	0.803	0.810	0.816	0.822	0.827	0.833	0.837	0.842
0.727	0.739	0.751	0.761	0.771	0.780	0.788	0.796	0.803	0.810	0.816	0.822	0.827	0.832	0.837	0.842
0.726	0.739	0.750	0.761	0.771	0.780	0.788	0.795	0.803	0.809	0.815	0.821	0.827	0.832	0.837	0.841
0.723	0.735	0.747	0.758	0.767	0.776	0.785	0.792	0.800	0.806	0.813	0.819	0.824	0.829	0.834	0.839
0.719	0.732	0.744	0.754	0.764	0.773	0.782	0.790	0.797	0.804	0.810	0.816	0.822	0.827	0.832	0.837
0.612	0.627	0.641	0.654	0.666	0.678	0.688	0.698	0.707	0.716	0.724	0.732	0.739	0.746	0.753	0.759

IPE 400		Longitud de la viga (m)											
Soportes	$\frac{1}{2} S_{lini}$ kNm/rad	1.0 m	1.5 m	2.0 m	2.5 m	3.0 m	3.5 m	4.0 m	4.5 m	5.0 m	5.5 m	6.0 m	6.5 m
HEB 180	21285	0.127	0.180	0.226	0.267	0.305	0.338	0.369	0.397	0.422	0.445	0.467	0.487
HEB 200	25019	0.147	0.205	0.256	0.300	0.340	0.375	0.407	0.436	0.462	0.486	0.507	0.527
HEB 220	26457	0.154	0.214	0.266	0.312	0.353	0.389	0.421	0.450	0.476	0.500	0.521	0.541
HEB 240	30329	0.172	0.238	0.294	0.342	0.384	0.421	0.454	0.484	0.510	0.534	0.555	0.575
HEB 260	32617	0.183	0.251	0.309	0.359	0.402	0.439	0.472	0.502	0.528	0.552	0.573	0.593
HEB 280	33714	0.188	0.258	0.316	0.366	0.410	0.447	0.481	0.510	0.536	0.560	0.581	0.601
HEB 300	37678	0.205	0.279	0.341	0.393	0.437	0.475	0.508	0.538	0.564	0.587	0.608	0.627
HEB 320	39225	0.212	0.288	0.350	0.402	0.447	0.485	0.518	0.548	0.574	0.597	0.618	0.636
HEB 340	40432	0.217	0.294	0.357	0.410	0.454	0.493	0.526	0.555	0.581	0.604	0.625	0.643
HEB 360	41579	0.222	0.300	0.363	0.416	0.461	0.500	0.533	0.562	0.588	0.611	0.631	0.650
HEB 400	43462	0.230	0.309	0.374	0.427	0.472	0.511	0.544	0.573	0.599	0.621	0.642	0.660
HEB 450	43606	0.230	0.310	0.374	0.428	0.473	0.512	0.545	0.574	0.599	0.622	0.642	0.660
HEB 500	43670	0.231	0.310	0.375	0.428	0.473	0.512	0.545	0.574	0.600	0.622	0.643	0.661
HEB 550	43051	0.228	0.307	0.371	0.425	0.470	0.508	0.542	0.571	0.596	0.619	0.639	0.658
HEB 600	42449	0.226	0.304	0.368	0.421	0.466	0.505	0.538	0.567	0.593	0.616	0.636	0.654

IPE 450		Longitud de la viga (m)											
Soportes	$\frac{1}{2} S_{lini}$ kNm/rad	1.0 m	1.5 m	2.0 m	2.5 m	3.0 m	3.5 m	4.0 m	4.5 m	5.0 m	5.5 m	6.0 m	6.5 m
HEB 200	29380	0.121	0.172	0.217	0.257	0.293	0.326	0.356	0.383	0.409	0.432	0.453	0.473
HEB 220	31210	0.128	0.180	0.227	0.269	0.306	0.339	0.370	0.398	0.423	0.447	0.468	0.488
HEB 240	35875	0.144	0.202	0.252	0.297	0.336	0.371	0.403	0.432	0.458	0.481	0.503	0.523
HEB 260	38711	0.154	0.215	0.267	0.313	0.353	0.389	0.421	0.450	0.477	0.500	0.522	0.542
HEB 280	40168	0.159	0.221	0.274	0.321	0.362	0.398	0.430	0.460	0.486	0.510	0.531	0.551
HEB 300	44867	0.174	0.240	0.297	0.345	0.388	0.425	0.458	0.487	0.513	0.537	0.559	0.578
HEB 320	46952	0.181	0.249	0.306	0.356	0.399	0.436	0.469	0.498	0.525	0.549	0.570	0.589
HEB 340	48663	0.186	0.256	0.314	0.364	0.407	0.445	0.478	0.507	0.534	0.557	0.579	0.598
HEB 360	50311	0.191	0.262	0.321	0.372	0.415	0.453	0.486	0.516	0.542	0.566	0.587	0.606
HEB 400	52880	0.199	0.272	0.332	0.383	0.427	0.465	0.499	0.528	0.554	0.578	0.599	0.618
HEB 450	53383	0.201	0.274	0.334	0.386	0.430	0.468	0.501	0.531	0.557	0.580	0.601	0.620
HEB 500	53732	0.202	0.275	0.336	0.387	0.431	0.469	0.503	0.532	0.558	0.582	0.603	0.622
HEB 550	53225	0.200	0.273	0.334	0.385	0.429	0.467	0.500	0.530	0.556	0.579	0.600	0.619
HEB 600	52691	0.199	0.271	0.331	0.383	0.426	0.465	0.498	0.527	0.553	0.577	0.598	0.617

Longitud de la viga (m)														IPE 400	
7.0 m	7.5 m	8.0 m	8.5 m	9.0 m	9.5 m	10.0 m	10.5 m	11.0 m	11.5 m	12.0 m	12.5 m	13.0 m	13.5 m	Soportes	
0.523	0.539	0.554	0.568	0.581	0.594	0.605	0.616	0.627	0.637	0.646	0.655	0.664	0.523	HEB 180	
0.563	0.579	0.593	0.607	0.620	0.632	0.643	0.654	0.664	0.673	0.682	0.691	0.699	0.563	HEB 200	
0.577	0.592	0.607	0.620	0.633	0.645	0.656	0.666	0.676	0.685	0.694	0.702	0.710	0.577	HEB 220	
0.610	0.625	0.639	0.652	0.664	0.675	0.686	0.696	0.705	0.714	0.722	0.730	0.738	0.610	HEB 240	
0.627	0.642	0.655	0.668	0.680	0.691	0.702	0.711	0.720	0.729	0.737	0.744	0.751	0.627	HEB 260	
0.634	0.649	0.663	0.676	0.687	0.698	0.708	0.718	0.727	0.735	0.743	0.750	0.757	0.634	HEB 280	
0.660	0.674	0.687	0.699	0.711	0.721	0.731	0.740	0.748	0.756	0.764	0.771	0.777	0.660	HEB 300	
0.669	0.683	0.696	0.708	0.719	0.729	0.739	0.748	0.756	0.764	0.771	0.778	0.784	0.669	HEB 320	
0.675	0.689	0.702	0.714	0.725	0.735	0.744	0.753	0.761	0.769	0.776	0.783	0.789	0.675	HEB 340	
0.682	0.695	0.708	0.720	0.731	0.740	0.750	0.758	0.766	0.774	0.781	0.788	0.794	0.682	HEB 360	
0.691	0.705	0.717	0.729	0.739	0.749	0.758	0.766	0.774	0.782	0.789	0.795	0.801	0.691	HEB 400	
0.692	0.705	0.718	0.729	0.740	0.750	0.759	0.767	0.775	0.782	0.789	0.796	0.802	0.692	HEB 450	
0.692	0.706	0.718	0.730	0.740	0.750	0.759	0.767	0.775	0.782	0.789	0.796	0.802	0.692	HEB 500	
0.689	0.703	0.715	0.727	0.737	0.747	0.756	0.765	0.773	0.780	0.787	0.793	0.800	0.689	HEB 550	
0.686	0.700	0.712	0.724	0.735	0.744	0.754	0.762	0.770	0.778	0.785	0.791	0.797	0.686	HEB 600	

Longitud de la viga (m)														IPE 450	
7.0 m	7.5 m	8.0 m	8.5 m	9.0 m	9.5 m	10.0 m	10.5 m	11.0 m	11.5 m	12.0 m	12.5 m	13.0 m	13.5 m	Soportes	
0.492	0.509	0.525	0.540	0.554	0.568	0.580	0.592	0.603	0.614	0.624	0.633	0.642	0.651	HEB 200	
0.507	0.524	0.540	0.555	0.569	0.582	0.595	0.607	0.618	0.628	0.638	0.647	0.656	0.665	HEB 220	
0.542	0.559	0.575	0.589	0.603	0.616	0.628	0.639	0.650	0.660	0.669	0.678	0.687	0.695	HEB 240	
0.560	0.577	0.593	0.608	0.621	0.634	0.646	0.657	0.667	0.677	0.686	0.695	0.703	0.711	HEB 260	
0.569	0.586	0.602	0.616	0.630	0.642	0.654	0.665	0.675	0.685	0.694	0.703	0.711	0.718	HEB 280	
0.596	0.613	0.628	0.642	0.655	0.667	0.679	0.689	0.699	0.708	0.717	0.725	0.733	0.740	HEB 300	
0.607	0.624	0.639	0.652	0.665	0.677	0.688	0.699	0.708	0.718	0.726	0.734	0.742	0.749	HEB 320	
0.616	0.632	0.647	0.661	0.673	0.685	0.696	0.706	0.716	0.725	0.733	0.741	0.749	0.756	HEB 340	
0.624	0.640	0.654	0.668	0.681	0.692	0.703	0.713	0.722	0.731	0.740	0.747	0.755	0.762	HEB 360	
0.635	0.651	0.666	0.679	0.691	0.703	0.713	0.723	0.732	0.741	0.749	0.757	0.764	0.771	HEB 400	
0.637	0.653	0.668	0.681	0.693	0.705	0.715	0.725	0.734	0.743	0.751	0.758	0.766	0.772	HEB 450	
0.639	0.655	0.669	0.682	0.695	0.706	0.717	0.726	0.735	0.744	0.752	0.760	0.767	0.773	HEB 500	
0.637	0.653	0.667	0.680	0.693	0.704	0.715	0.724	0.734	0.742	0.750	0.758	0.765	0.772	HEB 550	
0.634	0.650	0.665	0.678	0.690	0.702	0.713	0.722	0.732	0.740	0.748	0.756	0.763	0.770	HEB 600	

Longitud de la viga (m)													HEB 400
14.0 m	14.5 m	15.0 m	15.5 m	16.0 m	16.5 m	17.0 m	17.5 m	18.0 m	18.5 m	19.0 m	19.5 m	20.0 m	Soportes
0.672	0.679	0.687	0.694	0.700	0.707	0.713	0.719	0.724	0.730	0.735	0.740	0.745	HEB 180
0.706	0.713	0.720	0.727	0.733	0.739	0.745	0.750	0.756	0.761	0.765	0.770	0.774	HEB 200
0.718	0.725	0.731	0.738	0.744	0.750	0.755	0.761	0.766	0.771	0.775	0.780	0.784	HEB 220
0.744	0.751	0.757	0.763	0.769	0.774	0.780	0.785	0.789	0.794	0.798	0.802	0.806	HEB 240
0.758	0.764	0.771	0.776	0.782	0.787	0.792	0.797	0.801	0.805	0.810	0.814	0.817	HEB 260
0.764	0.770	0.776	0.782	0.787	0.792	0.797	0.802	0.806	0.811	0.815	0.819	0.822	HEB 280
0.784	0.789	0.795	0.800	0.805	0.810	0.815	0.819	0.823	0.827	0.831	0.834	0.838	HEB 300
0.790	0.796	0.801	0.807	0.812	0.816	0.821	0.825	0.829	0.833	0.836	0.840	0.843	HEB 320
0.795	0.801	0.806	0.811	0.816	0.821	0.825	0.829	0.833	0.837	0.841	0.844	0.847	HEB 340
0.800	0.805	0.811	0.816	0.820	0.825	0.829	0.833	0.837	0.841	0.844	0.848	0.851	HEB 360
0.807	0.812	0.817	0.822	0.827	0.831	0.835	0.839	0.843	0.847	0.850	0.853	0.856	HEB 400
0.807	0.813	0.818	0.823	0.827	0.832	0.836	0.840	0.843	0.847	0.850	0.854	0.857	HEB 450
0.808	0.813	0.818	0.823	0.827	0.832	0.836	0.840	0.844	0.847	0.851	0.854	0.857	HEB 500
0.805	0.811	0.816	0.821	0.825	0.830	0.834	0.838	0.842	0.845	0.849	0.852	0.855	HEB 550
0.803	0.809	0.814	0.819	0.823	0.828	0.832	0.836	0.840	0.843	0.847	0.850	0.854	HEB 600

Longitud de la viga (m)													HEB 450
14.0 m	14.5 m	15.0 m	15.5 m	16.0 m	16.5 m	17.0 m	17.5 m	18.0 m	18.5 m	19.0 m	19.5 m	20.0 m	Soportes
0.659	0.667	0.675	0.682	0.689	0.695	0.701	0.708	0.713	0.719	0.724	0.729	0.734	HEB 200
0.673	0.680	0.688	0.695	0.701	0.708	0.714	0.720	0.725	0.731	0.736	0.741	0.746	HEB 220
0.703	0.710	0.717	0.723	0.730	0.736	0.742	0.747	0.752	0.757	0.762	0.767	0.771	HEB 240
0.718	0.725	0.732	0.738	0.744	0.750	0.756	0.761	0.766	0.771	0.776	0.780	0.785	HEB 260
0.726	0.733	0.739	0.745	0.751	0.757	0.763	0.768	0.773	0.778	0.782	0.787	0.791	HEB 280
0.747	0.754	0.760	0.766	0.772	0.777	0.782	0.787	0.792	0.796	0.800	0.805	0.808	HEB 300
0.756	0.762	0.768	0.774	0.779	0.785	0.790	0.794	0.799	0.803	0.808	0.812	0.815	HEB 320
0.762	0.768	0.774	0.780	0.786	0.791	0.796	0.800	0.805	0.809	0.813	0.817	0.821	HEB 340
0.768	0.774	0.780	0.786	0.791	0.796	0.801	0.806	0.810	0.814	0.818	0.822	0.826	HEB 360
0.777	0.783	0.789	0.794	0.799	0.804	0.809	0.813	0.817	0.822	0.825	0.829	0.833	HEB 400
0.779	0.785	0.790	0.796	0.801	0.806	0.810	0.815	0.819	0.823	0.827	0.830	0.834	HEB 450
0.780	0.786	0.791	0.797	0.802	0.807	0.811	0.816	0.820	0.824	0.828	0.831	0.835	HEB 500
0.778	0.784	0.790	0.795	0.800	0.805	0.810	0.814	0.818	0.822	0.826	0.830	0.834	HEB 550
0.776	0.782	0.788	0.793	0.799	0.804	0.808	0.813	0.817	0.821	0.825	0.829	0.832	HEB 600

IPE 500		Longitud de la viga (m)											
Soportes	$\frac{1}{2} S_{jini}$ KNm/rad	1.0 m	1.5 m	2.0 m	2.5 m	3.0 m	3.5 m	4.0 m	4.5 m	5.0 m	5.5 m	6.0 m	6.5 m
HEB 200	33813	0.100	0.143	0.182	0.218	0.250	0.280	0.308	0.334	0.358	0.380	0.401	0.420
HEB 220	36062	0.106	0.151	0.192	0.229	0.263	0.294	0.322	0.348	0.373	0.395	0.416	0.436
HEB 240	41548	0.120	0.170	0.215	0.255	0.291	0.324	0.354	0.381	0.406	0.429	0.451	0.471
HEB 260	44962	0.129	0.182	0.228	0.270	0.308	0.341	0.372	0.400	0.425	0.449	0.470	0.490
HEB 280	46814	0.134	0.188	0.236	0.278	0.316	0.350	0.381	0.410	0.435	0.459	0.481	0.501
HEB 300	52265	0.147	0.205	0.256	0.301	0.341	0.376	0.408	0.436	0.463	0.486	0.508	0.528
HEB 320	54821	0.153	0.213	0.265	0.311	0.351	0.387	0.419	0.448	0.474	0.498	0.520	0.540
HEB 340	56956	0.158	0.220	0.273	0.319	0.360	0.396	0.429	0.458	0.484	0.508	0.529	0.549
HEB 360	59161	0.163	0.226	0.280	0.328	0.369	0.405	0.438	0.467	0.493	0.517	0.539	0.559
HEB 400	62637	0.171	0.236	0.292	0.340	0.382	0.419	0.452	0.481	0.508	0.532	0.553	0.573
HEB 450	63584	0.173	0.239	0.295	0.344	0.386	0.423	0.456	0.485	0.511	0.535	0.557	0.576
HEB 500	64296	0.175	0.241	0.297	0.346	0.388	0.426	0.459	0.488	0.514	0.538	0.560	0.579
HEB 550	63971	0.174	0.240	0.296	0.345	0.387	0.424	0.457	0.487	0.513	0.537	0.558	0.578
HEB 600	63564	0.173	0.239	0.295	0.344	0.386	0.423	0.456	0.485	0.511	0.535	0.557	0.576

IPE 550		Longitud de la viga (m)											
Soportes	$\frac{1}{2} S_{jini}$ KNm/rad	1.0 m	1.5 m	2.0 m	2.5 m	3.0 m	3.5 m	4.0 m	4.5 m	5.0 m	5.5 m	6.0 m	6.5 m
HEB 220	41097	0.089	0.127	0.163	0.195	0.226	0.254	0.280	0.304	0.327	0.348	0.368	0.387
HEB 240	47445	0.101	0.144	0.183	0.219	0.252	0.282	0.310	0.336	0.359	0.382	0.402	0.422
HEB 260	51370	0.108	0.154	0.195	0.233	0.267	0.298	0.327	0.353	0.378	0.401	0.422	0.441
HEB 280	53649	0.113	0.160	0.202	0.241	0.276	0.308	0.337	0.363	0.388	0.411	0.432	0.452
HEB 300	60129	0.124	0.176	0.221	0.262	0.299	0.332	0.363	0.390	0.416	0.439	0.460	0.480
HEB 320	63066	0.130	0.183	0.230	0.272	0.309	0.343	0.374	0.402	0.427	0.451	0.472	0.492
HEB 340	65671	0.134	0.189	0.237	0.280	0.318	0.352	0.383	0.411	0.437	0.461	0.482	0.502
HEB 360	68189	0.139	0.195	0.244	0.287	0.326	0.361	0.392	0.421	0.446	0.470	0.492	0.512
HEB 400	72666	0.147	0.205	0.256	0.301	0.340	0.376	0.407	0.436	0.462	0.486	0.508	0.528
HEB 450	74321	0.149	0.209	0.260	0.305	0.345	0.381	0.413	0.442	0.468	0.492	0.513	0.533
HEB 500	75679	0.152	0.212	0.264	0.309	0.349	0.385	0.417	0.446	0.472	0.496	0.518	0.538
HEB 550	75619	0.152	0.212	0.263	0.309	0.349	0.385	0.417	0.446	0.472	0.496	0.518	0.538
HEB 600	75411	0.151	0.211	0.263	0.308	0.349	0.384	0.416	0.445	0.471	0.495	0.517	0.537

Longitud de la viga (m)														IPE 500	
7.0 m	7.5 m	8.0 m	8.5 m	9.0 m	9.5 m	10.0 m	10.5 m	11.0 m	11.5 m	12.0 m	12.5 m	13.0 m	13.5 m	Soportes	
0.438	0.455	0.471	0.486	0.501	0.514	0.527	0.539	0.551	0.562	0.572	0.582	0.591	0.601	HEB 200	
0.454	0.471	0.487	0.502	0.517	0.530	0.543	0.555	0.566	0.577	0.588	0.598	0.607	0.616	HEB 220	
0.489	0.506	0.523	0.538	0.552	0.565	0.578	0.590	0.601	0.611	0.621	0.631	0.640	0.649	HEB 240	
0.509	0.526	0.542	0.557	0.571	0.584	0.597	0.609	0.620	0.630	0.640	0.649	0.658	0.667	HEB 260	
0.519	0.536	0.552	0.567	0.581	0.594	0.607	0.618	0.629	0.639	0.649	0.658	0.667	0.675	HEB 280	
0.546	0.563	0.579	0.594	0.608	0.621	0.633	0.644	0.654	0.664	0.674	0.683	0.691	0.699	HEB 300	
0.558	0.575	0.591	0.605	0.619	0.632	0.644	0.655	0.665	0.675	0.684	0.693	0.701	0.709	HEB 320	
0.568	0.584	0.600	0.615	0.628	0.641	0.652	0.663	0.674	0.683	0.692	0.701	0.709	0.717	HEB 340	
0.577	0.594	0.609	0.623	0.637	0.649	0.661	0.672	0.682	0.691	0.700	0.709	0.717	0.725	HEB 360	
0.591	0.607	0.623	0.637	0.650	0.662	0.673	0.684	0.694	0.703	0.712	0.721	0.728	0.736	HEB 400	
0.594	0.611	0.626	0.640	0.653	0.665	0.677	0.687	0.697	0.707	0.715	0.724	0.731	0.739	HEB 450	
0.597	0.614	0.629	0.643	0.656	0.668	0.679	0.690	0.700	0.709	0.718	0.726	0.734	0.741	HEB 500	
0.596	0.612	0.628	0.642	0.655	0.667	0.678	0.689	0.699	0.708	0.717	0.725	0.733	0.740	HEB 550	
0.594	0.611	0.626	0.640	0.653	0.665	0.677	0.687	0.697	0.707	0.715	0.723	0.731	0.739	HEB 600	

Longitud de la viga (m)														IPE 550	
7.0 m	7.5 m	8.0 m	8.5 m	9.0 m	9.5 m	10.0 m	10.5 m	11.0 m	11.5 m	12.0 m	12.5 m	13.0 m	13.5 m	Soportes	
0.405	0.422	0.437	0.452	0.467	0.480	0.493	0.505	0.517	0.528	0.538	0.549	0.558	0.567	HEB 220	
0.440	0.457	0.473	0.488	0.502	0.516	0.529	0.541	0.552	0.563	0.574	0.584	0.593	0.602	HEB 240	
0.460	0.477	0.493	0.508	0.522	0.536	0.548	0.561	0.572	0.583	0.593	0.603	0.612	0.621	HEB 260	
0.470	0.488	0.504	0.519	0.533	0.547	0.559	0.571	0.583	0.593	0.604	0.613	0.623	0.631	HEB 280	
0.499	0.516	0.532	0.547	0.561	0.575	0.587	0.599	0.610	0.621	0.631	0.640	0.649	0.657	HEB 300	
0.511	0.528	0.544	0.559	0.573	0.586	0.599	0.610	0.621	0.632	0.642	0.651	0.660	0.668	HEB 320	
0.521	0.538	0.554	0.569	0.583	0.596	0.608	0.620	0.631	0.641	0.651	0.660	0.669	0.677	HEB 340	
0.530	0.547	0.563	0.578	0.592	0.605	0.617	0.629	0.639	0.650	0.659	0.668	0.677	0.685	HEB 360	
0.546	0.563	0.579	0.594	0.607	0.620	0.632	0.643	0.654	0.664	0.673	0.682	0.691	0.699	HEB 400	
0.552	0.569	0.584	0.599	0.613	0.625	0.637	0.649	0.659	0.669	0.678	0.687	0.696	0.704	HEB 450	
0.556	0.573	0.589	0.603	0.617	0.630	0.642	0.653	0.663	0.673	0.682	0.691	0.699	0.707	HEB 500	
0.556	0.573	0.589	0.603	0.617	0.629	0.641	0.653	0.663	0.673	0.682	0.691	0.699	0.707	HEB 550	
0.555	0.572	0.588	0.603	0.616	0.629	0.641	0.652	0.662	0.672	0.682	0.690	0.699	0.707	HEB 600	

Longitud de la viga (m)													IPE 500
14.0 m	14.5 m	15.0 m	15.5 m	16.0 m	16.5 m	17.0 m	17.5 m	18.0 m	18.5 m	19.0 m	19.5 m	20.0 m	Soportes
0.609	0.618	0.626	0.633	0.640	0.648	0.654	0.661	0.667	0.673	0.679	0.685	0.690	HEB 200
0.624	0.633	0.640	0.648	0.655	0.662	0.669	0.675	0.681	0.687	0.693	0.698	0.704	HEB 220
0.657	0.665	0.672	0.680	0.686	0.693	0.699	0.705	0.711	0.717	0.722	0.727	0.732	HEB 240
0.675	0.682	0.690	0.697	0.703	0.710	0.716	0.722	0.727	0.733	0.738	0.743	0.748	HEB 260
0.683	0.691	0.698	0.705	0.712	0.718	0.724	0.730	0.735	0.740	0.745	0.750	0.755	HEB 280
0.707	0.714	0.721	0.727	0.734	0.740	0.745	0.751	0.756	0.761	0.766	0.770	0.775	HEB 300
0.717	0.724	0.730	0.737	0.743	0.749	0.754	0.760	0.765	0.770	0.774	0.779	0.783	HEB 320
0.724	0.731	0.738	0.744	0.750	0.756	0.761	0.766	0.771	0.776	0.781	0.785	0.790	HEB 340
0.732	0.739	0.745	0.751	0.757	0.763	0.768	0.773	0.778	0.783	0.787	0.792	0.796	HEB 360
0.743	0.749	0.756	0.762	0.767	0.773	0.778	0.783	0.788	0.792	0.797	0.801	0.805	HEB 400
0.746	0.752	0.759	0.764	0.770	0.776	0.781	0.786	0.790	0.795	0.799	0.803	0.807	HEB 450
0.748	0.754	0.761	0.766	0.772	0.777	0.783	0.787	0.792	0.797	0.801	0.805	0.809	HEB 500
0.747	0.753	0.760	0.766	0.771	0.777	0.782	0.787	0.791	0.796	0.800	0.804	0.808	HEB 550
0.746	0.752	0.758	0.764	0.770	0.775	0.781	0.786	0.790	0.795	0.799	0.803	0.807	HEB 600

Longitud de la viga (m)													IPE 550
14.0 m	14.5 m	15.0 m	15.5 m	16.0 m	16.5 m	17.0 m	17.5 m	18.0 m	18.5 m	19.0 m	19.5 m	20.0 m	Soportes
0.576	0.585	0.593	0.601	0.609	0.616	0.623	0.630	0.636	0.643	0.649	0.655	0.660	HEB 220
0.611	0.619	0.627	0.635	0.642	0.649	0.656	0.663	0.669	0.675	0.681	0.686	0.692	HEB 240
0.630	0.638	0.646	0.653	0.660	0.667	0.674	0.680	0.686	0.692	0.698	0.703	0.708	HEB 260
0.640	0.648	0.656	0.663	0.670	0.677	0.683	0.689	0.695	0.701	0.707	0.712	0.717	HEB 280
0.666	0.673	0.681	0.688	0.695	0.701	0.707	0.713	0.719	0.725	0.730	0.735	0.740	HEB 300
0.676	0.684	0.691	0.698	0.705	0.711	0.717	0.723	0.729	0.734	0.739	0.744	0.749	HEB 320
0.685	0.692	0.700	0.707	0.713	0.719	0.725	0.731	0.737	0.742	0.747	0.752	0.756	HEB 340
0.693	0.700	0.708	0.714	0.721	0.727	0.733	0.738	0.744	0.749	0.754	0.759	0.763	HEB 360
0.706	0.714	0.720	0.727	0.733	0.739	0.745	0.750	0.756	0.761	0.766	0.770	0.775	HEB 400
0.711	0.718	0.725	0.731	0.738	0.744	0.749	0.755	0.760	0.765	0.770	0.774	0.779	HEB 450
0.715	0.722	0.729	0.735	0.741	0.747	0.753	0.758	0.763	0.768	0.773	0.777	0.782	HEB 500
0.715	0.722	0.728	0.735	0.741	0.747	0.752	0.758	0.763	0.768	0.773	0.777	0.781	HEB 550
0.714	0.721	0.728	0.734	0.740	0.746	0.752	0.757	0.762	0.767	0.772	0.777	0.781	HEB 600

IPE 600		Longitud de la viga (m)											
Soportes	$\frac{1}{2} S_{jini}$ kNm/rad	1.0 m	1.5 m	2.0 m	2.5 m	3.0 m	3.5 m	4.0 m	4.5 m	5.0 m	5.5 m	6.0 m	6.5 m
HEB 220	46279	0.074	0.107	0.138	0.166	0.193	0.218	0.242	0.264	0.285	0.305	0.324	0.341
HEB 240	53418	0.084	0.121	0.156	0.187	0.216	0.244	0.269	0.293	0.315	0.336	0.356	0.374
HEB 260	57978	0.091	0.130	0.167	0.200	0.231	0.259	0.286	0.310	0.333	0.355	0.375	0.394
HEB 280	60723	0.095	0.136	0.173	0.207	0.239	0.268	0.295	0.320	0.344	0.365	0.386	0.405
HEB 300	68014	0.105	0.150	0.190	0.227	0.260	0.291	0.319	0.345	0.370	0.392	0.413	0.432
HEB 320	71481	0.110	0.156	0.198	0.236	0.270	0.301	0.330	0.357	0.381	0.404	0.425	0.445
HEB 340	74427	0.114	0.161	0.204	0.243	0.278	0.310	0.339	0.366	0.391	0.414	0.435	0.455
HEB 360	77424	0.118	0.167	0.211	0.250	0.286	0.318	0.348	0.375	0.400	0.423	0.445	0.465
HEB 400	82804	0.125	0.176	0.222	0.263	0.300	0.333	0.363	0.391	0.416	0.440	0.461	0.481
HEB 450	85059	0.128	0.180	0.227	0.268	0.305	0.339	0.370	0.398	0.423	0.446	0.468	0.488
HEB 500	86935	0.130	0.184	0.231	0.273	0.310	0.344	0.375	0.403	0.428	0.452	0.473	0.493
HEB 550	87417	0.131	0.184	0.232	0.274	0.311	0.345	0.376	0.404	0.430	0.453	0.475	0.495
HEB 600	87703	0.131	0.185	0.232	0.274	0.312	0.346	0.377	0.405	0.430	0.454	0.476	0.496

Longitud de la viga (m)														IPE 600
7.0 m	7.5 m	8.0 m	8.5 m	9.0 m	9.5 m	10.0 m	10.5 m	11.0 m	11.5 m	12.0 m	12.5 m	13.0 m	13.5 m	Soportes
0.358	0.374	0.390	0.404	0.418	0.431	0.444	0.456	0.467	0.478	0.489	0.499	0.509	0.519	HEB 220
0.392	0.409	0.424	0.439	0.453	0.467	0.479	0.492	0.503	0.514	0.525	0.535	0.545	0.554	HEB 240
0.412	0.428	0.444	0.459	0.474	0.487	0.500	0.512	0.524	0.535	0.545	0.555	0.565	0.574	HEB 260
0.423	0.440	0.456	0.471	0.485	0.499	0.511	0.524	0.535	0.546	0.557	0.567	0.576	0.586	HEB 280
0.451	0.468	0.484	0.499	0.513	0.527	0.540	0.552	0.563	0.574	0.585	0.594	0.604	0.613	HEB 300
0.463	0.480	0.496	0.512	0.526	0.539	0.552	0.564	0.575	0.586	0.597	0.606	0.616	0.625	HEB 320
0.473	0.490	0.507	0.522	0.536	0.549	0.562	0.574	0.585	0.596	0.606	0.616	0.625	0.634	HEB 340
0.483	0.500	0.516	0.531	0.546	0.559	0.572	0.584	0.595	0.606	0.616	0.625	0.634	0.643	HEB 360
0.500	0.517	0.533	0.548	0.562	0.576	0.588	0.600	0.611	0.621	0.631	0.641	0.650	0.658	HEB 400
0.507	0.524	0.540	0.555	0.569	0.582	0.595	0.606	0.617	0.628	0.638	0.647	0.656	0.664	HEB 450
0.512	0.529	0.545	0.560	0.574	0.587	0.600	0.611	0.622	0.633	0.643	0.652	0.661	0.669	HEB 500
0.513	0.531	0.547	0.562	0.576	0.589	0.601	0.613	0.624	0.634	0.644	0.653	0.662	0.670	HEB 550
0.514	0.531	0.547	0.562	0.576	0.590	0.602	0.614	0.624	0.635	0.645	0.654	0.663	0.671	HEB 600

Longitud de la viga (m)													IPE 600
14.0 m	14.5 m	15.0 m	15.5 m	16.0 m	16.5 m	17.0 m	17.5 m	18.0 m	18.5 m	19.0 m	19.5 m	20.0 m	Soportes
0.528	0.536	0.545	0.553	0.561	0.568	0.576	0.583	0.589	0.596	0.603	0.609	0.615	HEB 220
0.563	0.572	0.580	0.588	0.596	0.603	0.610	0.617	0.624	0.630	0.636	0.642	0.648	HEB 240
0.583	0.592	0.600	0.608	0.615	0.623	0.629	0.636	0.643	0.649	0.655	0.661	0.667	HEB 260
0.594	0.603	0.611	0.619	0.626	0.633	0.640	0.647	0.653	0.659	0.665	0.671	0.677	HEB 280
0.621	0.630	0.638	0.645	0.652	0.659	0.666	0.672	0.678	0.684	0.690	0.696	0.701	HEB 300
0.633	0.641	0.649	0.656	0.663	0.670	0.677	0.683	0.689	0.695	0.701	0.706	0.711	HEB 320
0.642	0.650	0.658	0.665	0.672	0.679	0.686	0.692	0.698	0.704	0.709	0.714	0.720	HEB 340
0.651	0.659	0.667	0.674	0.681	0.688	0.694	0.700	0.706	0.712	0.717	0.722	0.727	HEB 360
0.666	0.674	0.682	0.689	0.695	0.702	0.708	0.714	0.720	0.725	0.731	0.736	0.741	HEB 400
0.672	0.680	0.687	0.694	0.701	0.708	0.714	0.720	0.725	0.731	0.736	0.741	0.746	HEB 450
0.677	0.685	0.692	0.699	0.706	0.712	0.718	0.724	0.730	0.735	0.740	0.745	0.750	HEB 500
0.678	0.686	0.693	0.700	0.707	0.713	0.719	0.725	0.731	0.736	0.741	0.746	0.751	HEB 550
0.679	0.687	0.694	0.701	0.708	0.714	0.720	0.726	0.731	0.737	0.742	0.747	0.751	HEB 600

10. APLICACIONES PRACTICAS

10.1 INTRODUCCION

En este capítulo se presentan varios ejemplos de estructuras diseñadas con el tipo de uniones viga-soporte calculadas en el capítulo 7.

El análisis y cálculo de los pórticos, considerando las propiedades de las mismas, se ha realizado siguiendo las directrices del segundo y tercer capítulo.

Las solicitaciones y movimientos de los nudos se han obtenido con el programa de cálculo EFCiD¹, introduciendo el grado de rigidez de las uniones calculado en el capítulo 9.

La comprobaciones de las barras y las uniones se han realizado siguiendo los criterios del Eurocódigo 3.

¹ EFCiD v 8.5 (2006) © Universidad Politécnica de Valencia. APG & AAD Departamento de Mecánica del Medio Continuo y Teoría de las Estructuras.

Los ejemplos de aplicación desarrollados se dividen en dos grupos según el objeto de análisis de los mismos.

En la primera parte se calculan una batería de pórticos genéricos diseñados con las uniones calculadas en el capítulo 7, modelizadas según las distintas alternativas que propone la norma: diagrama de comportamiento elástico o plástico y uniones semi-rígidas o nominalmente rígidas, analizando su influencia en el comportamiento global de la estructura considerando pórticos de uno, dos, tres o varios vanos, diferentes longitudes de viga, una o varias plantas... comparando los resultados obtenidos con los de los mismos pórticos con uniones articuladas o rigidizadas, con el fin de obtener un rango de validez para cada uno de estos tipos de unión.

En la segunda parte se analizan los ejemplos prácticos, desarrollados en los trabajos de investigación enfocados a demostrar las ventajas económicas de las uniones flexibles, comentados en el capítulo de antecedentes, utilizando las uniones no rigidizadas calculadas en el capítulo 7, con objeto de valorar si ofrecen las mismas ventajas que las uniones propuestas, comparando el dimensionado adoptado con el correspondiente a las uniones rígidas y articuladas.

De acuerdo con este esquema se han desarrollado los siguientes ejemplos de aplicación:

PRIMERA PARTE

Ejemplo nº 1: Modelización de las uniones como nominalmente rígidas y, cuando no es posible, como semi-rígidas. Diagrama de comportamiento en régimen elástico. IPE 400

Ejemplo nº 2: Uniones nominalmente rígidas y semi-rígidas en régimen elástico. Comparación con las articuladas, rígidas de resistencia parcial y rígidas de resistencia completa. IPE 400

Ejemplo nº 3: Modelización de las uniones como semi-rígidas en régimen plástico. Comparación con las articuladas, las no rigidizadas nominalmente rígidas (si es posible), rígidas de resistencia parcial y rígidas de resistencia completa. IPE 300, 330, 360 y 400

Ejemplo nº 4: Uniones articuladas, semi-rígidas en régimen plástico, no rigidizadas nominalmente rígidas (si es posible), rígidas de resistencia parcial y rígidas de resistencia completa en pórticos de dos vanos desiguales. Comparación con los pórticos de dos vanos iguales del ejemplo anterior. IPE 300, 330, 360 y 400.

Ejemplo nº 5: Uniones semi-rígidas en régimen plástico y rígidas de resistencia completa en pórticos de cinco plantas. Todos los soportes iguales. Vigas IPE 300.

Ejemplo nº 6: Uniones semi-rígidas en régimen plástico y rígidas de resistencia completa en pórticos de cinco plantas. Soportes crecientes a medida que se acercan a la cimentación. Vigas IPE 300.

Ejemplo nº 7: Comparación del comportamiento de las uniones articuladas, semi-rígidas en régimen plástico, rígidas de resistencia parcial y completa en pórticos de una sola planta, de cinco plantas con soportes iguales y cinco plantas con soportes crecientes a medida que se acercan a la cimentación. IPE 300.

SEGUNDA PARTE

Ejemplo nº 8: Pórtico de tres vanos y cuatro plantas analizado por D. Anderson A. Colson y J.P. Jaspart en "*Connections and Frame Design for Economy*" New Steel Construction, 1993.

Se compara el coste de la estructura con uniones semi-rígidas (en kg de acero) con el de las uniones rígidas y articuladas, calculando el sobre coste que deberían tener las dos primeras para que las tres soluciones resulten igual de económicas.

Ejemplo nº 9: Pórtico de dos vanos y dos plantas. Corresponde al primer ejemplo práctico del manual *"Frame design including joint behaviour"* publicado bajo la supervisión de R. Maquoi y B. Chabrolin en 1998.

Se compara el peso de la estructura con uniones semi-rígidas, rígidas y articuladas, resultando esta última la más favorable.

Ejemplo nº 10: Pórtico traslacional de tres vanos y tres plantas. Corresponde al segundo ejemplo práctico del manual *"Frame design including joint behaviour"* publicado bajo la supervisión de R. Maquoi y B. Chabrolin en 1998. Se compara el coste, en kilos de acero, de la estructura resuelta con uniones rígidas y semi-rígidas.

Ejemplo nº 11: Pórtico de tres vanos y dos plantas analizado por J.M Cabrero y E. Bayo en el artículo de investigación *"Development of practical design methods for steel structures with semi-rigid connections"* Engineering Structures 27 (2005)

Se compara el peso de la estructura con uniones semi-rígidas, rígidas y articuladas evaluando el coste de las uniones en kg de acero.

PRIMERA PARTE**10.2 EJEMPLO DE APLICACIÓN Nº 1****GEOMETRIA**

Pórticos de una sola planta de 3 metros de altura y uno, dos o varios vanos iguales de luces igual a 6.0; 6.5; 7.0; 7.5; 8.0; 8.5 y 9.0 metros (ver figura 10.1)

BARRAS

Vigas: perfil IPE 400 de acero S 275

Soportes: perfiles de la serie HEB de acero S 275

UNIONES

Las uniones entre la viga y los soportes se diseñan tal y como muestra la figura 10.2. El diagrama $M-\emptyset$ adoptado es de la figura 10.3. Las propiedades de estas uniones, correspondientes a un momento sollicitación $M_{Sd} < \frac{2}{3} M_{j,Rd}$, se muestran en la tabla 10.1 (Estas propiedades se han tomado del capítulo 7)

Para clasificar¹ estas uniones en función de su rigidez, se compara la longitud de la viga con el límite² L_{rig} , de modo que:

- Si $L_b < L_{rig} \rightarrow$ La unión es semi-rígida.

El grado de rigidez de esta unión se calcula a partir de la expresión [9.44] considerando como valor de la rigidez, la rigidez inicial $S_{j,ini}$ recogida en la tabla 10.1. La resistencia a flexión se limita a $\frac{2}{3} M_{j,Rd}$, valor recogido en la tabla 10.1.

- Si $L_b > L_{rig} \rightarrow$ La unión se considera rígida de resistencia parcial. El grado de rigidez de esta unión es igual a la unidad y la resistencia a flexión igual a $\frac{2}{3} M_{j,Rd}$ (tabla 10.1).

¹ Los límites de clasificación se establecieron en el epígrafe 3.1.

² Mostrado en la tabla 10.1

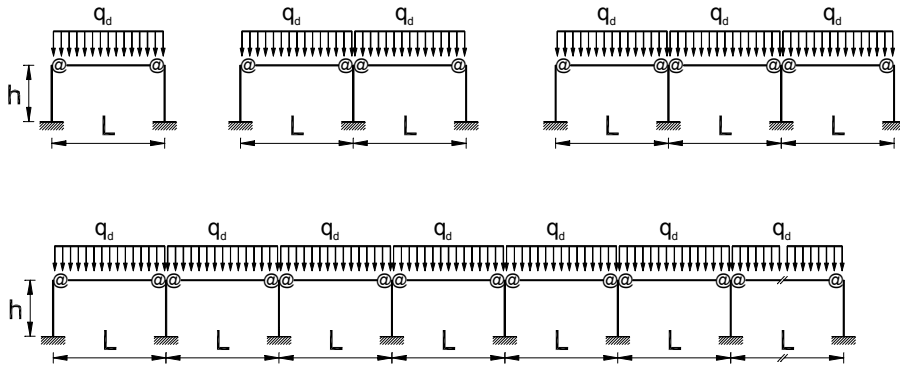


figura 10.1

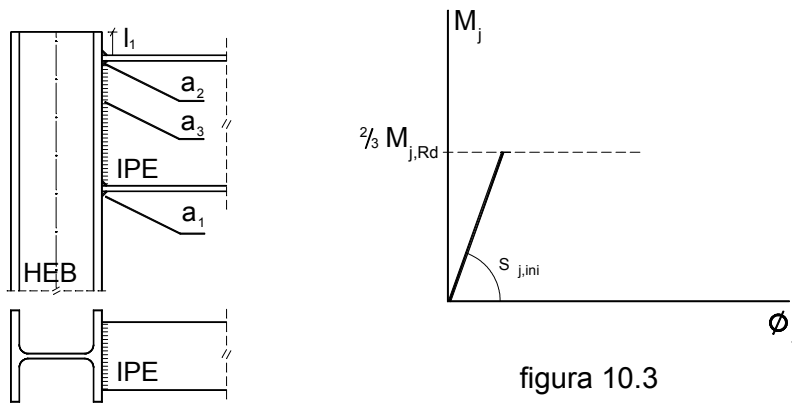


figura 10.3

figura 10.2

IPE 400			$N_{sd} < 105,62 \text{ KN}$		$V_{sd} < 308,38 \text{ KN}$		
S	$a_3 = 4,0 \text{ mm}$		Clasificación		$M_{j,sd} < 2/3 M_{j,Rd}$		Coeficiente de rigidez
275	a_1	a_2	L_{art}	L_{rig}	$2/3 M_{j,Rd}$	$S_{j,ini}$	
Soportes	a_1	a_2	l_1	m	m	$\text{KN}\cdot\text{m}$	KNm/rad
HEB 180	5,5	80	0,57	9,13	67,91	42571	$r = \frac{1}{1 + \frac{3 \cdot EI}{S_{j,ini} \cdot L}}$
HEB 200	6,0	91	0,49	7,77	83,17	50038	
HEB 220	6,0	93	0,46	7,34	93,31	52914	
HEB 240	6,5	104	0,40	6,41	111,26	60658	
HEB 260	7,0	114	0,37	5,96	125,21	65234	

tabla 10.1

CALCULO

Se obtiene el valor de la máxima carga de cálculo uniformemente repartida sobre la viga, q_d (T/m), que agota las estructuras analizadas.

Para ello, se ha comprobado la resistencia a flexión de las barras, la resistencia a pandeo de los soportes y la resistencia a flexión de la unión³ (se considera que el momento resistente de la unión es igual a $\frac{2}{3} M_{j,Rd}$).

Se limita la flecha máxima⁴ en centro de vano a $L/300$ considerando que un 40% de la carga tiene carácter variable.

Los resultados obtenidos se recogen en la tabla 10.2.

CONCLUSIONES

En esta tabla se observa en primer lugar, que es la resistencia a flexión de la unión la que determina la carga uniformemente repartida de agotamiento, disminuyendo su valor a medida que aumenta la longitud de la viga, independientemente del número de vanos. Esta reducción entra dentro de lo previsible, dado que una longitud mayor implica más carga y por tanto más momento.

Con objeto de evaluar si el incremento del flector que solicita a la unión es proporcional al aumento de la luz, se obtiene el cociente entre el valor del momento solicitación que determina la carga de agotamiento de los pórticos de un vano, dos, y tres (uniones A, B y B respectivamente de la figura 10.4) y el momento isostático correspondiente a la viga, representando los resultados obtenidos para los pórticos de un vano en la figura 10.5, los de dos vanos en la figura 10.6 y los de tres en la figura 10.7.

³ Si esta última es la causa del agotamiento, el valor de dicha carga se muestra en negrita.

⁴ Finalizado el cálculo se concluye que la condición de deformación no es determinante.

tabla 10.2. Carga repartida de agotamiento

IPE 400		ACERO S 275						
Rigidez unión = S_{jini}		q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
$h = 300$ (cm)	Longitud del vano	600 (cm)	650 (cm)	700 (cm)	750 (cm)	800 (cm)	850 (cm)	900 (cm)
UN VANO	HEB 180	6.79	5.48	4.51	3.76	3.17	2.71	2.34
	HEB 200	6.68	5.43	4.49	3.77	2.75	2.37	2.07
	HEB 220	6.45	5.27	3.76	3.14	2.69	2.34	2.05
	HEB 240	6.74	4.67	3.94	3.36	2.90	2.53	2.22
	HEB 260	5.81	4.85	4.10	3.51	3.04	2.66	2.34
DOS VANOS	HEB 180	2.62	2.18	1.84	1.57	1.36	1.18	0.75
	HEB 200	3.12	2.60	2.20	1.89	1.20	1.06	0.95
	HEB 220	3.52	2.94	2.49	1.57	1.39	1.23	1.11
	HEB 240	4.13	2.55	2.21	1.93	1.71	1.52	1.36
	HEB 260	3.44	2.95	2.55	2.24	1.98	1.76	1.58
TRES VANOS	HEB 180	2.81	2.34	1.97	1.68	1.46	1.27	0.85
	HEB 200	3.30	2.75	2.33	2.00	1.32	1.17	1.05
	HEB 220	3.68	3.07	2.60	1.70	1.50	1.33	1.19
	HEB 240	4.27	2.73	2.36	2.06	1.81	1.61	1.43
	HEB 260	3.64	3.10	2.68	2.34	2.06	1.83	1.63
CUATRO VANOS	HEB 180	2.78	2.31	1.95	1.67	1.44	1.26	0.82
	HEB 200	3.28	2.73	2.31	1.98	1.29	1.15	1.03
	HEB 220	3.65	3.05	2.58	1.68	1.48	1.31	1.17
	HEB 240	4.25	2.69	2.32	2.03	1.79	1.59	1.42
	HEB 260	3.59	3.07	2.65	2.32	2.04	1.81	1.62
CINCO VANOS	HEB 180	2.79	2.31	1.95	1.67	1.44	1.26	0.83
	HEB 200	3.27	2.73	2.31	1.98	1.30	1.15	1.03
	HEB 220	3.65	3.05	2.58	1.68	1.48	1.31	1.17
	HEB 240	4.24	2.62	2.32	2.03	1.79	1.58	1.42
	HEB 260	3.59	2.99	2.65	2.31	2.04	1.81	1.61
SEIS VANOS	HEB 180	2.78	2.31	1.95	1.67	1.44	1.26	0.83
	HEB 200	3.27	2.73	2.31	1.98	1.30	1.15	1.03
	HEB 220	3.65	3.04	2.58	1.67	1.47	1.31	1.17
	HEB 240	4.23	2.68	2.32	2.02	1.78	1.58	1.41
	HEB 260	3.58	3.06	2.64	2.30	2.03	1.80	1.61

NOTA: Las celdas sombreadas corresponden a uniones cuya rigidez supera 8 veces la de la viga unida, por lo que se han modelizado como uniones rígidas (grado de rigidez igual a la unidad)
Los valores en negrita corresponden al agotamiento de la unión.

IPE 400		ACERO S 275						
Rigidez unión = $S_{j,ini}$		q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
$h = 300$ (cm)	Longitud del vano	600 (cm)	650 (cm)	700 (cm)	750 (cm)	800 (cm)	850 (cm)	900 (cm)
SIETE VANOS	HEB 180	2.78	2.31	1.95	1.66	1.44	1.25	0.83
	HEB 200	3.27	2.74	2.30	1.97	1.29	1.15	1.03
	HEB 220	3.64	3.04	2.57	1.67	1.47	1.31	1.17
	HEB 240	4.23	2.68	2.31	2.02	1.78	1.58	1.41
	HEB 260	3.57	3.05	2.63	2.30	2.02	1.80	1.60
OCHO VANOS	HEB 180	2.78	2.31	1.95	1.66	1.44	1.25	0.82
	HEB 200	3.27	2.72	2.30	1.97	1.29	1.15	1.02
	HEB 220	3.64	3.03	2.57	1.67	1.47	1.30	1.16
	HEB 240	4.22	2.68	2.31	2.02	1.77	1.57	1.41
	HEB 260	3.57	3.04	2.63	2.29	2.02	1.79	1.60
NUEVE VANOS	HEB 180	2.78	2.31	1.95	1.66	1.44	1.25	0.82
	HEB 200	3.26	2.72	2.30	1.97	1.29	1.15	1.02
	HEB 220	3.63	3.03	2.57	1.67	1.47	1.30	1.16
	HEB 240	4.21	2.67	2.31	2.01	1.77	1.57	1.40
	HEB 260	3.56	3.04	2.62	2.29	2.02	1.79	1.60
DIEZ VANOS	HEB 180	2.78	2.31	1.94	1.66	1.43	1.25	0.82
	HEB 200	3.26	2.72	2.30	1.97	1.29	1.14	1.02
	HEB 220	3.64	3.03	2.56	1.67	1.47	1.30	1.16
	HEB 240	4.21	2.67	2.30	2.01	1.77	1.57	1.40
	HEB 260	3.55	3.03	2.62	2.29	2.01	1.79	1.60
QUINCE VANOS	HEB 180	2.77	2.30	1.94	1.66	1.43	1.25	0.82
	HEB 200	3.25	2.71	2.29	1.96	1.29	1.14	1.02
	HEB 220	3.51	3.02	2.55	1.66	1.46	1.30	1.16
	HEB 240	4.14	2.66	2.29	2.00	1.76	1.56	1.40
	HEB 260	3.54	3.02	2.61	2.28	2.00	1.78	1.59
VEINTE VANOS	HEB 180	2.77	2.30	1.94	1.65	1.43	1.25	0.82
	HEB 200	3.25	2.70	2.29	1.96	1.29	1.14	1.02
	HEB 220	3.61	3.01	1.90	1.66	1.46	1.29	1.15
	HEB 240	4.18	2.65	2.29	2.00	1.76	1.56	1.39
	HEB 260	3.53	3.01	2.60	2.27	2.00	1.77	1.59
TREINTA VANOS	HEB 180	2.76	2.29	1.93	1.65	1.43	1.24	0.82
	HEB 200	3.24	2.70	2.28	1.95	1.28	1.14	1.02
	HEB 220	3.60	3.00	1.90	1.65	1.46	1.29	1.15
	HEB 240	4.17	2.65	2.29	2.00	1.76	1.56	1.39
	HEB 260	3.53	3.01	2.60	2.27	2.00	1.77	1.58

NOTA: Las celdas sombreadas corresponden a uniones cuya rigidez supera 8 veces la de la viga unida, por lo que se han modelizado como uniones rígidas (grado de rigidez igual a la unidad)
Los valores en negrita corresponden al agotamiento de la unión.

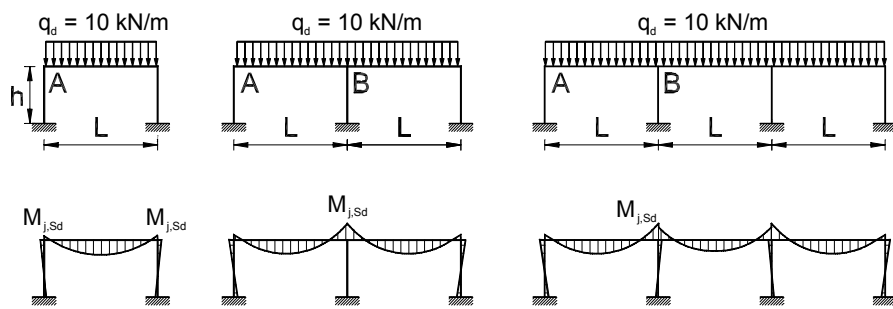


figura 10.4

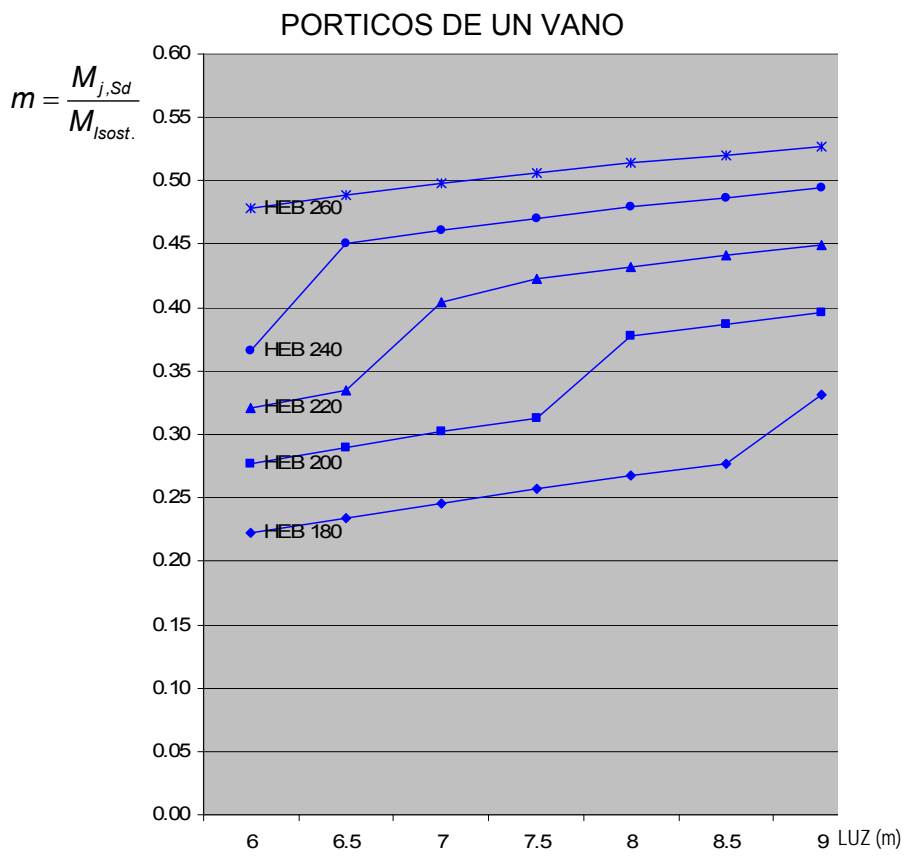


figura 10.5

En la gráfica correspondiente a los pórticos de un solo vano, se puede observar que el flector aumenta proporcionalmente al incremento del perfil de los soportes y de la longitud de la viga.

La causa de que el momento solicitación sea mayor en estos casos es que se está incrementando el grado de rigidez de la unión, bien porque aumenta la rigidez del soporte, bien porque disminuye la de la viga.

Además, en esta relación lineal se aprecia para cada una de las uniones un aumento brusco del momento solicitación a partir de una determinada longitud de viga. Este salto responde a la modelización de la unión como rígida, adoptando un grado de rigidez igual a la unidad cuando la longitud de la viga es igual o mayor a L_{rig} , (celdas sombreadas en gris en la tabla 10.2) lo que implica una reducción drástica de la carga uniformemente repartida que agota estas estructuras.

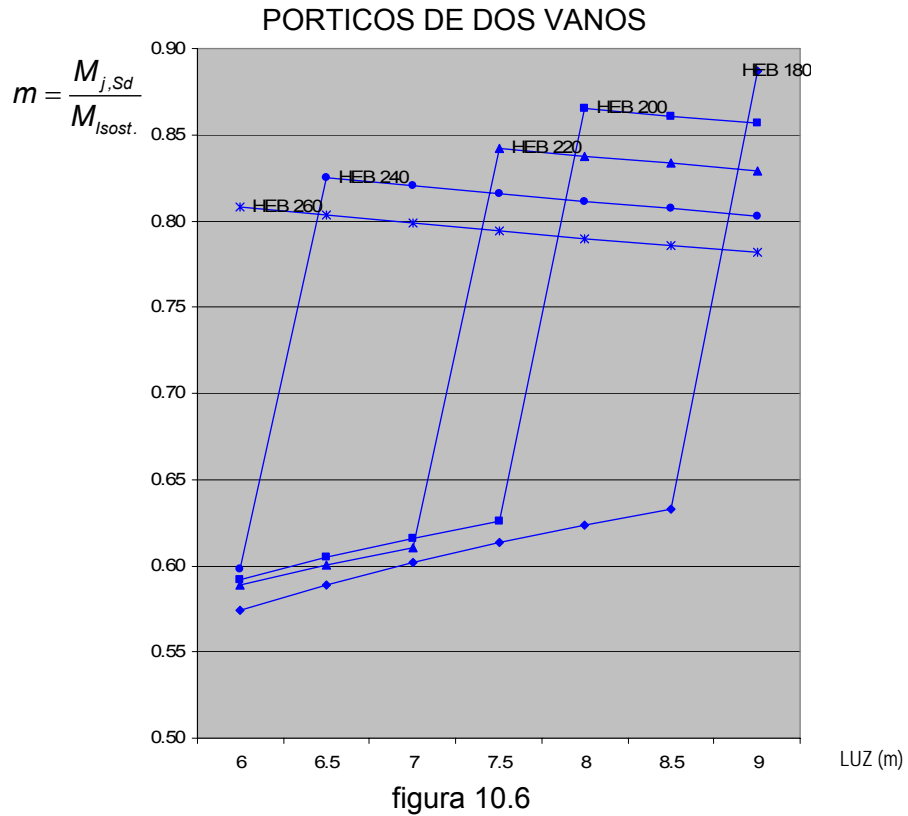
A pesar de todo lo anterior, los mayores valores de esta carga corresponden a los pórticos de un vano (ver tabla 10.2)

Por otro lado, los pórticos de dos vanos tienen la menor carga de agotamiento (ver tabla 10.2) siendo el momento en la unión B de la figura 10.4 el que determina su valor.

En estas estructuras, debido a la simetría de luces y cargas, el giro en el nudo interior es nulo, acercándose el comportamiento de la unión B al de un empotramiento, lo que eleva sustancialmente⁵ el valor del flector⁶ tal y como se puede apreciar en las gráficas de la figura 10.6, donde se representa la relación entre el cociente $M_{j,sd}/M_{isost.}$ y la longitud de la viga para este tipo de pórticos.

⁵ Más del doble que los correspondientes a los pórticos de un sólo vano.

⁶ Motivo por el cual disminuye la carga de agotamiento.



En esta figura se observa que, igual que en el caso anterior, se produce un salto en el valor del momento que solicita a la unión cuando ésta se modeliza como rígida. A partir de este punto las gráficas son decrecientes, de modo que, un aumento en la longitud de la viga genera una reducción del flector.

Este comportamiento se debe a que con el incremento de la rigidez de los soportes exteriores, el giro en el extremo A de la viga es menor, aumentando el momento, mientras que en el nudo B no se produce variación del giro (nulo por simetría de luces y cargas).

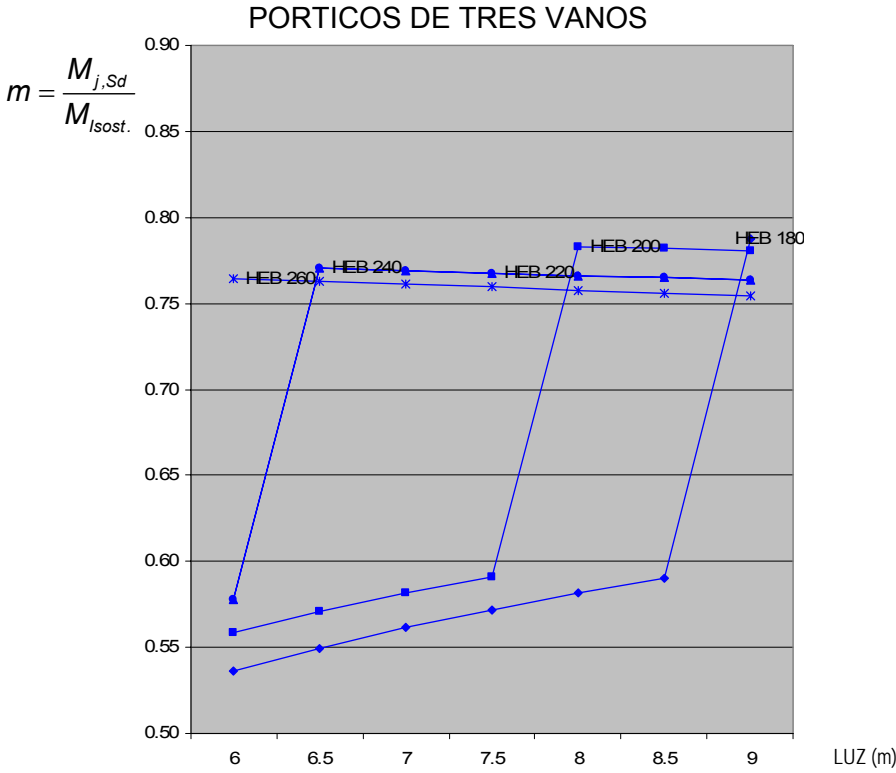


figura 10.7

En el caso de tres, cuatro...treinta vanos, la carga de agotamiento es un poco mayor que la correspondiente a dos vanos, siendo un valor que no converge (cada vez disminuye un poco más). La variación del flector en función de la luz se refleja en la figura 10.7, mostrando un comportamiento similar a los pórticos de dos vanos, pero como valores sensiblemente inferiores.

10.3 EJEMPLO DE APLICACIÓN Nº 2

GEOMETRIA

Pórticos de una sola planta de uno, dos, tres y cuatro vanos iguales, de luces 6.0; 6.5; 7.0; 7.5; 8.0; 8.5 y 9.0 metros y alturas 3 y 4 metros

BARRAS

Vigas: perfil IPE 400 de acero S 275

Soportes: perfiles de la serie HEB de acero S 275

UNIONES

Con el objeto de comparar el comportamiento de las uniones semi-rígidas con otro tipo de uniones, se han calculado las estructuras de la figura 10.8 considerando los cinco tipos de uniones mostradas en la figura 10.9, siendo las propiedades de cada una de estas las siguientes:

Unión articulada.

El diseño de esta unión corresponde con la figura 10.9 (a)

- El grado de rigidez correspondiente a esta unión es $r = 0$
- La resistencia a flexión es nula: $M_{j,Rd} = 0$
- La resistencia a cortante de la soldadura dispuesta es igual al cortante de plastificación de la viga unida: $V_{j,Rd} = V_{pl,b,Rd}$

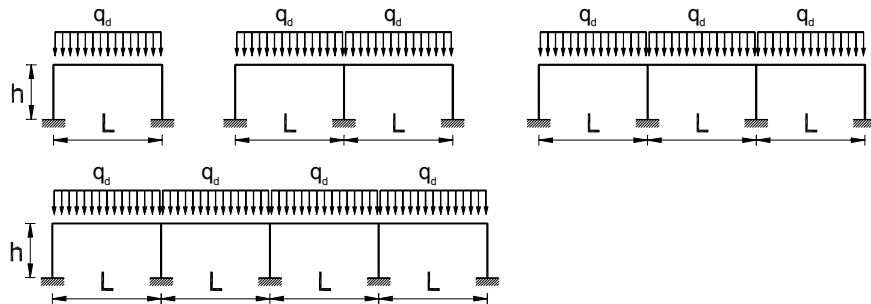


figura 10.8

Unión semi-rígida.

El diseño de esta unión corresponde con la figura 10.9(b). Su comportamiento se ha modelizado según el diagrama $M-\theta$ representado en la figura 10.3 de manera que el valor de la rigidez y la resistencia considerados son los recogidos en tabla 10.1 correspondientes a $M_{Sd} < \frac{2}{3} M_{j,Rd}$

- El grado de rigidez de esta unión se calcula a partir de la expresión [9.44] considerando como valor de la rigidez, la rigidez inicial $S_{j,ini}$ recogida en la tabla 10.1.
- La resistencia a flexión es igual $\frac{2}{3} M_{j,Rd}$
- El espesor de garganta de las soldaduras de las alas, a_1 y a_2 , se ha dimensionado para resistir¹ un momento superior al momento resistente de la unión.
- El espesor de garganta de la soldadura del alma, a_3 , se ha dimensionado para resistir² un cortante igual al de plastificación de la viga unida. Siendo:

$$V_{j,Rd} = a_3 \cdot L_3 \cdot \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{Mw} \cdot \beta_w} = V_{pl,b,Rd}$$

Unión rígida sin rigidizar.

- El diseño de esta unión se corresponde con la figura 10.9 c). Coincide con el diseño de una unión no rigidizada cuya rigidez supera ocho³ veces la de la viga unida, modelizándose como nominalmente rígida;

$$S_{j,ini} \geq 8 \cdot \frac{EI}{L_b}$$

- El grado de rigidez de esta unión es igual a la unidad: $r = 1$ dado que $L_b > L_{rig}$.

¹ Tal y como se indicó en las hipótesis de partida del epígrafe 7.1 del capítulo 7.

² Tal y como se indicó en las hipótesis de partida del epígrafe 7.1 del capítulo 7.

³ Criterio establecido en el epígrafe 3.1 considerando que la estructura está arriostrada.

- La resistencia a flexión es igual $\frac{2}{3} M_{j,Rd}$. (Ver la tabla 10.1)
- El espesor de garganta de las soldaduras de las alas, a_1 y a_2 , se ha dimensionado para resistir un momento superior al momento resistente de la unión.
- El espesor de garganta de la soldadura del alma, a_3 , se ha dimensionado, igual que en el caso de las uniones semi-rígidas, para resistir un cortante igual al de plastificación de la viga unida.

$$V_{j,Rd} = a_3 \cdot L_3 \cdot \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{Mw} \cdot \beta_w} = V_{pl,b,Rd}$$

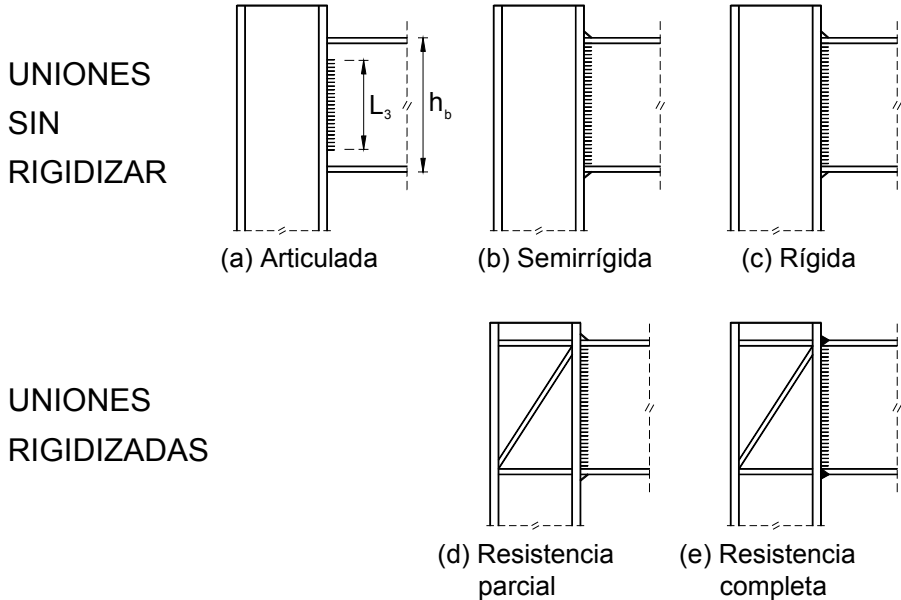


figura 10.9

Unión rígida, rigidizada, de resistencia parcial.

- El diseño de esta unión se muestra en la figura 10.9 (d).
- El grado de rigidez de esta unión es igual a la unidad: $r = 1$
- La resistencia a flexión de la unión es igual a la resistencia a flexión de las soldaduras $M_{j,Rd} = M_{w,Rd}$.

La resistencia a flexión de las soldaduras se ha calculado con las ecuaciones [7.2] y [7.3] teniendo en cuenta que:

$$L_1 = b_{fb}; \quad L_2 = \frac{b_{fb} - 2 \cdot r_b - t_{wb}}{2}; \quad a_1 = a_2 \leq 0,7 \cdot e_{min}$$

siendo e_{min} el mínimo espesor de las chapas a unir, de modo que:

$$M_{j,Rd} = M_{w,Rd} = \left[(a_1 \cdot L_1 + 2 \cdot a_2 \cdot L_2) \cdot \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{Mw} \cdot \beta_w} \right] \cdot (h_b - t_{fb})$$

Los valores de a_1 , a_2 , L_1 y L_2 considerados se recogen en la tabla 10.3, junto con el momento resistente de la soldadura, $M_{w,Rd}$

- La resistencia a cortante de la unión es igual a la resistencia a cortante de la soldadura del alma: $V_{j,Rd} = V_{w,Rd}$.

La resistencia a cortante de las soldaduras del alma se ha calculado con las ecuaciones [5.2] y [5.3] teniendo en cuenta que: $a_3 \leq 0,7 \cdot e_{min}$ y $L_3 = h_b - 2 \cdot t_{fb} - 2 \cdot r_b$ (Véase tabla 10.3)

VIGA	SOLDADURA						PERFIL		
	a_1 a_2 (mm)	a_3 (mm)	L_1 (mm)	L_2 (mm)	L_3 (mm)	$M_{w,Rd}$ (KNm)	$V_{w,Rd}$ (KN)	$M_{pl,Rd}$ (KNm)	$V_{pl,Rd}$ (KN)
S-275 IPE 400	9	6	180	129.4	331	251	747	327	701

tabla 10.3

Unión rígida, rigidizada, de resistencia completa

- El diseño de esta unión se muestra en la figura 10.9 e). Coincide con el diseño de una unión rigidizada de resistencia parcial, resuelta con soldaduras a tope de penetración completa.
- La resistencia a flexión de la unión es igual al momento resistente plástico de la viga unida: $M_{j,Rd} = M_{pl,Rd}$. (ver tabla 10.3)
- La resistencia a cortante de la unión es igual al cortante de plastificación de la viga unida: $V_{j,Rd} = V_{pl,Rd}$ (ver tabla 10.3)
- El grado de rigidez de esta unión es igual a la unidad: $r = 1$

CALCULO

Se obtiene el valor de la carga máxima de cálculo uniformemente repartida sobre la viga q_d (T/m) que agota las estructuras calculadas considerando los 5 tipos distintos de unión.

Para ello, se ha comprobado la resistencia a flexión de las barras, la resistencia a pandeo de los soportes y la resistencia a flexión de la unión. Si esta última es la causa del agotamiento, el valor de dicha carga se muestra en negrita.

La flecha máxima se ha limitado a $L/300^4$, considerando que el 40% de la carga total tiene carácter variable.

Los resultados que se han obtenido correspondientes a una altura de planta $h = 300 \text{ cm}$ se han recogido en la tabla 10.4 y los correspondientes a una altura de planta $h = 400 \text{ cm}$ en la tabla 10.5.

⁴ Al igual que en el caso de aplicación nº 1, esta limitación no influye en la carga de agotamiento.

tabla 10.4. Carga de agotamiento q_d

IPE 400		ACERO S 275					
L = 600 h = 300	UNION NO RIGIDIZADA					UNION RIGIDIZADA	
	Articulada $r = 0$	Semi-rígida $S_{j,ini}$		Rígida $r = 1$		Resistencia parcial	Resistencia completa
UN VANO	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	7.26	0.63	6.79	9.13	----	8.26	8.26
HEB 200	7.26	0.67	6.68	7.77	----	9.06	9.06
HEB 220	7.26	0.68	6.45	7.34	----	10.09	10.09
HEB 240	7.26	0.71	6.74	6.41	----	11.43	11.43
HEB 260	7.26	1	----	5.96	5.81	11.66	12.79
DOS VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	7.26	0.63	2.62	9.13	----	6.15	8.01
HEB 200	7.26	0.67	3.12	7.77	----	6.33	8.24
HEB 220	7.26	0.68	3.52	7.34	----	6.51	8.49
HEB 240	7.26	0.71	4.13	6.41	----	6.71	8.75
HEB 260	7.26	1	----	5.96	3.44	6.90	8.98
TRES VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	7.26	0.63	2.81	9.13	----	7.06	9.20
HEB 200	7.26	0.67	3.30	7.77	----	7.10	9.25
HEB 220	7.26	0.68	3.68	7.34	----	7.15	9.32
HEB 240	7.26	0.71	4.27	6.41	----	7.22	9.41
HEB 260	7.26	1	----	5.96	3.64	7.29	9.50
CUATRO VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	7.26	0.63	2.78	9.13	----	6.83	8.90
HEB 200	7.26	0.67	3.28	7.77	----	6.92	9.01
HEB 220	7.26	0.68	3.65	7.34	----	7.01	9.14
HEB 240	7.26	0.71	4.25	6.41	----	7.11	9.27
HEB 260	7.26	1	----	5.96	3.59	7.21	9.39

Las celdas sombreadas corresponden a uniones cuya rigidez supera 8 veces la de la viga unida, por lo que se han modelizado como uniones rígidas (grado de rigidez igual a la unidad)
Los valores en negrita corresponden al agotamiento de la unión.

IPE 400			ACERO S 275				
L = 650 h = 300	UNION NO RIGIDIZADA					UNION RIGIDIZADA	
	Articulada $r = 0$	Semi-rígida $S_{j,ini}$		Rígida $r = 1$		Resistencia parcial	Resistencia completa
UN VANO	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	6.19	0.65	5.48	9.13	---	6.86	6.86
HEB 200	6.19	0.69	5.43	7.77	---	7.56	7.56
HEB 220	6.19	0.70	5.27	7.34	---	8.46	8.46
HEB 240	6.19	1	---	6.41	4.67	9.63	9.63
HEB 260	6.19	1	---	5.96	4.85	9.72	10.81
DOS VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	6.19	0.65	2.18	9.13	---	5.25	6.85
HEB 200	6.19	0.69	2.60	7.77	---	5.41	7.05
HEB 220	6.19	0.70	2.94	7.34	---	5.58	7.27
HEB 240	6.19	1	---	6.41	2.55	5.75	7.50
HEB 260	6.19	1	---	5.96	2.95	5.91	7.70
TRES VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	6.19	0.65	2.34	9.13	---	6.02	7.84
HEB 200	6.19	0.69	2.75	7.77	---	6.05	7.89
HEB 220	6.19	0.70	3.07	7.34	---	6.10	7.95
HEB 240	6.19	1	---	6.41	2.73	6.16	8.03
HEB 260	6.19	1	---	5.96	3.10	6.23	8.11
CUATRO VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	6.19	0.65	2.31	9.13	---	5.82	7.59
HEB 200	6.19	0.69	2.73	7.77	---	5.90	7.69
HEB 220	6.19	0.70	3.05	7.34	---	5.99	7.80
HEB 240	6.19	1	---	6.41	2.69	6.07	7.92
HEB 260	6.19	1	---	5.96	3.07	6.16	8.02

Las celdas sombreadas corresponden a uniones cuya rigidez supera 8 veces la de la viga unida, por lo que se han modelizado como uniones rígidas (grado de rigidez igual a la unidad)
 Los valores en negrita corresponden al agotamiento de la unión.

IPE 400		ACERO S 275					
L = 700 h = 300	UNION NO RIGIDIZADA					UNION RIGIDIZADA	
	Articulada $r = 0$	Semi-rígida $S_{j,uni}$		Rígida $r = 1$		Resistencia parcial	Resistencia completa
UN VANO	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	5.33	0.67	4.51	9.13	----	5.78	5.78
HEB 200	5.33	0.70	4.49	7.77	----	6.39	6.39
HEB 220	5.33	0.71	3.76	7.34	----	7.18	7.18
HEB 240	5.33	1	----	6.41	3.94	8.21	8.21
HEB 260	5.33	1	----	5.96	4.10	8.23	9.25
DOS VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	5.33	0.67	1.84	9.13	----	4.55	5.92
HEB 200	5.33	0.70	2.20	7.77	----	4.69	6.11
HEB 220	5.33	0.71	2.49	7.34	----	4.84	6.30
HEB 240	5.33	1	----	6.41	2.21	4.99	6.50
HEB 260	5.33	1	----	5.96	2.55	5.13	6.68
TRES VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	5.33	0.67	1.97	9.13	----	5.19	6.76
HEB 200	5.33	0.70	2.33	7.77	----	5.22	6.80
HEB 220	5.33	0.71	2.60	7.34	----	5.27	6.86
HEB 240	5.33	1	----	6.41	2.36	5.32	6.94
HEB 260	5.33	1	----	5.96	2.68	5.38	7.01
CUATRO VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	5.33	0.67	1.95	9.13	----	5.03	6.55
HEB 200	5.33	0.70	2.31	7.77	----	5.10	6.64
HEB 220	5.33	0.71	2.58	7.34	----	5.17	6.74
HEB 240	5.33	1	----	6.41	2.32	5.25	6.84
HEB 260	5.33	1	----	5.96	2.65	5.32	6.93

Las celdas sombreadas corresponden a uniones cuya rigidez supera 8 veces la de la viga unida, por lo que se han modelizado como uniones rígidas (grado de rigidez igual a la unidad)
Los valores en negrita corresponden al agotamiento de la unión.

IPE 400		ACERO S 275					
L = 750 h = 300	UNION NO RIGIDIZADA					UNION RIGIDIZADA	
	Articulada $r = 0$	Semi-rígida $S_{j.ini}$		Rígida $r = 1$		Resistencia parcial	Resistencia completa
UN VANO	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	4.65	0.68	3.76	9.13	---	4.92	4.92
HEB 200	4.65	0.72	3.77	7.77	---	5.47	5.47
HEB 220	4.65	1	---	7.34	3.14	6.17	6.17
HEB 240	4.65	1	---	6.41	3.36	7.08	7.08
HEB 260	4.65	1	---	5.96	3.51	7.05	8.01
DOS VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	4.65	0.68	1.57	9.13	---	3.97	5.18
HEB 200	4.65	0.72	1.89	7.77	---	4.10	5.35
HEB 220	4.65	1	---	7.34	1.57	4.23	5.52
HEB 240	4.65	1	---	6.41	1.93	4.37	5.70
HEB 260	4.65	1	---	5.96	2.24	4.49	5.85
TRES VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	4.65	0.68	1.68	9.13	---	4.52	5.89
HEB 200	4.65	0.72	2.00	7.77	---	4.55	5.93
HEB 220	4.65	1	---	7.34	1.70	4.59	5.99
HEB 240	4.65	1	---	6.41	2.06	4.64	6.05
HEB 260	4.65	1	---	5.96	2.34	4.70	6.12
CUATRO VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	4.65	0.68	1.67	9.13	---	4.38	5.71
HEB 200	4.65	0.72	1.98	7.77	---	4.45	5.80
HEB 220	4.65	1	---	7.34	1.68	4.52	5.88
HEB 240	4.65	1	---	6.41	2.03	4.59	5.97
HEB 260	4.65	1	---	5.96	2.32	4.65	6.06

Las celdas sombreadas corresponden a uniones cuya rigidez supera 8 veces la de la viga unida, por lo que se han modelizado como uniones rígidas (grado de rigidez igual a la unidad)
 Los valores en negrita corresponden al agotamiento de la unión.

IPE 400		ACERO S 275					
L = 800 h = 300	UNION NO RIGIDIZADA					UNION RIGIDIZADA	
	Articulada $r = 0$	Semi-rígida $S_{j,uni}$		Rígida $r = 1$		Resistencia parcial	Resistencia completa
UN VANO	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	4.08	0.70	3.17	9.13	----	4.23	4.23
HEB 200	4.08	1	----	7.77	2.75	4.72	4.72
HEB 220	4.08	1	----	7.34	2.69	5.35	5.35
HEB 240	4.08	1	----	6.41	2.90	6.17	6.17
HEB 260	4.08	1	----	5.96	3.04	6.10	6.99
DOS VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	4.08	0.70	1.36	9.13	----	3.51	4.57
HEB 200	4.08	1	----	7.77	1.20	3.62	4.72
HEB 220	4.08	1	----	7.34	1.39	3.74	4.88
HEB 240	4.08	1	----	6.41	1.71	3.86	5.03
HEB 260	4.08	1	----	5.96	1.98	3.97	5.17
TRES VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	4.08	0.70	1.46	9.13	----	3.97	5.18
HEB 200	4.08	1	----	7.77	1.32	4.00	5.22
HEB 220	4.08	1	----	7.34	1.50	4.04	5.27
HEB 240	4.08	1	----	6.41	1.81	4.09	5.33
HEB 260	4.08	1	----	5.96	2.06	4.14	5.39
CUATRO VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	4.08	0.70	1.44	9.13	----	3.86	5.03
HEB 200	4.08	1	----	7.77	1.29	3.92	5.10
HEB 220	4.08	1	----	7.34	1.48	3.98	5.18
HEB 240	4.08	1	----	6.41	1.79	4.04	5.26
HEB 260	4.08	1	----	5.96	2.04	4.10	5.34

Las celdas sombreadas corresponden a uniones cuya rigidez supera 8 veces la de la viga unida, por lo que se han modelizado como uniones rígidas (grado de rigidez igual a la unidad)
Los valores en negrita corresponden al agotamiento de la unión.

IPE 400		ACERO S 275					
L = 850 h = 300	UNION NO RIGIDIZADA					UNION RIGIDIZADA	
	Articulada $r = 0$	Semi-rígida $S_{j.ini}$		Rígida $r = 1$		Resistencia parcial	Resistencia completa
UN VANO	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	3.62	0.71	2.71	9.13	---	3.67	3.67
HEB 200	3.62	1	---	7.77	2.37	4.11	4.11
HEB 220	3.62	1	---	7.34	2.34	4.68	4.68
HEB 240	3.62	1	---	6.41	2.53	5.41	5.41
HEB 260	3.62	1	---	5.96	2.66	5.33	6.16
DOS VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	3.62	0.71	1.18	9.13	---	3.12	4.06
HEB 200	3.62	1	---	7.77	1.06	3.22	4.20
HEB 220	3.62	1	---	7.34	1.23	3.33	4.34
HEB 240	3.62	1	---	6.41	1.52	3.44	4.48
HEB 260	3.62	1	---	5.96	1.76	3.53	4.60
TRES VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	3.62	0.71	1.27	9.13	---	3.52	4.59
HEB 200	3.62	1	---	7.77	1.17	3.55	4.63
HEB 220	3.62	1	---	7.34	1.33	3.59	4.67
HEB 240	3.62	1	---	6.41	1.61	3.63	4.73
HEB 260	3.62	1	---	5.96	1.83	3.67	4.78
CUATRO VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	3.62	0.71	1.26	9.13	---	3.42	4.46
HEB 200	3.62	1	---	7.77	1.15	3.48	4.53
HEB 220	3.62	1	---	7.34	1.31	3.53	4.60
HEB 240	3.62	1	---	6.41	1.59	3.59	4.67
HEB 260	3.62	1	---	5.96	1.81	3.64	4.74

Las celdas sombreadas corresponden a uniones cuya rigidez supera 8 veces la de la viga unida, por lo que se han modelizado como uniones rígidas (grado de rigidez igual a la unidad)
 Los valores en negrita corresponden al agotamiento de la unión.

IPE 400		ACERO S 275					
L = 900 h = 300	UNION NO RIGIDIZADA					UNION RIGIDIZADA	
	Articulada $r = 0$	Semi-rígida $S_{j,uni}$		Rígida $r = 1$		Resistencia parcial	Resistencia completa
UN VANO	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	3.22	0.72	2.34	9.13		3.21	3.21
HEB 200	3.22	1	----	7.77	2.07	3.61	3.61
HEB 220	3.22	1	----	7.34	2.05	4.13	4.13
HEB 240	3.22	1	----	6.41	2.22	4.79	4.79
HEB 260	3.22	1	----	5.96	2.34	4.70	5.46
DOS VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	3.22	0.72	0.75	9.13	----	2.79	3.64
HEB 200	3.22	1	----	7.77	0.95	2.89	3.76
HEB 220	3.22	1	----	7.34	1.11	2.99	3.89
HEB 240	3.22	1	----	6.41	1.36	3.08	4.02
HEB 260	3.22	1	----	5.96	1.58	3.16	4.12
TRES VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	3.22	0.72	0.85	9.13	----	3.14	4.09
HEB 200	3.22	1	----	7.77	1.05	3.17	4.13
HEB 220	3.22	1	----	7.34	1.19	3.20	4.18
HEB 240	3.22	1	----	6.41	1.43	3.24	4.23
HEB 260	3.22	1	----	5.96	1.63	3.28	4.28
CUATRO VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	3.22	0.72	0.82	9.13	----	3.06	3.98
HEB 200	3.22	1	----	7.77	1.03	3.11	4.05
HEB 220	3.22	1	----	7.34	1.17	3.16	4.11
HEB 240	3.22	1	----	6.41	1.42	3.21	4.18
HEB 260	3.22	1	----	5.96	1.62	3.25	4.24

Las celdas sombreadas corresponden a uniones cuya rigidez supera 8 veces la de la viga unida, por lo que se han modelizado como uniones rígidas (grado de rigidez igual a la unidad)
Los valores en negrita corresponden al agotamiento de la unión.

tabla 10.5. Carga de agotamiento q_d

IPE 400		ACERO S 275					
L = 600 h = 400	UNION NO RIGIDIZADA					UNION RIGIDIZADA	
	Articulada $r = 0$	Semi-rígida S_{jini}		Rígida $r = 1$		Resistencia parcial	Resistencia completa
UN VANO	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	7.26	0.63	8.00	9.13	----	9.32	9.32
HEB 200	7.26	0.67	7.67	7.77	----	10.13	10.13
HEB 220	7.26	0.68	7.23	7.34	----	11.02	11.02
HEB 240	7.26	0.71	7.41	6.41	----	12.00	12.00
HEB 260	7.26	1	----	5.96	6.34	12.72	12.93
DOS VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	7.26	0.63	2.59	9.13	----	6.06	7.90
HEB 200	7.26	0.67	3.07	7.77	----	6.21	8.09
HEB 220	7.26	0.68	3.46	7.34	----	6.37	8.30
HEB 240	7.26	0.71	4.05	6.41	----	6.55	8.54
HEB 260	7.26	1	----	5.96	3.35	6.73	8.77
TRES VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	7.26	0.63	2.80	9.13	----	7.06	9.19
HEB 200	7.26	0.67	3.29	7.77	----	7.08	9.23
HEB 220	7.26	0.68	3.66	7.34	----	7.12	9.28
HEB 240	7.26	0.71	4.25	6.41	----	7.18	9.35
HEB 260	7.26	1	----	5.96	3.61	7.24	9.43
CUATRO VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	7.26	0.63	2.77	9.13	----	6.80	8.86
HEB 200	7.26	0.67	3.26	7.77	----	6.87	8.95
HEB 220	7.26	0.68	3.63	7.34	----	6.95	9.06
HEB 240	7.26	0.71	3.92	6.41	----	7.05	9.18
HEB 260	7.26	1	----	5.96	3.56	7.14	9.30

Las celdas sombreadas corresponden a uniones cuya rigidez supera 8 veces la de la viga unida, por lo que se han modelizado como uniones rígidas (grado de rigidez igual a la unidad)
 Los valores en negrita corresponden al agotamiento de la unión.

IPE 400		ACERO S 275					
L = 650 h = 400	UNION NO RIGIDIZADA					UNION RIGIDIZADA	
	Articulada $r = 0$	Semi-rígida $S_{j,ini}$		Rígida $r = 1$		Resistencia parcial	Resistencia completa
UN VANO	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	6.19	0.65	6.44	9.13	----	8.07	8.07
HEB 200	6.19	0.69	6.21	7.77	----	8.79	8.79
HEB 220	6.19	0.70	5.88	7.34	----	9.58	9.58
HEB 240	6.19	1	----	6.41	5.16	10.45	10.45
HEB 260	6.19	1	----	5.96	5.26	10.56	11.26
DOS VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	6.19	0.65	1.96	9.13	----	5.17	6.74
HEB 200	6.19	0.69	2.55	7.77	----	5.31	6.91
HEB 220	6.19	0.70	2.88	7.34	----	5.45	7.10
HEB 240	6.19	1	----	6.41	2.49	5.61	7.31
HEB 260	6.19	1	----	5.96	2.87	5.76	7.51
TRES VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	6.19	0.65	2.33	9.13	----	6.01	7.83
HEB 200	6.19	0.69	2.74	7.77	----	6.03	7.86
HEB 220	6.19	0.70	3.05	7.34	----	6.07	7.91
HEB 240	6.19	1	----	6.41	2.71	6.12	7.98
HEB 260	6.19	1	----	5.96	3.08	6.18	8.05
CUATRO VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	6.19	0.65	2.30	9.13	----	5.79	7.54
HEB 200	6.19	0.69	2.71	7.77	----	5.93	7.73
HEB 220	6.19	0.70	3.03	7.34	----	5.93	7.73
HEB 240	6.19	1	----	6.41	2.66	6.02	7.84
HEB 260	6.19	1	----	5.96	3.04	6.10	7.94

Las celdas sombreadas corresponden a uniones cuya rigidez supera 8 veces la de la viga unida, por lo que se han modelizado como uniones rígidas (grado de rigidez igual a la unidad)
Los valores en negrita corresponden al agotamiento de la unión.

IPE 400		ACERO S 275					
L = 700 h = 400	UNION NO RIGIDIZADA					UNION RIGIDIZADA	
	Articulada $r = 0$	Semi-rígida $S_{j,ini}$		Rígida $r = 1$		Resistencia parcial	Resistencia completa
UN VANO	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	5.33	0.67	5.27	9.13	----	7.06	7.06
HEB 200	5.33	0.70	5.12	7.77	----	7.71	7.71
HEB 220	5.33	0.71	4.87	7.34	----	8.42	8.42
HEB 240	5.33	1	----	6.41	4.33	9.19	9.19
HEB 260	5.33	1	----	5.96	4.43	8.89	9.90
DOS VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	5.33	0.67	1.81	9.13	----	4.47	5.82
HEB 200	5.33	0.70	2.16	7.77	----	4.59	5.98
HEB 220	5.33	0.71	2.44	7.34	----	4.72	6.15
HEB 240	5.33	1	----	6.41	2.15	4.86	6.34
HEB 260	5.33	1	----	5.96	2.49	5.00	6.51
TRES VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	5.33	0.67	1.96	9.13	----	5.18	6.74
HEB 200	5.33	0.70	2.32	7.77	----	5.20	6.78
HEB 220	5.33	0.71	2.59	7.34	----	5.24	6.82
HEB 240	5.33	1	----	6.41	2.34	5.28	6.89
HEB 260	5.33	1	----	5.96	2.66	5.34	6.95
CUATRO VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	5.33	0.67	1.94	9.13	----	4.99	6.51
HEB 200	5.33	0.70	2.29	7.77	----	5.05	6.59
HEB 220	5.33	0.71	2.57	7.34	----	5.12	6.67
HEB 240	5.33	1	----	6.41	2.30	5.20	6.77
HEB 260	5.33	1	----	5.96	2.63	5.27	6.87

Las celdas sombreadas corresponden a uniones cuya rigidez supera 8 veces la de la viga unida, por lo que se han modelizado como uniones rígidas (grado de rigidez igual a la unidad)
 Los valores en negrita corresponden al agotamiento de la unión.

IPE 400		ACERO S 275					
L = 750 h = 400	UNION NO RIGIDIZADA					UNION RIGIDIZADA	
	Articulada $r = 0$	Semi-rígida $S_{j,ini}$		Rígida $r = 1$		Resistencia parcial	Resistencia completa
UN VANO	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	4.65	0.68	4.38	9.13	----	6.24	6.24
HEB 200	4.65	0.72	4.28	7.77	----	6.83	6.83
HEB 220	4.65	1	----	7.34	3.51	7.47	7.47
HEB 240	4.65	1	----	6.41	3.68	8.15	8.15
HEB 260	4.65	1	----	5.96	3.78	7.58	8.78
DOS VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	4.65	0.68	1.54	9.13	----	3.90	5.09
HEB 200	4.65	0.72	1.88	7.77	----	4.01	5.23
HEB 220	4.65	1	----	7.34	1.53	4.13	5.38
HEB 240	4.65	1	----	6.41	1.89	4.26	5.55
HEB 260	4.65	1	----	5.96	2.18	4.38	5.71
TRES VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	4.65	0.68	1.68	9.13	----	4.51	5.87
HEB 200	4.65	0.72	1.99	7.77	----	4.53	5.91
HEB 220	4.65	1	----	7.34	1.69	4.57	5.95
HEB 240	4.65	1	----	6.41	2.04	4.61	6.01
HEB 260	4.65	1	----	5.96	2.32	4.66	6.07
CUATRO VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	4.65	0.68	1.66	9.13	----	4.35	5.67
HEB 200	4.65	0.72	1.96	7.77	----	4.41	5.74
HEB 220	4.65	1	----	7.34	1.66	4.47	5.83
HEB 240	4.65	1	----	6.41	2.01	4.54	5.91
HEB 260	4.65	1	----	5.96	2.29	4.60	6.00

Las celdas sombreadas corresponden a uniones cuya rigidez supera 8 veces la de la viga unida, por lo que se han modelizado como uniones rígidas (grado de rigidez igual a la unidad)
Los valores en negrita corresponden al agotamiento de la unión.

IPE 400		ACERO S 275					
L = 800 h = 400	UNION NO RIGIDIZADA					UNION RIGIDIZADA	
	Articulada $r = 0$	Semi-rígida $S_{j.ini}$		Rígida $r = 1$		Resistencia parcial	Resistencia completa
UN VANO	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	4.08	0.70	3.68	9.13	----	5.56	5.56
HEB 200	4.08	1	----	7.77	3.14	6.07	6.07
HEB 220	4.08	1	----	7.34	3.00	6.67	6.67
HEB 240	4.08	1	----	6.41	3.16	7.14	7.29
HEB 260	4.08	1	----	5.96	3.26	6.54	7.84
DOS VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	4.08	0.70	1.33	9.13	----	3.44	4.48
HEB 200	4.08	1	----	7.77	1.17	3.54	4.61
HEB 220	4.08	1	----	7.34	1.35	3.65	4.75
HEB 240	4.08	1	----	6.41	1.67	3.76	4.90
HEB 260	4.08	1	----	5.96	1.93	3.87	5.04
TRES VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	4.08	0.70	1.45	9.13	----	3.96	5.16
HEB 200	4.08	1	----	7.77	1.32	3.99	5.19
HEB 220	4.08	1	----	7.34	1.49	4.02	5.23
HEB 240	4.08	1	----	6.41	1.80	4.06	5.29
HEB 260	4.08	1	----	5.96	2.04	4.10	5.34
CUATRO VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	4.08	0.70	1.43	9.13	----	3.83	4.99
HEB 200	4.08	1	----	7.77	1.28	3.88	5.06
HEB 220	4.08	1	----	7.34	1.46	3.94	5.13
HEB 240	4.08	1	----	6.41	1.77	4.00	5.21
HEB 260	4.08	1	----	5.96	2.02	4.06	5.28

Las celdas sombreadas corresponden a uniones cuya rigidez supera 8 veces la de la viga unida, por lo que se han modelizado como uniones rígidas (grado de rigidez igual a la unidad)
 Los valores en negrita corresponden al agotamiento de la unión.

IPE 400		ACERO S 275					
L = 850 h = 400	UNION NO RIGIDIZADA					UNION RIGIDIZADA	
	Articulada $r = 0$	Semi-rígida $S_{j,ini}$		Rígida $r = 1$		Resistencia parcial	Resistencia completa
UN VANO	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	3.62	0.71	3.13	9.13	----	4.85	4.85
HEB 200	3.62	1	----	7.77	2.70	5.22	5.22
HEB 220	3.62	1	----	7.34	2.59	5.76	5.76
HEB 240	3.62	1	----	6.41	2.74	6.19	6.50
HEB 260	3.62	1	----	5.96	2.84	5.70	7.06
DOS VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	3.62	0.71	1.16	9.13	----	3.06	3.98
HEB 200	3.62	1	----	7.77	1.04	3.15	4.10
HEB 220	3.62	1	----	7.34	1.20	3.25	4.23
HEB 240	3.62	1	----	6.41	1.48	3.35	4.37
HEB 260	3.62	1	----	5.96	1.72	3.44	4.49
TRES VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	3.62	0.71	1.26	9.13	----	3.51	4.57
HEB 200	3.62	1	----	7.77	1.17	3.53	4.60
HEB 220	3.62	1	----	7.34	1.32	3.56	4.64
HEB 240	3.62	1	----	6.41	1.59	3.60	4.69
HEB 260	3.62	1	----	5.96	1.81	3.64	4.74
CUATRO VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	3.62	0.71	1.25	9.13	----	3.39	4.42
HEB 200	3.62	1	----	7.77	1.14	3.44	4.49
HEB 220	3.62	1	----	7.34	1.30	3.49	4.55
HEB 240	3.62	1	----	6.41	1.57	3.55	4.63
HEB 260	3.62	1	----	5.96	1.79	3.60	4.69

Las celdas sombreadas corresponden a uniones cuya rigidez supera 8 veces la de la viga unida, por lo que se han modelizado como uniones rígidas (grado de rigidez igual a la unidad)
Los valores en negrita corresponden al agotamiento de la unión.

IPE 400		ACERO S 275					
L = 900 h = 400	UNION NO RIGIDIZADA					UNION RIGIDIZADA	
	Articulada <i>r = 0</i>	Semi-rígida <i>S_{j,ini}</i>		Rígida <i>r = 1</i>		Resistencia parcial	Resistencia completa
UN VANO	<i>q_d</i> (T/m)	<i>r</i>	<i>q_d</i> (T/m)	<i>L ></i> (m)	<i>q_d</i> (T/m)	<i>q_d</i> (T/m)	<i>q_d</i> (T/m)
HEB 180	3.22	0.72	2.36	9.13	----	4.18	4.18
HEB 200	3.22	1	----	7.77	2.34	4.53	4.53
HEB 220	3.22	1	----	7.34	2.26	5.02	5.02
HEB 240	3.22	1	----	6.41	2.40	5.43	5.70
HEB 260	3.22	1	----	5.96	2.50	5.01	6.38
DOS VANOS	<i>q_d</i> (T/m)	<i>r</i>	<i>q_d</i> (T/m)	<i>L ></i> (m)	<i>q_d</i> (T/m)	<i>q_d</i> (T/m)	<i>q_d</i> (T/m)
HEB 180	3.22	0.72	0.74	9.13	----	2.73	3.56
HEB 200	3.22	1	----	7.77	0.93	2.82	3.67
HEB 220	3.22	1	----	7.34	1.08	2.91	3.79
HEB 240	3.22	1	----	6.41	1.33	3.00	3.91
HEB 260	3.22	1	----	5.96	1.54	3.09	4.02
TRES VANOS	<i>q_d</i> (T/m)	<i>r</i>	<i>q_d</i> (T/m)	<i>L ></i> (m)	<i>q_d</i> (T/m)	<i>q_d</i> (T/m)	<i>q_d</i> (T/m)
HEB 180	3.22	0.72	0.84	9.13	----	3.13	4.08
HEB 200	3.22	1	----	7.77	1.04	3.15	4.11
HEB 220	3.22	1	----	7.34	1.18	3.18	4.15
HEB 240	3.22	1	----	6.41	1.42	3.22	4.19
HEB 260	3.22	1	----	5.96	1.62	3.25	4.24
CUATRO VANOS	<i>q_d</i> (T/m)	<i>r</i>	<i>q_d</i> (T/m)	<i>L ></i> (m)	<i>q_d</i> (T/m)	<i>q_d</i> (T/m)	<i>q_d</i> (T/m)
HEB 180	3.22	0.72	0.82	9.13	----	3.03	3.95
HEB 200	3.22	1	----	7.77	1.02	3.08	4.01
HEB 220	3.22	1	----	7.34	1.16	3.12	4.07
HEB 240	3.22	1	----	6.41	1.40	3.17	4.14
HEB 260	3.22	1	----	5.96	1.60	3.22	4.20

Las celdas sombreadas corresponden a uniones cuya rigidez supera 8 veces la de la viga unida, por lo que se han modelizado como uniones rígidas (grado de rigidez igual a la unidad)
 Los valores en negrita corresponden al agotamiento de la unión.

CONCLUSIONES

Igual que en el caso nº 1, independientemente del tipo de unión, la mayor carga de agotamiento corresponde a los pórticos de un solo vano, véase la figura 10.10 y la 10.4 y la menor a los de dos vanos tal y como se muestra en la figura 10.11 y en la 10.15.

Esta carga, viene condicionada por la resistencia de la unión en el caso de las semi-rígidas, rígidas no rigidizadas y rígidas rigidizadas de resistencia parcial, y por la de la viga en las biarticuladas y las rígidas de resistencia completa.

Los valores calculados para cada uno de los cinco tipos de unión se han representado gráficamente en las figura 10.10, 10.11, 10.12 y 10.13 (altura de los pórticos igual a 3 m), y en las figura 10.14, 10.15, 10.16 y 10.17 (pórticos de 4 metros de altura)

En estas gráficas se observa que, en el caso de los pórticos de un solo vano, la carga de agotamiento de las estructuras con uniones rigidizadas, tanto de resistencia completa como parcial, es mayor que la de las articulaciones, sin embargo en las de dos vanos⁵, las uniones rigidizadas de resistencia parcial agotan antes que las articuladas. Por último, los casos de tres y cuatro vanos⁶, prácticamente se igualan con las articulaciones.

El hecho de que la carga de agotamiento de las estructuras con uniones articuladas sea tan alto, superando en algunos casos, la carga de agotamiento de la estructura con uniones rigidizadas de resistencia parcial, se debe a que la limitación de flecha no es muy restrictiva $-L/300-$ Sin embargo, considerando que son estructuras de

⁵ Tal y como se ha comentado en el ejemplo de aplicación anterior, en los pórticos de dos vanos iguales con simetría de luces y cargas, la unión entre la viga y el soporte interior se comporta como un empotramiento perfecto, por lo que el valor de la sollicitación es muy alto, alcanzándose enseguida el momento resistente de la unión.

⁶ Los valores correspondientes a tres y cuatro vanos son similares.

una sola planta, y por tanto vigas de cubierta, se entiende que el valor adoptado es el adecuado.

En el caso de las estructuras con uniones semi-rígidas la carga de agotamiento es muy pequeña, menor incluso que la de las estructuras de nudos articulados. Esta diferencia se acentúa en el caso de estructuras de dos y tres vanos. (figura 10.11 y figura 10.12 para pórticos de 3 m de altura, y figura 10.15 y figura 10.16 para los de 4 m de altura). Este fenómeno ocurre independientemente de la altura del pórtico, aunque los menores valores corresponden a soportes de 3 m. Con soportes de 4 m el comportamiento mejora un poco, aunque siguen agotando bastante pronto las estructuras de nudos semi-rígidos.)

Esto se debe al tipo de diagrama $M-\emptyset$ utilizado para modelizar las uniones semi-rígidas (ver figura 10.2). Este modelo, correspondiente al régimen elástico, proporciona uniones de gran rigidez ($S_{j,ini}$) y poca resistencia ($\frac{2}{3} M_{j,Rd}$).

Al utilizar el valor de la rigidez inicial para obtener el coeficiente de rigidez, se obtienen valores de r cercanos a la unidad, de modo que al aumentar la rigidez de la unión se incrementa el momento que la solicita (uniones de comportamiento cuasi-rígido) sin embargo, el momento resistente se limita a los dos tercios del momento resistente de cálculo ($\frac{2}{3} M_{j,Rd}$), valor que es alcanzado rápidamente produciéndose el agotamiento.

La conclusión de este ejemplo de aplicación, es que el modelo de comportamiento adoptado para las uniones semi-rígidas y las uniones rígidas sin rigidizar es demasiado conservador, de modo que en los siguientes ejemplos se optará por el modelo plástico.

Por otro lado, las uniones cuya rigidez inicial es mayor o igual a 8 veces la rigidez de la viga unida, se han modelizado como rígidas ($r=1$) sin rigidizar (resistencia igual a las semi-rígidas)

Hay que señalar que en las uniones viga-soporte sin rigidizar el componente determinante de la resistencia suele ser el alma del soporte a cortante o a compresión (ver figura 7.3), lo que genera resistencias bastante bajas.

Este aspecto, unido a un coeficiente de rigidez igual a la unidad⁷ da lugar a una carga de agotamiento aún menor que la de las uniones semi-rígidas.

Esto cuestiona la hipótesis barajada por algunos autores acerca de la posibilidad de diseñar una estructura con uniones de comportamiento rígido ($r = 1$) diseñadas sin rigidizadores con el objeto de disminuir los costes de ejecución. Sobre este tema se profundizará en los siguientes casos de cálculo.

⁷ Máxima rigidez implica mayor sollicitación.

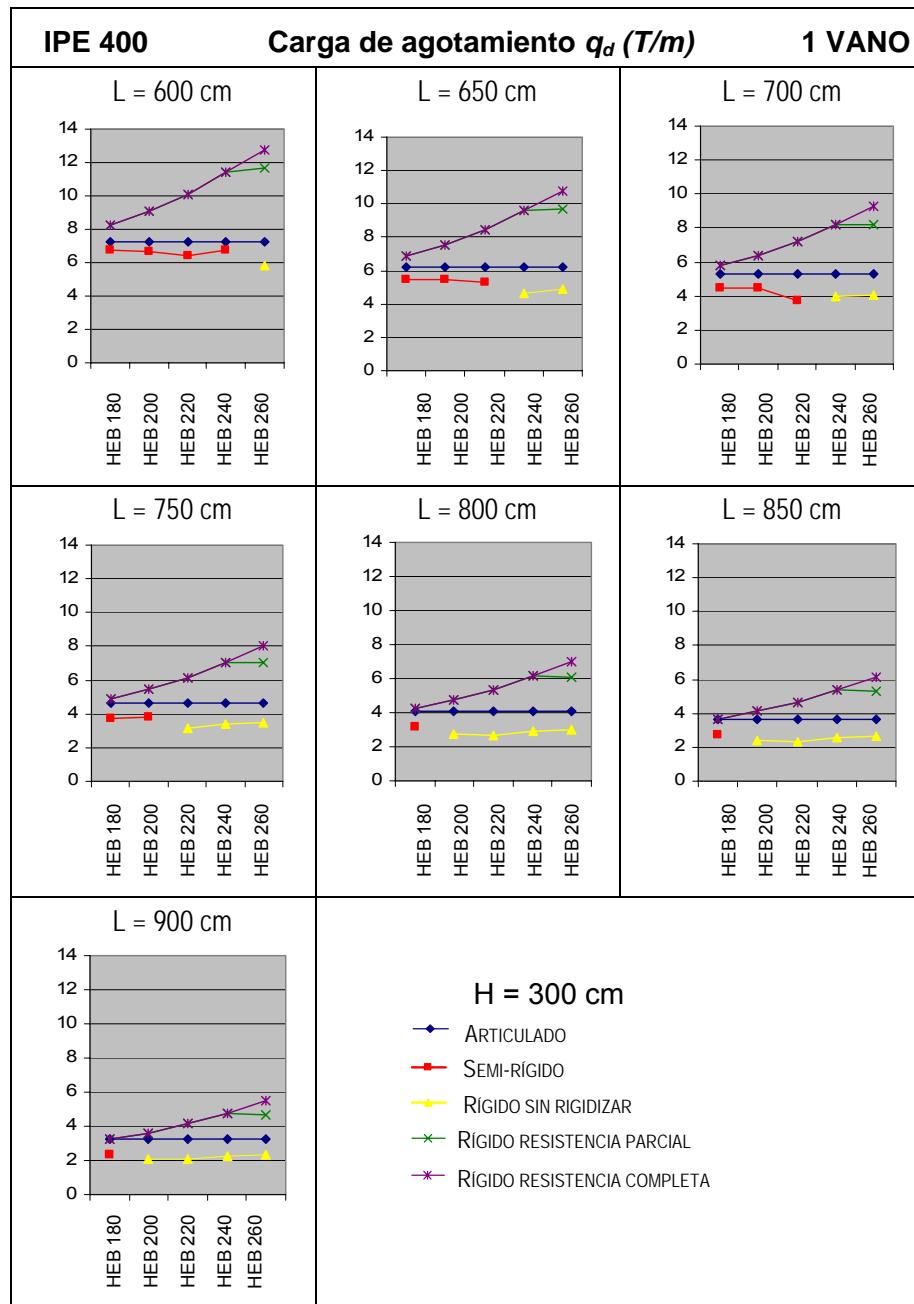


figura 10.10

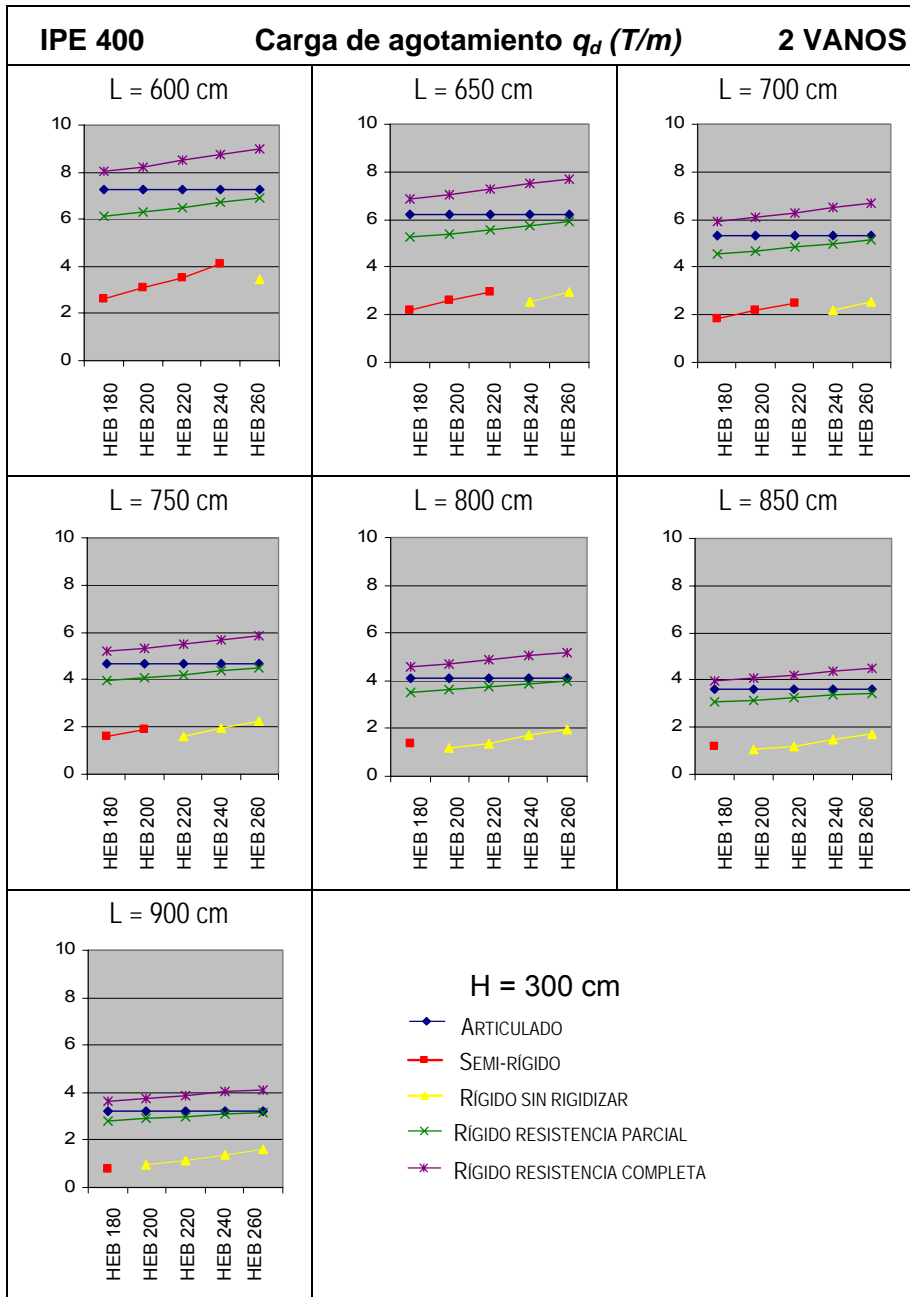


figura 10.11

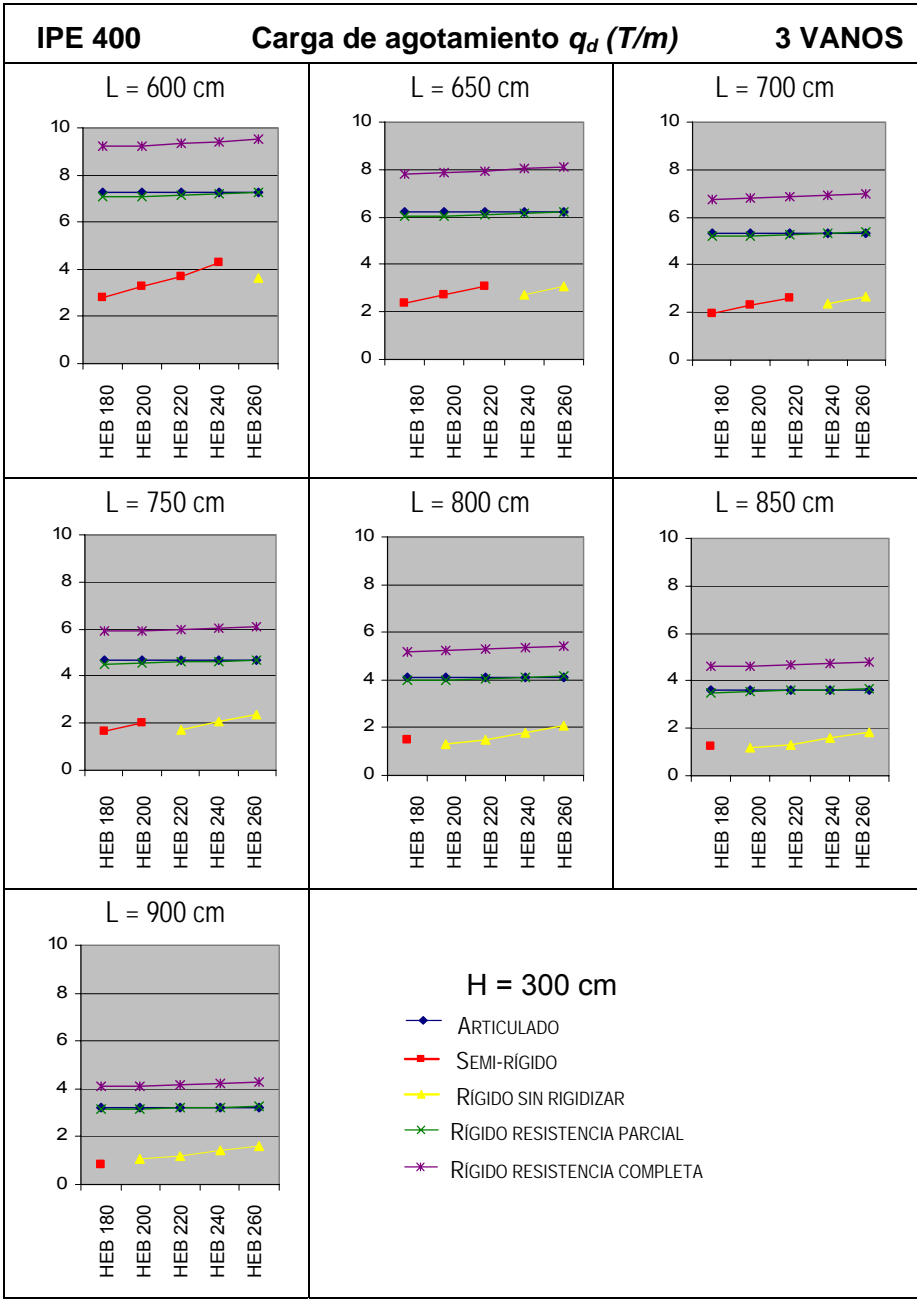


figura 10.12

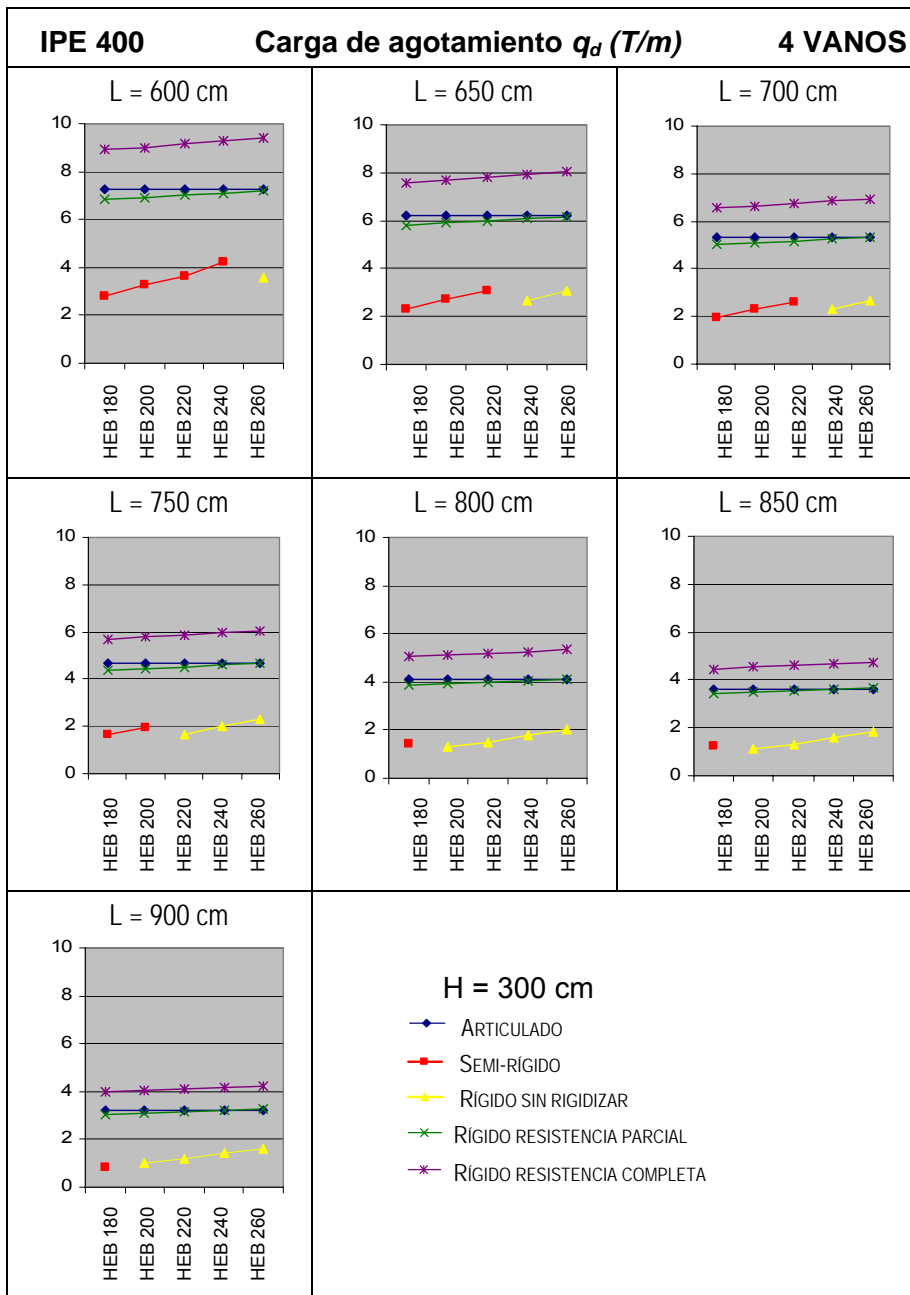


figura 10.13

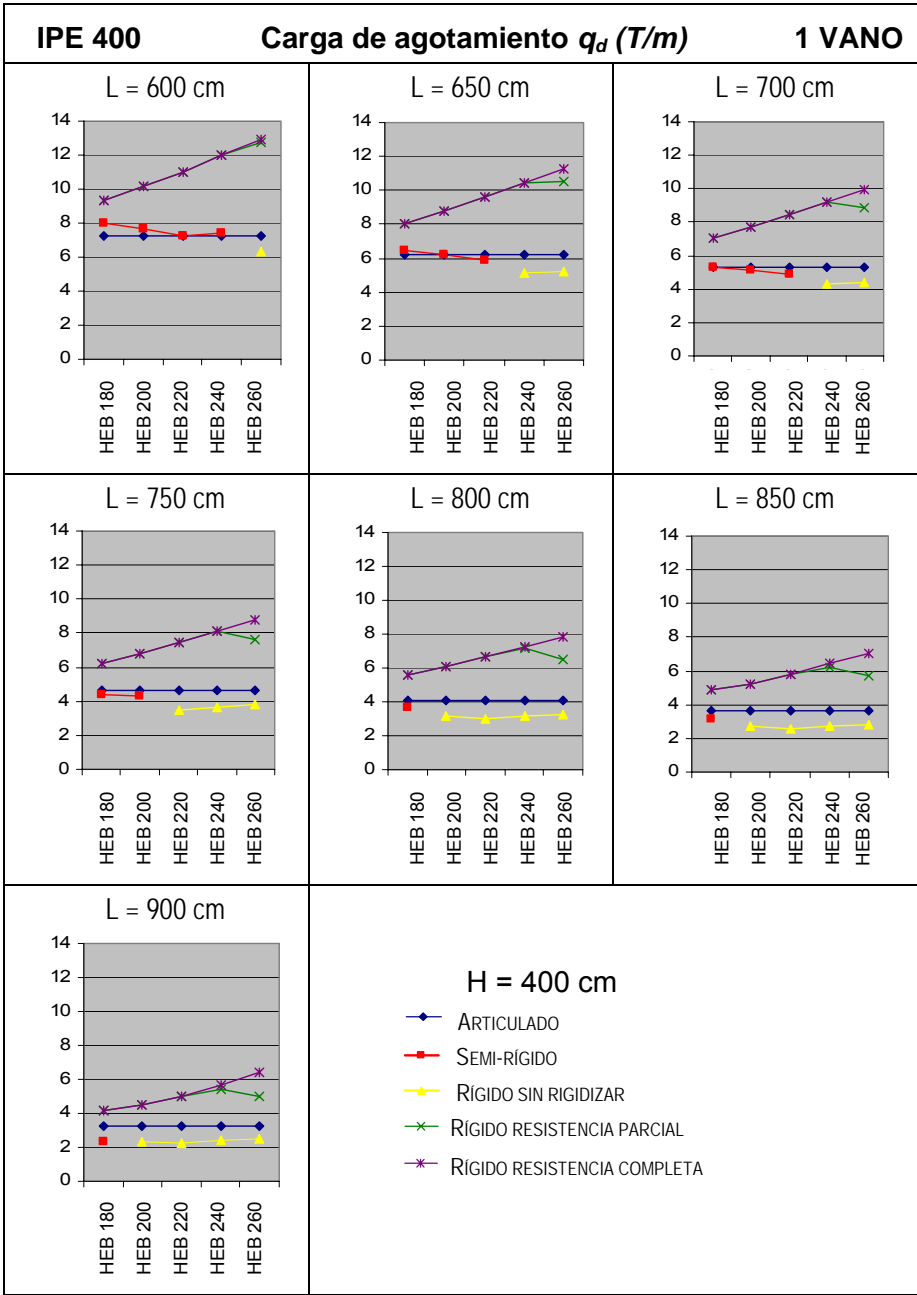


figura 10.14

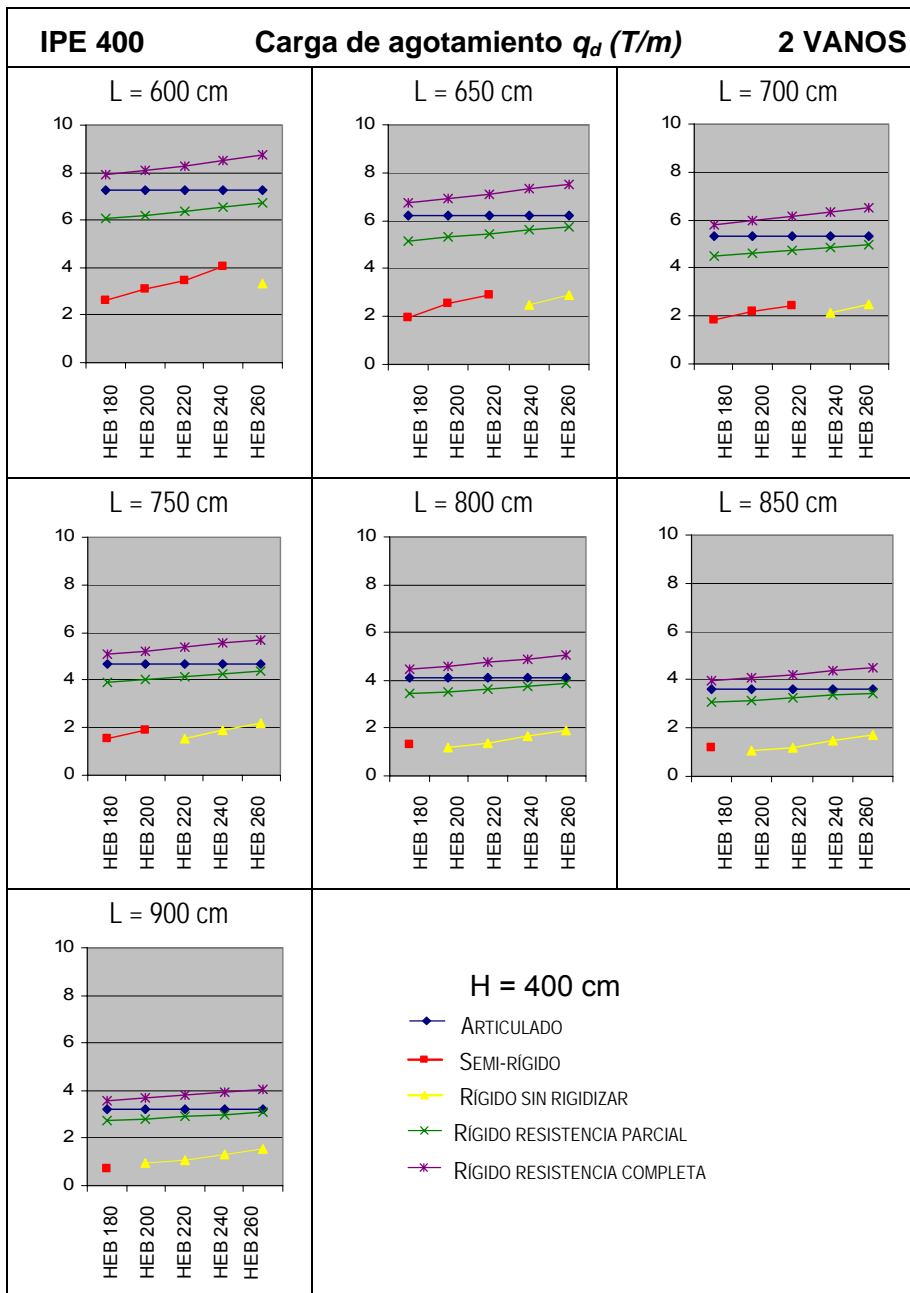


figura 10.15

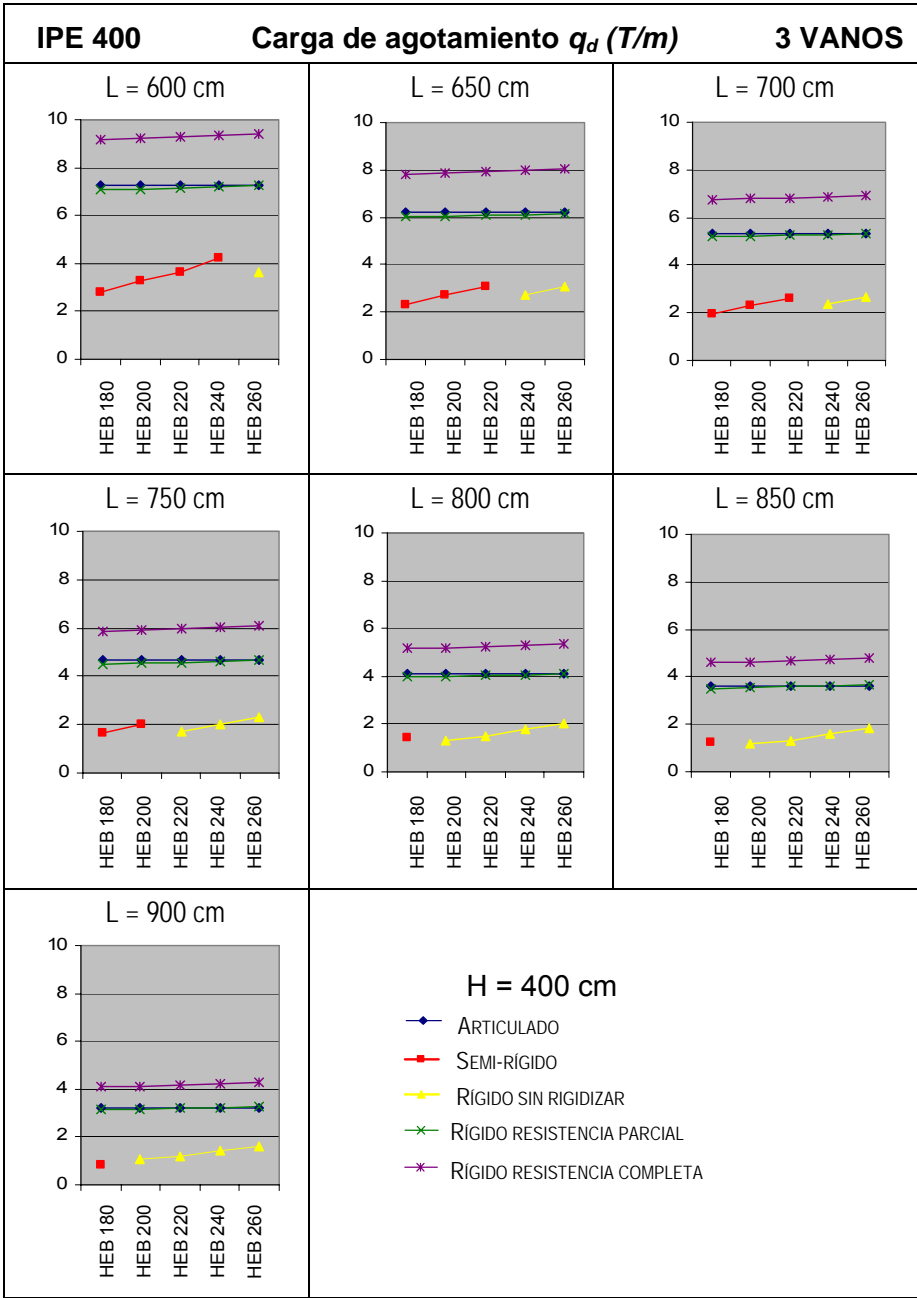


figura 10.16

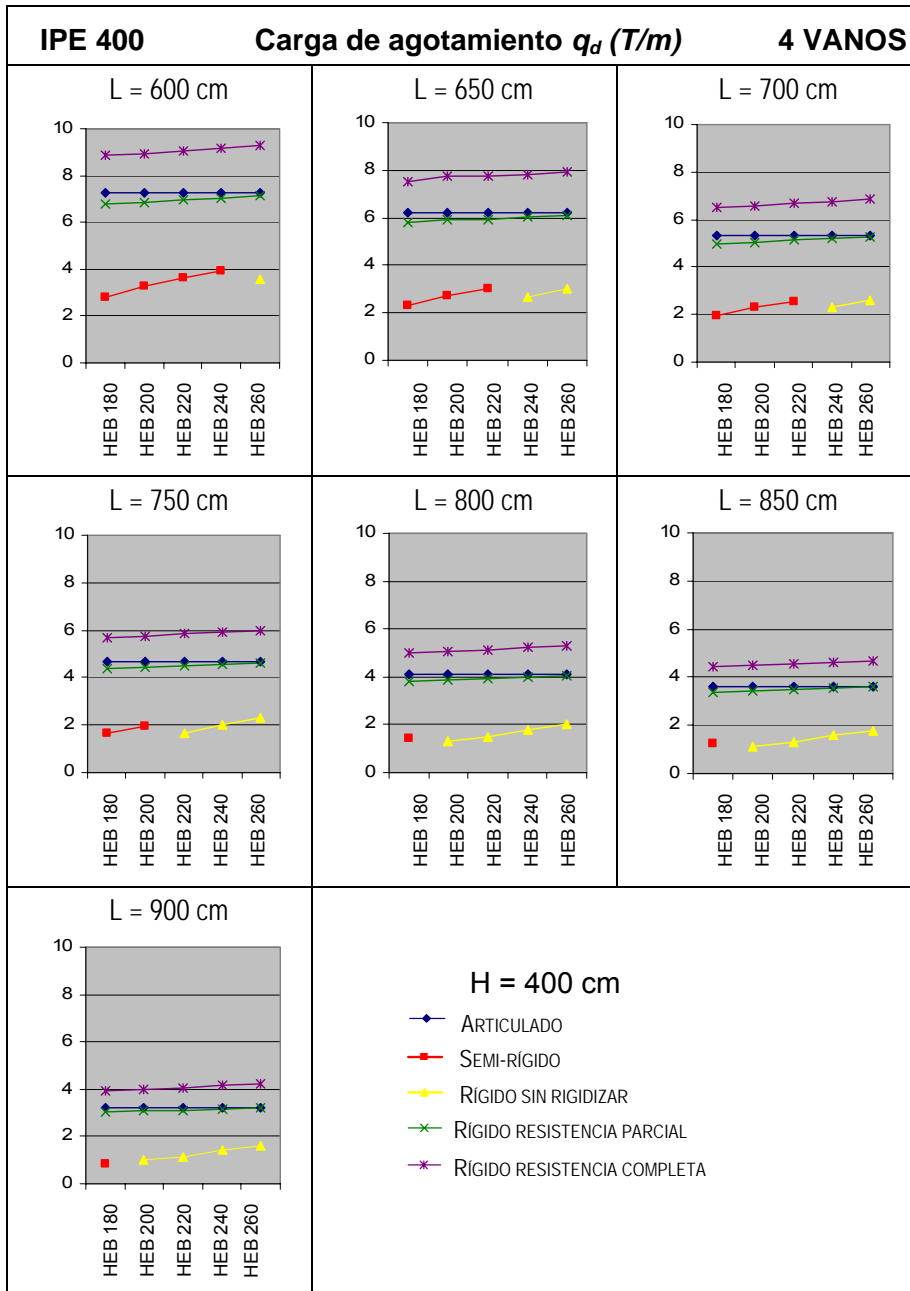


figura 10.17

10.4 EJEMPLO DE APLICACIÓN Nº 3

GEOMETRIA

Pórticos de una sola planta de tres metros de altura, de uno, dos, tres y cuatro vanos iguales de luces 4.0; 4.5; 5.0; 5.5; 6.0; 6.5; 7.0; 7.5; 8.0; 8.5 y 9.0 metros. (Esquema en la figura 10.8)

BARRAS

Vigas: perfil IPE 300, 330, 360 y 400 de acero S 275

Soportes: perfiles de la serie HEB de acero S 275

UNIONES

Se han supuesto los 5 tipos de uniones de la figura 10.9. En este caso, el comportamiento de las uniones semi-rígidas se modeliza de acuerdo con el diagrama $M-\phi$ de la figura 10.18 (las características a tener en cuenta, se muestran en las columnas correspondientes a $M_{Sd} > \frac{2}{3} M_{j,Rd}$ de la tabla 10.6, tabla 10.7, tabla 10.8 y tabla 10.9)

Todas las uniones sin rigidizar se han considerado semi-rígidas. Además, aquellas de rigidez igual o mayor que 8 veces la de la viga unida se han modelizado como rígidas también.

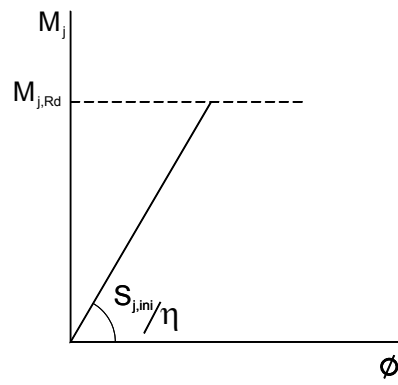


figura 10.18

La resistencia de las uniones rigidizadas de resistencia parcial, se ha calculado con los mismos criterios que en el ejemplo anterior, y se recoge, para cada uno de los perfiles de las vigas en la tabla 10.10.

La resistencia de las uniones rigidizadas de resistencia completa se considera que es igual al momento resistente plástico de la viga unida. (tabla 10.10)

CALCULO

Se obtiene el valor de la carga máxima de cálculo uniformemente repartida sobre la viga q_d (T/m) que agota las estructuras calculadas considerando los 5 tipos distintos de unión.

IPE 300			$N_{sd} < 67,25 \text{ KN}$				$V_{sd} < 185,25 \text{ KN}$		
			$\sigma_{com,Sd} \leq 0,7 \cdot f_{y,wc}$						$\sigma_{com,Sd} > 0,7 \cdot f_{y,wc}$
S 275	$a_3 = 3,5 \text{ mm}$		Clasificación		$M_{j,Sd} > \frac{2}{3} M_{j,Rd}$		Coeficiente de rigidez		
Soportes	a_1, a_2 mm	I_1 mm	L_{art} m	L_{lig} m	$M_{j,Rd}$ KNm	$\frac{1}{2} S_{j,ini}$ KNm/rad	$r = \frac{1}{1 + \left[\frac{S_{j,ini}}{2} \right] \cdot L} \cdot 3 \cdot EI$		$M_{j,Rd}$ KNm
HEB 160	4,5	76	0,33	5,26	66,29	13338			50,55
HEB 180	5,0	80	0,31	4,93	76,25	14250			56,75
HEB 200	5,5	90	0,26	4,23	93,38	16619			68,38
HEB 220	6,0	93	0,25	4,03	104,77	17424			75,40
HEB 240	7,0	105	0,22	3,53	116,08	19902			89,03

tabla 10.6

IPE 330			$N_{sd} < 78,25 \text{ KN}$				$V_{sd} < 222,29 \text{ KN}$		
			$\sigma_{com,Sd} \leq 0,7 \cdot f_{y,wc}$						$\sigma_{com,Sd} > 0,7 \cdot f_{y,wc}$
S 275	$a_3 = 4,0 \text{ mm}$		Clasificación		$M_{j,Sd} > \frac{2}{3} M_{j,Rd}$		Coeficiente de rigidez		
Soportes	a_1, a_2 mm	I_1 mm	L_{art} m	L_{lig} m	$M_{j,Rd}$ KNm	$\frac{1}{2} S_{j,ini}$ KNm/rad	$r = \frac{1}{1 + \left[\frac{S_{j,ini}}{2} \right] \cdot L} \cdot 3 \cdot EI$		$M_{j,Rd}$ KNm
HEB 160	5,0	77	0,41	6,49	72,98	15229			56,09
HEB 180	5,0	80	0,38	6,07	83,94	16301			62,66
HEB 200	5,5	90	0,32	5,19	102,81	19061			75,48
HEB 220	6,0	93	0,31	4,93	115,35	20060			83,22
HEB 240	7,0	105	0,27	4,31	137,52	22961			98,24

tabla 10.7

IPE 360			$N_{Sd} < 90,87 \text{ KN}$				$V_{Sd} < 253,37 \text{ KN}$	
			$\sigma_{com,Sd} \leq 0,7 \cdot f_{y,wc}$					
S 275	$a_3 = 4,0 \text{ mm}$		Clasificación		$M_{j,Rd} > 2/3 M_{j,Rd}$		Coefficiente de rigidez	$M_{j,Rd}$ KNm
Soportes	a_1, a_2 mm	I_1 mm	L_{art} m	L_{rig} m	$M_{j,Rd}$ KNm	$1/2 S_{j,ini}$ KNm/rad	$r = \frac{1}{1 + \left[\frac{S_{j,ini}}{2} \right] \cdot L} \cdot \frac{3 \cdot EI}{1}$	
HEB 180	5,0	80	0,46	7,44	91,53	18379		68,61
HEB 200	5,5	90	0,40	6,34	112,11	21542		82,62
HEB 220	6,0	93	0,38	6,01	125,78	22747		91,09
HEB 240	7,0	105	0,33	5,24	149,96	26083		107,49
HEB 260	7,5	114	0,31	4,89	169,05	27965		118,33

tabla 10.8

IPE 400			$N_{Sd} < 105,62 \text{ KN}$				$V_{Sd} < 308,38 \text{ KN}$	
			$\sigma_{com,Sd} \leq 0,7 \cdot f_{y,wc}$					
S 275	$a_3 = 4,0 \text{ mm}$		Clasificación		$M_{j,Rd} > 2/3 M_{j,Rd}$		Coefficiente de rigidez	$M_{j,Rd}$ KNm
Soportes	a_1, a_2 mm	I_1 mm	L_{art} m	L_{rig} m	$M_{j,Rd}$ KNm	$1/2 S_{j,ini}$ KNm/rad	$r = \frac{1}{1 + \left[\frac{S_{j,ini}}{2} \right] \cdot L} \cdot \frac{3 \cdot EI}{1}$	
HEB 180	5,5	80	0,57	9,13	101,87	21285		76,94
HEB 200	6,0	91	0,49	7,77	124,76	25019		92,59
HEB 220	6,0	93	0,46	7,34	139,97	26457		101,62
HEB 240	6,5	104	0,40	6,41	166,89	30329		119,42
HEB 260	7,0	114	0,37	5,96	187,82	32617		131,47

tabla 10.9

VIGA	SOLDADURA							PERFIL	
S 275	a_1, a_2 (mm)	a_3 (mm)	L_1 (mm)	L_2 (mm)	L_3 (mm)	$M_{w,Rd}$ (KN m)	$V_{w,Rd}$ (KN)	$M_{pl,Rd}$ (KN m)	$V_{pl,Rd}$ (KN)
IPE 300	7,0	4,5	150	112,9	249	124	420	157	463
IPE 330	8,0	5,0	160	116,5	271	164	514	201	531
IPE 360	8,5	5,5	170	126,0	299	204	616	255	623
IPE 400	9,0	6,0	180	129,4	331	251	747	327	701

tabla 10.10

Dado que para obtener el valor de $M_{j,Rd}$ se ha supuesto que $k_{wc} = 1$ (equivale a suponer que $\sigma_{com,Sd} \leq 0,7 \cdot f_{y,wc}$), una vez se calcula la carga de agotamiento, se comprueba que la tensión en los soportes no supera el $0,7 \cdot f_{y,wc}$. Cuando se supera este límite, se vuelve a calcular la carga de agotamiento tomando para $M_{j,Rd}$ el valor de la última columna de la tabla 10.6, la tabla 10.7, la tabla 10.8, y la tabla 10.9 (corresponde al caso en que $\sigma_{com,Sd} = f_{y,wc}$ y por tanto $k_{wc} = 0,7$)

En las tablas siguientes se recoge el valor de la carga de agotamiento de las estructuras calculadas, sombreando en negro las celdas correspondientes a las uniones semi-rígidas cuando dicho valor supera al de las articuladas y las rígidas de resistencia parcial.

IPE 300		ACERO S 275					
L = 400 h = 300	UNION NO RIGIDIZADA					UNION RIGIDIZADA	
	Articulada $r = 0$	Semi-rígida $S_{j.ini} / 2$		Rígida $r = 1$		Resistencia parcial	Resistencia completa
UN VANO	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 160	7.85	0.50	10.08	5.26	----	11.12	11.12
HEB 180	7.85	0.52	10.70	4.93	----	12.38	12.38
HEB 200	7.85	0.56	11.44	4.23	----	13.74	13.74
HEB 220	7.85	0.57	12.02	4.03	----	12.94	15.06
HEB 240	7.85	0.60	12.71	3.53	11.16	11.92	15.09
DOS VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 160	7.85	0.50	7.39	5.26	----	6.97	8.83
HEB 180	7.85	0.52	8.41	4.93	----	7.20	9.12
HEB 200	7.85	0.56	9.85	4.23	----	7.46	9.45
HEB 220	7.85	0.57	11.02	4.03	----	7.72	9.77
HEB 240	7.85	0.60	11.83	3.53	7.45	7.95	10.07
TRES VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 160	7.85	0.50	7.67	5.26	----	7.90	10.00
HEB 180	7.85	0.52	8.65	4.93	----	7.96	10.08
HEB 200	7.85	0.56	10.05	4.23	----	8.05	10.19
HEB 220	7.85	0.57	11.18	4.03	----	8.15	10.32
HEB 240	7.85	0.60	11.91	3.53	7.74	8.27	10.47
CUATRO VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 160	7.85	0.50	7.64	5.26	----	7.68	9.72
HEB 180	7.85	0.52	8.62	4.93	----	7.80	9.88
HEB 200	7.85	0.56	10.03	4.23	----	7.93	10.05
HEB 220	7.85	0.57	11.14	4.03	----	8.09	10.24
HEB 240	7.85	0.60	11.89	3.53	7.68	8.20	10.39

* La carga se agotamiento se calcula considerando para $M_{j,Rd}$ el valor correspondiente a $\sigma_{com.Sd} > 0.7 \cdot f_{y,wc}$
 Los valores en negrita corresponden al agotamiento de la unión.
 Las celdas sombreadas en negro indican que la carga de agotamiento de las uniones semi-rígidas supera a la de las articuladas y las rígidas de resistencia parcial.

IPE 300		ACERO S 275					
L = 450 h = 300	UNION NO RIGIDIZADA					UNION RIGIDIZADA	
	Articulada $r = 0$	Semi-rígida $S_{jini} / 2$		Rígida $r = 1$		Resistencia parcial	Resistencia completa
UN VANO	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 160	6.20	0.53	8.13	5.26	----	9.04	9.04
HEB 180	6.20	0.55	7.83*	4.93	----	10.09	10.09
HEB 200	6.20	0.59	9.31	4.23	6.05*	10.97	11.21
HEB 220	6.20	0.60	9.79	4.03	8.36	9.90	12.28
HEB 240	6.20	0.63	10.36	3.53	8.60	9.19	11.63
DOS VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 160	6.20	0.53	5.53	5.26	----	5.53	7.00
HEB 180	6.20	0.55	6.33	4.93	----	5.73	7.25
HEB 200	6.20	0.59	7.45	4.23	4.47	5.94	7.52
HEB 220	6.20	0.60	8.37	4.03	5.19	6.14	7.78
HEB 240	6.20	0.63	8.99	3.53	5.93	6.33	8.02
TRES VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 160	6.20	0.53	5.75	5.26	----	6.24	7.90
HEB 180	6.20	0.55	6.51	4.93	----	6.29	7.97
HEB 200	6.20	0.59	7.61	4.23	4.80	6.37	8.07
HEB 220	6.20	0.60	8.48	4.03	5.45	6.46	8.18
HEB 240	6.20	0.63	9.07	3.53	6.13	6.55	8.30
CUATRO VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 160	6.20	0.53	5.73	5.26	----	6.07	7.69
HEB 180	6.20	0.55	6.49	4.93	----	6.17	7.81
HEB 200	6.20	0.59	7.58	4.23	4.73	6.29	7.96
HEB 220	6.20	0.60	8.46	4.03	5.40	6.40	8.10
HEB 240	6.20	0.63	9.04	3.53	6.09	6.50	8.24

* La carga se agotamiento se calcula considerando para $M_{j,Rd}$ el valor correspondiente a $\sigma_{com.Sd} > 0.7 \cdot f_{y,wc}$

Los valores en negrita corresponden al agotamiento de la unión.

Las celdas sombreadas en negro indican que la carga de agotamiento de las uniones semi-rígidas supera a la de las articuladas y las rígidas de resistencia parcial.

IPE 300		ACERO S 275					
L = 500 h = 300	UNION NO RIGIDIZADA					UNION RIGIDIZADA	
	Articulada $r = 0$	Semi-rígida $S_{j,ini} / 2$		Rígida $r = 1$		Resistencia parcial	Resistencia completa
UN VANO	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 160	5.02	0.56	6.38*	5.26	----	7.24	7.24
HEB 180	5.02	0.57	5.98*	4.93	4.51*	8.25	8.25
HEB 200	5.02	0.61	6.22*	4.23	4.73*	8.59	9.33
HEB 220	5.02	0.62	8.14	4.03	6.61	7.82	9.90
HEB 240	5.02	0.65	8.63	3.53	6.83	7.30	9.24
DOS VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 160	5.02	0.56	4.29	5.26	----	4.50	5.70
HEB 180	5.02	0.57	4.92	4.93	2.87	4.67	5.91
HEB 200	5.02	0.61	5.83	4.23	3.65	4.85	6.14
HEB 220	5.02	0.62	6.56	4.03	4.23	5.01	6.35
HEB 240	5.02	0.65	7.07	3.53	4.84	5.17	6.54
TRES VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 160	5.02	0.56	4.73	5.26	----	5.05	6.40
HEB 180	5.02	0.57	5.07	4.93	3.14	5.10	6.46
HEB 200	5.02	0.61	5.95	4.23	3.89	5.17	6.55
HEB 220	5.02	0.62	6.63	4.03	4.43	5.24	6.64
HEB 240	5.02	0.65	7.13	3.53	4.98	5.32	6.74
CUATRO VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 160	5.02	0.56	4.45	5.26	----	4.92	6.24
HEB 180	5.02	0.57	5.05	4.93	3.08	5.01	6.35
HEB 200	5.02	0.61	5.93	4.23	3.84	5.11	6.47
HEB 220	5.02	0.62	6.62	4.03	4.39	5.20	6.58
HEB 240	5.02	0.65	7.11	3.53	4.95	5.29	6.70

* La carga se agotamiento se calcula considerando para $M_{j,Rd}$ el valor correspondiente a $\sigma_{com.Sd} > 0.7 \cdot f_{y,wc}$

Los valores en negrita corresponden al agotamiento de la unión.

Las celdas sombreadas en negro indican que la carga de agotamiento de las uniones semi-rígidas supera a la de las articuladas y las rígidas de resistencia parcial.

IPE 300			ACERO S 275				
L = 550 h = 300	UNION NO RIGIDIZADA					UNION RIGIDIZADA	
	Articulada $r = 0$	Semi-rígida $S_{jini} / 2$		Rígida $r = 1$		Resistencia parcial	Resistencia completa
UN VANO	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 160	4.15	0.58	4.94*	5.26	3.84*	5.83	5.83
HEB 180	4.15	0.60	4.70*	4.93	3.59*	6.68	6.68
HEB 200	4.15	0.63	4.92*	4.23	3.80*	6.90	7.86
HEB 220	4.15	0.65	6.89	4.03	5.34	6.32	8.00
HEB 240	4.15	0.68	7.09	3.53	5.80	6.20	7.85
DOS VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 160	4.15	0.58	3.42	5.26	2.00	3.74	4.73
HEB 180	4.15	0.60	3.94	4.93	2.39	3.88	4.92
HEB 200	4.15	0.63	4.68	4.23	3.04	4.04	5.11
HEB 220	4.15	0.65	5.49	4.03	3.53	4.17	5.29
HEB 240	4.15	0.68	5.71	3.53	4.03	4.30	5.45
TRES VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 160	4.15	0.58	3.57	5.26	2.23	4.18	5.29
HEB 180	4.15	0.60	4.05	4.93	2.60	4.22	5.35
HEB 200	4.15	0.63	4.77	4.23	3.23	4.28	5.43
HEB 220	4.15	0.65	5.34	4.03	3.67	4.35	5.51
HEB 240	4.15	0.68	5.75	3.53	4.13	4.41	5.59
CUATRO VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 160	4.15	0.58	3.55	5.26	2.18	4.08	5.16
HEB 180	4.15	0.60	4.03	4.93	2.55	4.15	5.26
HEB 200	4.15	0.63	4.76	4.23	3.19	4.24	5.36
HEB 220	4.15	0.65	5.32	4.03	3.64	4.31	5.46
HEB 240	4.15	0.68	5.73	3.53	4.11	4.39	5.55

* La carga se agotamiento se calcula considerando para $M_{j,Rd}$ el valor correspondiente a $\sigma_{com.Sd} > 0.7 \cdot f_{y,wc}$

Los valores en negrita corresponden al agotamiento de la unión.

Las celdas sombreadas en negro indican que la carga de agotamiento de las uniones semi-rígidas supera a la de las articuladas y las rígidas de resistencia parcial.

IPE 300		ACERO S 275					
L = 600 h = 300	UNION NO RIGIDIZADA					UNION RIGIDIZADA	
	Articulada $r = 0$	Semi-rígida $S_{j,ini} / 2$		Rígida $r = 1$		Resistencia parcial	Resistencia completa
UN VANO	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 160	3.48	0.60	3.94*	5.26	3.62	4.31	5.83
HEB 180	3.48	0.62	3.78*	4.93	2.93*	5.52	6.68
HEB 200	3.48	0.65	3.98*	4.23	3.12*	5.66	7.86
HEB 220	3.48	0.66	5.64	4.03	4.41	5.22	8.00
HEB 240	3.48	0.69	5.78	3.53	4.60	4.91	7.85
DOS VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 160	3.48	0.60	2.79	5.26	1.69	3.16	4.73
HEB 180	3.48	0.62	3.22	4.93	2.02	3.29	4.92
HEB 200	3.48	0.65	3.84	4.23	2.57	3.41	5.11
HEB 220	3.48	0.66	4.33	4.03	2.98	3.53	5.29
HEB 240	3.48	0.69	4.70	3.53	3.40	3.64	5.45
TRES VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 160	3.48	0.60	2.91	5.26	1.88	3.51	5.29
HEB 180	3.48	0.62	3.31	4.93	2.18	3.56	5.35
HEB 200	3.48	0.65	3.91	4.23	2.72	3.61	5.43
HEB 220	3.48	0.66	4.38	4.03	3.10	3.66	5.51
HEB 240	3.48	0.69	4.73	3.53	3.48	3.72	5.59
CUATRO VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 160	3.48	0.60	3.00	5.26	1.83	3.43	5.16
HEB 180	3.48	0.62	3.30	4.93	2.15	3.50	5.26
HEB 200	3.48	0.65	3.90	4.23	2.69	3.57	5.36
HEB 220	3.48	0.66	4.38	4.03	3.07	3.64	5.46
HEB 240	3.48	0.69	4.71	3.53	3.46	3.70	5.55

* La carga se agotamiento se calcula considerando para $M_{j,Rd}$ el valor correspondiente a $\sigma_{com.Sd} > 0.7 \cdot f_{y,wc}$

Los valores en negrita corresponden al agotamiento de la unión.

Las celdas sombreadas en negro indican que la carga de agotamiento de las uniones semi-rígidas supera a la de las articuladas y las rígidas de resistencia parcial.

IPE 300			ACERO S 275				
L = 650 h = 300	UNION NO RIGIDIZADA					UNION RIGIDIZADA	
	Articulada $r = 0$	Semi-rígida $S_{jini} / 2$		Rígida $r = 1$		Resistencia parcial	Resistencia completa
UN VANO	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 160	2.91	0.62	3.21*	5.26	2.55*	3.98	4.31
HEB 180	2.91	0.64	3.09*	4.93	2.43*	4.63	5.52
HEB 200	2.91	0.67	3.28*	4.23	2.60*	4.72	6.53
HEB 220	2.91	0.68	4.46	4.03	3.69	4.37	6.62
HEB 240	2.91	0.71	4.80	3.53	3.87	4.13	6.22
DOS VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 160	2.91	0.62	2.32	5.26	1.44	2.71	4.00
HEB 180	2.91	0.64	2.68	4.93	1.73	2.82	4.16
HEB 200	2.91	0.67	3.20	4.23	2.20	2.93	4.32
HEB 220	2.91	0.68	3.61	4.03	2.56	3.03	4.47
HEB 240	2.91	0.71	3.93	3.53	2.92	3.12	4.60
TRES VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 160	2.91	0.62	2.41	5.26	1.60	3.00	4.45
HEB 180	2.91	0.64	2.75	4.93	1.87	3.04	4.50
HEB 200	2.91	0.67	3.26	4.23	2.32	3.08	4.57
HEB 220	2.91	0.68	3.65	4.03	2.65	3.13	4.64
HEB 240	2.91	0.71	3.96	3.53	2.98	3.18	4.71
CUATRO VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 160	2.91	0.62	2.40	5.26	1.57	2.93	4.35
HEB 180	2.91	0.64	2.74	4.93	1.84	2.99	4.43
HEB 200	2.91	0.67	3.25	4.23	2.30	3.05	4.52
HEB 220	2.91	0.68	3.64	4.03	2.63	3.11	4.61
HEB 240	2.91	0.71	3.94	3.53	2.96	3.16	4.68

* La carga se agotamiento se calcula considerando para $M_{j,Rd}$ el valor correspondiente a $\sigma_{com.Sd} > 0.7 \cdot f_{y,wc}$

Los valores en negrita corresponden al agotamiento de la unión.

Las celdas sombreadas en negro indican que la carga de agotamiento de las uniones semi-rígidas supera a la de las articuladas y las rígidas de resistencia parcial.

IPE 300		ACERO S 275					
L = 700 h = 300	UNION NO RIGIDIZADA					UNION RIGIDIZADA	
	Articulada $r = 0$	Semi-rígida $S_{j.ini} / 2$		Rígida $r = 1$		Resistencia parcial	Resistencia completa
UN VANO	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 160	2.52	0.64	2.66*	5.26	2.13*	3.37	3.37
HEB 180	2.52	0.65	2.51*	4.93	1.98*	3.83	3.83
HEB 200	2.52	0.69	2.74*	4.23	2.20*	4.00	4.71
HEB 220	2.52	0.70	3.92	4.03	3.14	3.72	4.71
HEB 240	2.52	0.73	4.04	3.53	3.30	3.53	4.47
DOS VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 160	2.52	0.64	1.95	5.26	1.25	2.35	2.97
HEB 180	2.52	0.65	2.26	4.93	1.52	2.47	3.13
HEB 200	2.52	0.69	2.71	4.23	1.91	2.54	3.22
HEB 220	2.52	0.70	3.07	4.03	2.22	2.63	3.33
HEB 240	2.52	0.73	3.34	3.53	2.53	2.70	3.42
TRES VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 160	2.52	0.64	2.04	5.26	1.38	2.59	3.28
HEB 180	2.52	0.65	2.32	4.93	1.61	2.62	3.32
HEB 200	2.52	0.69	2.76	4.23	2.01	2.67	3.38
HEB 220	2.52	0.70	3.10	4.03	2.29	2.71	3.43
HEB 240	2.52	0.73	3.36	3.53	2.57	2.75	3.48
CUATRO VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 160	2.52	0.64	2.02	5.26	1.35	2.53	3.21
HEB 180	2.52	0.65	2.32	4.93	1.59	2.59	3.28
HEB 200	2.52	0.69	2.75	4.23	1.99	2.64	3.34
HEB 220	2.52	0.70	3.09	4.03	2.27	2.69	3.41
HEB 240	2.52	0.73	3.35	3.53	2.56	2.73	3.46

* La carga de agotamiento se calcula considerando para $M_{j,Rd}$ el valor correspondiente a $\sigma_{com.Sd} > 0.7 \cdot f_{y.wc}$

Los valores en negrita corresponden al agotamiento de la unión.

Las celdas sombreadas en negro indican que la carga de agotamiento de las uniones semi-rígidas supera a la de las articuladas y las rígidas de resistencia parcial.

IPE 300			ACERO S 275				
L = 750 h = 300	UNION NO RIGIDIZADA					UNION RIGIDIZADA	
	Articulada $r = 0$	Semi-rígida $S_{jini} / 2$		Rígida $r = 1$		Resistencia parcial	Resistencia completa
UN VANO	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 160	2.05	0.66	2.23*	5.26	1.80*	2.88	2.88
HEB 180	2.05	0.67	2.12*	4.93	1.69*	3.30	3.30
HEB 200	2.05	0.70	2.32*	4.23	1.89*	3.42	4.06
HEB 220	2.05	0.71	3.33	4.03	2.70	3.20	4.05
HEB 240	2.05	0.74	3.45	3.53	2.85	3.04	3.85
DOS VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 160	2.05	0.66	1.67	5.26	1.10	2.06	2.60
HEB 180	2.05	0.67	1.93	4.93	1.33	2.16	2.74
HEB 200	2.05	0.70	2.33	4.23	1.68	2.23	2.82
HEB 220	2.05	0.71	2.63	4.03	1.94	2.30	2.91
HEB 240	2.05	0.74	2.87	3.53	2.21	2.36	2.99
TRES VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 160	2.05	0.66	1.74	5.26	1.20	2.26	2.86
HEB 180	2.05	0.67	1.99	4.93	1.41	2.29	2.90
HEB 200	2.05	0.70	2.37	4.23	1.75	2.33	2.95
HEB 220	2.05	0.71	2.66	4.03	2.00	2.37	3.00
HEB 240	2.05	0.74	2.89	3.53	2.25	2.40	3.04
CUATRO VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 160	2.05	0.66	1.73	5.26	1.18	2.21	2.80
HEB 180	2.05	0.67	1.98	4.93	1.39	2.26	2.86
HEB 200	2.05	0.70	2.36	4.23	1.74	2.31	2.92
HEB 220	2.05	0.71	2.65	4.03	1.98	2.35	2.98
HEB 240	2.05	0.74	2.88	3.53	2.24	2.39	3.03

* La carga se agotamiento se calcula considerando para $M_{j,Rd}$ el valor correspondiente a $\sigma_{com.Sd} > 0.7 \cdot f_{y,wc}$

Los valores en negrita corresponden al agotamiento de la unión.

Las celdas sombreadas en negro indican que la carga de agotamiento de las uniones semi-rígidas supera a la de las articuladas y las rígidas de resistencia parcial.

IPE 300		ACERO S 275					
L = 800 h = 300	UNION NO RIGIDIZADA					UNION RIGIDIZADA	
	Articulada $r = 0$	Semi-rígida $S_{jini} / 2$		Rígida $r = 1$		Resistencia parcial	Resistencia completa
UN VANO	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 160	1.69	0.67	1.89*	5.26	1.54*	2.48	2.48
HEB 180	1.69	0.68	1.84*	4.93	1.46*	2.87	2.87
HEB 200	1.69	0.72	1.99*	4.23	1.63*	2.97	3.54
HEB 220	1.69	0.73	2.87	4.03	2.35	2.78	3.52
HEB 240	1.69	0.75	2.98	3.53	2.59	2.77	3.51
DOS VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 160	1.69	0.67	1.44	5.26	0.97	1.82	2.30
HEB 180	1.69	0.68	1.67	4.93	1.16	1.89	2.40
HEB 200	1.69	0.72	2.02	4.23	1.48	1.97	2.49
HEB 220	1.69	0.73	2.28	4.03	1.72	2.03	2.57
HEB 240	1.69	0.75	2.50	3.53	1.95	2.09	2.64
TRES VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 160	1.69	0.67	1.50	5.26	1.06	1.99	2.52
HEB 180	1.69	0.68	1.72	4.93	1.24	2.02	2.55
HEB 200	1.69	0.72	2.05	4.23	1.54	2.05	2.60
HEB 220	1.69	0.73	2.30	4.03	1.76	2.08	2.64
HEB 240	1.69	0.75	2.51	3.53	1.98	2.12	2.68
CUATRO VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 160	1.69	0.67	1.49	5.26	1.04	1.95	2.47
HEB 180	1.69	0.68	1.71	4.93	1.22	1.99	2.52
HEB 200	1.69	0.72	2.04	4.23	1.53	2.03	2.58
HEB 220	1.69	0.73	2.29	4.03	1.75	2.07	2.62
HEB 240	1.69	0.75	2.50	3.53	1.97	2.10	2.67

* La carga se agotamiento se calcula considerando para $M_{j,Rd}$ el valor correspondiente a $\sigma_{com.Sd} > 0.7 \cdot f_{y,wc}$

Los valores en negrita corresponden al agotamiento de la unión.

Las celdas sombreadas en negro indican que la carga de agotamiento de las uniones semi-rígidas supera a la de las articuladas y las rígidas de resistencia parcial.

IPE 330		ACERO S 275					
L = 400 h = 300	UNION NO RIGIDIZADA					UNION RIGIDIZADA	
	Articulada $r = 0$	Semi-rígida $S_{j,ini} / 2$		Rígida $r = 1$		Resistencia parcial	Resistencia completa
UN VANO	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 160	10.05	0.45	12.24	6.49	----	13.22	13.22
HEB 180	10.05	0.47	12.92	6.07	----	14.54	14.54
HEB 200	10.05	0.51	13.73	5.19	----	16.06	16.06
HEB 220	10.05	0.52	14.40	4.93	----	17.63	17.63
HEB 240	10.05	0.55	15.21	4.31	----	17.17	19.23
DOS VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 160	10.05	0.45	8.94	6.49	----	9.07	11.12
HEB 180	10.05	0.47	10.11	6.07	----	9.31	11.42
HEB 200	10.05	0.51	11.69	5.19	----	9.61	11.78
HEB 220	10.05	0.52	13.03	4.93	----	9.90	12.14
HEB 240	10.05	0.55	14.89	4.31	----	10.21	12.52
TRES VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 160	10.05	0.45	9.28	6.49	----	10.43	12.79
HEB 180	10.05	0.47	10.40	6.07	----	10.48	12.85
HEB 200	10.05	0.51	11.96	5.19	----	10.56	12.95
HEB 220	10.05	0.52	13.22	4.93	----	10.67	13.07
HEB 240	10.05	0.55	15.07	4.31	----	10.79	13.23
CUATRO VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 160	10.05	0.45	9.26	6.49	----	10.09	12.37
HEB 180	10.05	0.47	10.37	6.07	----	10.21	12.52
HEB 200	10.05	0.51	11.92	5.19	----	10.36	12.69
HEB 220	10.05	0.52	13.19	4.93	----	10.51	12.89
HEB 240	10.05	0.55	15.02	4.31	----	10.67	13.08

* La carga se agotamiento se calcula considerando para $M_{j,Rd}$ el valor correspondiente a $\sigma_{com.Sd} > 0.7 \cdot f_{y,wc}$

Los valores en negrita corresponden al agotamiento de la unión.

Las celdas sombreadas en negro indican que la carga de agotamiento de las uniones semi-rígidas supera a la de las articuladas y las rígidas de resistencia parcial.

IPE 330		ACERO S 275					
L = 450 h = 300	UNION NO RIGIDIZADA					UNION RIGIDIZADA	
	Articulada $r = 0$	Semi-rígida $S_{j,ini} / 2$		Rígida $r = 1$		Resistencia parcial	Resistencia completa
UN VANO	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 160	7.94	0.48	9.87	6.49	----	10.71	10.71
HEB 180	7.94	0.50	10.44*	6.07	----	11.83	11.83
HEB 200	7.94	0.54	10.38*	5.19	----	13.11	13.11
HEB 220	7.94	0.55	10.22	4.93	----	14.38	14.38
HEB 240	7.94	0.58	10.80	4.31	11.02	13.15	15.66
DOS VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 160	7.94	0.48	6.65	6.49	----	7.17	8.78
HEB 180	7.94	0.50	7.54	6.07	----	7.38	9.04
HEB 200	7.94	0.54	8.77	5.19	----	7.63	9.35
HEB 220	7.94	0.55	9.80	4.93	----	7.88	9.65
HEB 240	7.94	0.58	11.27	4.31	6.81	8.13	9.96
TRES VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 160	7.94	0.48	6.93	6.49	----	8.22	10.08
HEB 180	7.94	0.50	7.78	6.07	----	8.27	10.14
HEB 200	7.94	0.54	8.99	5.19	----	8.35	10.23
HEB 220	7.94	0.55	9.97	4.93	----	8.44	10.34
HEB 240	7.94	0.58	11.40	4.31	7.16	8.54	10.47
CUATRO VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 160	7.94	0.48	6.90	6.49	----	7.96	9.76
HEB 180	7.94	0.50	7.76	6.07	----	8.07	9.89
HEB 200	7.94	0.54	8.97	5.19	----	8.20	10.05
HEB 220	7.94	0.55	10.03	4.93	----	8.24	10.10
HEB 240	7.94	0.58	11.36	4.31	7.16	8.46	10.37

* La carga se agotamiento se calcula considerando para $M_{j,Rd}$ el valor correspondiente a $\sigma_{com.Sd} > 0.7 \cdot f_{y,wc}$

Los valores en negrita corresponden al agotamiento de la unión.

Las celdas sombreadas en negro indican que la carga de agotamiento de las uniones semi-rígidas supera a la de las articuladas y las rígidas de resistencia parcial.

IPE 330		ACERO S 275					
L = 500 h = 300	UNION NO RIGIDIZADA					UNION RIGIDIZADA	
	Articulada $r = 0$	Semi-rígida $S_{j,ini} / 2$		Rígida $r = 1$		Resistencia parcial	Resistencia completa
UN VANO	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 160	6.43	0.51	8.14	6.49	----	8.46	8.46
HEB 180	6.43	0.52	7.81*	6.07	----	9.37	9.37
HEB 200	6.43	0.56	7.92*	5.19	----	10.65	10.65
HEB 220	6.43	0.57	9.73	4.93	7.96	11.32	11.97
HEB 240	6.43	0.61	10.31	4.31	8.70	10.37	12.72
DOS VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 160	6.43	0.51	5.11	6.49	----	5.82	7.13
HEB 180	6.43	0.52	5.82	6.07	----	6.03	7.39
HEB 200	6.43	0.56	6.82	5.19	----	6.22	7.62
HEB 220	6.43	0.57	7.63	4.93	4.52	6.43	7.88
HEB 240	6.43	0.61	8.69	4.31	5.56	6.63	8.13
TRES VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 160	6.43	0.51	5.34	6.49	----	6.65	8.16
HEB 180	6.43	0.52	6.01	6.07	----	6.70	8.21
HEB 200	6.43	0.56	6.99	5.19	----	6.77	8.29
HEB 220	6.43	0.57	7.76	4.93	4.81	6.85	8.39
HEB 240	6.43	0.61	8.90	4.31	5.81	6.94	8.50
CUATRO VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 160	6.43	0.51	5.31	6.49	----	6.45	7.90
HEB 180	6.43	0.52	6.00	6.07	----	6.54	8.02
HEB 200	6.43	0.56	6.97	5.19	----	6.65	8.15
HEB 220	6.43	0.57	8.18	4.93	4.75	6.76	8.29
HEB 240	6.43	0.61	8.87	4.31	5.76	6.87	8.42

* La carga se agotamiento se calcula considerando para $M_{j,Rd}$ el valor correspondiente a $\sigma_{com.Sd} > 0.7 \cdot f_{y,wc}$

Los valores en negrita corresponden al agotamiento de la unión.

Las celdas sombreadas en negro indican que la carga de agotamiento de las uniones semi-rígidas supera a la de las articuladas y las rígidas de resistencia parcial.

IPE 330		ACERO S 275					
L = 550 h = 300	UNION NO RIGIDIZADA					UNION RIGIDIZADA	
	Articulada $r = 0$	Semi-rígida $S_{j.ini} / 2$		Rígida $r = 1$		Resistencia parcial	Resistencia completa
UN VANO	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 160	5.31	0.53	6.62*	6.49	----	6.79	6.79
HEB 180	5.31	0.55	6.10*	6.07	----	7.47	7.47
HEB 200	5.31	0.59	6.22*	5.19	4.69*	8.66	8.66
HEB 220	5.31	0.60	6.20*	4.93	4.62*	9.11*	10.02
HEB 240	5.31	0.63	8.74	4.31	7.03	8.38	10.28
DOS VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 160	5.31	0.53	4.05	6.49	----	4.82	5.91
HEB 180	5.31	0.55	4.63	6.07	----	4.99	6.12
HEB 200	5.31	0.59	5.44	5.19	3.24	5.17	6.34
HEB 220	5.31	0.60	6.11	4.93	3.76	5.35	6.56
HEB 240	5.31	0.63	7.07	4.31	4.63	5.52	6.76
TRES VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 160	5.31	0.53	4.24	6.49	----	5.50	6.74
HEB 180	5.31	0.55	4.79	6.07	----	5.54	6.79
HEB 200	5.31	0.59	5.58	5.19	3.51	5.60	6.86
HEB 220	5.31	0.60	6.21	4.93	3.99	5.67	6.95
HEB 240	5.31	0.63	7.15	4.31	4.82	5.75	7.05
CUATRO VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 160	5.31	0.53	4.22	6.49	----	5.33	6.54
HEB 180	5.31	0.55	4.77	6.07	----	5.42	6.64
HEB 200	5.31	0.59	5.56	5.19	3.45	5.51	6.76
HEB 220	5.31	0.60	6.19	4.93	3.94	5.61	6.87
HEB 240	5.31	0.63	7.12	4.31	4.78	5.70	6.99

* La carga se agotamiento se calcula considerando para $M_{j,Rd}$ el valor correspondiente a $\sigma_{com.Sd} > 0.7 \cdot f_{y.wc}$

Los valores en negrita corresponden al agotamiento de la unión.

Las celdas sombreadas en negro indican que la carga de agotamiento de las uniones semi-rígidas supera a la de las articuladas y las rígidas de resistencia parcial.

IPE 330		ACERO S 275					
L = 600 h = 300	UNION NO RIGIDIZADA					UNION RIGIDIZADA	
	Articulada $r = 0$	Semi-rígida $S_{jini} / 2$		Rígida $r = 1$		Resistencia parcial	Resistencia completa
UN VANO	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 160	4.46	0.55	5.25*	6.49	----	5.55	5.55
HEB 180	4.46	0.57	4.87*	6.07	----	6.22	6.22
HEB 200	4.46	0.61	5.00*	5.19	3.82*	7.16	7.16
HEB 220	4.46	0.62	5.00*	4.93	3.79*	7.48	8.33
HEB 240	4.46	0.65	7.51	4.31	5.80	6.91	8.48
DOS VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 160	4.46	0.55	3.28	6.49	----	4.07	4.99
HEB 180	4.46	0.57	3.76	6.07	----	4.27	5.23
HEB 200	4.46	0.61	4.44	5.19	2.74	4.37	5.36
HEB 220	4.46	0.62	4.99	4.93	3.18	4.52	5.55
HEB 240	4.46	0.65	5.80	4.31	3.91	4.67	5.72
TRES VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 160	4.46	0.55	3.44	6.49	----	4.62	5.66
HEB 180	4.46	0.57	3.89	6.07	----	4.66	5.71
HEB 200	4.46	0.61	4.55	5.19	2.95	4.71	5.78
HEB 220	4.46	0.62	5.07	4.93	3.36	4.78	5.86
HEB 240	4.46	0.65	5.86	4.31	4.06	4.84	5.94
CUATRO VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 160	4.46	0.55	3.42	6.49	----	4.49	5.50
HEB 180	4.46	0.57	3.87	6.07	----	4.56	5.59
HEB 200	4.46	0.61	4.53	5.19	2.91	4.64	5.69
HEB 220	4.46	0.62	5.05	4.93	3.32	4.73	5.79
HEB 240	4.46	0.65	5.84	4.31	4.03	4.80	5.89

* La carga se agotamiento se calcula considerando para $M_{j,Rd}$ el valor correspondiente a $\sigma_{com.Sd} > 0.7 \cdot f_{y,wc}$

Los valores en negrita corresponden al agotamiento de la unión.

Las celdas sombreadas en negro indican que la carga de agotamiento de las uniones semi-rígidas supera a la de las articuladas y las rígidas de resistencia parcial.

IPE 330		ACERO S 275					
L = 650 h = 300	UNION NO RIGIDIZADA					UNION RIGIDIZADA	
	Articulada $r = 0$	Semi-rígida $S_{j.ini} / 2$		Rígida $r = 1$		Resistencia parcial	Resistencia completa
UN VANO	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 160	3.73	0.57	4.25*	6.49	3.33*	4.60	4.60
HEB 180	3.73	0.59	3.97*	6.07	3.05*	5.19	5.19
HEB 200	3.73	0.63	4.09*	5.19	3.17*	6.02	6.02
HEB 220	3.73	0.64	4.12*	4.93	3.16*	6.24	7.03
HEB 240	3.73	0.67	6.22	4.31	4.86	5.80	7.11
DOS VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 160	3.73	0.57	2.71	6.49	1.55	3.48	4.27
HEB 180	3.73	0.59	3.12	6.07	1.85	3.61	4.43
HEB 200	3.73	0.63	3.69	5.19	2.35	3.75	4.60
HEB 220	3.73	0.64	4.16	4.93	2.73	3.88	4.76
HEB 240	3.73	0.67	4.84	4.31	3.36	4.00	4.91
TRES VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 160	3.73	0.57	2.84	6.49	1.75	3.94	4.83
HEB 180	3.73	0.59	3.22	6.07	2.03	3.97	4.87
HEB 200	3.73	0.63	3.78	5.19	2.52	4.02	4.93
HEB 220	3.73	0.64	4.22	4.93	2.87	4.08	5.00
HEB 240	3.73	0.67	4.89	4.31	3.47	4.14	5.07
CUATRO VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 160	3.73	0.57	2.82	6.49	1.70	3.83	4.69
HEB 180	3.73	0.59	3.21	6.07	1.99	3.90	4.78
HEB 200	3.73	0.63	3.77	5.19	2.49	3.97	4.86
HEB 220	3.73	0.64	4.21	4.93	2.84	4.04	4.95
HEB 240	3.73	0.67	4.87	4.31	3.44	4.11	5.04

* La carga se agotamiento se calcula considerando para $M_{j,Rd}$ el valor correspondiente a $\sigma_{com.Sd} > 0.7 \cdot f_{y,wc}$

Los valores en negrita corresponden al agotamiento de la unión.

Las celdas sombreadas en negro indican que la carga de agotamiento de las uniones semi-rígidas supera a la de las articuladas y las rígidas de resistencia parcial.

IPE 330		ACERO S 275					
L = 700 h = 300	UNION NO RIGIDIZADA					UNION RIGIDIZADA	
	Articulada $r = 0$	Semi-rígida $S_{jini} / 2$		Rígida $r = 1$		Resistencia parcial	Resistencia completa
UN VANO	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 160	3.28	0.59	3.50*	6.49	2.77*	3.87	3.87
HEB 180	3.28	0.61	3.28*	6.07	2.55*	4.39	4.39
HEB 200	3.28	0.64	3.41*	5.19	2.67*	5.12	5.12
HEB 220	3.28	0.65	3.44*	4.93	2.68*	5.28	6.01
HEB 240	3.28	0.68	5.22	4.31	4.13	4.93	6.04
DOS VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 160	3.28	0.59	2.27	6.49	1.34	3.02	3.70
HEB 180	3.28	0.61	2.62	6.07	1.60	3.13	3.84
HEB 200	3.28	0.64	3.11	5.19	2.04	3.25	3.99
HEB 220	3.28	0.65	3.51	4.93	2.37	3.37	4.13
HEB 240	3.28	0.68	4.10	4.31	2.91	3.47	4.26
TRES VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 160	3.28	0.59	2.38	6.49	1.51	3.40	4.17
HEB 180	3.28	0.61	2.71	6.07	1.75	3.43	4.21
HEB 200	3.28	0.64	3.19	5.19	2.18	3.48	4.26
HEB 220	3.28	0.65	3.57	4.93	2.48	3.53	4.32
HEB 240	3.28	0.68	4.14	4.31	3.00	3.58	4.39
CUATRO VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 160	3.28	0.59	2.37	6.49	1.47	3.31	4.05
HEB 180	3.28	0.61	2.70	6.07	1.72	3.37	4.13
HEB 200	3.28	0.64	3.18	5.19	2.15	3.43	4.21
HEB 220	3.28	0.65	3.55	4.93	2.46	3.49	4.28
HEB 240	3.28	0.68	4.12	4.31	2.98	3.55	4.35

* La carga se agotamiento se calcula considerando para $M_{j,Rd}$ el valor correspondiente a $\sigma_{com.Sd} > 0.7 \cdot f_{y,wc}$

Los valores en negrita corresponden al agotamiento de la unión.

Las celdas sombreadas en negro indican que la carga de agotamiento de las uniones semi-rígidas supera a la de las articuladas y las rígidas de resistencia parcial.

IPE 330		ACERO S 275					
L = 750 h = 300	UNION NO RIGIDIZADA					UNION RIGIDIZADA	
	Articulada $r = 0$	Semi-rígida $S_{j.ini} / 2$		Rígida $r = 1$		Resistencia parcial	Resistencia completa
UN VANO	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 160	2.85	0.61	2.93*	6.49	2.33*	3.30	3.30
HEB 180	2.85	0.62	2.76*	6.07	2.16*	3.76	3.76
HEB 200	2.85	0.66	2.88*	5.19	2.28*	4.41	4.41
HEB 220	2.85	0.67	2.91*	4.93	2.30*	4.53	5.20
HEB 240	2.85	0.70	4.44	4.31	3.56	4.24	5.20
DOS VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 160	2.85	0.61	1.94	6.49	1.17	2.64	3.24
HEB 180	2.85	0.62	2.23	6.07	1.40	2.74	3.36
HEB 200	2.85	0.66	2.66	5.19	1.79	2.85	3.50
HEB 220	2.85	0.67	3.00	4.93	2.07	2.95	3.62
HEB 240	2.85	0.70	3.51	4.31	2.55	3.04	3.73
TRES VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 160	2.85	0.61	2.03	6.49	1.32	2.96	3.63
HEB 180	2.85	0.62	2.31	6.07	1.53	2.99	3.67
HEB 200	2.85	0.66	2.73	5.19	1.90	3.03	3.72
HEB 220	2.85	0.67	3.05	4.93	2.16	3.08	3.77
HEB 240	2.85	0.70	3.54	4.31	2.62	3.13	3.83
CUATRO VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 160	2.85	0.61	2.02	6.49	1.28	2.89	3.54
HEB 180	2.85	0.62	2.30	6.07	1.50	2.94	3.60
HEB 200	2.85	0.66	2.72	5.19	1.88	3.00	3.67
HEB 220	2.85	0.67	3.04	4.93	2.14	3.05	3.74
HEB 240	2.85	0.70	3.53	4.31	2.60	3.10	3.80

* La carga se agotamiento se calcula considerando para $M_{j,Rd}$ el valor correspondiente a $\sigma_{com.Sd} > 0.7 \cdot f_{y,wc}$

Los valores en negrita corresponden al agotamiento de la unión.

Las celdas sombreadas en negro indican que la carga de agotamiento de las uniones semi-rígidas supera a la de las articuladas y las rígidas de resistencia parcial.

IPE 330		ACERO S 275					
L = 800 h = 300	UNION NO RIGIDIZADA					UNION RIGIDIZADA	
	Articulada $r = 0$	Semi-rígida $S_{jini} / 2$		Rígida $r = 1$		Resistencia parcial	Resistencia completa
UN VANO	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 160	2.40	0.62	2.47	6.49	1.98*	2.84	2.84
HEB 180	2.40	0.64	2.34	6.07	1.85*	3.26	3.26
HEB 200	2.40	0.67	2.46	5.19	1.96*	3.83	3.83
HEB 220	2.40	0.68	2.50	4.93	1.99*	3.92	4.54
HEB 240	2.40	0.71	3.82	4.31	3.09	3.69	4.52
DOS VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 160	2.40	0.62	1.67	6.49	1.03	2.33	2.86
HEB 180	2.40	0.64	1.92	6.07	1.24	2.42	2.97
HEB 200	2.40	0.67	2.30	5.19	1.58	2.52	3.09
HEB 220	2.40	0.68	2.60	4.93	1.83	2.61	3.20
HEB 240	2.40	0.71	3.05	4.31	2.25	2.69	3.29
TRES VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 160	2.40	0.62	1.75	6.49	1.16	2.61	3.19
HEB 180	2.40	0.64	1.99	6.07	1.35	2.64	3.23
HEB 200	2.40	0.67	2.35	5.19	1.67	2.67	3.28
HEB 220	2.40	0.68	2.64	4.93	1.91	2.71	3.33
HEB 240	2.40	0.71	3.07	4.31	2.31	2.75	3.38
CUATRO VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 160	2.40	0.62	1.74	6.49	1.13	2.54	3.12
HEB 180	2.40	0.64	1.98	6.07	1.32	2.59	3.18
HEB 200	2.40	0.67	2.34	5.19	1.65	2.64	3.24
HEB 220	2.40	0.68	2.63	4.93	1.89	2.69	3.30
HEB 240	2.40	0.71	3.06	4.31	2.29	2.73	3.35

* La carga se agotamiento se calcula considerando para $M_{j,Rd}$ el valor correspondiente a $\sigma_{com.Sd} > 0.7 \cdot f_{y,wc}$

Los valores en negrita corresponden al agotamiento de la unión.

Las celdas sombreadas en negro indican que la carga de agotamiento de las uniones semi-rígidas supera a la de las articuladas y las rígidas de resistencia parcial.

IPE 360		ACERO S 275					
L = 450 h = 300	UNION NO RIGIDIZADA					UNION RIGIDIZADA	
	Articulada $r = 0$	Semi-rígida $S_{j.ini} / 2$		Rígida $r = 1$		Resistencia parcial	Resistencia completa
UN VANO	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	10.00	0.45	12.64	7.44	----	13.67	13.67
HEB 200	10.00	0.49	13.33	6.34	----	15.10	15.10
HEB 220	10.00	0.50	12.90	6.01	----	15.85	15.85
HEB 240	10.00	0.53	13.40	5.24	----	17.97	18.27
HEB 260	10.00	0.55	15.36	4.89	----	16.54	19.66
DOS VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	10.00	0.45	9.00	7.44	----	9.01	11.26
HEB 200	10.00	0.49	10.36	6.34	----	9.26	11.58
HEB 220	10.00	0.50	11.50	6.01	----	9.54	11.92
HEB 240	10.00	0.53	13.10	5.24	----	9.83	12.28
HEB 260	10.00	0.55	14.54	4.89	----	10.09	12.61
TRES VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	10.00	0.45	9.30	7.44	----	10.26	12.83
HEB 200	10.00	0.49	10.63	6.34	----	10.32	12.90
HEB 220	10.00	0.50	11.73	6.01	----	10.40	13.01
HEB 240	10.00	0.53	13.29	5.24	----	10.51	13.13
HEB 260	10.00	0.55	14.70	4.89	----	10.61	13.27
CUATRO VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	10.00	0.45	9.27	7.44	----	9.96	12.45
HEB 200	10.00	0.49	10.60	6.34	----	10.08	12.60
HEB 220	10.00	0.50	11.70	6.01	----	10.22	12.78
HEB 240	10.00	0.53	13.25	5.24	----	10.37	12.96
HEB 260	10.00	0.55	14.64	4.89	----	10.51	13.13

* La carga de agotamiento se calcula considerando para $M_{j,Rd}$ el valor correspondiente a $\sigma_{com.Sd} > 0.7 \cdot f_{y.wc}$

Los valores en negrita corresponden al agotamiento de la unión.

Las celdas sombreadas en negro indican que la carga de agotamiento de las uniones semi-rígidas supera a la de las articuladas y las rígidas de resistencia parcial.

IPE 360		ACERO S 275					
L = 500 h = 300	UNION NO RIGIDIZADA					UNION RIGIDIZADA	
	Articulada $r = 0$	Semi-rígida $S_{jini} / 2$		Rígida $r = 1$		Resistencia parcial	Resistencia completa
UN VANO	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	8.16	0.47	10.25*	7.44	----	10.77	10.77
HEB 200	8.16	0.51	10.14*	6.34	----	11.96	11.96
HEB 220	8.16	0.53	9.84*	6.01	----	13.46	13.46
HEB 240	8.16	0.56	10.28	5.24	----	14.08	15.20
HEB 260	8.16	0.58	12.77	4.89	10.81	13.05	16.31
DOS VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	8.16	0.47	6.91	7.44		7.31	9.13
HEB 200	8.16	0.51	8.00	6.34		7.53	9.42
HEB 220	8.16	0.53	8.91	6.01		7.77	9.71
HEB 240	8.16	0.56	10.19	5.24		8.01	10.01
HEB 260	8.16	0.58	11.33	4.89	6.82	8.23	10.29
TRES VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	8.16	0.47	7.17	7.44	----	8.30	10.38
HEB 200	8.16	0.51	8.22	6.34	----	8.36	10.45
HEB 220	8.16	0.53	9.08	6.01	----	8.43	10.54
HEB 240	8.16	0.56	10.34	5.24	----	8.52	10.66
HEB 260	8.16	0.58	11.44	4.89	7.14	8.62	10.77
CUATRO VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	8.16	0.47	7.12	7.44	----	8.06	10.08
HEB 200	8.16	0.51	8.20	6.34	----	8.16	10.20
HEB 220	8.16	0.53	9.06	6.01	----	8.29	10.37
HEB 240	8.16	0.56	10.30	5.24	----	8.42	10.52
HEB 260	8.16	0.58	11.40	4.89	7.07	8.53	10.66

* La carga se agotamiento se calcula considerando para $M_{j,Rd}$ el valor correspondiente a $\sigma_{com.Sd} > 0.7 \cdot f_{y,wc}$

Los valores en negrita corresponden al agotamiento de la unión.

Las celdas sombreadas en negro indican que la carga de agotamiento de las uniones semi-rígidas supera a la de las articuladas y las rígidas de resistencia parcial.

IPE 360		ACERO S 275					
L = 550 h = 300	UNION NO RIGIDIZADA					UNION RIGIDIZADA	
	Articulada $r = 0$	Semi-rígida $S_{j,ini} / 2$		Rígida $r = 1$		Resistencia parcial	Resistencia completa
UN VANO	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	6.74	0.50	7.95*	7.44	----	8.67	8.67
HEB 200	6.74	0.54	7.92*	6.34	----	9.68	9.68
HEB 220	6.74	0.55	7.73*	6.01	----	10.95	10.95
HEB 240	6.74	0.58	8.12*	5.24	5.96*	11.32	12.61
HEB 260	6.74	0.60	10.82	4.89	8.73	10.54	13.17
DOS VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	6.74	0.50	5.45	7.44		6.06	7.58
HEB 200	6.74	0.54	6.34	6.34		6.26	7.82
HEB 220	6.74	0.55	7.08	6.01		6.46	8.07
HEB 240	6.74	0.58	8.14	5.24	4.90*	6.66	8.33
HEB 260	6.74	0.60	9.07	4.89	5.67	6.85	8.56
TRES VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	6.74	0.50	5.65	7.44	----	6.86	8.57
HEB 200	6.74	0.54	6.53	6.34	----	6.91	8.64
HEB 220	6.74	0.55	7.22	6.01	----	6.98	8.72
HEB 240	6.74	0.58	8.26	5.24	5.19*	7.06	8.82
HEB 260	6.74	0.60	9.15	4.89	5.91	7.14	8.92
CUATRO VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	6.74	0.50	5.63	7.44	----	6.67	8.33
HEB 200	6.74	0.54	6.51	6.34	----	6.76	8.46
HEB 220	6.74	0.55	7.20	6.01	----	6.87	8.59
HEB 240	6.74	0.58	8.23	5.24	5.13*	6.97	8.72
HEB 260	6.74	0.60	9.12	4.89	5.86	7.07	8.84

* La carga de agotamiento se calcula considerando para $M_{j,Rd}$ el valor correspondiente a $\sigma_{com.Sd} > 0.7 \cdot f_{y,wc}$

Los valores en negrita corresponden al agotamiento de la unión.

Las celdas sombreadas en negro indican que la carga de agotamiento de las uniones semi-rígidas supera a la de las articuladas y las rígidas de resistencia parcial.

IPE 360		ACERO S 275					
L = 600 h = 300	UNION NO RIGIDIZADA					UNION RIGIDIZADA	
	Articulada $r = 0$	Semi-rígida $S_{jini} / 2$		Rígida $r = 1$		Resistencia parcial	Resistencia completa
UN VANO	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	5.66	0.52	6.32*	7.44	----	7.10	7.10
HEB 200	5.66	0.56	6.33*	6.34	----	7.97	7.97
HEB 220	5.66	0.57	6.20*	6.01	4.57*	9.08	9.08
HEB 240	5.66	0.60	6.55*	5.24	4.89*	9.29	10.50
HEB 260	5.66	0.62	9.30	4.89	7.20	8.69	10.86
DOS VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	5.66	0.52	4.41	7.44	----	5.11	6.39
HEB 200	5.66	0.56	5.15	6.34	----	5.29	6.61
HEB 220	5.66	0.57	5.76	6.01	3.36	5.46	6.83
HEB 240	5.66	0.60	6.64	5.24	4.14	5.64	7.05
HEB 260	5.66	0.62	7.41	4.89	4.79	5.79	7.24
TRES VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	5.66	0.52	4.58	7.44	----	5.76	7.20
HEB 200	5.66	0.56	5.30	6.34	----	5.81	7.26
HEB 220	5.66	0.57	5.88	6.01	3.62	5.87	7.34
HEB 240	5.66	0.60	6.74	5.24	4.37	5.94	7.43
HEB 260	5.66	0.62	7.48	4.89	4.98	6.01	7.52
CUATRO VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	5.66	0.52	4.56	7.44	----	5.61	7.01
HEB 200	5.66	0.56	5.28	6.34	----	5.69	7.12
HEB 220	5.66	0.57	5.86	6.01	3.57	5.79	7.23
HEB 240	5.66	0.60	6.71	5.24	4.32	5.88	7.35
HEB 260	5.66	0.62	7.45	4.89	4.94	5.96	7.45

* La carga se agotamiento se calcula considerando para $M_{j,Rd}$ el valor correspondiente a $\sigma_{com.Sd} > 0.7 \cdot f_{y,wc}$

Los valores en negrita corresponden al agotamiento de la unión.

Las celdas sombreadas en negro indican que la carga de agotamiento de las uniones semi-rígidas supera a la de las articuladas y las rígidas de resistencia parcial.

IPE 360		ACERO S 275					
L = 650 h = 300	UNION NO RIGIDIZADA					UNION RIGIDIZADA	
	Articulada $r = 0$	Semi-rígida $S_{j,ini} / 2$		Rígida $r = 1$		Resistencia parcial	Resistencia completa
UN VANO	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	4.82	0.54	5.12*	7.44	---	5.91	5.91
HEB 200	4.82	0.58	5.16*	6.34	3.90	6.67	6.67
HEB 220	4.82	0.59	5.08*	6.01	3.80	7.63	7.63
HEB 240	4.82	0.62	5.39*	5.24	4.08	7.75	8.87
HEB 260	4.82	0.64	7.92	4.89	6.03	7.28	9.10
DOS VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	4.82	0.54	3.64	7.44	---	4.38	5.47
HEB 200	4.82	0.58	4.26	6.34	2.49	4.53	5.66
HEB 220	4.82	0.59	4.77	6.01	2.88	4.68	5.85
HEB 240	4.82	0.62	5.52	5.24	3.55	4.83	6.04
HEB 260	4.82	0.64	6.17	4.89	4.11	4.96	6.20
TRES VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	4.82	0.54	3.77	7.44	---	4.91	6.14
HEB 200	4.82	0.58	4.39	6.34	2.72	4.96	6.20
HEB 220	4.82	0.59	4.87	6.01	3.09	5.01	6.26
HEB 240	4.82	0.62	5.60	5.24	3.73	5.07	6.34
HEB 260	4.82	0.64	6.23	4.89	4.26	5.14	6.42
CUATRO VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	4.82	0.54	3.76	7.44	---	4.78	5.98
HEB 200	4.82	0.58	4.37	6.34	2.67	4.86	6.08
HEB 220	4.82	0.59	4.85	6.01	3.05	4.94	6.18
HEB 240	4.82	0.62	5.58	5.24	3.69	5.02	6.28
HEB 260	4.82	0.64	6.20	4.89	4.22	5.09	6.37

* La carga se agotamiento se calcula considerando para $M_{j,Rd}$ el valor correspondiente a $\sigma_{com.Sd} > 0.7 \cdot f_{y,wc}$

Los valores en negrita corresponden al agotamiento de la unión.

Las celdas sombreadas en negro indican que la carga de agotamiento de las uniones semi-rígidas supera a la de las articuladas y las rígidas de resistencia parcial.

IPE 360		ACERO S 275					
L = 700 h = 300	UNION NO RIGIDIZADA					UNION RIGIDIZADA	
	Articulada $r = 0$	Semi-rígida $S_{jini} / 2$		Rígida $r = 1$		Resistencia parcial	Resistencia completa
UN VANO	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	4.16	0.56	4.21*	7.44	3.21	4.98	4.98
HEB 200	4.16	0.60	4.27*	6.34	3.27	5.66	5.66
HEB 220	4.16	0.61	4.23*	6.01	3.20	6.50	6.50
HEB 240	4.16	0.64	4.50*	5.24	3.46	6.57	7.59
HEB 260	4.16	0.66	6.64	4.89	5.13	6.19	7.73
DOS VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	4.16	0.56	3.04	7.44	1.70	3.79	4.74
HEB 200	4.16	0.60	3.58	6.34	2.16	3.93	4.91
HEB 220	4.16	0.61	4.02	6.01	2.50	4.06	5.08
HEB 240	4.16	0.64	4.66	5.24	3.08	4.19	5.24
HEB 260	4.16	0.66	5.22	4.89	3.56	4.30	5.38
TRES VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	4.16	0.56	3.16	7.44	1.90	4.24	5.30
HEB 200	4.16	0.60	3.69	6.34	2.35	4.28	5.35
HEB 220	4.16	0.61	4.10	6.01	2.67	4.33	5.41
HEB 240	4.16	0.64	4.72	5.24	3.22	4.39	5.48
HEB 260	4.16	0.66	5.26	4.89	3.68	4.44	5.55
CUATRO VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	4.16	0.56	3.14	7.44	1.85	4.13	5.17
HEB 200	4.16	0.60	3.67	6.34	2.31	4.20	5.26
HEB 220	4.16	0.61	4.09	6.01	2.63	4.27	5.34
HEB 240	4.16	0.64	4.70	5.24	3.19	4.34	5.43
HEB 260	4.16	0.66	5.24	4.89	3.65	4.40	5.51

* La carga de agotamiento se calcula considerando para $M_{i,Rd}$ el valor correspondiente a $\sigma_{com.Sd} > 0.7 \cdot f_{y,wc}$

Los valores en negrita corresponden al agotamiento de la unión.

Las celdas sombreadas en negro indican que la carga de agotamiento de las uniones semi-rígidas supera a la de las articuladas y las rígidas de resistencia parcial.

IPE 360		ACERO S 275					
L = 750 h = 300	UNION NO RIGIDIZADA					UNION RIGIDIZADA	
	Articulada $r = 0$	Semi-rígida $S_{j.ini} / 2$		Rígida $r = 1$		Resistencia parcial	Resistencia completa
UN VANO	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	3.62	0.57	3.52*	7.44	2.71	4.25	4.25
HEB 200	3.62	0.61	3.59*	6.34	2.77	4.85	4.85
HEB 220	3.62	0.62	3.56*	6.01	2.73	5.60	5.60
HEB 240	3.62	0.66	3.81*	5.24	2.96	5.63	6.56
HEB 260	3.62	0.67	5.64	4.89	4.41	5.32	6.65
DOS VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	3.62	0.57	2.58	7.44	1.49	3.32	4.15
HEB 200	3.62	0.61	3.05	6.34	1.89	3.44	4.30
HEB 220	3.62	0.62	3.43	6.01	2.19	3.56	4.45
HEB 240	3.62	0.66	3.98	5.24	2.70	3.67	4.59
HEB 260	3.62	0.67	4.46	4.89	3.12	3.77	4.71
TRES VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	3.62	0.57	2.68	7.44	1.65	3.69	4.62
HEB 200	3.62	0.61	3.14	6.34	2.05	3.73	4.67
HEB 220	3.62	0.62	3.49	6.01	2.33	3.78	4.72
HEB 240	3.62	0.66	4.03	5.24	2.81	3.83	4.79
HEB 260	3.62	0.67	4.50	4.89	3.21	3.88	4.85
CUATRO VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	3.62	0.57	2.67	7.44	1.62	3.61	4.51
HEB 200	3.62	0.61	3.12	6.34	2.02	3.67	4.59
HEB 220	3.62	0.62	3.48	6.01	2.30	3.73	4.67
HEB 240	3.62	0.66	4.02	5.24	2.79	3.79	4.74
HEB 260	3.62	0.67	4.48	4.89	3.19	3.85	4.81

* La carga se agotamiento se calcula considerando para $M_{j,Rd}$ el valor correspondiente a $\sigma_{com.Sd} > 0.7 \cdot f_{y.wc}$

Los valores en negrita corresponden al agotamiento de la unión.

Las celdas sombreadas en negro indican que la carga de agotamiento de las uniones semi-rígidas supera a la de las articuladas y las rígidas de resistencia parcial.

IPE 360		ACERO S 275					
L = 800 h = 300	UNION NO RIGIDIZADA					UNION RIGIDIZADA	
	Articulada $r = 0$	Semi-rígida $S_{jini} / 2$		Rígida $r = 1$		Resistencia parcial	Resistencia completa
UN VANO	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	3.18	0.59	2.98*	7.44	2.31	3.67	3.67
HEB 200	3.18	0.63	3.05*	6.34	2.38	4.20	4.20
HEB 220	3.18	0.64	3.04*	6.01	2.36	4.87	4.87
HEB 240	3.18	0.67	3.26*	5.24	2.57	4.88	5.73
HEB 260	3.18	0.69	4.84	4.89	3.83	4.62	5.78
DOS VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	3.18	0.59	2.22	7.44	1.31	2.93	3.66
HEB 200	3.18	0.63	2.63	6.34	1.67	3.04	3.80
HEB 220	3.18	0.64	2.95	6.01	1.94	3.14	3.93
HEB 240	3.18	0.67	3.44	5.24	2.38	3.24	4.06
HEB 260	3.18	0.69	3.86	4.89	2.76	3.33	4.16
TRES VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	3.18	0.59	2.30	7.44	1.46	3.25	4.06
HEB 200	3.18	0.63	2.70	6.34	1.80	3.29	4.11
HEB 220	3.18	0.64	3.01	6.01	2.05	3.33	4.16
HEB 240	3.18	0.67	3.48	5.24	2.48	3.37	4.22
HEB 260	3.18	0.69	3.89	4.89	2.83	3.42	4.27
CUATRO VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	3.18	0.59	2.29	7.44	1.42	3.18	3.97
HEB 200	3.18	0.63	2.69	6.34	1.77	3.23	4.04
HEB 220	3.18	0.64	3.00	6.01	2.03	3.29	4.11
HEB 240	3.18	0.67	3.47	5.24	2.46	3.34	4.18
HEB 260	3.18	0.69	3.87	4.89	2.81	3.39	4.24

* La carga se agotamiento se calcula considerando para $M_{j,Rd}$ el valor correspondiente a $\sigma_{com.Sd} > 0.7 \cdot f_{y,wc}$

Los valores en negrita corresponden al agotamiento de la unión.

Las celdas sombreadas en negro indican que la carga de agotamiento de las uniones semi-rígidas supera a la de las articuladas y las rígidas de resistencia parcial.

IPE 360		ACERO S 275					
L = 850 h = 300	UNION NO RIGIDIZADA					UNION RIGIDIZADA	
	Articulada $r = 0$	Semi-rígida $S_{j.ini} / 2$		Rígida $r = 1$		Resistencia parcial	Resistencia completa
UN VANO	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	2.74	0.60	2.55*	7.44	2.00	3.19	3.19
HEB 200	2.74	0.64	2.63*	6.34	2.07	3.67	3.67
HEB 220	2.74	0.65	2.62*	6.01	2.05	4.28	4.28
HEB 240	2.74	0.68	2.83*	5.24	2.25	4.27	5.05
HEB 260	2.74	0.70	4.20	4.89	3.36	4.05	5.07
DOS VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	2.74	0.60	1.92	7.44	1.17	2.61	3.26
HEB 200	2.74	0.64	2.31	6.34	1.48	2.71	3.38
HEB 220	2.74	0.65	2.57	6.01	1.72	2.80	3.50
HEB 240	2.74	0.68	3.00	5.24	2.12	2.89	3.61
HEB 260	2.74	0.70	3.37	4.89	2.45	2.96	3.70
TRES VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	2.74	0.60	2.00	7.44	1.29	2.88	3.60
HEB 200	2.74	0.64	2.35	6.34	1.60	2.92	3.65
HEB 220	2.74	0.65	2.62	6.01	1.82	2.95	3.69
HEB 240	2.74	0.68	3.04	5.24	2.20	3.00	3.75
HEB 260	2.74	0.70	3.40	4.89	2.51	3.03	3.79
CUATRO VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	2.74	0.60	1.99	7.44	1.26	2.82	3.53
HEB 200	2.74	0.64	2.34	6.34	1.58	2.87	3.59
HEB 220	2.74	0.65	2.61	6.01	1.80	2.92	3.65
HEB 240	2.74	0.68	3.03	5.24	2.18	2.97	3.71
HEB 260	2.74	0.70	3.38	4.89	2.49	3.01	3.76

* La carga se agotamiento se calcula considerando para $M_{j,Rd}$ el valor correspondiente a $\sigma_{com.Sd} > 0.7 \cdot f_{y,wc}$

Los valores en negrita corresponden al agotamiento de la unión.

Las celdas sombreadas en negro indican que la carga de agotamiento de las uniones semi-rígidas supera a la de las articuladas y las rígidas de resistencia parcial.

IPE 400		ACERO S 275					
L = 450 h = 300	UNION NO RIGIDIZADA					UNION RIGIDIZADA	
	Articulada $r = 0$	Semi-rígida $S_{jini} / 2$		Rígida $r = 1$		Resistencia parcial	Resistencia completa
UN VANO	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	12.92	0.40	15.38	9.13	----	16.21	16.21
HEB 200	12.92	0.44	16.18	7.77	----	17.52	17.52
HEB 220	12.92	0.45	16.89	7.34	----	19.17	19.17
HEB 240	12.92	0.48	17.35	6.41	----	21.34	21.34
HEB 260	12.92	0.50	17.32	5.96	----	22.65	22.99
DOS VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	12.92	0.40	11.13	9.13	----	10.92	14.23
HEB 200	12.92	0.44	12.64	7.77	----	11.16	14.54
HEB 220	12.92	0.45	13.96	7.34	----	11.44	14.91
HEB 240	12.92	0.48	15.77	6.41	----	11.75	15.31
HEB 260	12.92	0.50	17.37	5.96	----	12.05	15.70
TRES VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	12.92	0.40	11.49	9.13	----	12.65	16.48
HEB 200	12.92	0.44	12.99	7.77	----	12.66	16.49
HEB 220	12.92	0.45	14.25	7.34	----	12.72	16.58
HEB 240	12.92	0.48	16.03	6.41	----	12.81	16.69
HEB 260	12.92	0.50	17.58	5.96	----	12.91	16.82
CUATRO VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	12.92	0.40	11.57	9.13	----	12.19	15.88
HEB 200	12.92	0.44	12.96	7.77	----	12.30	16.02
HEB 220	12.92	0.45	14.22	7.34	----	12.42	16.18
HEB 240	12.92	0.48	15.98	6.41	----	12.58	16.39
HEB 260	12.92	0.50	17.53	5.96	----	12.74	16.59

* La carga se agotamiento se calcula considerando para $M_{j,Rd}$ el valor correspondiente a $\sigma_{com.Sd} > 0.7 \cdot f_{y,wc}$

Los valores en negrita corresponden al agotamiento de la unión.

Las celdas sombreadas en negro indican que la carga de agotamiento de las uniones semi-rígidas supera a la de las articuladas y las rígidas de resistencia parcial.

IPE 400		ACERO S 275					
L = 500 h = 300	UNION NO RIGIDIZADA					UNION RIGIDIZADA	
	Articulada $r = 0$	Semi-rígida $S_{j.ini} / 2$		Rígida $r = 1$		Resistencia parcial	Resistencia completa
UN VANO	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	10.46	0.42	12.64	9.13	----	12.77	12.77
HEB 200	10.46	0.46	13.34	7.77	----	13.83	13.83
HEB 220	10.46	0.48	12.97*	7.34	----	15.22	15.22
HEB 240	10.46	0.51	13.22*	6.41	----	17.04	17.04
HEB 260	10.46	0.53	13.16	5.96	----	17.73	18.88
DOS VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	10.46	0.42	8.48	9.13	----	8.83	11.51
HEB 200	10.46	0.46	9.68	7.77	----	9.05	11.79
HEB 220	10.46	0.48	10.73	7.34	----	9.29	12.11
HEB 240	10.46	0.51	12.18	6.41	----	9.56	12.46
HEB 260	10.46	0.53	13.45	5.96	----	9.81	12.78
TRES VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	10.46	0.42	8.78	9.13	----	10.19	13.28
HEB 200	10.46	0.46	9.98	7.77	----	10.24	13.34
HEB 220	10.46	0.48	10.97	7.34	----	10.29	13.41
HEB 240	10.46	0.51	12.39	6.41	----	10.38	13.52
HEB 260	10.46	0.53	13.62	5.96	----	10.47	13.64
CUATRO VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	10.46	0.42	8.76	9.13	----	9.85	12.83
HEB 200	10.46	0.46	9.94	7.77	----	9.95	12.97
HEB 220	10.46	0.48	10.94	7.34	----	10.07	13.12
HEB 240	10.46	0.51	12.36	6.41	----	9.80	12.77
HEB 260	10.46	0.53	13.58	5.96	----	10.33	13.46

* La carga se agotamiento se calcula considerando para $M_{j,Rd}$ el valor correspondiente a $\sigma_{com.Sd} > 0.7 \cdot f_{y.wc}$

Los valores en negrita corresponden al agotamiento de la unión.

Las celdas sombreadas en negro indican que la carga de agotamiento de las uniones semi-rígidas supera a la de las articuladas y las rígidas de resistencia parcial.

IPE 400		ACERO S 275					
L = 550 h = 300	UNION NO RIGIDIZADA					UNION RIGIDIZADA	
	Articulada $r = 0$	Semi-rígida $S_{jini} / 2$		Rígida $r = 1$		Resistencia parcial	Resistencia completa
UN VANO	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	8.65	0.45	10.61	9.13	----	10.25	10.25
HEB 200	8.65	0.49	10.64*	7.77	----	11.16	11.16
HEB 220	8.65	0.50	10.11*	7.34	----	12.33	12.33
HEB 240	8.65	0.53	10.37*	6.41	----	13.88	13.88
HEB 260	8.65	0.55	10.44*	5.96	----	14.23	15.45
DOS VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	8.65	0.45	6.66	9.13	----	7.30	9.52
HEB 200	8.65	0.49	7.63	7.77	----	7.50	9.77
HEB 220	8.65	0.50	8.48	7.34	----	7.71	10.05
HEB 240	8.65	0.53	9.66	6.41	----	7.94	10.35
HEB 260	8.65	0.55	10.68	5.96	----	8.16	10.63
TRES VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	8.65	0.45	6.92	9.13	----	8.41	10.96
HEB 200	8.65	0.49	8.19	7.77	----	8.45	11.01
HEB 220	8.65	0.50	8.68	7.34	----	8.51	11.09
HEB 240	8.65	0.53	9.82	6.41	----	8.58	11.18
HEB 260	8.65	0.55	10.83	5.96	----	8.66	11.29
CUATRO VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	8.65	0.45	6.89	9.13	----	8.13	10.59
HEB 200	8.65	0.49	7.85	7.77	----	8.22	10.72
HEB 220	8.65	0.50	8.65	7.34	----	8.33	10.86
HEB 240	8.65	0.53	9.81	6.41	----	8.45	11.01
HEB 260	8.65	0.55	10.80	5.96	----	8.56	11.15

* La carga se agotamiento se calcula considerando para $M_{j,Rd}$ el valor correspondiente a $\sigma_{com.Sd} > 0.7 \cdot f_{y,wc}$

Los valores en negrita corresponden al agotamiento de la unión.

Las celdas sombreadas en negro indican que la carga de agotamiento de las uniones semi-rígidas supera a la de las articuladas y las rígidas de resistencia parcial.

IPE 400		ACERO S 275					
L = 600 h = 300	UNION NO RIGIDIZADA					UNION RIGIDIZADA	
	Articulada $r = 0$	Semi-rígida $S_{j.ini} / 2$		Rígida $r = 1$		Resistencia parcial	Resistencia completa
UN VANO	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	7.26	0.47	8.63*	9.13	----	8.26	8.26
HEB 200	7.26	0.51	8.46*	7.77	----	9.06	9.06
HEB 220	7.26	0.52	8.08*	7.34	----	10.09	10.09
HEB 240	7.26	0.56	8.32*	6.41	----	11.43	11.43
HEB 260	7.26	0.57	8.30*	5.96	6.11*	11.66	12.79
DOS VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	7.26	0.47	5.35	9.13	----	6.15	8.01
HEB 200	7.26	0.51	6.17	7.77	----	6.33	8.24
HEB 220	7.26	0.52	6.87	7.34	----	6.51	8.49
HEB 240	7.26	0.56	7.85	6.41	----	6.71	8.75
HEB 260	7.26	0.57	8.71	5.96	5.16	6.90	8.98
TRES VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	7.26	0.47	5.56	9.13	----	7.06	9.20
HEB 200	7.26	0.51	6.37	7.77	----	7.10	9.25
HEB 220	7.26	0.52	7.04	7.34	----	7.15	9.32
HEB 240	7.26	0.56	8.00	6.41	----	7.22	9.41
HEB 260	7.26	0.57	8.82	5.96	5.46	7.29	9.50
CUATRO VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	7.26	0.47	5.54	9.13	----	6.83	8.90
HEB 200	7.26	0.51	6.35	7.77	----	6.92	9.01
HEB 220	7.26	0.52	7.01	7.34	----	7.01	9.14
HEB 240	7.26	0.56	7.97	6.41	----	7.11	9.27
HEB 260	7.26	0.57	8.79	5.96	5.39	7.21	9.39

* La carga de agotamiento se calcula considerando para $M_{j,Rd}$ el valor correspondiente a $\sigma_{com.Sd} > 0.7 \cdot f_{y,wc}$

Los valores en negrita corresponden al agotamiento de la unión.

Las celdas sombreadas en negro indican que la carga de agotamiento de las uniones semi-rígidas supera a la de las articuladas y las rígidas de resistencia parcial.

IPE 400		ACERO S 275					
L = 650 h = 300	UNION NO RIGIDIZADA					UNION RIGIDIZADA	
	Articulada $r = 0$	Semi-rígida $S_{jini} / 2$		Rígida $r = 1$		Resistencia parcial	Resistencia completa
UN VANO	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	6.19	0.49	7.00*	9.13	----	6.86	6.86
HEB 200	6.19	0.53	6.86*	7.77	----	7.56	7.56
HEB 220	6.19	0.54	6.58*	7.34	----	8.46	8.46
HEB 240	6.19	0.57	6.81*	6.41	5.02*	9.63	9.63
HEB 260	6.19	0.59	6.90*	5.96	5.09*	9.72	10.81
DOS VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	6.19	0.49	4.38	9.13	----	5.25	6.85
HEB 200	6.19	0.53	5.07	7.77	----	5.41	7.05
HEB 220	6.19	0.54	5.66	7.34	----	5.58	7.27
HEB 240	6.19	0.57	6.44	6.41	3.82	5.75	7.50
HEB 260	6.19	0.59	7.21	5.96	4.42	5.91	7.70
TRES VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	6.19	0.49	4.56	9.13	----	6.02	7.84
HEB 200	6.19	0.53	5.25	7.77	----	6.05	7.89
HEB 220	6.19	0.54	5.80	7.34	----	6.10	7.95
HEB 240	6.19	0.57	6.61	6.41	4.10	6.16	8.03
HEB 260	6.19	0.59	7.30	5.96	4.66	6.23	8.11
CUATRO VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	6.19	0.49	4.54	9.13	----	5.82	7.59
HEB 200	6.19	0.53	5.23	7.77	----	5.90	7.69
HEB 220	6.19	0.54	5.78	7.34	----	5.99	7.80
HEB 240	6.19	0.57	6.59	6.41	4.04	6.07	7.92
HEB 260	6.19	0.59	7.25	5.96	4.61	6.16	8.02

* La carga se agotamiento se calcula considerando para $M_{j,Rd}$ el valor correspondiente a $\sigma_{com.Sd} > 0.7 \cdot f_{y,wc}$

Los valores en negrita corresponden al agotamiento de la unión.

Las celdas sombreadas en negro indican que la carga de agotamiento de las uniones semi-rígidas supera a la de las articuladas y las rígidas de resistencia parcial.

IPE 400		ACERO S 275					
L = 700 h = 300	UNION NO RIGIDIZADA					UNION RIGIDIZADA	
	Articulada $r = 0$	Semi-rígida $S_{j.ini} / 2$		Rígida $r = 1$		Resistencia parcial	Resistencia completa
UN VANO	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	5.33	0.51	5.73*	9.13	----	5.78	5.78
HEB 200	5.33	0.55	5.65*	7.77	----	6.39	6.39
HEB 220	5.33	0.56	5.44*	7.34	----	7.18	7.18
HEB 240	5.33	0.59	5.66*	6.41	3.32	8.21	8.21
HEB 260	5.33	0.61	5.76*	5.96	3.83	8.23	9.25
DOS VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	5.33	0.51	3.65	9.13	----	4.55	5.92
HEB 200	5.33	0.55	4.24	7.77	----	4.69	6.11
HEB 220	5.33	0.56	4.74	7.34	----	4.84	6.30
HEB 240	5.33	0.59	5.46	6.41	3.54	4.99	6.50
HEB 260	5.33	0.61	6.08	5.96	4.02	5.13	6.68
TRES VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	5.33	0.51	3.80	9.13	----	5.19	6.76
HEB 200	5.33	0.55	4.39	7.77	----	5.22	6.80
HEB 220	5.33	0.56	4.86	7.34	----	5.27	6.86
HEB 240	5.33	0.59	5.56	6.41	3.49	5.32	6.94
HEB 260	5.33	0.61	6.15	5.96	3.98	5.38	7.01
CUATRO VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	5.33	0.51	3.79	9.13	----	5.03	6.55
HEB 200	5.33	0.55	4.37	7.77	----	5.10	6.64
HEB 220	5.33	0.56	4.84	7.34	----	5.17	6.74
HEB 240	5.33	0.59	5.54	6.41	3.32	5.25	6.84
HEB 260	5.33	0.61	6.13	5.96	3.83	5.32	6.93

* La carga se agotamiento se calcula considerando para $M_{j,Rd}$ el valor correspondiente a $\sigma_{com.Sd} > 0.7 \cdot f_{y,wc}$

Los valores en negrita corresponden al agotamiento de la unión.

Las celdas sombreadas en negro indican que la carga de agotamiento de las uniones semi-rígidas supera a la de las articuladas y las rígidas de resistencia parcial.

IPE 400		ACERO S 275					
L = 750 h = 300	UNION NO RIGIDIZADA					UNION RIGIDIZADA	
	Articulada $r = 0$	Semi-rígida $S_{jini} / 2$		Rígida $r = 1$		Resistencia parcial	Resistencia completa
UN VANO	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	4.65	0.52	4.77*	9.13	----	4.92	4.92
HEB 200	4.65	0.56	4.73*	7.77	----	5.47	5.47
HEB 220	4.65	0.58	4.57*	7.34	3.42*	6.17	6.17
HEB 240	4.65	0.61	4.77*	6.41	3.61*	7.08	7.08
HEB 260	4.65	0.63	4.86*	5.96	3.69*	7.05	8.01
DOS VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	4.65	0.52	3.08	9.13	----	3.97	5.18
HEB 200	4.65	0.56	3.60	7.77	----	4.10	5.35
HEB 220	4.65	0.58	4.03	7.34	2.36	4.23	5.52
HEB 240	4.65	0.61	4.65	6.41	2.90	4.37	5.70
HEB 260	4.65	0.63	5.18	5.96	3.36	4.49	5.85
TRES VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	4.65	0.52	3.22	9.13	----	4.52	5.89
HEB 200	4.65	0.56	3.72	7.77	----	4.55	5.93
HEB 220	4.65	0.58	4.13	7.34	2.56	4.59	5.99
HEB 240	4.65	0.61	4.73	6.41	3.09	4.64	6.05
HEB 260	4.65	0.63	5.24	5.96	3.51	4.70	6.12
CUATRO VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	4.65	0.52	3.20	9.13	----	4.38	5.71
HEB 200	4.65	0.56	3.71	7.77	----	4.45	5.80
HEB 220	4.65	0.58	4.11	7.34	2.52	4.52	5.88
HEB 240	4.65	0.61	4.71	6.41	3.05	4.59	5.97
HEB 260	4.65	0.63	5.22	5.96	3.48	4.65	6.06

* La carga se agotamiento se calcula considerando para $M_{j,Rd}$ el valor correspondiente a $\sigma_{com.Sd} > 0.7 \cdot f_{y,wc}$

Los valores en negrita corresponden al agotamiento de la unión.

Las celdas sombreadas en negro indican que la carga de agotamiento de las uniones semi-rígidas supera a la de las articuladas y las rígidas de resistencia parcial.

IPE 400		ACERO S 275					
L = 800 h = 300	UNION NO RIGIDIZADA					UNION RIGIDIZADA	
	Articulada $r = 0$	Semi-rígida $S_{j.ini} / 2$		Rígida $r = 1$		Resistencia parcial	Resistencia completa
UN VANO	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	4.08	0.54	4.02*	9.13	---	4.23	4.23
HEB 200	4.08	0.58	4.00*	7.77	3.06*	4.72	4.72
HEB 220	4.08	0.59	3.88*	7.34	2.93*	5.35	5.35
HEB 240	4.08	0.62	4.07*	6.41	3.11*	6.17	6.17
HEB 260	4.08	0.64	4.16*	5.96	3.19*	6.10	6.99
DOS VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	4.08	0.54	2.64	9.13	---	3.51	4.57
HEB 200	4.08	0.58	3.09	7.77	1.33	3.62	4.72
HEB 220	4.08	0.59	3.46	7.34	1.51	3.74	4.88
HEB 240	4.08	0.62	4.00	6.41	1.83	3.86	5.03
HEB 260	4.08	0.64	4.47	5.96	2.08	3.97	5.17
TRES VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	4.08	0.54	2.75	9.13	---	3.97	5.18
HEB 200	4.08	0.58	3.20	7.77	1.47	4.00	5.22
HEB 220	4.08	0.59	3.55	7.34	1.63	4.04	5.27
HEB 240	4.08	0.62	4.08	6.41	1.94	4.09	5.33
HEB 260	4.08	0.64	4.52	5.96	2.16	4.14	5.39
CUATRO VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	4.08	0.54	2.74	9.13	---	3.86	5.03
HEB 200	4.08	0.58	3.18	7.77	1.44	3.92	5.10
HEB 220	4.08	0.59	3.53	7.34	1.61	3.98	5.18
HEB 240	4.08	0.62	4.06	6.41	1.92	4.04	5.26
HEB 260	4.08	0.64	4.50	5.96	2.14	4.10	5.34

* La carga se agotamiento se calcula considerando para $M_{j,Rd}$ el valor correspondiente a $\sigma_{com.Sd} > 0.7 \cdot f_{y,wc}$

Los valores en negrita corresponden al agotamiento de la unión.

Las celdas sombreadas en negro indican que la carga de agotamiento de las uniones semi-rígidas supera a la de las articuladas y las rígidas de resistencia parcial.

IPE 400		ACERO S 275					
L = 850 h = 300	UNION NO RIGIDIZADA					UNION RIGIDIZADA	
	Articulada $r = 0$	Semi-rígida $S_{juni} / 2$		Rígida $r = 1$		Resistencia parcial	Resistencia completa
UN VANO	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	3.62	0.55	3.43*	9.13	----	3.67	3.67
HEB 200	3.62	0.59	3.43*	7.77	2.64*	4.11	4.11
HEB 220	3.62	0.61	3.34*	7.34	2.55*	4.68	4.68
HEB 240	3.62	0.64	3.51*	6.41	2.71*	5.41	5.41
HEB 260	3.62	0.66	3.60*	5.96	2.79*	5.33	6.16
DOS VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	3.62	0.55	2.28	9.13	----	3.12	4.06
HEB 200	3.62	0.59	2.68	7.77	1.60	3.22	4.20
HEB 220	3.62	0.61	3.01	7.34	1.86	3.33	4.34
HEB 240	3.62	0.64	3.49	6.41	2.28	3.44	4.48
HEB 260	3.62	0.66	3.90	5.96	2.64	3.53	4.60
TRES VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	3.62	0.55	2.38	9.13	----	3.52	4.59
HEB 200	3.62	0.59	2.77	7.77	1.76	3.55	4.63
HEB 220	3.62	0.61	3.08	7.34	2.00	3.59	4.67
HEB 240	3.62	0.64	3.55	6.41	2.41	3.63	4.73
HEB 260	3.62	0.66	3.94	5.96	2.75	3.67	4.78
CUATRO VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	3.62	0.55	2.37	9.13	----	3.42	4.46
HEB 200	3.62	0.59	2.76	7.77	1.73	3.48	4.53
HEB 220	3.62	0.61	3.07	7.34	1.97	3.53	4.60
HEB 240	3.62	0.64	3.53	6.41	2.38	3.59	4.67
HEB 260	3.62	0.66	3.92	5.96	2.72	3.64	4.74

* La carga se agotamiento se calcula considerando para $M_{j,Rd}$ el valor correspondiente a $\sigma_{com.Sd} > 0.7 \cdot f_{y,wc}$

Los valores en negrita corresponden al agotamiento de la unión.

Las celdas sombreadas en negro indican que la carga de agotamiento de las uniones semi-rígidas supera a la de las articuladas y las rígidas de resistencia parcial.

IPE 400		ACERO S 275					
L = 900 h = 300	UNION NO RIGIDIZADA					UNION RIGIDIZADA	
	Articulada $r = 0$	Semi-rígida $S_{j.ini} / 2$		Rígida $r = 1$		Resistencia parcial	Resistencia completa
UN VANO	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	3.22	0.57	2.95*	9.13	---	3.21	3.21
HEB 200	3.22	0.61	2.96*	7.77	2.30*	3.61	3.61
HEB 220	3.22	0.62	2.89*	7.34	2.23*	4.13	4.13
HEB 240	3.22	0.65	3.05*	6.41	2.38*	4.79	4.79
HEB 260	3.22	0.67	3.14*	5.96	2.46*	4.70	5.46
DOS VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	3.22	0.57	1.99	9.13	---	2.79	3.64
HEB 200	3.22	0.61	2.34	7.77	1.43	2.89	3.76
HEB 220	3.22	0.62	2.64	7.34	1.66	2.99	3.89
HEB 240	3.22	0.65	3.06	6.41	2.05	3.08	4.02
HEB 260	3.22	0.67	3.42	5.96	2.37	3.16	4.12
TRES VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	3.22	0.57	2.08	9.13	---	3.14	4.09
HEB 200	3.22	0.61	2.43	7.77	1.57	3.17	4.13
HEB 220	3.22	0.62	2.70	7.34	1.78	3.20	4.18
HEB 240	3.22	0.65	3.11	6.41	2.15	3.24	4.23
HEB 260	3.22	0.67	3.46	5.96	2.45	3.28	4.28
CUATRO VANOS	q_d (T/m)	r	q_d (T/m)	$L >$ (m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 180	3.22	0.57	2.07	9.13	---	3.06	3.98
HEB 200	3.22	0.61	2.41	7.77	1.54	3.11	4.05
HEB 220	3.22	0.62	2.69	7.34	1.76	3.16	4.11
HEB 240	3.22	0.65	3.10	6.41	2.13	3.21	4.18
HEB 260	3.22	0.67	3.45	5.96	2.43	3.25	4.24

* La carga se agotamiento se calcula considerando para $M_{j,Rd}$ el valor correspondiente a $\sigma_{com.Sd} > 0.7 \cdot f_{y,wc}$

Los valores en negrita corresponden al agotamiento de la unión.

Las celdas sombreadas en negro indican que la carga de agotamiento de las uniones semi-rígidas supera a la de las articuladas y las rígidas de resistencia parcial.

CONCLUSIONES

Igual que en casos anteriores, el menor valor de la carga de agotamiento se obtiene para las estructuras de dos vanos, y el mayor valor para las de un solo vano. Se consideran representativos los valores obtenidos para las estructuras de tres vanos (los pórticos de cuatro vanos agotan con valores de carga similares tal y como se aprecia en las tablas anteriores, y por ello no se han representado en las gráficas siguientes).

En ellas se puede observar que la carga de agotamiento de las estructuras con uniones semi-rígidas ha aumentado sensiblemente. Este incremento de q_d se debe a que se ha calculado del valor del grado de rigidez considerando la rigidez secante ($1/2 S_{j,ini}$) en lugar de la rigidez inicial. Debido a esta mejora sustancial en el comportamiento de las uniones flexibles, a partir de este momento, se va a adoptar el modelo plástico en la caracterización de las uniones semi-rígidas.

Por otro lado, aquellas uniones de rigidez inicial igual o superior a 8 veces la de la viga unida, se han considerado nominalmente rígidas en un caso, y semi-rígidas en otro, obteniendo mayor carga de agotamiento para las semi-rígidas.

Para cuantificar el incremento de la capacidad de carga que supone modelizar una unión como semi-rígida en lugar de nominalmente rígida, se calcula el grado de rigidez de los dos modelos de unión:

unión nominalmente rígida: $\rightarrow r = 1$

unión semi-rígida: $\rightarrow r = \frac{1}{1 + \frac{1}{3 \cdot EI} \cdot \frac{1}{2} \cdot S_{j,ini} \cdot L}$

Teniendo en cuenta la condición¹ que permite considerarlas nominalmente rígidas se calcula el valor del grado de rigidez de la unión semi-rígida:

$$r \geq \frac{1}{1 + \frac{3}{4}} = 0,57$$

Es decir, considerando la unión como semi-rígida, el valor del grado de rigidez pertenece al intervalo: $0,57 \leq r < 1$

Conocido el valor del grado de rigidez, se obtiene en la gráfica de la figura 9.22 el momento sollicitación en los extremos de la viga:

$$\begin{aligned} \text{para } r = 1 &\rightarrow M_{j,Sd} = 0,66 \cdot M_{isost.} \\ \text{para } r \geq 0,57 &\rightarrow M_{j,Sd} \geq 0,45 \cdot M_{isost.} \end{aligned}$$

Lo que indica que considerar el comportamiento semi-rígido de una unión nominalmente rígida reduce en hasta un 30%² el momento sollicitación en la unión.

Como se considera que la resistencia de ambas uniones es la misma, tendrá mayor capacidad de carga la menos sollicitada, esto es, la modelizada como semi-rígida.

Esto se puede observar en las gráficas siguientes, donde las líneas de carga de las uniones semi-rígidas y rígidas no rigidizadas son paralelas, siendo sensiblemente inferiores estas últimas.

Este comportamiento permite concluir que el disponer rigidizadores, no solo procura rigidez a la unión, sino que incrementa sustancialmente su resistencia a flexión.

¹ $S_{j,ini} \geq \frac{8 \cdot EI}{L}$ para estructuras arriostradas (ver capítulo 3)

² Esta reducción corresponde al modelo plástico; en el modelo elástico no llega al 20%

Por tanto, si se opta por considerar un comportamiento nominalmente rígido para las uniones sin rigidizar, se reduce sustancialmente la capacidad de carga de la estructura (condicionada por la resistencia a flexión de la unión), dando lugar, generalmente, a un sobredimensionado de las barras, bien a base de aumentar el canto de la viga para incrementar el $M_{j,Rd}$, o de disponer un perfil mayor para el soporte, mejorando la resistencia³ del alma.

Así pues, no es aconsejable modelizar las uniones sin rigidizar como nominalmente rígidas, ya que el ahorro conseguido en el coste de ejecución es bastante menor que el incremento generado por el sobredimensionado de las barras.

Esta recomendación incluye a todas las uniones viga-soporte ejecutadas sin rigidizadores, ya que el componente que determina el valor del momento resistente es generalmente el alma del soporte a cortante o el alma del soporte a compresión (ver figura 7.3), es decir, depende básicamente del espesor del alma del pilar, el cual, a menos que se rigidice la unión, es el mismo, sea cual sea el modelo de unión.

No obstante, en el caso de las atornilladas se puede incrementar un poco el valor de $M_{j,Rd}$ respecto de las soldadas, aumentando el brazo del par a base de alejar las filas de tornillos respecto del ala comprimida. Ese incremento, se puede conseguir, disponiendo una chapa frontal muy rígida, y unos tornillos muy resistentes⁴.

³ Ya se ha comentado que en las uniones usuales viga-soporte sin rigidizar el componente determinante de la resistencia es el alma del soporte, bien a cortante, bien a compresión (figura 7.3). Esta limitación incluye a las uniones atornilladas, solo que éstas, al tener un mayor brazo del par, consiguen aumentar un poco el valor de $M_{j,Rd}$.

⁴ Aumentar el espesor de la chapa frontal, el diámetro de los tornillos y la calidad de los mismos, supone un incremento del coste de ejecución de dicha unión.

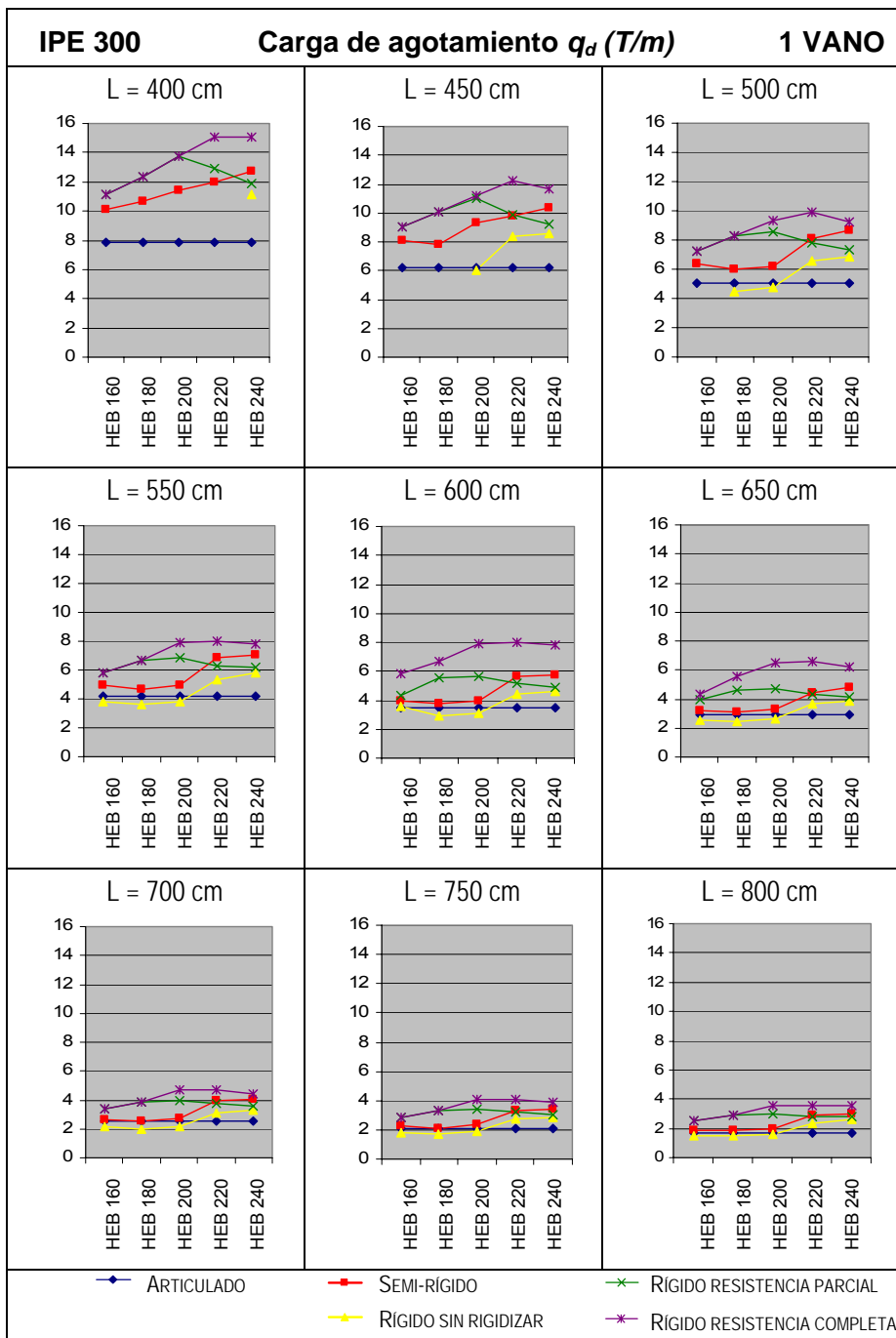
Así, de todas las uniones atornilladas calculadas en las tablas 8.10, 8.11, 8.12 y 8.13 del capítulo 8, solo algunas de las resueltas con la chapa frontal de 18 mm de espesor y tornillos de 16 mm de diámetro (acero 8.8) o mayor, consiguen incrementar el momento resistente a flexión respecto a la solución soldada.

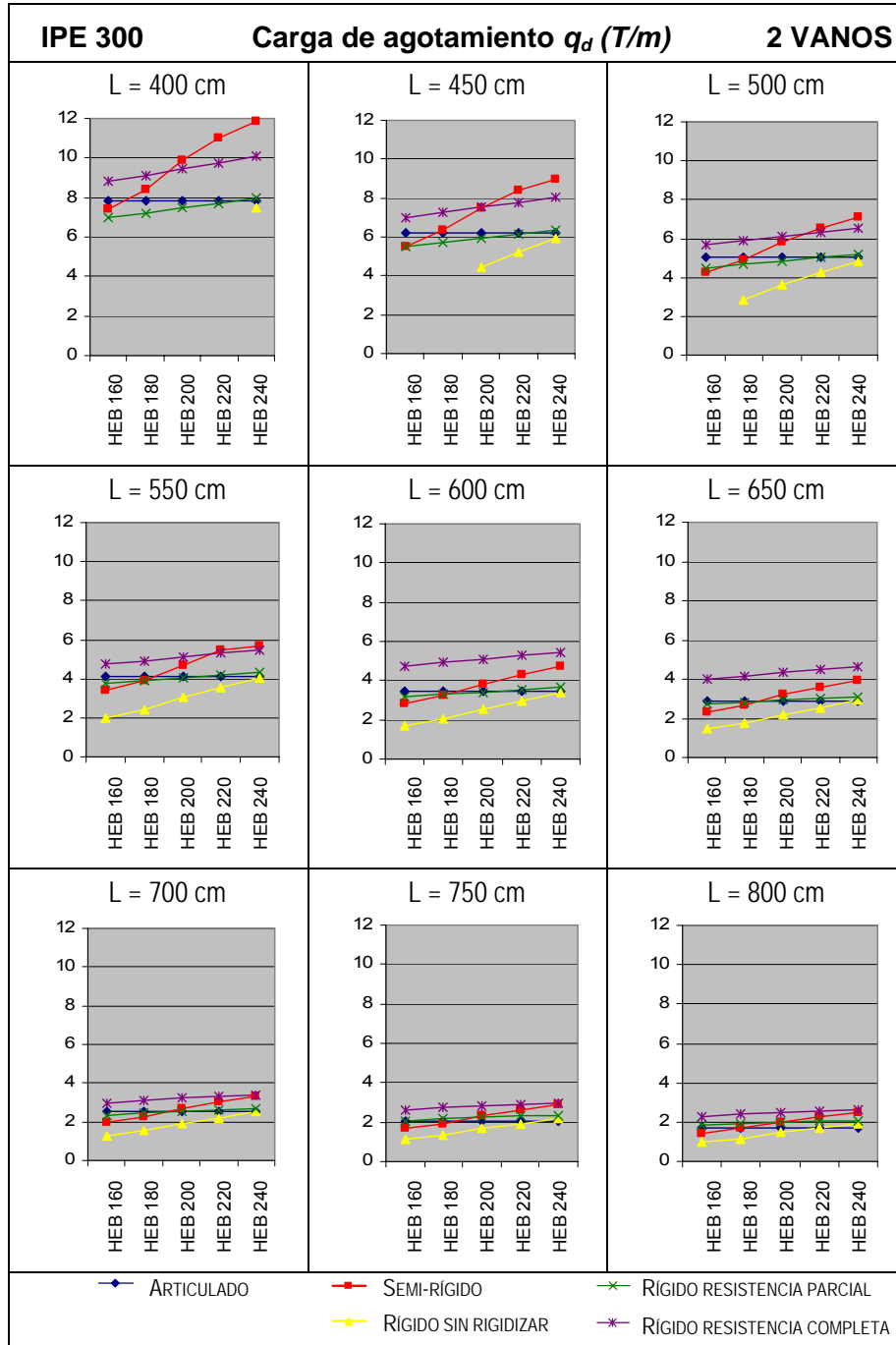
Este aumento, es del 10% en el mejor de los casos (M 20 de acero 8.8 ó M 24 acero 6.8)

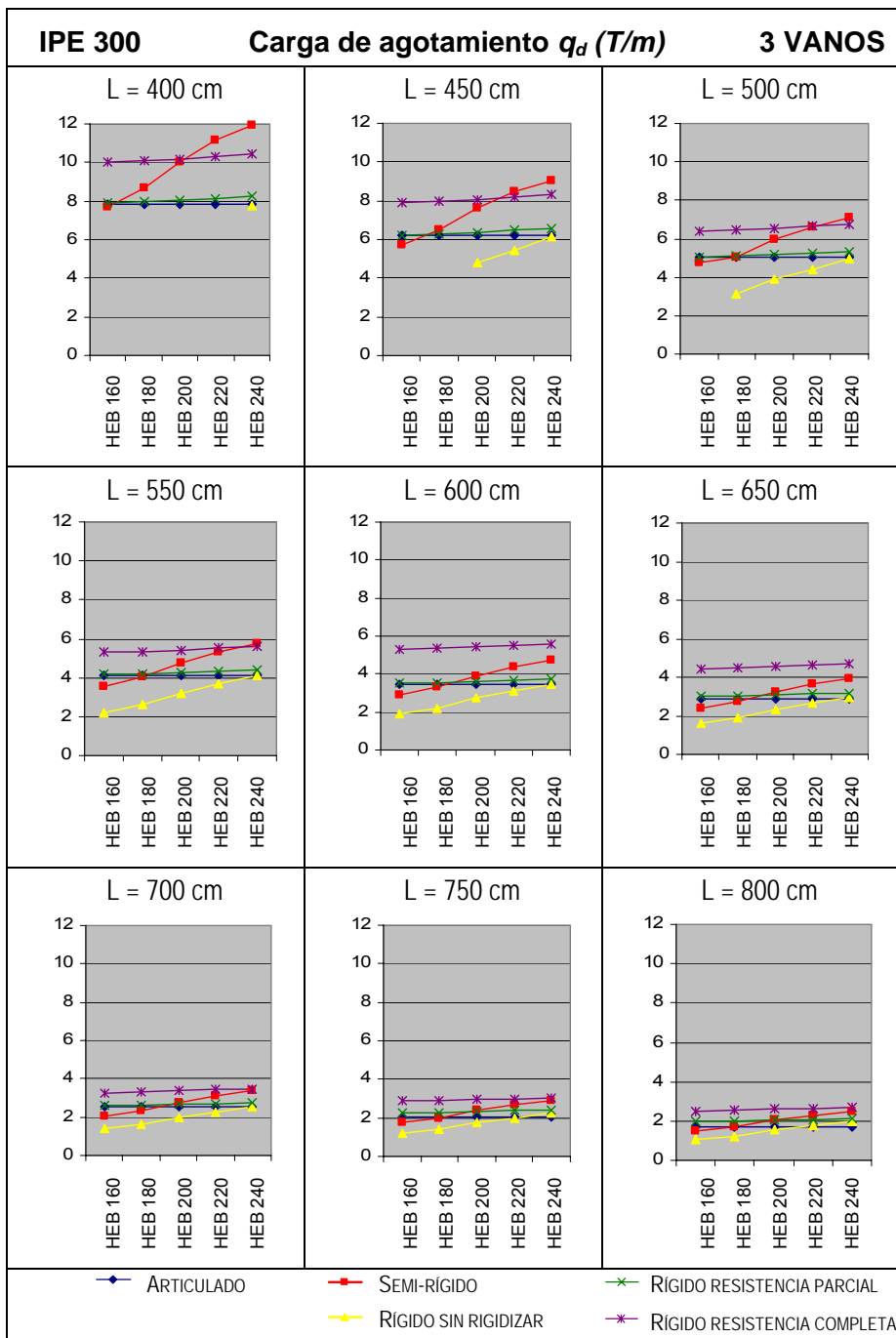
Por otro lado, en las gráficas siguientes se observa que en el caso de un solo vano, las líneas de carga son líneas quebradas para todos los tipos de unión, con tramos coincidentes para las uniones rigidizadas, tanto de resistencia parcial como completa.

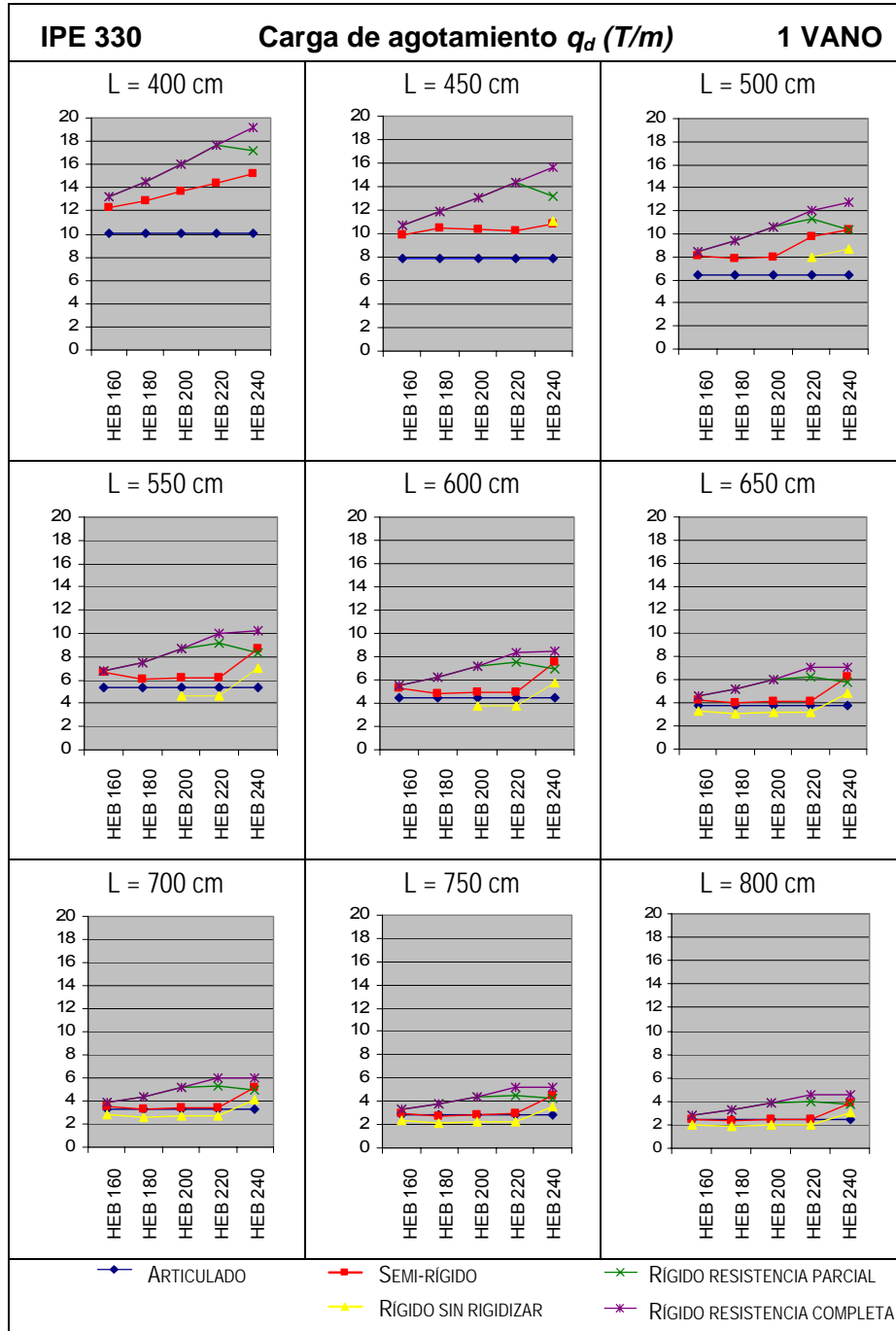
Para dos y tres vanos, las líneas son paralelas, bastante rectas, y con mayor pendiente en las uniones no rigidizadas (semi-rígidas y nominalmente rígidas) y menos inclinadas en las rigidizadas (resistencia parcial y completa).

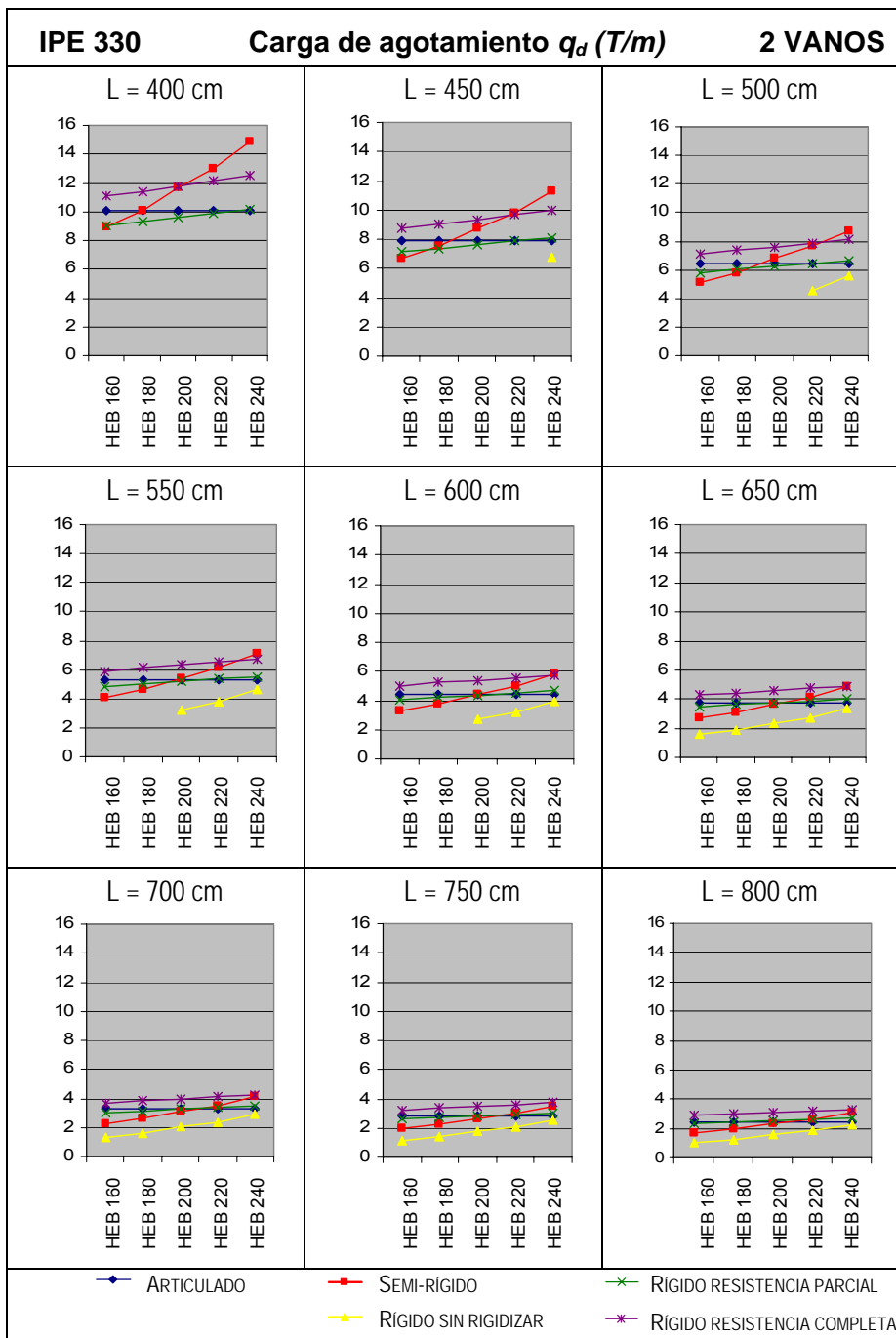
Para dos y tres vanos, a medida que aumenta la luz de la viga, disminuye la carga de agotamiento, acercándose las líneas de carga a las de la estructura articulada.

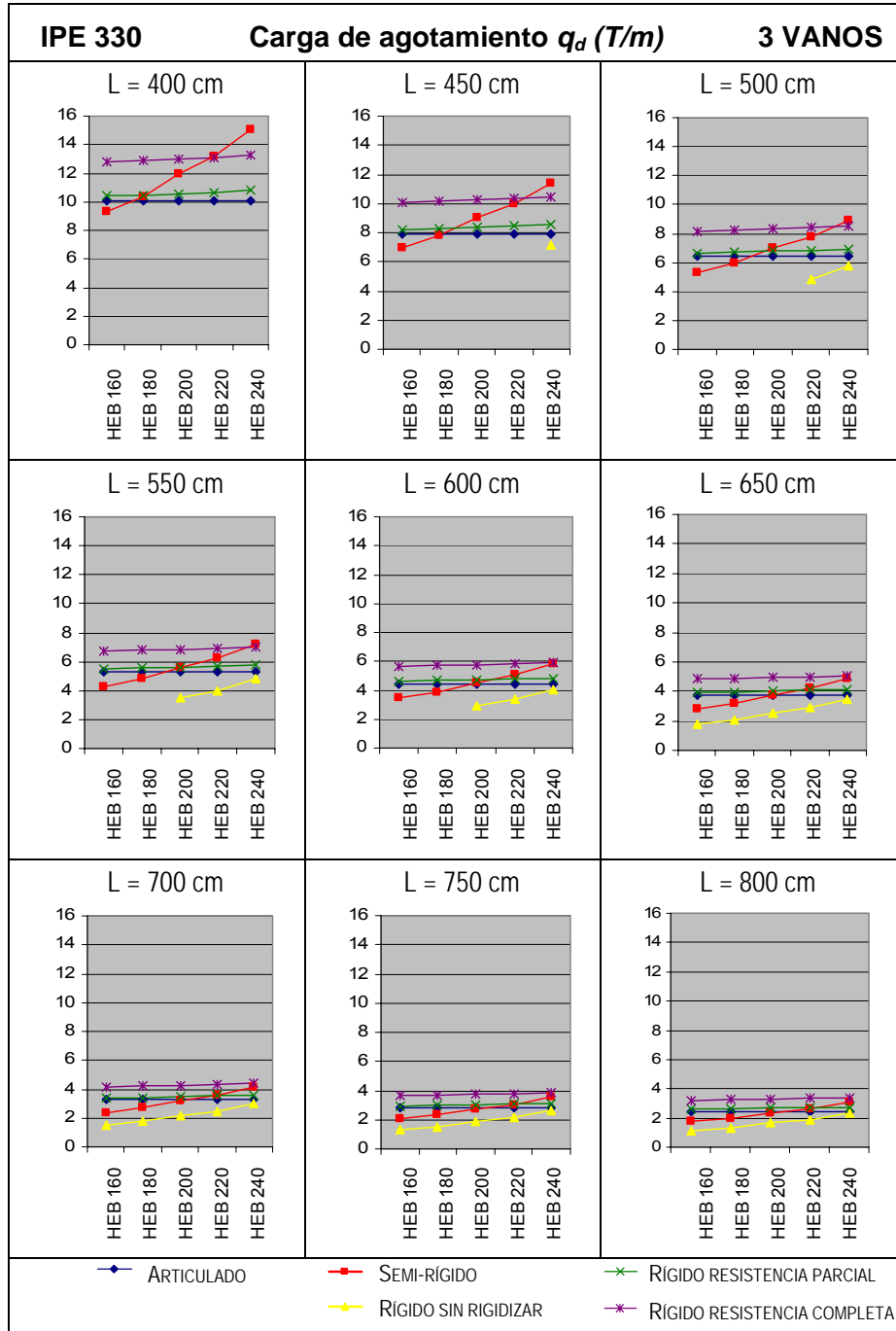


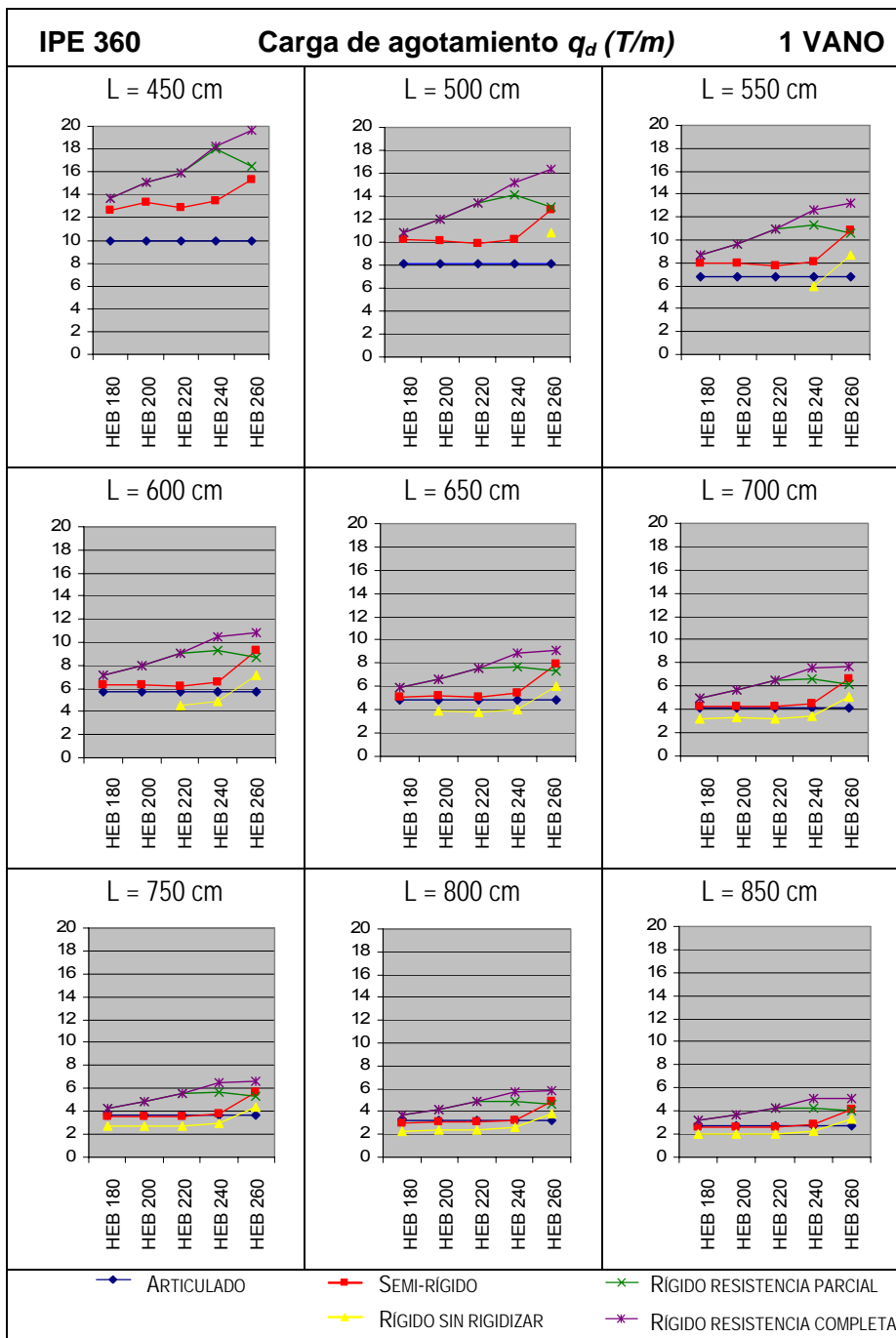


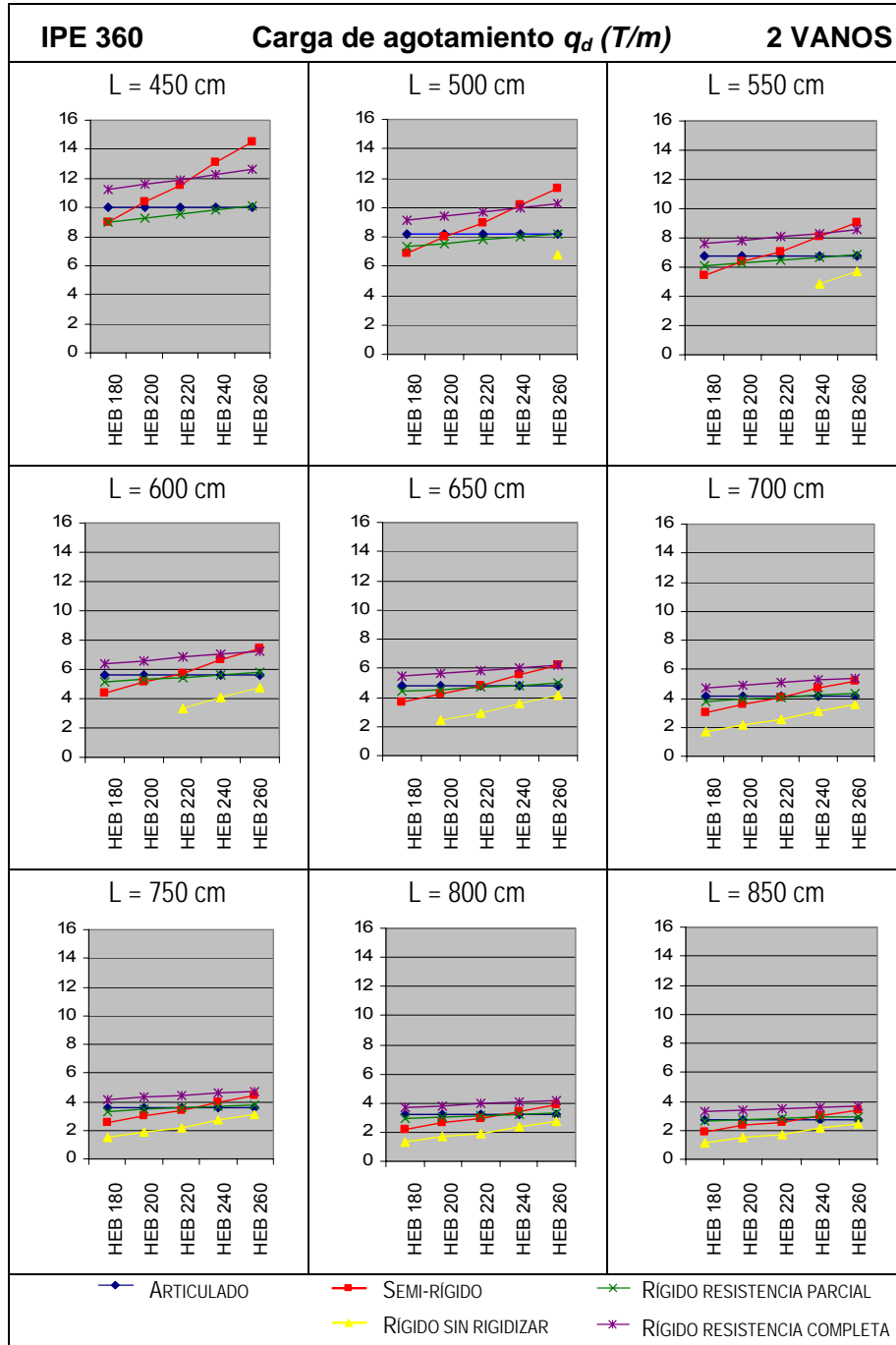


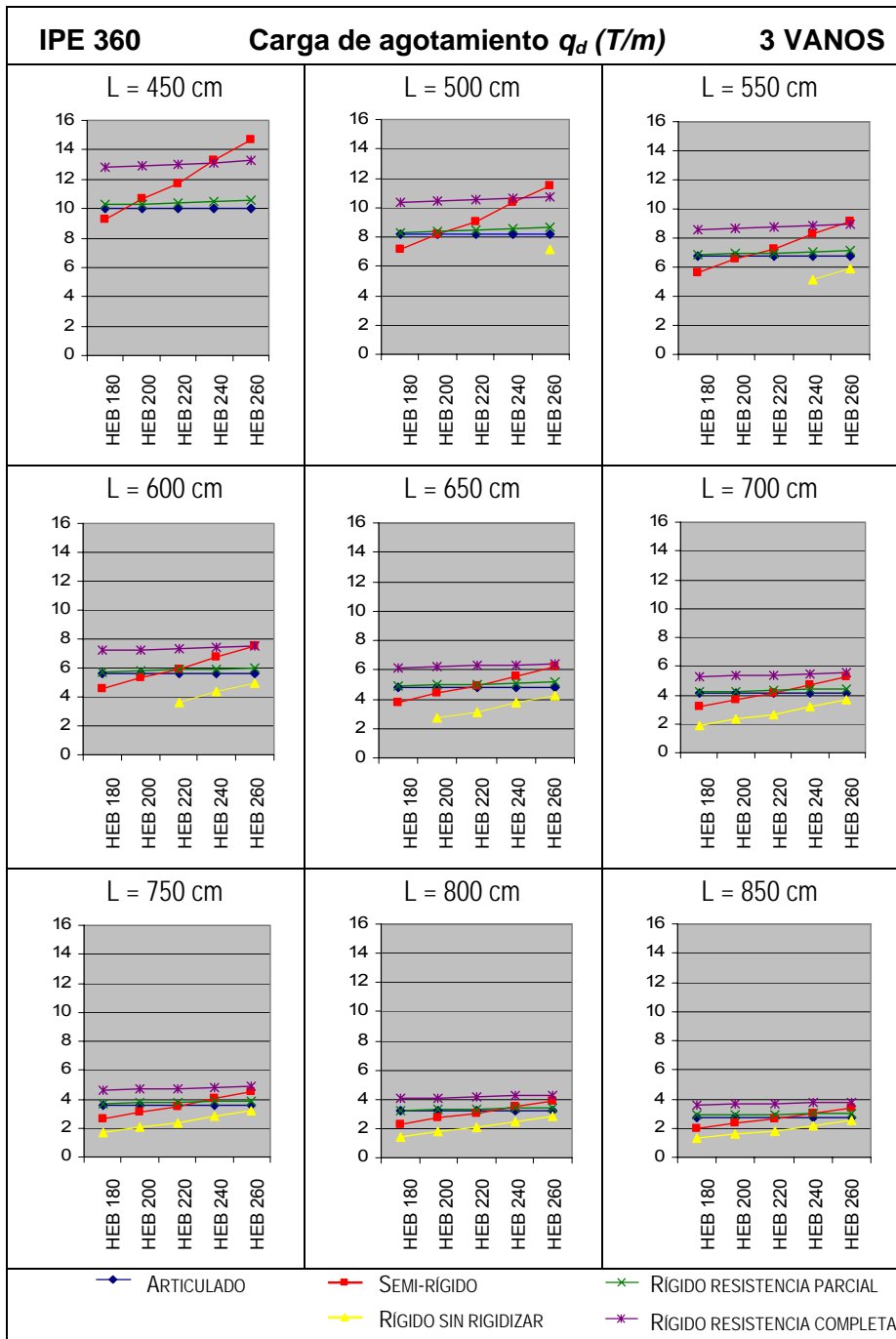


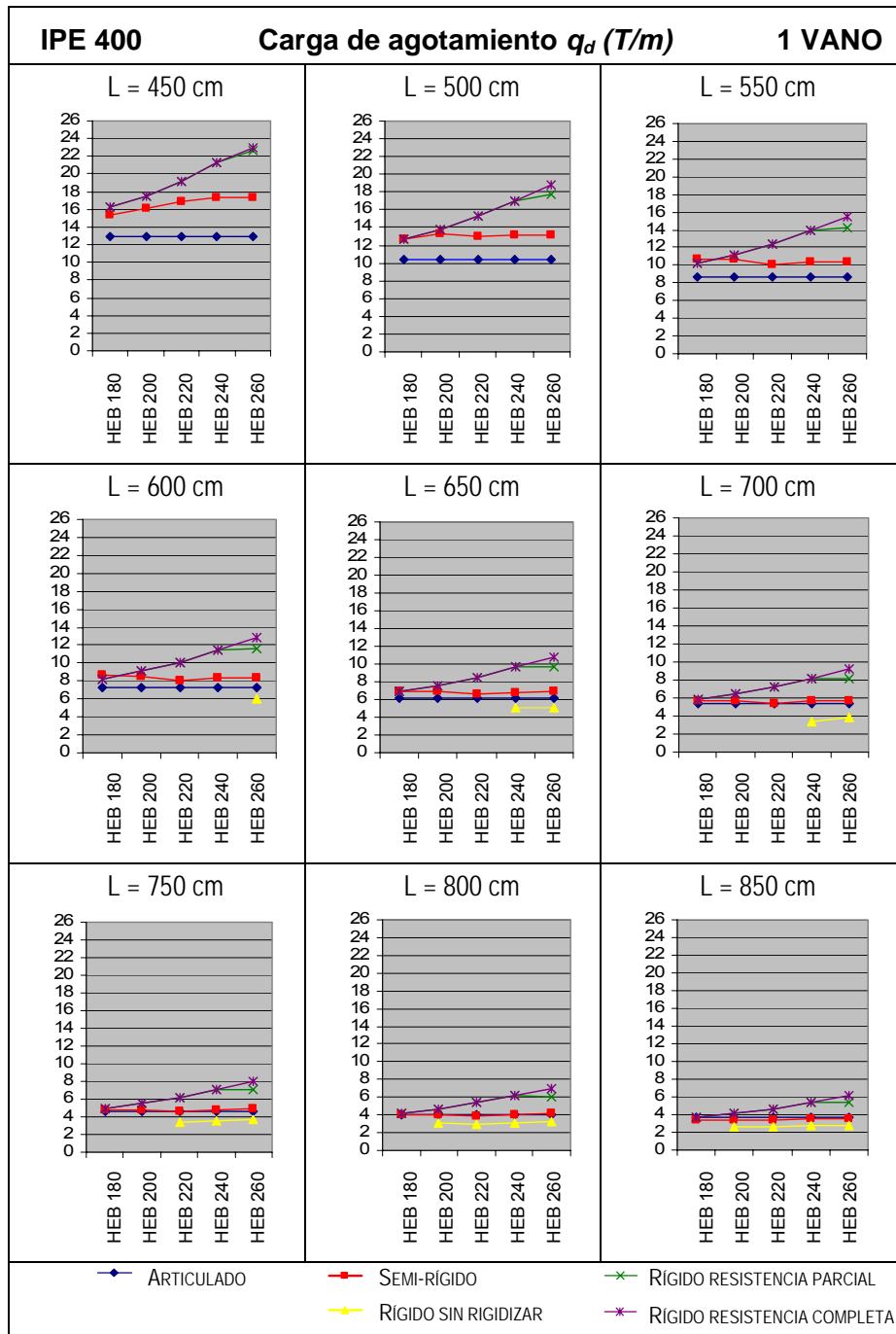


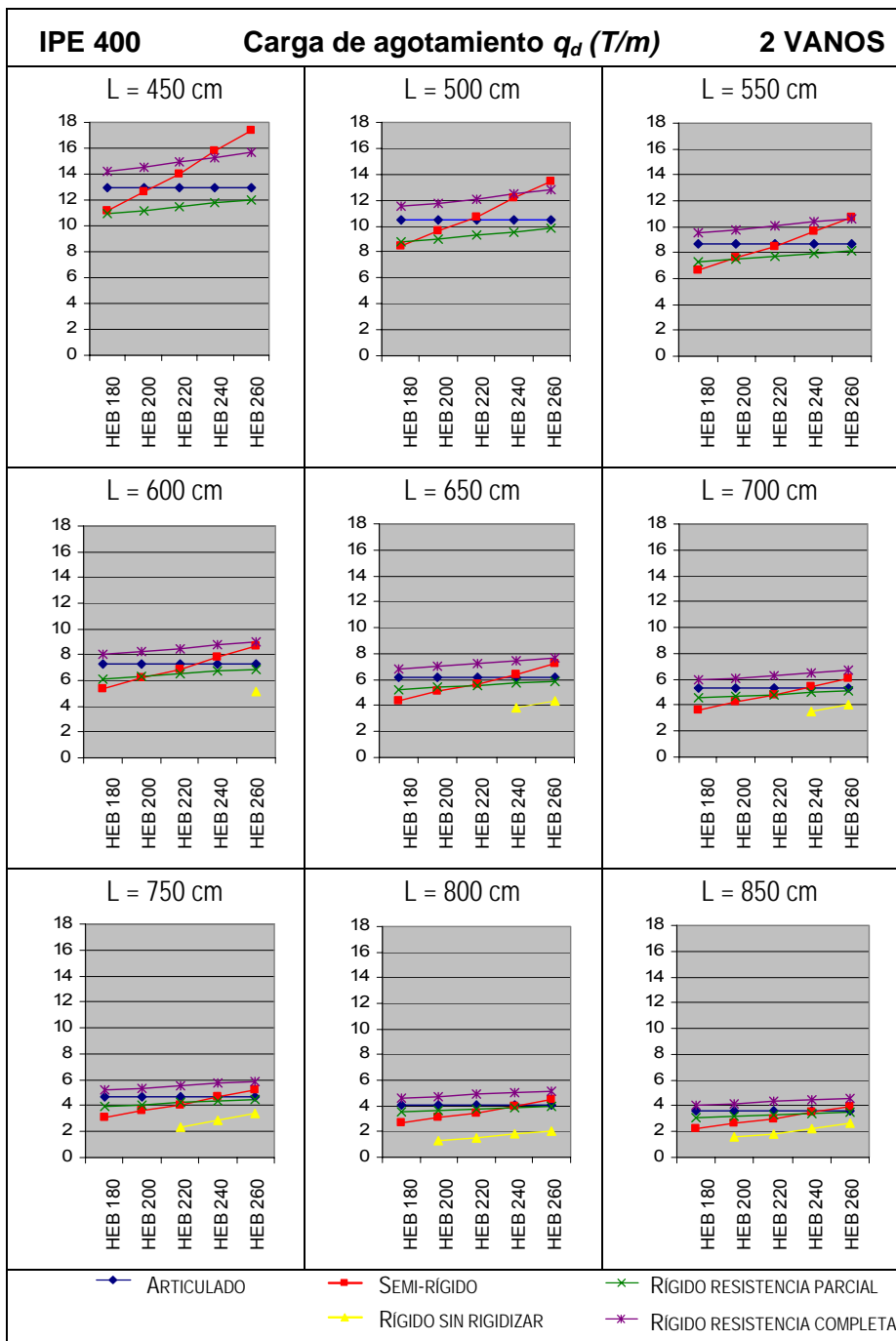


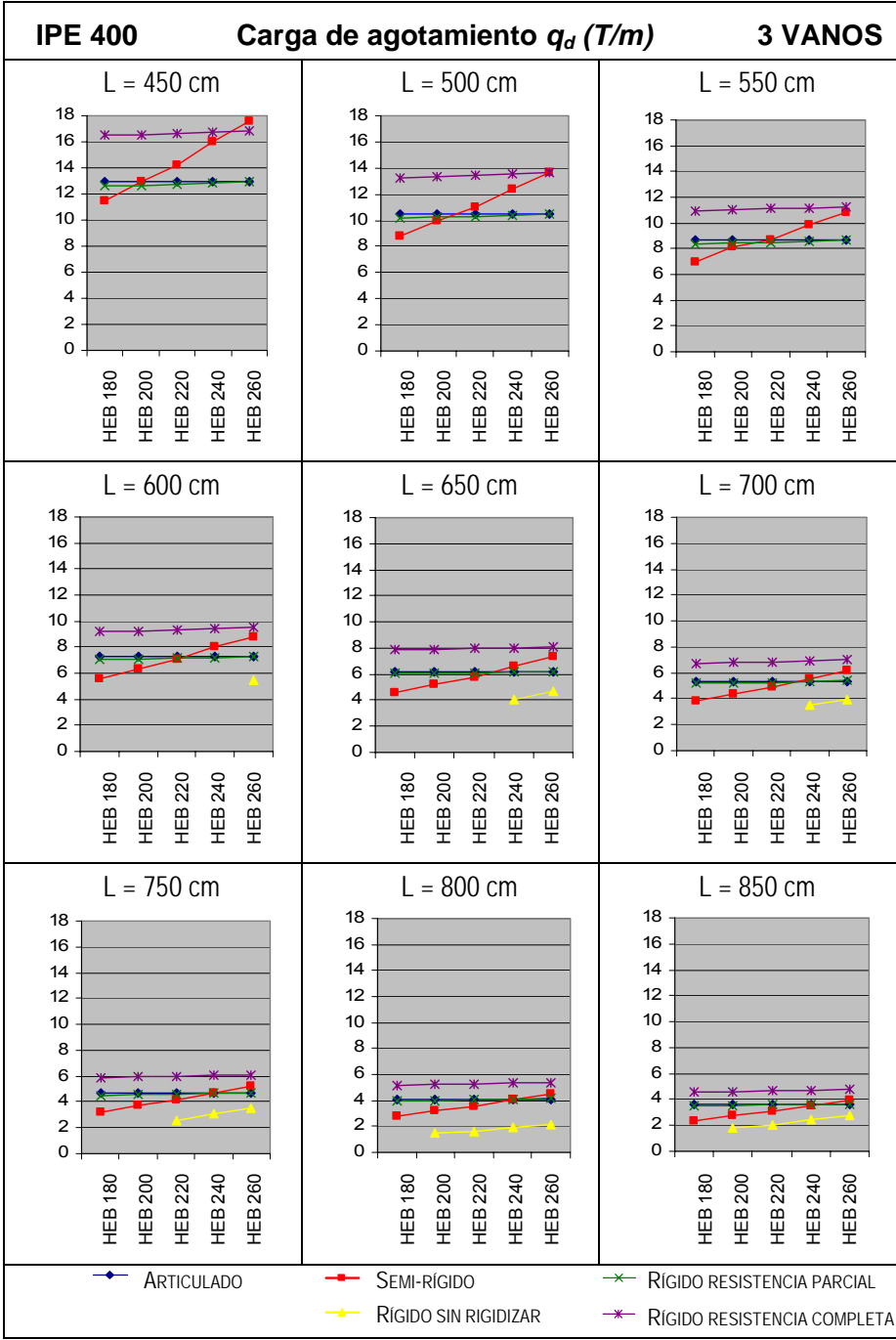












En las gráficas anteriores se puede observar que hay ocasiones en que la carga de agotamiento de los pórticos con uniones semi-rígidas es superior a la de la misma estructura diseñada con uniones rigidizadas de resistencia parcial⁵.

Estos casos, sombreados en negro en las tablas que recogen la carga de agotamiento, se han considerado uniones óptimas y tal y como se aprecia en las gráficas tienen lugar en estructuras de dos o tres vanos con luces cortas.

En la tabla 10.11 se recoge el grado de rigidez⁶ considerado para las uniones calculadas, y se indica, sombreado las celdas correspondientes, aquellas estructuras formadas por tres o cuatro vanos que, diseñadas con uniones semi-rígidas, poseen una carga de agotamiento superior a las uniones rigidizadas de resistencia parcial.

El que la carga de agotamiento sea mayor para estas uniones, no depende exclusivamente del valor del grado de rigidez, ya que esta situación se produce para valores muy dispares de r tal y como se aprecia en dicha tabla. Es necesario considerar, además del coeficiente r el valor del momento resistente de la unión.

Con objeto de establecer el rango de validez de estas uniones se va a comparar el valor de la resistencia a flexión de cada tipo de unión con el del momento que la solicita en función de la longitud de la viga.

El valor del momento resistente de las uniones rigidizadas se indicó en la tabla 10.10, siendo igual a $M_{w,Sd}$ para las de resistencia parcial, y al $M_{pl,Rd}$ de la viga unida para las de resistencia completa.

⁵ E incluso de resistencia completa.

⁶ Obtenido en las tablas del capítulo 9.

Para las uniones semi-rígidas se han adoptado los valores de las tablas 10.6, 10.7, 10.8 y 10.9 según se trate de un IPE 300, 330, 360 ó 400, respectivamente, y en el caso de las vigas biarticuladas se entiende que el fallo tiene lugar cuando en la sección de centro de vano se iguala el momento isostático al momento resistente plástico de la viga.

Grados de rigidez

IPE 300	4 m	4,5 m	5 m	5,5 m	6 m	6,5 m	7 m	7,5 m	8 m	8,5 m	9 m
HEB 160	0,50	0,53	0,56	0,58	0,60	0,62	0,64	0,66	0,67		
HEB 180	0,52	0,55	0,57	0,60	0,62	0,64	0,65	0,67	0,68		
HEB 200	0,56	0,59	0,61	0,63	0,65	0,67	0,69	0,70	0,72		
HEB 220	0,57	0,60	0,62	0,65	0,66	0,68	0,70	0,71	0,73		
HEB 240	0,60	0,63	0,65	0,68	0,69	0,71	0,73	0,74	0,75		
HEB 260											

IPE 330	4 m	4,5 m	5 m	5,5 m	6 m	6,5 m	7 m	7,5 m	8 m	8,5 m	9 m
HEB 160	0,45	0,48	0,51	0,53	0,55	0,57	0,59	0,61	0,62		
HEB 180	0,47	0,50	0,52	0,55	0,57	0,59	0,61	0,62	0,64		
HEB 200	0,51	0,54	0,56	0,59	0,61	0,63	0,64	0,66	0,67		
HEB 220	0,52	0,55	0,57	0,60	0,62	0,64	0,65	0,67	0,68		
HEB 240	0,55	0,58	0,61	0,63	0,65	0,67	0,68	0,70	0,71		
HEB 260											

IPE 360	4 m	4,5 m	5 m	5,5 m	6 m	6,5 m	7 m	7,5 m	8 m	8,5 m	9 m
HEB 160											
HEB 180		0,45	0,47	0,50	0,52	0,54	0,56	0,57	0,59	0,60	
HEB 200		0,49	0,51	0,54	0,56	0,58	0,60	0,61	0,63	0,64	
HEB 220		0,50	0,53	0,55	0,57	0,59	0,61	0,62	0,64	0,65	
HEB 240		0,53	0,56	0,58	0,60	0,62	0,64	0,66	0,67	0,68	
HEB 260		0,55	0,58	0,60	0,62	0,64	0,66	0,67	0,69	0,70	

IPE 400	4 m	4,5 m	5 m	5,5 m	6 m	6,5 m	7 m	7,5 m	8 m	8,5 m	9 m
HEB 160											
HEB 180		0,40	0,42	0,45	0,47	0,49	0,51	0,52	0,54	0,55	0,57
HEB 200		0,44	0,46	0,49	0,51	0,53	0,55	0,56	0,58	0,59	0,61
HEB 220		0,45	0,48	0,50	0,52	0,54	0,56	0,58	0,59	0,61	0,62
HEB 240		0,48	0,51	0,53	0,56	0,57	0,59	0,61	0,62	0,64	0,65
HEB 260		0,50	0,53	0,55	0,57	0,59	0,61	0,63	0,64	0,66	0,67

Nota: las celdas sombreadas corresponden con uniones óptimas.

tabla 10.11

Esta relación entre la resistencia y la sollicitación se representa gráficamente, marcando en color azul las curvas que corresponden a las uniones semi-rígidas, en verde las de las rigidizadas de resistencia completa, y en rojo las de resistencia parcial.

El agotamiento de las vigas biarticuladas se indica mediante una línea de puntos.

Los valores considerados para el momento sollicitación corresponden a las uniones indicadas en la figura 10.19, siendo mayores los de los pórticos de dos vanos, y menores los de tres.

Con objeto de valorar si esta diferencia de sollicitaciones es sustancial, se representan y comparan las gráficas correspondientes al perfil IPE 300 considerando pórticos de dos, tres y cuatro vanos.

En estas figuras se evidencia que el comportamiento de las uniones semi-rígidas es similar en los tres tipos de pórticos, siendo las rigidizadas menos eficaces en pórticos de dos vanos, llegando las rigidizadas de resistencia parcial a serlo menos que las articuladas cuando se unen a soportes formados por un perfil HEB 160, HEB 180 y HEB 200.

El motivo de este comportamiento es, tal y como se ha comentado anteriormente, que en los pórticos de dos vanos, debido a la simetría de luces y cargas, la sollicitación de la unión B se acerca al momento isostático⁷, y al ser uniones de resistencia parcial fallan antes que la viga; mientras que en el caso de las biarticuladas, es la viga la que falla al igualar el momento isostático al resistente de la sección.

⁷ Dependiendo de lo que gire el nudo exterior, el comportamiento de la viga puede asimilarse al de una barra empotrada-apoyada, con el correspondiente diagrama de flectores.

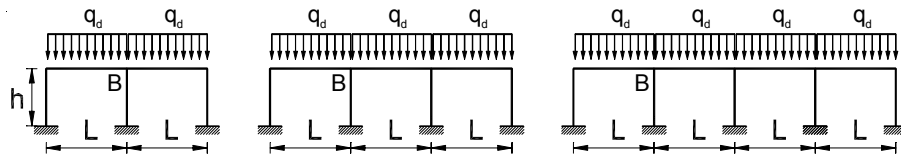


figura 10.19

IPE 300 PORTICOS DE DOS VANOS $S_{j,ini} / 2$

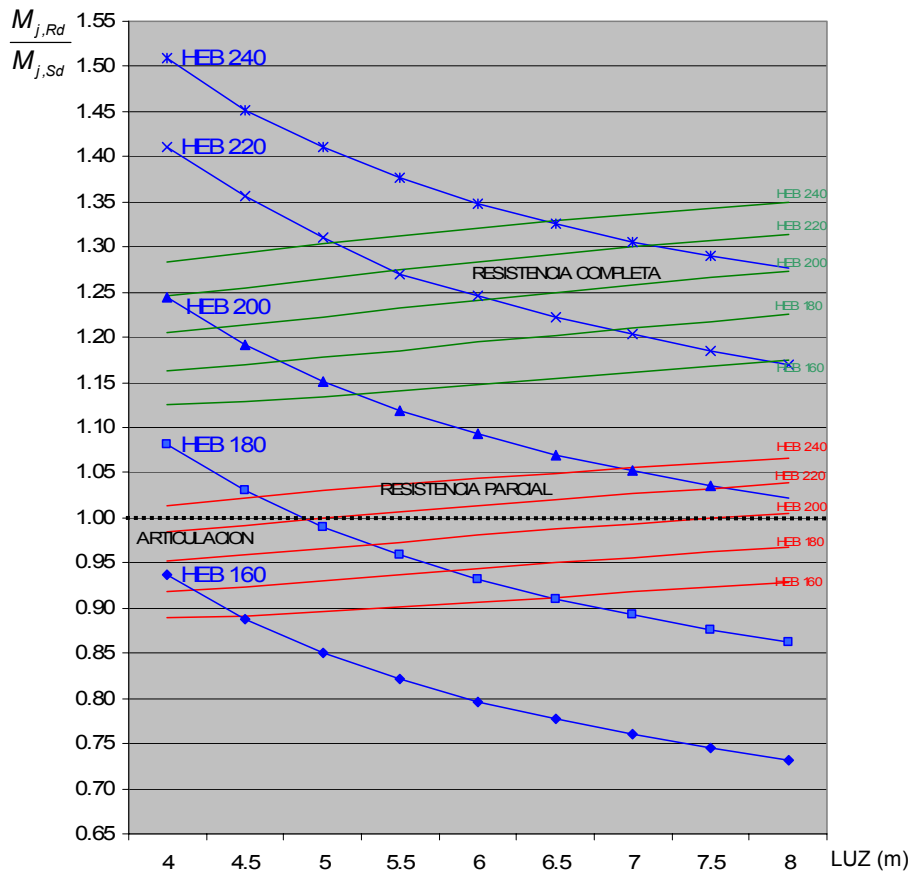


figura 10.20

IPE 300

PORTICOS DE TRES VANOS

$S_{j,ini} / 2$

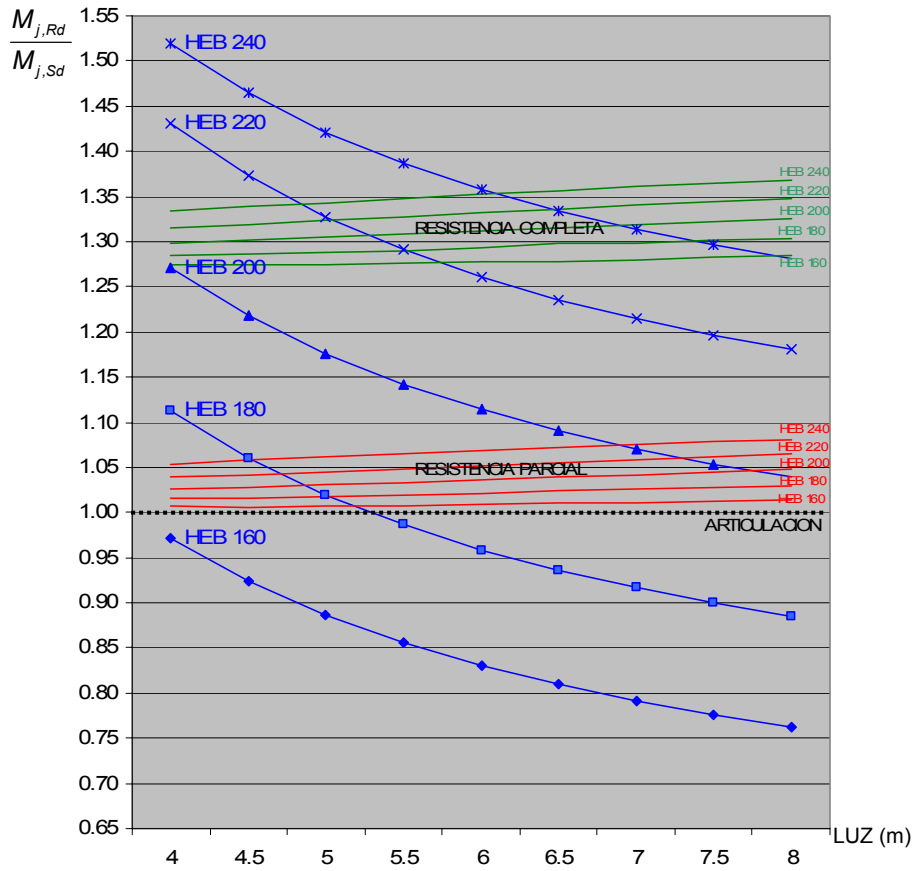


figura 10.21

Comparando la figura 10.21 con la figura 10.22 se observa que los comportamientos de los tres tipos de uniones son similares para los pórticos de tres y cuatro vanos, de modo que se van a considerar los correspondientes a tres vanos como representativos para el resto de los perfiles.

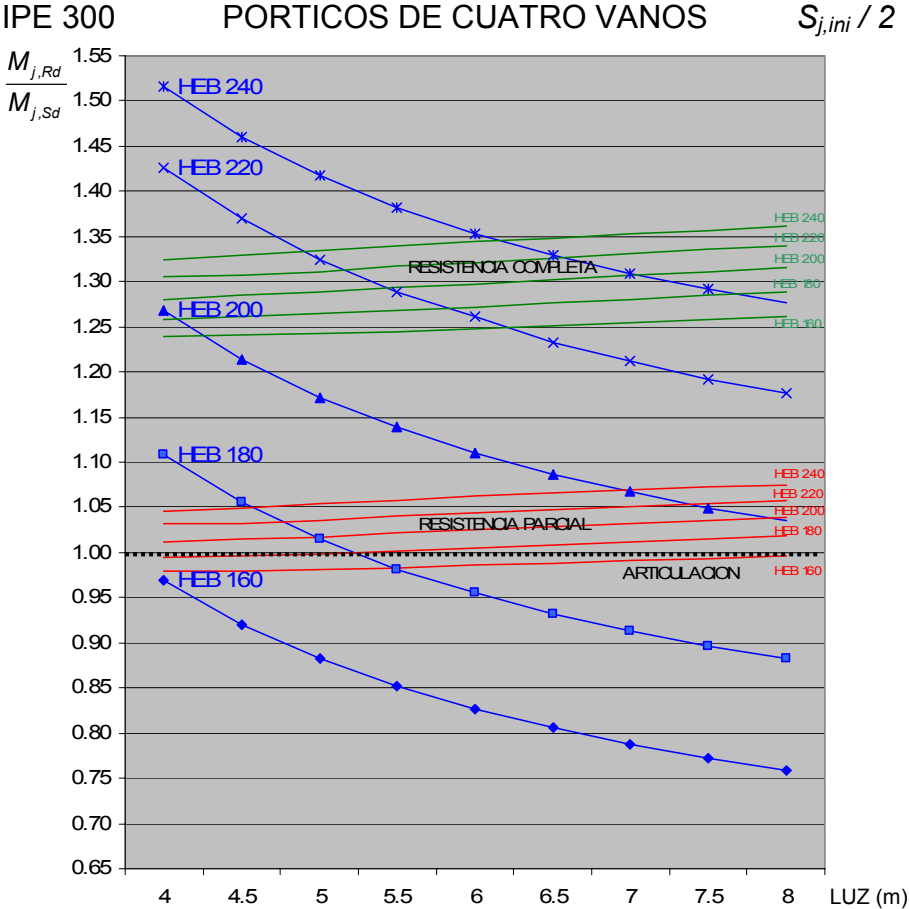


figura 10.22

Analizando estas gráficas, se aprecia que las uniones semi-rígidas óptimas corresponden a soportes de mayor tamaño, y que su eficacia va disminuyendo a medida que aumenta la longitud de las vigas.

Esta pérdida de eficacia se debe a que un aumento de la longitud de la viga implica un incremento del grado de rigidez, lo que supone un momento mayor, y por tanto el agotamiento de la unión.

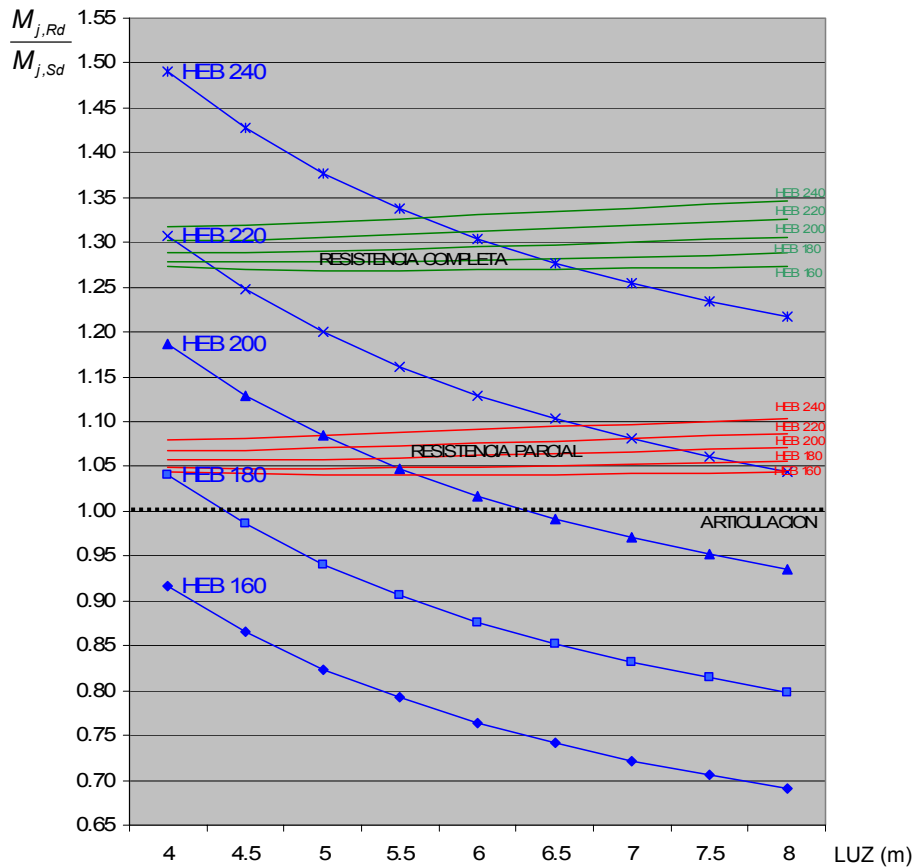
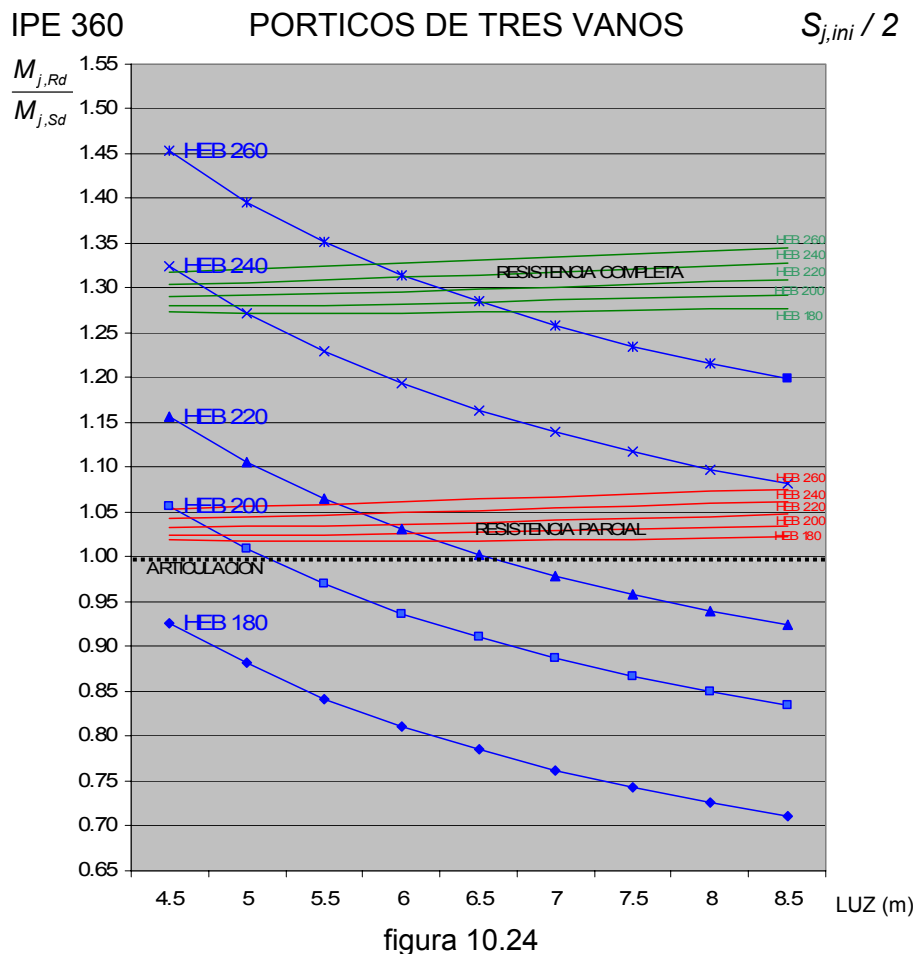


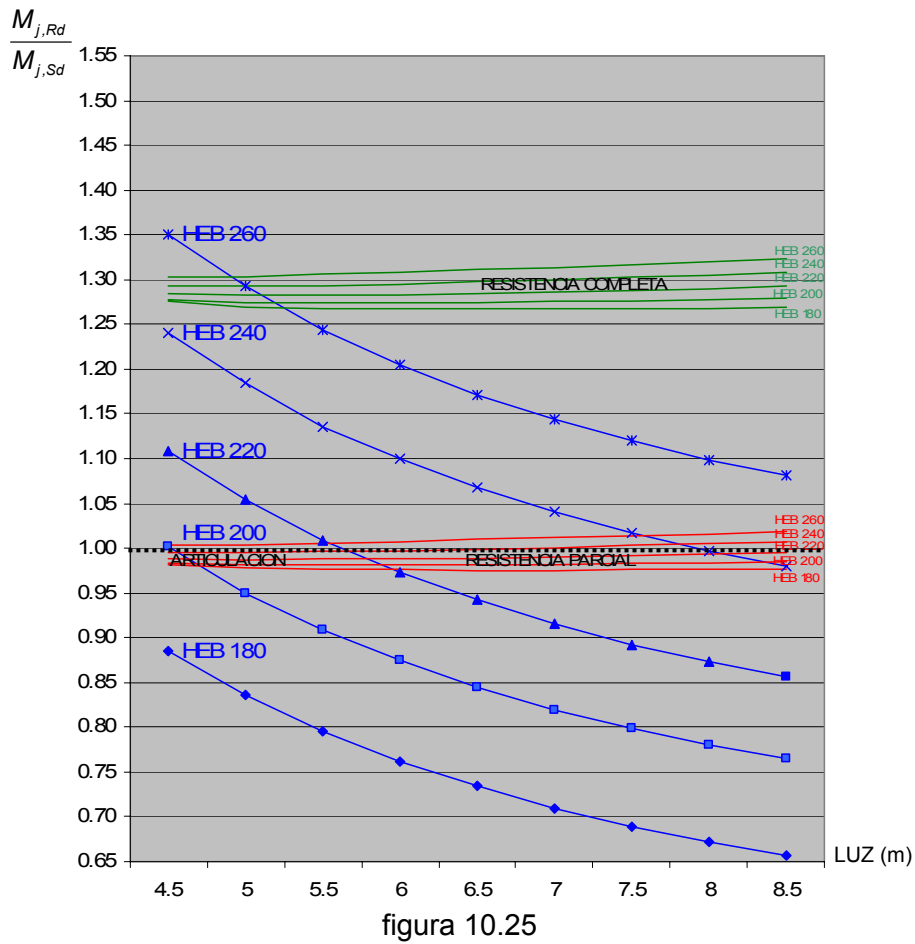
figura 10.23

Este agotamiento se produce en algunos casos con valores de carga inferiores a los que aguantan las vigas biarticuladas. Estas uniones, consideradas desfavorables, son aquellas cuya gráfica queda por debajo de la línea de puntos, y corresponden a uniones con soportes pequeños

Es el caso, de la unión no rigidizada entre un HEB 160 y un IPE 300 o un IPE 330, tal y como se observa en la figura 10.22 y la figura 10.23 respectivamente, o del HEB 180 con un IPE 330 de más de cuatro metros de luz.



Conforme aumenta la sección de la viga, es necesario aumentar la sección de los soportes para que la unión semi-rígida siga siendo eficaz. De este modo, la unión entre un HEB 180 y un IPE 360 no es recomendable, y la de un HEB 200 con un IPE 360 empieza a ser desfavorable a partir de 5 metros de luz.



Esta perda de eficácia de las uniones a medida que aumenta la longitud del vano también influye en las uniones rigidizadas de resistencia parcial, tal y como se aprecia en la figura 10.25, donde se observa que las correspondientes a un HEB 180, HEB 200 y un HEB 220 con el IPE 400 tienen una capacidad de carga inferior al mismo perfil IPE 400 biarticulado.

En estos casos de soportes muy flexibles, el giro en el nudo exterior acerca el comportamiento de la unión a una rótula, mientras que el nudo interno se comporta como un empotramiento, estando

solicitado con un momento igual a $qL^2/8$. Al ser una unión de resistencia parcial, la resistencia a flexión es inferior al momento resistente plástico de la viga, fallando antes que la viga biarticulada, solicitada con el mismo momento, que sí que posee esta resistencia en centro de vano.

Es evidente que para poder determinar si el comportamiento de una unión es aceptable o no, además de conocer su resistencia es necesario obtener el valor del momento que la solicita, el cual depende de su rigidez, de la del resto de uniones de la estructura así como de la de las vigas y soportes.

En las tablas 7.21 y 7.22 se ha expresado la resistencia de las uniones calculadas en régimen plástico como un porcentaje del momento resistente plástico de la viga. A continuación se representa el momento sollicitación obtenido en los pórticos de tres vanos analizados, como un porcentaje del momento isostático.

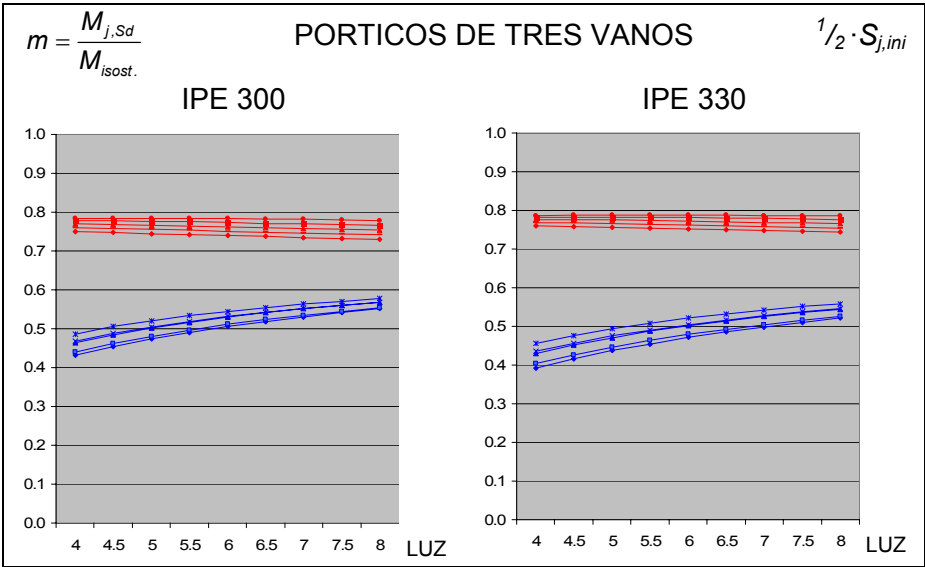


figura 10.26

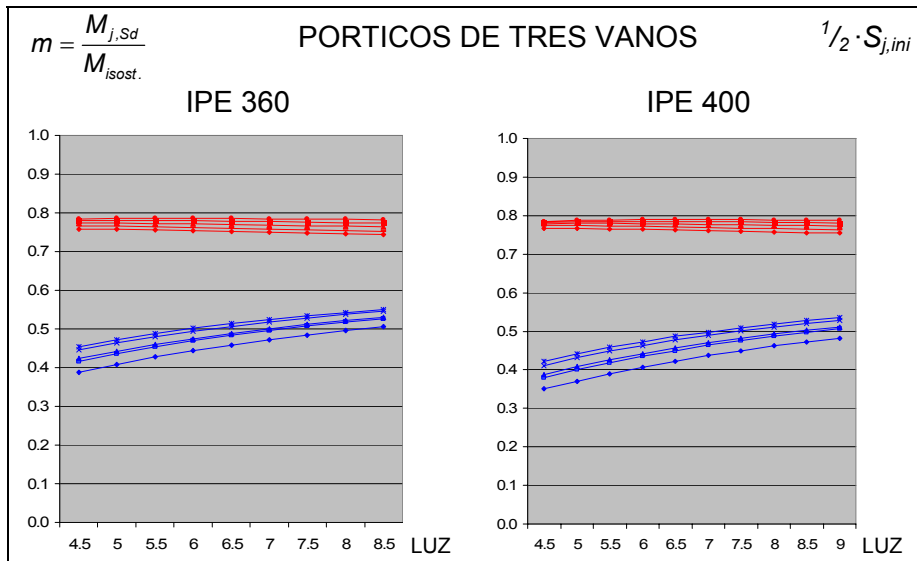


figura 10.27

De las figuras anteriores se deduce que el momento que solicita a una unión semi-rígida es del orden del 55% del isostático (curvas en color azul), mientras que a las uniones rígidas les llega cerca del 75%. (curvas en rojo)

Planteando las condiciones de resistencia para cada uno de los tres tipos de unión, se llega a:

• Viga biarticulada: $M_{isost.} = M_{pl,Rd}$

• Viga con enlaces semi-rígidos:

$$M_{j,Sd} < M_{j,Rd} \rightarrow m \cdot M_{isost.} < n \cdot M_{pl,Rd}$$

$$\text{si } M_{isost.} = M_{pl,Rd} \rightarrow \frac{n}{m} > 1$$

De modo que si: $\frac{n}{m} > 1$ condición [10.1]

La carga de agotamiento de la viga con uniones semi-rígidas será mayor que la de la viga biarticulada.

Si por el contrario $\frac{n}{m} < 1$ condición [10.2]

La carga de agotamiento de la viga con uniones semi-rígidas será menor que la de la viga biarticulada. Son las uniones desfavorables

Adoptando para m el valor 0,55, (ver figura 10.27) serán desfavorables⁸ aquellas uniones con una resistencia inferior al 55% del $M_{pl,Rd}$ de la viga unida.

• La condición de resistencia de una viga con uniones rígidas de resistencia parcial es:

$$M_{j,Sd} < M_{j,Rd} \rightarrow m \cdot M_{isost} < \eta \cdot M_{pl,Rd} \rightarrow \frac{\eta}{m} > 1$$

Siendo η el porcentaje del $M_{pl,Rd}$ de la viga, que resiste la unión. Su valor se calcula a partir de los datos de la tabla 10.10 ($M_{w,Rd} / M_{pl,Rd}$)

De modo que si: $\frac{\eta}{m} > 1$ condición [10.3]

La carga de agotamiento de la viga con uniones rígidas de resistencia parcial será mayor que la de la viga biarticulada.

Si se adopta para m un valor igual a 0,75 (uniones rígidas⁹ tal y como se aprecia en la figura 10.27)

Si: $\frac{n}{0,55} > \frac{\eta}{0,75} \rightarrow n > 0,73 \cdot \eta$ condición [10.4]

⁸ El valor del coeficiente m depende de la rigidez de la unión y de la del resto de barras y nudos.

⁹ En el caso de una viga aislada biempotrada, el coeficiente m de la unión rígida es igual a $[(q \cdot L^2/8)/(q \cdot L^2/12)] = 0,66 < 0,75$ valor correspondiente a un pórtico de tres vanos y 1 planta

La carga de agotamiento de la viga con uniones semi-rígidas será mayor que la de la viga con uniones rígidas de resistencia parcial. Se entiende que son las uniones óptimas.

Estas condiciones se recogen en la tabla 10.12.

RANGO de VALIDEZ de las UNIONES SEMI-RÍGIDAS		
Uniones desfavorables	Uniones semi-rígidas favorables	Uniones semi-rígidas óptimas
$\frac{n}{m} < 1$	$\frac{n}{m} > 1$	$\frac{n}{m} > 1,33 \cdot \eta$
<i>n</i> se obtiene en la tabla 7.20 para cálculo elástico y en la 7.22 para cálculo plástico. <i>m</i> se obtiene en las figuras 10.26 y 10.27 <i>η</i> se obtiene a partir de los datos de la tabla 10.10		

tabla 10.12

Hasta ahora se han analizado pórticos de uno o varios vanos de luces iguales y una sola planta.

En los siguientes ejemplos se van a calcular estructuras de dos o mas vanos¹⁰, con luces desiguales y con varias plantas.

¹⁰ De los ejemplos analizados hasta ahora se concluye que los pórticos de un solo vano, con mayor carga de agotamiento, no son representativos.

10.5 EJEMPLO DE APLICACIÓN Nº 4

GEOMETRIA

Pórticos de una sola planta de altura $h = 3$ metros y dos vanos desiguales, de luces L_1 y L_2 de 4.0; 4.5; 5.0; 5.5; 6.0; 6.5; 7.0; 7.5 y 8.0 metros, según se muestra en la figura 10.28.

BARRAS

Vigas: perfiles IPE 300, IPE 330, IPE 360 e IPE 400 de acero S 275
Soportes: perfiles de la serie HEB de acero S 275

UNIONES

Se han considerado los mismos tipos de uniones que en el caso nº 3, modelizando el comportamiento de las uniones semi-rígidas con el diagrama Momento-rotación de la figura 10.18.

CALCULO

Se obtiene el valor de la carga máxima de cálculo uniformemente repartida sobre la viga q_d (T/m) que agota las estructuras de vanos desiguales considerando los 5 tipos distintos de unión.

Además se ha calculado la carga de agotamiento de las mismas estructuras con dos vanos iguales de luz igual a la mayor de los vanos desiguales (ver figura 10.28), con el objeto de comparar los resultados. La carga de agotamiento obtenida, depende en todos los casos, de la resistencia del nudo A indicado en la figura 10.28. Su valor se recoge en la tabla 10.13 para el IPE 300, tabla 10.14 para el IPE 330, tabla 10.15 para el IPE 360 y la tabla 10.16 para el IPE 400

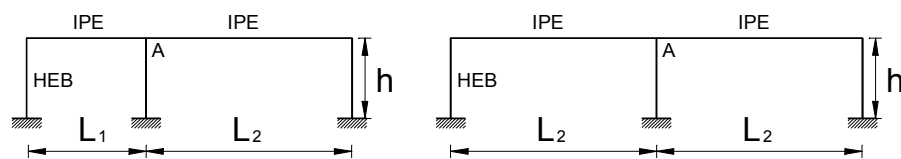


figura 10.28

tabla 10.13. Vanos desiguales

IPE 300		UNIONES SEMI-RIGIDAS								ACERO S 275
VANOS DESIGUALES		h = 300 cm								
Carga de agotamiento		q_{d1} (T/m)	q_{d2} (T/m)	q_{d3} (T/m)	q_{d4} (T/m)	q_{d5} (T/m)	q_{d6} (T/m)	q_{d7} (T/m)	q_{d8} (T/m)	q_{d9} (T/m)
Longitud de los vanos		400 (cm)	450 (cm)	500 (cm)	550 (cm)	600 (cm)	650 (cm)	700 (cm)	750 (cm)	800 (cm)
400 (cm)	HEB 160	7.39	5.98	4.88	4.04	3.34	2.81	2.39	2.05	1.77
	HEB 180	8.41	6.75	5.48	4.49	3.73	3.13	2.67	2.29	1.98
	HEB 200	9.85	7.86	6.36	5.46	4.33	3.64	3.10	2.66	2.31
	HEB 220	11.02	8.75	7.05	5.76	4.78	4.02	3.42	2.94	2.55
	HEB 240	11.83	9.33	7.51	6.14	5.10	4.29	3.65	3.15	2.73
450 (cm)	HEB 160	5.98	5.53	4.59	3.83	3.22	2.73	2.33	2.01	1.74
	HEB 180	6.75	6.33	5.21	4.32	3.62	3.06	2.62	2.25	1.96
	HEB 200	7.86	7.45	6.14	5.05	4.23	3.57	3.05	2.63	2.29
	HEB 220	8.75	8.37	6.81	5.62	4.68	3.95	3.38	2.91	2.53
	HEB 240	9.33	8.99	7.30	6.01	5.01	4.23	3.61	3.12	2.72
500 (cm)	HEB 160	4.88	4.59	4.29	3.63	3.09	2.64	2.27	1.97	1.71
	HEB 180	5.48	5.21	4.92	4.14	3.51	2.98	2.56	2.21	1.93
	HEB 200	6.36	6.14	5.83	4.75	4.11	3.49	3.00	2.59	2.26
	HEB 220	7.05	6.81	6.56	5.45	4.74	3.88	3.33	2.87	2.50
	HEB 240	7.51	7.30	7.07	5.87	4.92	4.17	3.57	3.09	2.69
550 (cm)	HEB 160	4.04	3.83	3.63	3.42	2.94	2.54	2.20	1.92	1.68
	HEB 180	4.49	4.32	4.14	3.94	3.36	2.88	2.49	2.16	1.89
	HEB 200	5.46	5.05	4.75	4.68	3.98	3.40	2.94	2.55	2.23
	HEB 220	5.76	5.62	5.45	5.27	4.46	3.80	3.27	2.83	2.48
	HEB 240	6.14	6.01	5.87	5.71	4.81	4.10	3.52	3.05	2.67
600 (cm)	HEB 160	3.34	3.22	3.09	2.94	2.79	2.43	2.12	1.86	1.64
	HEB 180	3.73	3.62	3.51	3.36	3.22	2.78	2.42	2.11	1.86
	HEB 200	4.33	4.23	4.11	3.98	3.84	3.31	2.87	2.50	2.19
	HEB 220	4.78	4.68	4.74	4.46	4.33	3.71	3.21	2.79	2.44
	HEB 240	5.10	5.01	4.92	4.81	4.70	4.02	3.57	3.01	2.64

650 (cm)	HEB 160	2.81	2.73	2.64	2.54	2.43	2.32	2.04	1.80	1.59
	HEB 180	3.13	3.06	2.98	2.88	2.78	2.68	2.34	2.06	1.81
	HEB 200	3.64	3.57	3.49	3.40	3.31	3.20	2.79	2.44	2.15
	HEB 220	4.02	3.95	3.88	3.80	3.71	3.61	3.14	2.74	2.41
	HEB 240	4.29	4.23	4.17	4.10	4.02	3.93	3.40	2.97	2.61
700 (cm)	HEB 160	2.39	2.33	2.27	2.20	2.12	2.04	1.95	1.73	1.54
	HEB 180	2.67	2.62	2.56	2.49	2.42	2.34	2.26	2.00	1.77
	HEB 200	3.10	3.05	3.00	2.94	2.87	2.79	2.71	2.39	2.11
	HEB 220	3.42	3.38	3.33	3.27	3.21	3.14	3.07	2.69	2.37
	HEB 240	3.65	3.61	3.57	3.52	3.57	3.40	3.34	2.92	2.57
750 (cm)	HEB 160	2.05	2.01	1.97	1.92	1.86	1.80	1.73	1.67	1.49
	HEB 180	2.29	2.25	2.21	2.16	2.11	2.06	2.00	1.93	1.72
	HEB 200	2.66	2.63	2.59	2.55	2.50	2.44	2.39	2.33	2.06
	HEB 220	2.94	2.91	2.87	2.83	2.79	2.74	2.69	2.63	2.33
	HEB 240	3.15	3.12	3.09	3.05	3.01	2.97	2.92	2.87	2.54
800 (cm)	HEB 160	1.77	1.74	1.71	1.68	1.64	1.59	1.54	1.49	1.44
	HEB 180	1.98	1.96	1.93	1.89	1.86	1.81	1.77	1.72	1.67
	HEB 200	2.31	2.29	2.26	2.23	2.19	2.15	2.11	2.06	2.02
	HEB 220	2.55	2.53	2.50	2.48	2.44	2.41	2.37	2.33	2.28
	HEB 240	2.73	2.72	2.69	2.67	2.64	2.61	2.57	2.54	2.50
Carga de agotamiento	q_a (T/m)	q_a (T/m)	q_a (T/m)	q_a (T/m)	q_a (T/m)	q_a (T/m)	q_a (T/m)	q_a (T/m)	q_a (T/m)	q_a (T/m)
Longitud de los vanos	400 (cm)	450 (cm)	500 (cm)	550 (cm)	600 (cm)	650 (cm)	700 (cm)	750 (cm)	800 (cm)	
En todos los casos, la carga de agotamiento depende de la resistencia de la unión. Las columnas sombreadas corresponden a dos vanos iguales										

tabla 10.14. Vanos desiguales

IPE 330		UNIONES SEMI-RIGIDAS						ACERO S 275		
VANOS DESIGUALES		h = 300 cm								
Carga de agotamiento		q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
Longitud de los vanos		400 (cm)	450 (cm)	500 (cm)	550 (cm)	600 (cm)	650 (cm)	700 (cm)	750 (cm)	800 (cm)
400 (cm)	HEB 160	8.94	7.25	5.90	4.86	4.03	3.38	2.87	2.45	2.11
	HEB 180	10.11	8.12	6.60	5.40	4.47	3.75	3.18	2.72	2.34
	HEB 200	11.69	9.34	7.55	6.18	5.13	4.30	3.65	3.13	2.71
	HEB 220	13.03	10.33	8.32	6.79	5.62	4.72	4.01	3.43	2.97
	HEB 240	14.89	11.78	9.46	7.73	6.40	5.38	4.57	3.93	3.40
450 (cm)	HEB 160	7.25	6.65	5.52	4.61	3.87	3.27	2.79	2.40	2.08
	HEB 180	8.12	7.54	6.21	5.16	4.32	3.65	3.11	2.67	2.31
	HEB 200	9.34	8.77	7.20	5.96	4.98	4.20	3.58	3.09	2.68
	HEB 220	10.33	9.80	7.99	6.59	5.49	4.63	3.95	3.39	2.94
	HEB 240	11.78	11.27	9.14	7.53	6.27	5.29	4.51	3.89	3.38
500 (cm)	HEB 160	5.90	5.52	5.11	4.33	3.68	3.15	2.70	2.34	2.04
	HEB 180	6.60	6.21	5.82	4.90	4.14	3.53	3.03	2.61	2.27
	HEB 200	7.55	7.20	6.82	5.71	4.81	4.07	3.51	3.03	2.64
	HEB 220	8.32	7.99	7.49	6.36	5.34	4.53	3.87	3.34	2.91
	HEB 240	9.46	9.14	9.15	7.31	6.13	5.19	4.45	3.84	3.34
550 (cm)	HEB 160	4.86	4.61	4.33	4.05	3.49	3.01	2.61	2.27	1.99
	HEB 180	5.40	5.16	4.90	4.63	3.96	3.40	2.94	2.55	2.23
	HEB 200	6.18	5.96	5.71	5.44	4.63	3.96	3.42	2.97	2.59
	HEB 220	6.79	6.59	6.36	6.11	5.17	4.41	3.79	3.29	2.87
	HEB 240	7.73	7.53	7.31	7.07	5.97	5.08	4.37	3.78	3.30
600 (cm)	HEB 160	4.03	3.87	3.68	3.49	3.28	2.86	2.50	2.19	1.93
	HEB 180	4.47	4.32	4.14	3.96	3.76	3.26	2.84	2.48	2.17
	HEB 200	5.13	4.98	4.81	4.63	4.44	3.83	3.32	2.90	2.54
	HEB 220	5.62	5.49	5.34	5.17	4.99	4.29	3.71	3.22	2.82
	HEB 240	6.40	6.27	6.13	5.97	5.80	4.97	4.28	3.72	3.26

650 (cm)	HEB 160	3.38	3.27	3.15	3.01	2.86	2.71	2.39	2.11	1.87
	HEB 180	3.75	3.65	3.53	3.40	3.26	3.12	2.73	2.40	2.12
	HEB 200	4.30	4.20	4.07	3.96	3.83	3.69	3.22	2.83	2.49
	HEB 220	4.72	4.63	4.53	4.41	4.29	4.16	3.61	3.15	2.77
	HEB 240	5.38	5.29	5.19	5.08	4.97	4.84	4.19	3.66	3.21
700 (cm)	HEB 160	2.87	2.79	2.70	2.61	2.50	2.39	2.27	2.03	1.80
	HEB 180	3.18	3.11	3.03	2.94	2.84	2.73	2.62	2.32	2.06
	HEB 200	3.65	3.58	3.51	3.42	3.32	3.22	3.11	2.75	2.43
	HEB 220	4.01	3.95	3.87	3.79	3.71	3.61	3.51	3.08	2.72
	HEB 240	4.57	4.51	4.45	4.37	4.28	4.19	4.10	3.59	3.16
750 (cm)	HEB 160	2.45	2.40	2.34	2.27	2.19	2.11	2.03	1.94	1.74
	HEB 180	2.72	2.67	2.61	2.55	2.48	2.40	2.32	2.23	1.99
	HEB 200	3.13	3.09	3.03	2.97	2.90	2.83	2.75	2.66	2.37
	HEB 220	3.43	3.39	3.34	3.29	3.22	3.15	3.08	3.00	2.66
	HEB 240	3.93	3.89	3.84	3.78	3.72	3.66	3.59	3.51	3.10
800 (cm)	HEB 160	2.11	2.08	2.04	1.99	1.93	1.87	1.80	1.74	1.67
	HEB 180	2.34	2.31	2.27	2.23	2.17	2.12	2.06	1.99	1.92
	HEB 200	2.71	2.68	2.64	2.59	2.54	2.49	2.43	2.37	2.30
	HEB 220	2.97	2.94	2.91	2.87	2.82	2.77	2.72	2.66	2.60
	HEB 240	3.40	3.38	3.34	3.30	3.26	3.21	3.16	3.10	3.05
Carga de agotamiento	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
Longitud de los vanos	400 (cm)	450 (cm)	500 (cm)	550 (cm)	600 (cm)	650 (cm)	700 (cm)	750 (cm)	800 (cm)	
En todos los casos, la carga de agotamiento depende de la resistencia de la unión. Las columnas sombreadas corresponden a dos vanos iguales										

tabla 10.15. Vanos desiguales

IPE 360		UNIONES SEMI-RIGIDAS						ACERO S 275		
VANOS DESIGUALES		h = 300 cm								
<i>Carga de agotamiento</i>	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
<i>Longitud de los vanos</i>	450 (cm)	500 (cm)	550 (cm)	600 (cm)	650 (cm)	700 (cm)	750 (cm)	800 (cm)	850 (cm)	
450 (cm)	HEB 180	9.00	7.43	6.16	5.16	4.35	3.69	3.17	2.74	2.39
	HEB 200	10.36	8.51	7.04	5.88	4.96	4.22	3.62	3.14	2.74
	HEB 220	11.50	9.39	7.74	6.44	5.42	4.61	3.96	3.43	2.99
	HEB 240	13.10	10.65	8.77	7.30	6.15	5.23	4.49	3.89	3.41
	HEB 260	14.54	11.78	9.71	8.03	6.76	5.75	4.94	4.29	3.75
500 (cm)	HEB 180	7.43	6.91	5.81	4.92	4.19	3.58	3.09	2.69	2.35
	HEB 200	8.51	8.00	6.70	5.65	4.80	4.11	3.55	3.08	2.70
	HEB 220	9.39	8.91	7.42	6.23	5.28	4.51	3.89	3.38	2.96
	HEB 240	10.65	10.19	8.46	7.10	6.01	5.14	4.43	3.85	3.37
	HEB 260	11.78	11.41	9.38	7.84	6.63	5.67	4.88	4.25	3.72
550 (cm)	HEB 180	6.16	5.81	3.95	3.38	2.91	2.51	2.17	1.90	1.67
	HEB 200	7.04	6.70	4.31	3.68	3.15	2.72	2.35	2.05	1.80
	HEB 220	7.74	7.42	5.26	4.46	3.80	3.27	2.83	2.46	2.16
	HEB 240	8.77	8.46	5.69	4.80	4.09	3.51	3.04	2.65	2.33
	HEB 260	9.71	9.38	6.23	5.24	4.46	3.82	3.30	2.88	2.53
600 (cm)	HEB 180	5.16	4.92	3.38	3.19	2.77	2.41	2.10	1.85	1.63
	HEB 200	5.88	5.65	3.68	3.50	3.03	2.63	2.29	2.01	1.77
	HEB 220	6.44	6.23	4.46	4.44	3.67	3.18	2.76	2.42	2.13
	HEB 240	7.30	7.10	4.80	4.64	3.98	3.43	2.98	2.61	2.30
	HEB 260	8.03	7.84	5.24	5.09	4.35	3.75	3.25	2.84	2.50
650 (cm)	HEB 180	4.35	4.19	2.91	2.77	2.63	2.31	2.03	1.79	1.59
	HEB 200	4.96	4.80	3.15	3.03	2.90	2.53	2.22	1.96	1.73
	HEB 220	5.42	5.28	3.80	3.67	3.54	3.08	2.69	2.37	2.09
	HEB 240	6.15	6.01	4.09	3.98	3.86	3.35	2.92	2.56	2.26
	HEB 260	6.76	6.63	4.46	4.35	4.24	3.67	3.19	2.80	2.47

700 (cm)	HEB 180	3.69	3.58	2.51	2.41	2.31	2.20	1.95	1.73	1.54
	HEB 200	4.22	4.11	2.72	2.63	2.53	2.43	2.15	1.90	1.69
	HEB 220	4.61	4.51	3.27	3.18	3.08	2.98	2.62	2.31	2.05
	HEB 240	5.23	5.14	3.51	3.43	3.35	3.25	2.85	2.51	2.23
	HEB 260	5.75	5.67	3.82	3.75	3.67	3.58	3.13	2.75	2.43
750 (cm)	HEB 180	3.17	3.09	2.17	2.10	2.03	1.95	1.87	1.67	1.49
	HEB 200	3.62	3.55	2.35	2.29	2.22	2.15	2.07	1.84	1.65
	HEB 220	3.96	3.89	2.83	2.76	2.69	2.62	2.54	2.25	2.00
	HEB 240	4.49	4.43	3.04	2.98	2.92	2.85	2.78	2.46	2.19
	HEB 260	4.94	4.88	3.30	3.25	3.19	3.13	3.06	2.70	2.40
800 (cm)	HEB 180	2.74	2.69	1.90	1.85	1.79	1.73	1.67	1.61	1.44
	HEB 200	3.14	3.08	2.05	2.01	1.96	1.90	1.84	1.78	1.60
	HEB 220	3.43	3.38	2.46	2.42	2.37	2.31	2.25	2.19	1.96
	HEB 240	3.89	3.85	2.65	2.61	2.56	2.51	2.46	2.40	2.14
	HEB 260	4.29	4.25	2.88	2.84	2.80	2.75	2.70	2.65	2.36
850 (cm)	HEB 180	2.39	2.35	1.67	1.63	1.59	1.54	1.49	1.44	1.39
	HEB 200	2.74	2.70	1.80	1.77	1.73	1.69	1.65	1.60	1.55
	HEB 220	2.99	2.96	2.16	2.13	2.09	2.05	2.00	1.96	1.91
	HEB 240	3.41	3.37	2.33	2.30	2.26	2.23	2.19	2.14	2.10
	HEB 260	3.75	3.72	2.53	2.50	2.47	2.43	2.40	2.36	2.31
Longitud de los vanos	450 (cm)	500 (cm)	550 (cm)	600 (cm)	650 (cm)	700 (cm)	750 (cm)	800 (cm)	850 (cm)	
Carga de agotamiento	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
En todos los casos, la carga de agotamiento depende de la resistencia de la unión. Las columnas sombreadas corresponden a dos vanos iguales										

tabla 10.16. Vanos desiguales

IPE 400		UNIONES SEMI-RIGIDAS						ACERO S 275		
VANOS DESIGUALES		h = 300 cm								
Carga de agotamiento	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	
Longitud de los vanos	450 (cm)	500 (cm)	550 (cm)	600 (cm)	650 (cm)	700 (cm)	750 (cm)	800 (cm)	850 (cm)	
450 (cm)	HEB 180	11.13	9.20	7.64	6.37	5.37	4.55	3.90	3.36	2.92
	HEB 200	12.64	10.39	8.60	7.17	6.05	5.13	4.40	3.80	3.31
	HEB 220	13.96	11.40	9.40	8.23	6.57	5.57	4.77	4.13	3.59
	HEB 240	15.77	12.83	10.55	8.78	7.38	6.27	5.37	4.65	4.05
	HEB 260	17.37	14.07	11.55	9.59	8.05	6.84	5.87	5.08	4.44
500 (cm)	HEB 180	9.20	8.56	7.16	6.05	5.15	4.40	3.79	3.29	2.87
	HEB 200	10.39	9.68	8.12	6.87	5.83	4.98	4.29	3.72	3.25
	HEB 220	11.40	10.73	8.95	7.52	6.37	5.43	4.68	4.06	3.54
	HEB 240	12.83	12.18	10.12	8.50	7.19	6.13	5.28	4.58	4.01
	HEB 260	14.07	9.52	11.13	9.32	7.87	6.72	5.78	5.02	4.39
550 (cm)	HEB 180	7.64	7.16	6.66	5.97	4.90	4.23	3.67	3.20	2.80
	HEB 200	8.60	8.12	7.63	6.52	5.59	4.81	4.17	3.64	3.19
	HEB 220	9.40	8.95	8.48	7.20	6.15	5.28	4.57	3.98	3.49
	HEB 240	10.55	10.12	9.66	8.18	6.97	5.98	5.17	4.51	3.95
	HEB 260	11.55	11.13	10.68	9.02	7.66	6.58	5.68	4.94	4.34
600 (cm)	HEB 180	6.37	6.05	5.97	5.35	4.64	4.04	3.53	3.10	2.73
	HEB 200	7.17	6.87	6.52	6.17	5.34	4.63	4.04	3.54	3.12
	HEB 220	8.23	7.52	7.20	6.87	5.91	5.11	4.45	3.89	3.42
	HEB 240	8.78	8.50	8.18	7.85	6.74	5.82	5.05	4.42	3.89
	HEB 260	9.59	9.32	9.02	8.71	7.45	6.42	5.57	4.86	4.28
650 (cm)	HEB 180	5.37	5.15	4.90	4.64	4.38	3.85	3.39	2.82	2.65
	HEB 200	6.05	5.83	5.59	5.34	5.07	4.44	3.90	3.44	3.05
	HEB 220	6.57	6.37	6.15	5.91	5.66	4.93	4.31	3.79	3.35
	HEB 240	7.38	7.19	6.97	6.74	6.49	5.64	5.00	4.33	3.82
	HEB 260	8.05	7.87	7.66	7.45	7.21	6.25	5.45	4.90	4.21

700 (cm)	HEB 180	4.55	4.40	4.23	4.04	3.85	3.65	3.24	2.88	2.56
	HEB 200	5.13	4.98	4.81	4.63	4.44	4.24	3.75	3.32	2.96
	HEB 220	5.57	5.43	5.28	5.11	4.93	4.74	4.17	3.69	3.27
	HEB 240	6.27	6.13	5.98	5.82	5.64	5.46	4.79	4.22	3.74
	HEB 260	6.84	6.72	6.58	6.42	6.25	6.08	5.32	4.68	4.14
750 (cm)	HEB 180	3.90	3.79	3.67	3.53	3.39	3.24	3.08	2.76	2.47
	HEB 200	4.40	4.29	4.17	4.04	3.90	3.75	3.60	3.21	2.87
	HEB 220	4.77	4.68	4.57	4.45	4.31	4.17	4.03	3.58	3.18
	HEB 240	5.37	5.28	5.17	5.05	5.00	4.79	4.65	4.12	3.66
	HEB 260	5.87	5.78	5.68	5.57	5.45	5.32	5.18	4.57	4.06
800 (cm)	HEB 180	3.36	3.29	3.20	3.10	2.82	2.88	2.76	2.64	2.38
	HEB 200	3.80	3.72	3.64	3.54	3.44	3.32	3.21	3.09	2.78
	HEB 220	4.13	4.06	3.98	3.89	3.79	3.69	3.58	3.46	3.10
	HEB 240	4.65	4.58	4.51	4.42	4.33	4.22	4.12	4.00	3.58
	HEB 260	5.08	5.02	4.94	4.86	4.90	4.68	4.57	4.47	3.98
850 (cm)	HEB 180	2.92	2.87	2.80	2.73	2.65	2.56	2.47	2.38	2.28
	HEB 200	3.31	3.25	3.19	3.12	3.05	2.96	2.87	2.78	2.68
	HEB 220	3.59	3.54	3.49	3.42	3.35	3.27	3.18	3.10	3.01
	HEB 240	4.05	4.01	3.95	3.89	3.82	3.74	3.66	3.58	3.49
	HEB 260	4.44	4.39	4.34	4.28	4.21	4.14	4.06	3.98	3.90
Longitud de los vanos	450 (cm)	500 (cm)	550 (cm)	600 (cm)	650 (cm)	700 (cm)	750 (cm)	800 (cm)	850 (cm)	
Carga de agotamiento	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
En todos los casos, la carga de agotamiento depende de la resistencia de la unión. Las columnas sombreadas corresponden a dos vanos iguales										

CONCLUSION

La carga de agotamiento de las estructuras de vanos desiguales es mayor que la de los pórticos con dos vanos de luz igual a la mayor de los vanos desiguales. Por lo tanto, se pueden utilizar, quedando del lado de la seguridad, los resultados de las estructuras de vanos iguales.

10.6 EJEMPLO DE APLICACIÓN Nº 5

GEOMETRIA

Pórticos de cinco plantas de 3 metros de altura, de dos, tres, y cuatro vanos iguales con luces de 4.0; 4.5; 5.0; 5.5; 6.0; 6.5 y 7.0 metros, tal y como se muestra en la figura 10.29

BARRAS

Vigas: perfil IPE 300 de acero S 275

Soportes: Son perfiles de la serie HEB de acero S 275. Todos los soportes del pórtico son iguales, tal y como muestra la figura 10.29

UNIONES

El comportamiento de las uniones semi-rígidas se compara con el de las uniones rígidas de resistencia completa, siendo las propiedades de cada una de estas las siguientes:

Unión semi-rígida.

Estructuras de la figura 10.29:

El diseño de esta unión corresponde con la figura 10.9 b). Su comportamiento se ha modelizado según el diagrama $M-\Phi$ representado en la figura 10.18 de manera que el valor de la rigidez y la resistencia considerados son los recogidos en la tabla 10.6 correspondientes a $M_{Sd} > \frac{2}{3} M_{j,Rd}$

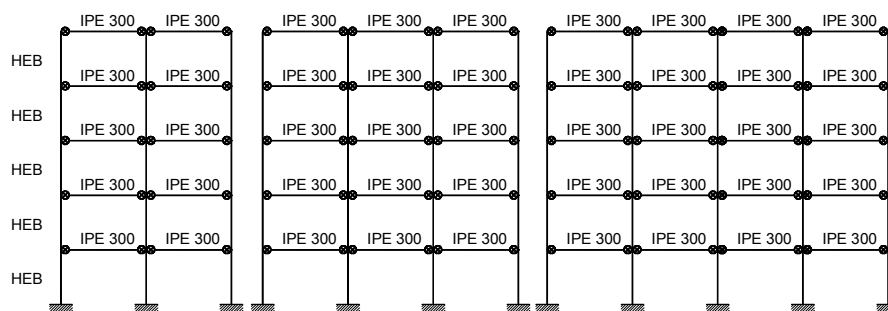


figura 10.29

Unión rígida de resistencia completa

Estructuras de la figura 10.30:

- La resistencia a flexión de la unión es igual al momento resistente plástico de la viga unida: $M_{j,Rd} = M_{pl,Rd}$. (ver tabla 10.3)
- La resistencia a cortante de la unión es igual al cortante de plastificación de la viga unida: $V_{j,Rd} = V_{pl,Rd}$
- El grado de rigidez de esta unión es igual a la unidad: $r = 1$

CALCULO

Se obtiene el valor de la carga máxima de cálculo uniformemente repartida sobre la viga q_d (T/m) que agota las estructuras calculadas. Se ha comprobado la resistencia a flexión de la viga y de la unión. Los soportes se comprueban a resistencia en flexocompresión y a pandeo. La flecha máxima se ha limitado a $L/500^1$, considerando que un 40% de la carga tiene carácter variable.

Una vez calculada la carga de agotamiento, se ha comprobado si la tensión en los soportes supera el 70% de f_{yw} , y en caso afirmativo, se ha reconsiderando la resistencia a flexión de la unión de acuerdo con la tabla 10.6 calculado de nuevo la carga de agotamiento.

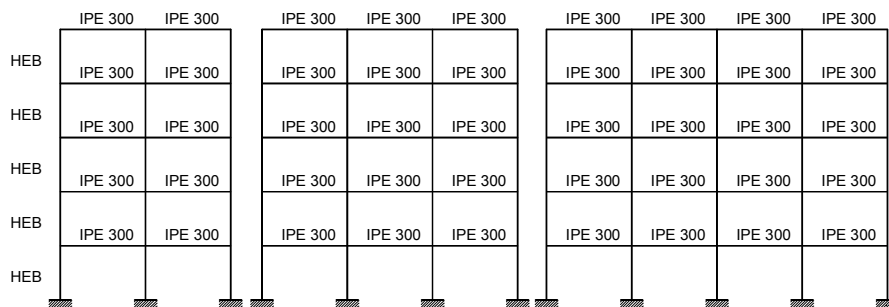


figura 10.30

¹ Estructura de edificación de varias plantas

La carga de agotamiento de las estructuras con uniones semi-rígidas depende de la resistencia de las uniones. En la tabla 10.18 se indica cual es la determinante para cada una de las estructuras analizadas, pudiéndose observar que es la B en pórticos de luces cortas y soportes pequeños (ver la figura 10.31) y la C para soportes y luces mayores.

En las estructuras de uniones rígidas de resistencia completa, es la resistencia del soporte a pandeo (grafiado con la letra S), o la de la viga a flexión en la sección de la unión con el soporte (indicado con V-letra unión), las que determinan la carga de agotamiento. En las tablas siguientes se recoge el valor de la carga uniformemente repartida de agotamiento (q_d) y la unión o elemento condicionante.

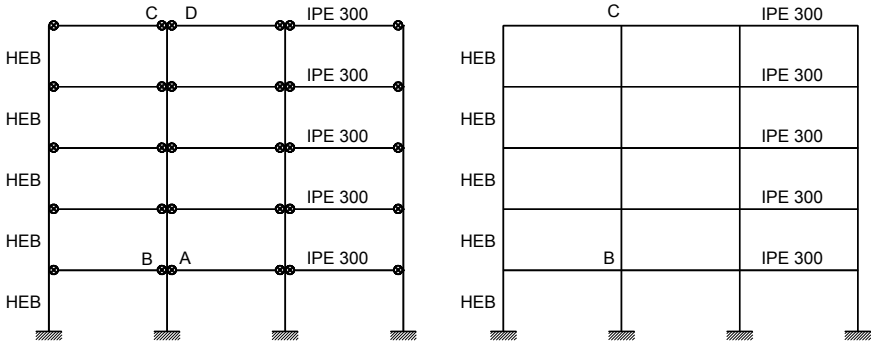


figura 10.31

tabla 10.17 Carga de agotamiento

IPE 300								ACERO S 275							
<i>h</i> = 300 cm	<i>L</i> = 400 cm		<i>L</i> = 450 cm		<i>L</i> = 500 cm		<i>L</i> = 550 cm		<i>L</i> = 600 cm		<i>L</i> = 650 cm		<i>L</i> = 700 cm		
Rigidez	$S_{j.ini} / 2$	∞	$S_{j.ini} / 2$	∞	$S_{j.ini} / 2$	∞	$S_{j.ini} / 2$	∞	$S_{j.ini} / 2$	∞	$S_{j.ini} / 2$	∞	$S_{j.ini} / 2$	∞	
2 VANOS	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	
HEB 160	5.88	5.62	4.62*	4.95	3.56*	4.43	2.82*	4.01	2.29*	3.68	1.88*	3.39	2.06	3.15	
HEB 180	6.89*	7.08	5.12*	6.24	3.96*	5.59	3.15*	5.07	2.55*	4.55	2.82	3.85	2.37	3.30	
HEB 200	7.86*	8.77	5.88*	7.73	4.57*	6.91	3.66*	5.62	2.97*	4.67	3.36	3.96	2.82	3.36	
HEB 220	8.56*	10.49	6.44*	8.78	5.01*	7.05	4.01*	5.74	4.54	4.78	3.76	4.05	3.17	3.49	
HEB 240	9.71*	11.40	7.13*	8.94	5.72*	7.17	6.00	5.85	4.90	4.88	4.07	4.14	3.44	3.56	
Rigidez	$S_{j.ini} / 2$	∞	$S_{j.ini} / 2$	∞	$S_{j.ini} / 2$	∞	$S_{j.ini} / 2$	∞	$S_{j.ini} / 2$	∞	$S_{j.ini} / 2$	∞	$S_{j.ini} / 2$	∞	
3 VANOS	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	
HEB 160	5.90	5.77	4.66*	5.11	3.59*	4.59	2.85*	4.17	2.32*	3.83	1.92*	3.53	2.11	3.28	
HEB 180	6.86*	7.21	5.14*	6.39	3.98*	5.74	3.17*	5.21	2.58*	4.76	2.86	3.93	2.40	3.46	
HEB 200	7.83*	8.89	5.90*	7.85	4.59*	7.05	3.67*	5.78	2.99*	4.82	3.38	4.08	2.85	3.51	
HEB 220	8.50*	10.56	6.44*	8.89	5.02*	7.16	4.02*	5.85	4.55	4.88	3.70	4.13	3.18	3.55	
HEB 240	9.61*	11.49	7.33*	9.00	5.74*	7.23	6.01	5.91	4.90	4.93	4.07	4.18	3.44	3.59	
Rigidez	$S_{j.ini} / 2$	∞	$S_{j.ini} / 2$	∞	$S_{j.ini} / 2$	∞	$S_{j.ini} / 2$	∞	$S_{j.ini} / 2$	∞	$S_{j.ini} / 2$	∞	$S_{j.ini} / 2$	∞	
4 VANOS	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	
HEB 160	5.91	5.77	4.66*	5.11	3.59*	4.58	2.85*	4.16	2.32*	3.81	1.91*	3.52	2.10	3.27	
HEB 180	6.86*	7.21	5.14*	6.38	3.98*	5.73	3.17*	5.20	2.57*	4.71	2.85	3.99	2.40	3.42	
HEB 200	7.83*	8.87	5.90*	7.85	4.59*	7.04	3.67*	5.74	2.98*	4.78	3.37	4.05	2.84	3.48	
HEB 220	8.49*	10.56	6.44*	8.88	5.02*	7.11	4.01*	5.81	4.53	4.84	3.76	4.10	3.17	3.53	
HEB 240	9.61*	11.48	7.32*	9.00	5.74*	7.18	5.98	5.87	4.88	4.90	4.05	4.15	3.43	3.57	

* La cursiva indica tensión en el soporte $\sigma_{com, Sd} > 0.7 f_{y,wc}$. Los valores en negrita corresponden con el agotamiento de la unión.

tabla 10.18. Uniones determinantes

IPE 300							ACERO S 275							
<i>h</i> = 300 cm	<i>L</i> = 400 cm		<i>L</i> = 450 cm		<i>L</i> = 500 cm		<i>L</i> = 550 cm		<i>L</i> = 600 cm		<i>L</i> = 650 cm		<i>L</i> = 700 cm	
Rigidez	$S_{j.ini} / 2$	∞	$S_{j.ini} / 2$	∞	$S_{j.ini} / 2$	∞	$S_{j.ini} / 2$	∞	$S_{j.ini} / 2$	∞	$S_{j.ini} / 2$	∞	$S_{j.ini} / 2$	∞
2 VANOS	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 160	B	S	B	S	B	S	B	S	B	S	C	S	C	S
HEB 180	B	S	B	S	B	S	B	S	C	V-C	C	V-C	C	V-C
HEB 200	B	S	B	S	B	V-C	B	V-C	C	V-C	C	V-C	C	V-C
HEB 220	B	S	B	V-B	B	V-C	B	V-C	C	V-C	C	V-C	C	V-C
HEB 240	B	V-B	B	V-B	B	V-C	B	V-C	C	V-C	C	V-C	C	V-C
Rigidez	$S_{j.ini} / 2$	∞	$S_{j.ini} / 2$	∞	$S_{j.ini} / 2$	∞	$S_{j.ini} / 2$	∞	$S_{j.ini} / 2$	∞	$S_{j.ini} / 2$	∞	$S_{j.ini} / 2$	∞
3 VANOS	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 160	A	S	B	S	B	S	B	S	B	S	C	S	C	S
HEB 180	A	S	B	S	B	S	B	S	B	V-C	C	V-C	C	V-C
HEB 200	A	S	B	S	B	V-B	B	V-C	C	V-C	C	V-C	C	V-C
HEB 220	A	S	B	V-B	B	V-C	B	V-C	C	V-C	C	V-C	C	V-C
HEB 240	A	V-B	B	V-B	B	V-C	C	V-C	C	V-C	C	V-C	C	V-C
Rigidez	$S_{j.ini} / 2$	∞	$S_{j.ini} / 2$	∞	$S_{j.ini} / 2$	∞	$S_{j.ini} / 2$	∞	$S_{j.ini} / 2$	∞	$S_{j.ini} / 2$	∞	$S_{j.ini} / 2$	∞
4 VANOS	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)
HEB 160	A	S	B	S	B	S	B	S	B	S	C	S	C	S
HEB 180	A	S	B	S	B	S	B	S	C	V-C	C	V-C	C	V-C
HEB 200	A	S	B	S	B	V-C	B	V-C	C	V-C	C	V-C	C	V-C
HEB 220	A	S	B	V-B	B	V-C	C	V-C	C	V-C	C	V-C	C	V-C
HEB 240	A	V-B	D	V-B	B	V-C	C	V-C	C	V-C	C	V-C	C	V-C

CONCLUSION

La carga de agotamiento es similar para las estructuras de dos, tres, y cuatro vanos, y del mismo orden de magnitud que la obtenida en los pórticos de una sola planta calculados en el ejemplo nº 3.

Para comparar los valores obtenidos en las estructuras con uniones semi-rígidas con los de las rígidas de resistencia completa, se han representado las líneas de carga, correspondientes a los pórticos de tres vanos, para cada longitud de viga, en la figura 10.32.

En estas gráficas se ve como para luces cortas, la carga de agotamiento es similar para los dos tipos de unión cuando se trata de soportes pequeños (HEB 160), y que a medida que aumenta la luz de la viga, la pendiente de las líneas de carga va disminuyendo, llegando a converger en el caso de soportes grandes (HEB 240).

El valor de esta carga está determinado por la resistencia de la unión en los pórticos con uniones semi-rígidas igual que en los casos anteriores, mientras que en los de nudos rígidos lo condiciona la resistencia de los soportes a pandeo en el primer caso, y la de la viga en la sección del empotramiento¹ en el segundo, tal y como se observa en la tabla 10.18.

¹ En valor máximo del momento solicitación se alcanza en el extremo de la viga, fallando ésta al tratarse de uniones de resistencia completa.

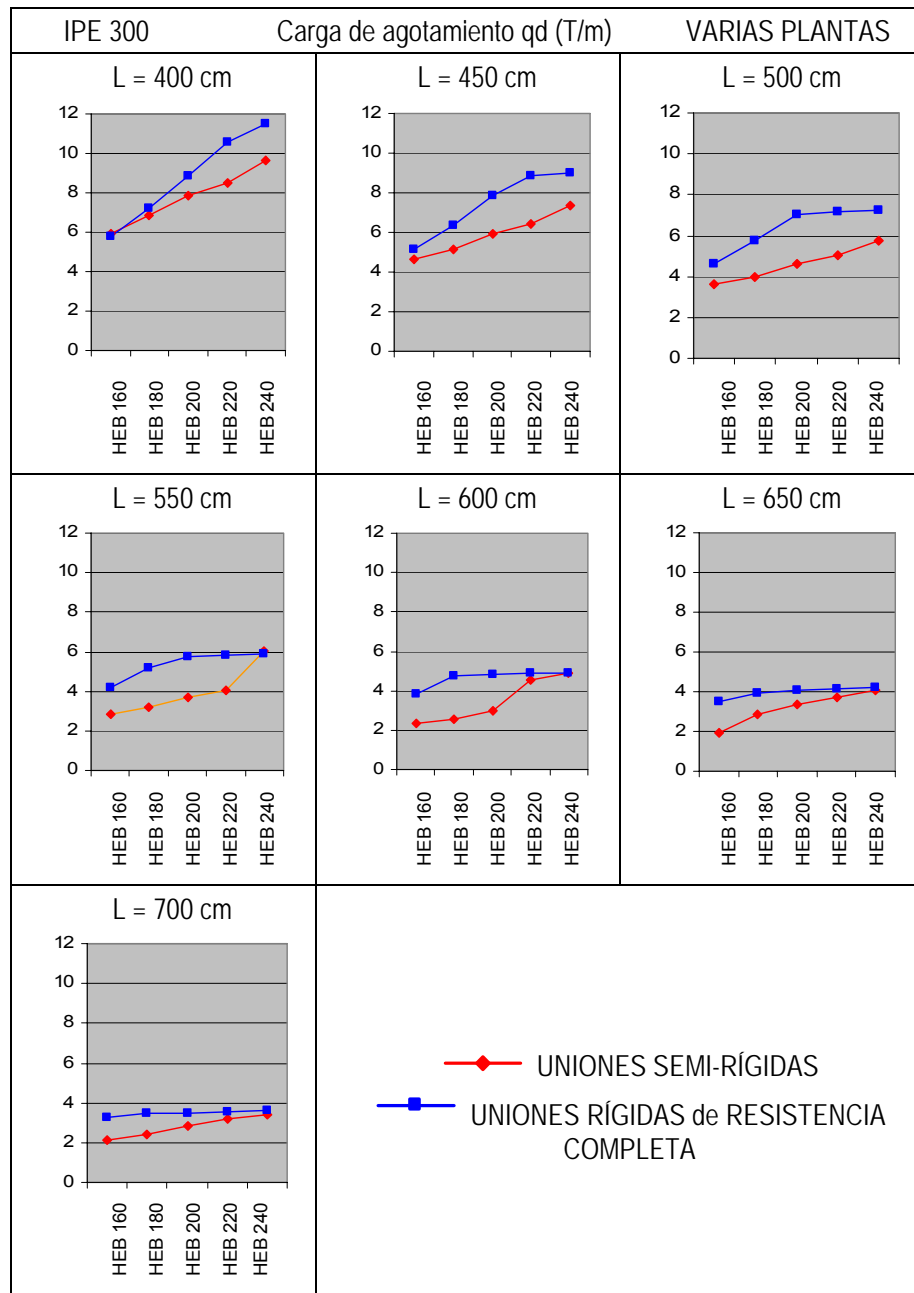


figura 10.32

10.6 EJEMPLO DE APLICACIÓN Nº 6

GEOMETRIA

Pórticos de cinco plantas de 3 metros de altura, de dos, tres, y cuatro vanos iguales con luces de 4.0; 4.5; 5.0; 5.5; 6.0; 6.5 y 7.0 metros.

BARRAS

Vigas: perfil IPE 300 de acero S 275

Soportes: Son perfiles de la serie HEB de acero S 275. La dimensión de los soportes va aumentando a medida que se acerca a la cimentación, tal y como se muestra en la figura 10.33

UNIONES

El comportamiento de las uniones semi-rígidas se compara con el de las uniones rígidas de resistencia completa, siendo las propiedades de cada una las mismas que en caso de aplicación nº 5

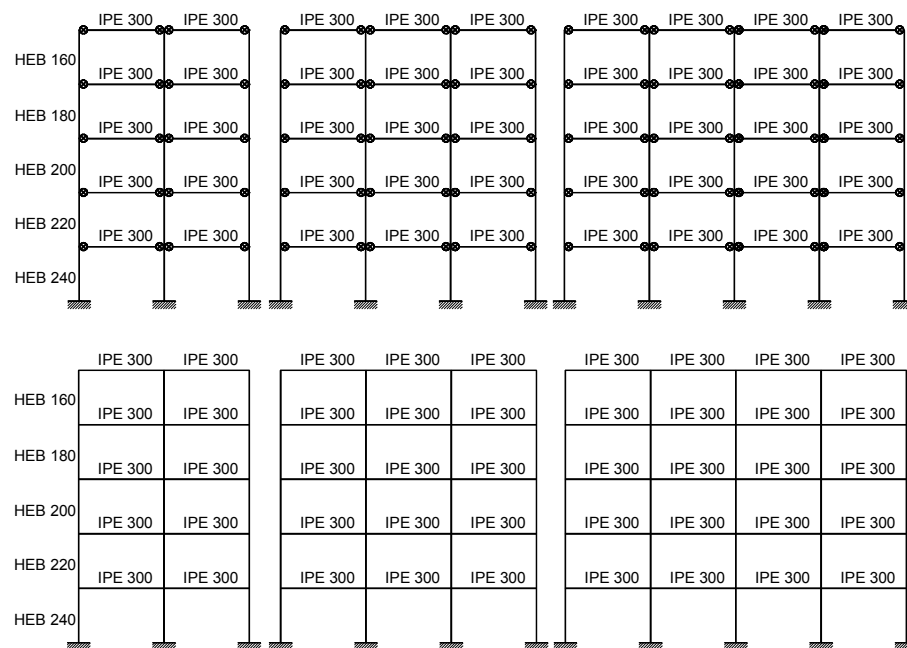


figura 10.33

CALCULO

Se obtiene el valor de la carga máxima de cálculo uniformemente repartida sobre la viga q_d (T/m) que agota las estructuras calculadas. Para ello se ha comprobado la resistencia a flexión de la viga y la resistencia de la unión¹.

Una vez calculada la carga de agotamiento, se ha comprobado en que casos la tensión en los soportes supera el 70% de f_{yw} , redefiniendo la resistencia a flexión de la unión de acuerdo con la tabla 10.6 y calculando de nuevo la carga de agotamiento.

Las uniones y secciones que determinan la carga de agotamiento se indican en la tabla 10.19 de acuerdo con la figura 10. 34.

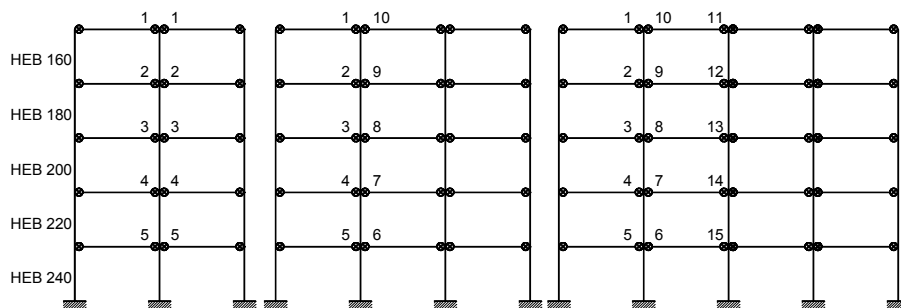


figura 10. 34

CONCLUSION

La carga de agotamiento es similar para las estructuras de dos, tres, y cuatro vanos.

Para poder comparar el comportamiento de las uniones semi-rígidas y rígidas de resistencia completa en una misma estructura, se han representado las líneas de carga para cada longitud de viga en la figura 10.35.

¹ Que en el caso de las uniones de resistencia completa coincide con la resistencia a flexión de la viga.

tabla 10.19. Carga de agotamiento

IPE 300								ACERO S 275							
<i>h</i> = 300 cm	<i>L</i> = 400 cm		<i>L</i> = 450 cm		<i>L</i> = 500 cm		<i>L</i> = 550 cm		<i>L</i> = 600 cm		<i>L</i> = 650 cm		<i>L</i> = 700 cm		
Rigidez	$S_{j.ini} / 2$	∞	$S_{j.ini} / 2$	∞	$S_{j.ini} / 2$	∞	$S_{j.ini} / 2$	∞	$S_{j.ini} / 2$	∞	$S_{j.ini} / 2$	∞	$S_{j.ini} / 2$	∞	
2 VANOS	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	
planta 5 HEB 160	8.41	10.39	6.09	7.92	4.62	6.28	3.63	5.12	2.93	4.27	2.42	3.63	2.03	3.12	
planta 4 HEB 180	10.05	12.00	7.32	9.08	5.58	7.17	4.40	5.84	3.55	4.86	2.93	4.12	2.47	3.54	
planta 3 HEB 200	11.42	12.05	8.41	9.18	6.46	7.27	5.12	5.93	4.16	4.94	3.45	4.19	2.91	3.60	
planta 2 HEB 220	8.51*	11.95	8.82	9.20	6.85	7.34	5.47	6.01	4.47	5.02	3.72	4.26	3.15	3.67	
planta 1 HEB 240	9.68*	11.36	7.30*	8.90	7.45	7.17	4.46	5.91	4.91	4.96	4.10	4.23	3.47	3.65	
Rigidez	$S_{j.ini} / 2$	∞	$S_{j.ini} / 2$	∞	$S_{j.ini} / 2$	∞	$S_{j.ini} / 2$	∞	$S_{j.ini} / 2$	∞	$S_{j.ini} / 2$	∞	$S_{j.ini} / 2$	∞	
3 VANOS	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	
planta 5 HEB 160	8.27	10.94	6.13	8.45	4.70	6.75	3.71	5.95	3.01	4.62	2.48	3.56	2.09	3.37	
planta 4 HEB 180	9.36	11.76	7.05	9.03	5.49	7.18	4.37	5.87	3.54	4.90	2.93	4.16	2.46	3.57	
planta 3 HEB 200	10.77	11.92	8.14	9.17	6.37	7.30	5.12	5.97	4.17	4.99	3.46	4.23	2.92	3.64	
planta 2 HEB 220	8.53*	11.84	9.01	9.17	7.06	7.33	5.67	6.01	4.62	5.03	3.84	4.28	3.25	3.73	
planta 1 HEB 240	9.61*	11.40	7.31*	8.96	7.46	7.22	5.99	5.95	4.91	5.00	4.10	4.26	3.48	3.67	
Rigidez	$S_{j.ini} / 2$	∞	$S_{j.ini} / 2$	∞	$S_{j.ini} / 2$	∞	$S_{j.ini} / 2$	∞	$S_{j.ini} / 2$	∞	$S_{j.ini} / 2$	∞	$S_{j.ini} / 2$	∞	
4 VANOS	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	q_d (T/m)	
planta 5 HEB 160	8.22	10.84	6.12	8.35	4.69	6.65	3.70	6.56	2.99	4.54	2.47	3.86	2.08	3.32	
planta 4 HEB 180	9.18	11.59	6.95	9.06	5.44	7.20	4.36	5.88	3.54	4.90	2.93	4.16	2.46	3.58	
planta 3 HEB 200	10.67	11.66	8.11	9.18	6.36	7.31	5.12	5.97	4.17	4.99	3.46	4.23	2.92	3.64	
planta 2 HEB 220	8.48*	11.69	8.97	9.17	7.04	7.33	5.66	6.01	4.62	5.03	3.84	4.27	3.25	3.68	
planta 1 HEB 240	9.61*	11.43	7.31*	8.95	7.46	7.22	5.99	5.95	4.91	5.00	4.10	4.26	3.48	3.67	

*Los valores en *cursiva* corresponden con tensiones en el soporte $\sigma_{com, Sd} > 0.7 f_{y,wc}$.

tabla 10.20. Uniones determinantes

IPE 300								ACERO S 275							
h = 300 cm	L = 400 cm		L = 450 cm		L = 500 cm		L = 550 cm		L = 600 cm		L = 650 cm		L = 700 cm		
Rigidez	$S_{j.ini} / 2$	∞	$S_{j.ini} / 2$	∞	$S_{j.ini} / 2$	∞	$S_{j.ini} / 2$	∞	$S_{j.ini} / 2$	∞	$S_{j.ini} / 2$	∞	$S_{j.ini} / 2$	∞	
2 VANOS	unión	sección	unión	sección	unión	sección	unión	sección	unión	sección	unión	sección	unión	sección	
planta 5 HEB 160	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
planta 4 HEB 180	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	
planta 3 HEB 200	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	
planta 2 HEB 220	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	
planta 1 HEB 240	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	
Rigidez	$S_{j.ini} / 2$	∞	$S_{j.ini} / 2$	∞	$S_{j.ini} / 2$	∞	$S_{j.ini} / 2$	∞	$S_{j.ini} / 2$	∞	$S_{j.ini} / 2$	∞	$S_{j.ini} / 2$	∞	
3 VANOS	unión	sección	unión	sección	unión	sección	unión	sección	unión	sección	unión	sección	unión	sección	
planta 5 HEB 160	10	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
planta 4 HEB 180	9	2	9	2	9	2	2	2	2	2	2	2	2	2	
planta 3 HEB 200	8	8	8	3	8	3	8	3	3	3	3	3	3	3	
planta 2 HEB 220	7	7	7	4	7	4	7	4	4	4	4	4	4	4	
planta 1 HEB 240	6	5	5	5	5	5	6	5	5	5	5	5	5	5	
Rigidez	$S_{j.ini} / 2$	∞	$S_{j.ini} / 2$	∞	$S_{j.ini} / 2$	∞	$S_{j.ini} / 2$	∞	$S_{j.ini} / 2$	∞	$S_{j.ini} / 2$	∞	$S_{j.ini} / 2$	∞	
4 VANOS	unión	sección	unión	sección	unión	sección	unión	sección	unión	sección	unión	sección	unión	sección	
planta 5 HEB 160	11	1	1	1	1	1	1	1	11	1	11	1	11	1	
planta 4 HEB 180	12	12	12	2	12	2	12	2	12	2	12	2	12	2	
planta 3 HEB 200	13	13	13	3	13	3	13	3	13	3	13	3	13	3	
planta 2 HEB 220	14	14	14	4	14	4	4	4	14	4	14	4	14	4	
planta 1 HEB 240	15	5	5	5	5	5	5	5	15	5	15	5	15	5	

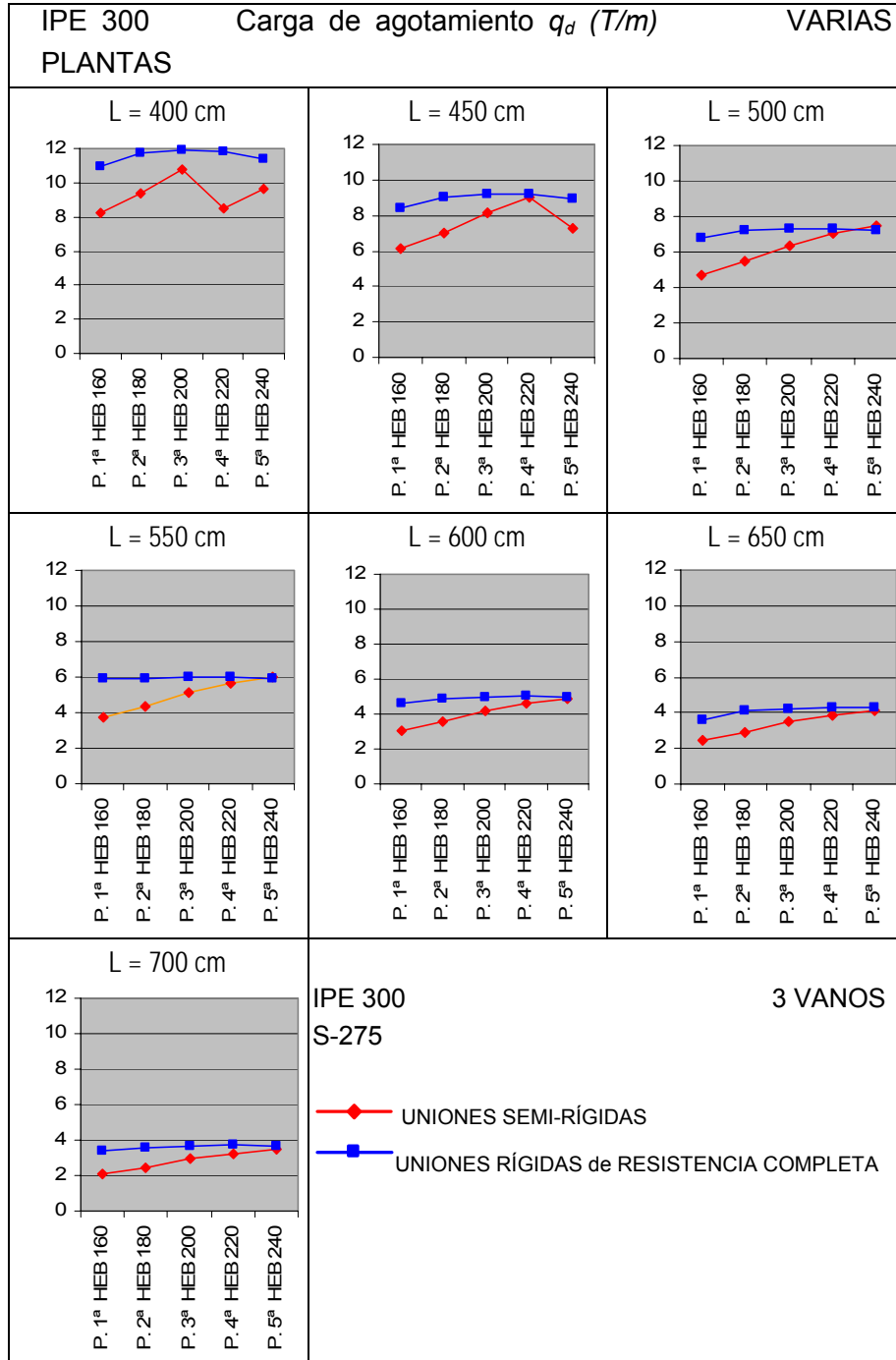


figura 10.35

En estas gráficas se puede ver como a medida que aumenta la luz de la viga y la rigidez del soporte las líneas de carga tienden a converger.

10.8 EJEMPLO DE APLICACION nº 7

En este ejemplo se compara el comportamiento de las uniones articuladas, semi-rígidas y rigidizadas, tanto de resistencia parcial como completa, de los pórticos de tres vanos y una sola planta calculados en el ejemplo nº 3, los de tres vanos y cinco plantas en los que se utiliza el mismo perfil HEB para dimensionar todos los soportes (ejemplo nº 5) y los de cinco plantas y tres vanos iguales, donde el perfil HEB utilizado para dimensionar todos los soportes, aumenta a medida que se acerca a la cimentación (ejemplo nº 6)

El esquema y dimensionado de las barras de los tres tipos de estructuras se puede ver en la figura 10.36 (todas las vigas son perfiles IPE 300)

Las gráficas que representan el comportamiento de las uniones articuladas, semi-rígidas y rígidas de resistencia parcial o completa de los pórticos de una planta y tres vanos iguales se reproducen de nuevo¹ en la figura 10.37, con objeto de compararlas con las de la figura 10.38 (varias plantas con soportes iguales).

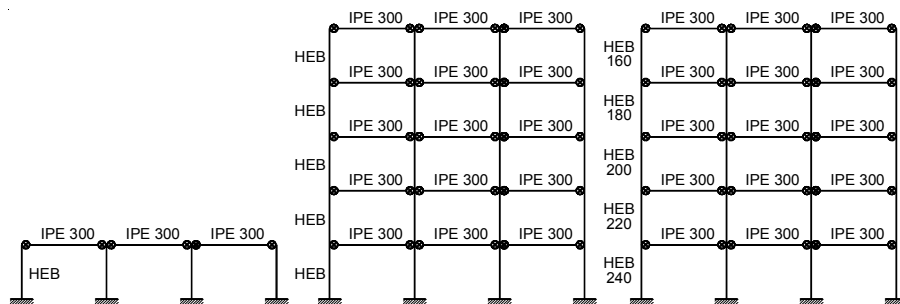


figura 10.36

¹ Las gráficas de la figura 10.37 se representaron en la figura 10.21 (ejemplo nº 3)

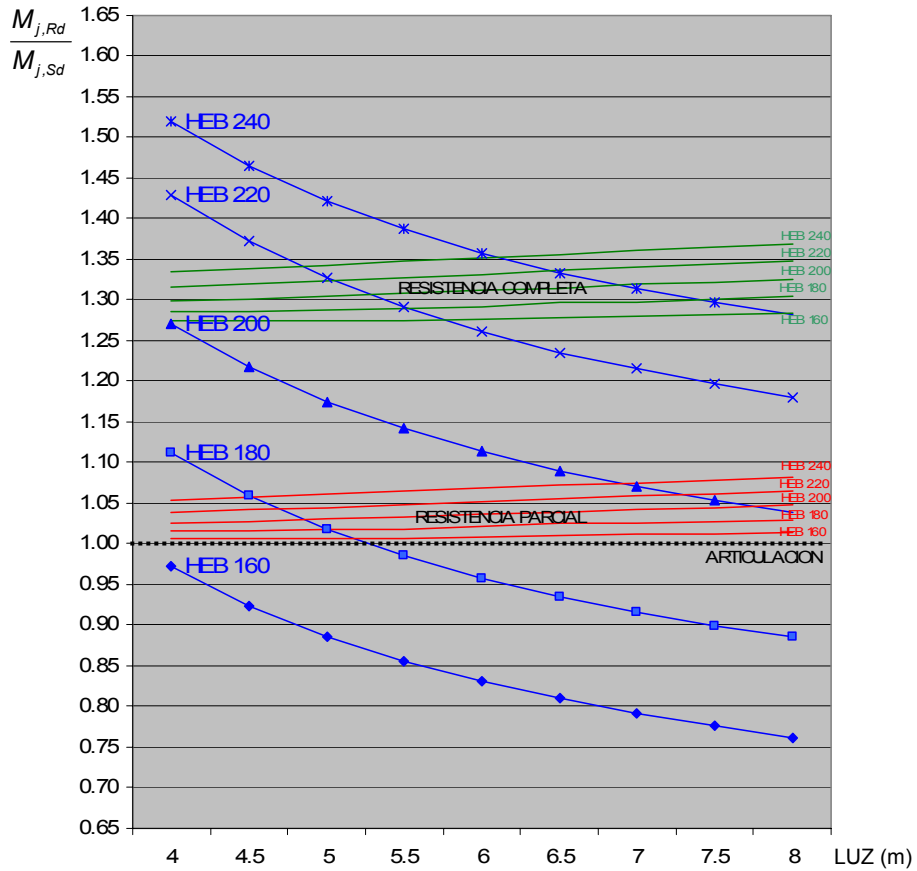


figura 10.37

Se aprecia, en este segundo caso, que el comportamiento de las uniones mejora respecto al de la figura 10.37.

De igual modo, se representan las gráficas correspondientes a los pórticos del ejemplo de aplicación nº 6, observándose de nuevo, que son uniones más eficaces que las del pórtico de una sola planta.

IPE 300

PORTICOS DE TRES VANOS

$S_{j,ini} / 2$

VARIAS PLANTAS. SOPORTES IGUALES

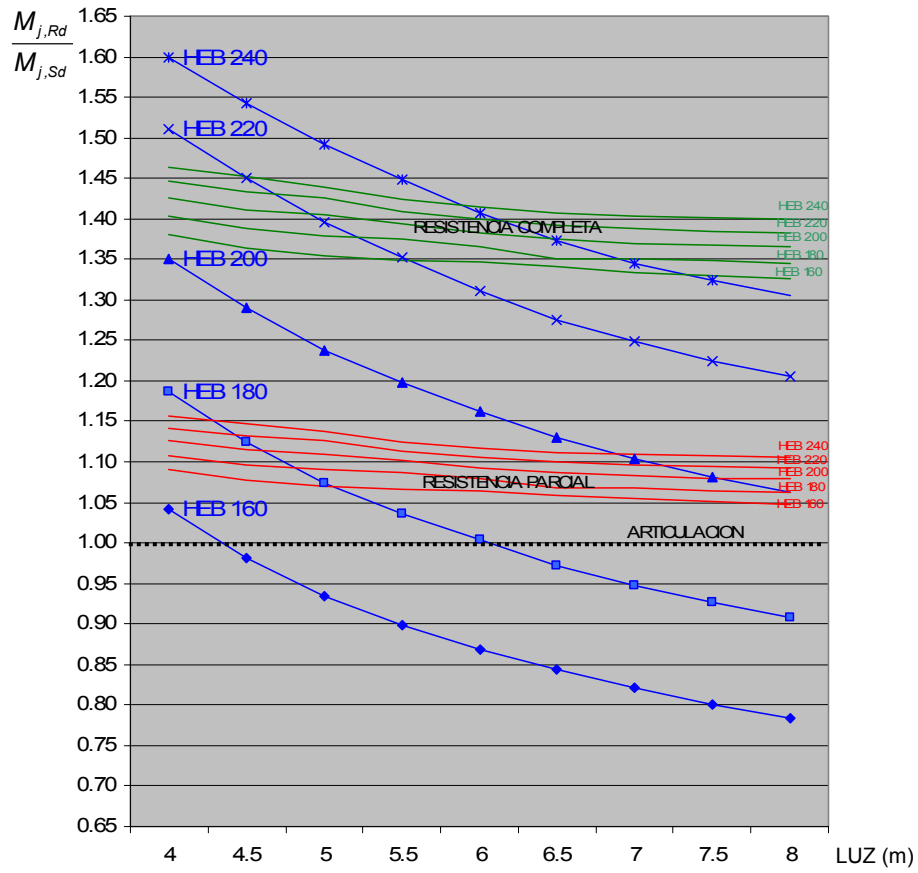


figura 10.38

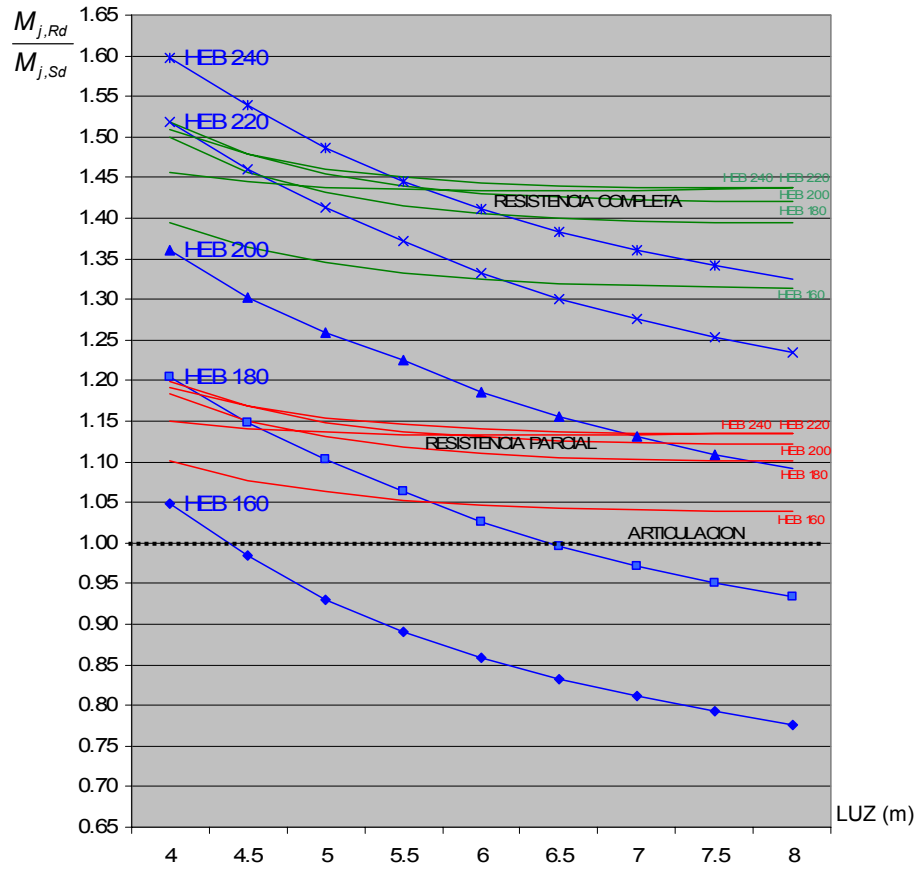


figura 10.39

Es posible, por tanto, utilizar los resultados obtenidos en el ejemplo nº 3 en pórticos de tres vanos y una planta como referencia para pórticos de mayor número de alturas.

SEGUNDA PARTE

A continuación se analizan una serie de estructuras de edificación diseñadas con uniones semi-rígidas, de las que se ha demostrado, en diversos artículos de investigación sus ventajas económicas respecto a las rígidas.

El procedimiento a seguir en cada uno de los siguientes ejemplos es:

1. Dada la geometría y esquema de cargas del pórtico, por parte de los autores del estudio, se procede al cálculo de las solicitaciones y dimensionado de las barras adoptando para las uniones un comportamiento rígido de resistencia completa.

2. Una vez de ha ajustado el dimensionado, manteniendo las secciones de las barras, se tiene en cuenta la ausencia de rigidizadores en las uniones viga-soporte, lo que supone considerar para las mismas un comportamiento semi-rígido: grado de rigidez calculado en el capítulo 9.

3. Se obtienen de nuevo las solicitaciones y movimientos comprobando el dimensionado de las barras y la resistencia de las uniones ($M_{j,Rd}$ se obtiene de las tablas del capítulo 7) ajustando de nuevo el dimensionado si hiciera falta.

Si las uniones consideradas "no cumplen", es posible rediseñarlas adoptando una solución atornillada con chapa frontal extendida, de la que es posible conseguir menor rigidez (y por tanto menor sollicitación) y mayor resistencia, tal y como se vio en el capítulo 8.

4. Se calcula la tensión en el alma de los soportes para comprobar que no supera el 70% de f_y . En caso contrario, el $M_{j,Rd}$ a considerar para la unión será menor. Su valor se presenta en la última columna de las tablas del capítulo 7.

5. Finalizado el dimensionado del pórtico diseñando las uniones como semi-rígidas, se calcula la estructura de nuevo considerando las vigas biarticuladas. La finalidad de este nuevo cálculo es comprobar que el dimensionado de la solución articulada no es menor que la semi-rígida, ya que si así fuera, no tendría sentido, garantizada la estabilidad y resistencia de la estructura, complicar la ejecución de las uniones elevando su coste.

5. Por último se calculan los kilos de acero dispuestos en cada una de las soluciones, determinando que los costes de ejecución de las uniones no deberán superar las diferencias de peso de las estructuras para poder considerar los tres modelos de unión igual de económicos.

Se adopta este criterio de valoración de los costes de ejecución por ser totalmente objetivo, siendo válido para cualquier zona geográfica en que se diseñe la estructura sin depender de las estimaciones que pueda hacer el fabricante.

10.9 EJEMPLO DE APLICACION nº 8

En 1993 D. Anderson¹, A. Colson y J.P. Jaspart diseñan una estructura de tres vanos y cuatro plantas con articulaciones en los extremos de viga en un caso y con uniones semi-rígidas en otro. (Los diseños de las uniones se pueden ver en el epígrafe 1.3.5).

Las cargas y coeficientes de mayoración utilizados se recogen en la tabla 10.21.

Tras el análisis de la estructura, el dimensionado adoptado por los autores para las vigas biarticuladas se muestra en la figura 10.40 y el de las vigas con uniones semi-rígidas en la figura 10.41, concluyendo que el uso de estas últimas supone un ahorro del 10% del coste de material.

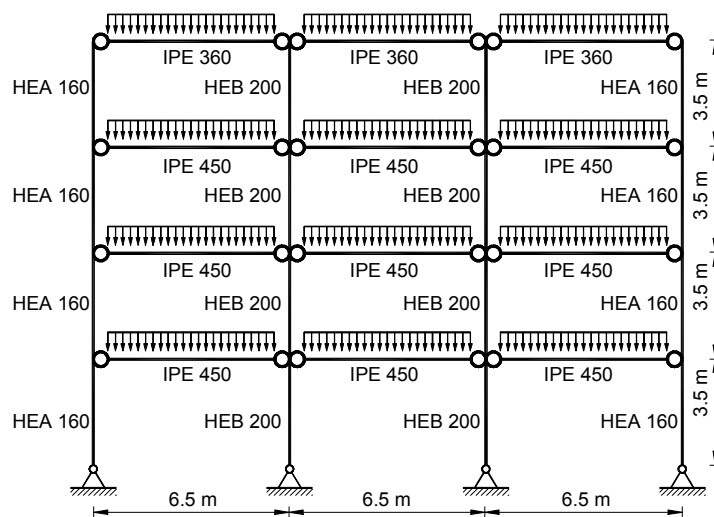


figura 10.40

¹ Anderson D., Colson A., Jaspart J.P. "Connections and Frame Design for Economy" New Steel Construction, 1993

Anderson D., Colson A., Jaspart J.P.		Cargas y criterios de dimensionado	
	Cargas		Flecha máxima
	Permanentes	Variables	
Forjado	30 kN/m	18 kN/m	L/350
Cubierta	20 kN/m	6 kN/m	L/250
Coeficientes de ponderación	1,35	1,5	

tabla 10.21

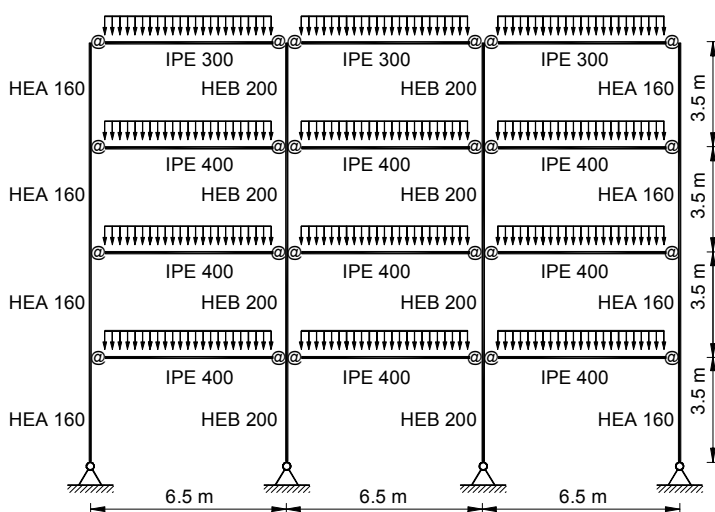


figura 10.41

En este ejemplo de aplicación, se va a adoptar la misma geometría, cargas y coeficientes de mayoración que en el ejemplo de Anderson, adoptando para los nudos semi-rígidos las propiedades calculadas en el capítulo 7.

Las variaciones respecto de la estructura original son:

- La calidad del acero: Se utiliza acero S 275 en lugar de S 235
- La sección de los soportes externos: Se dimensionan con perfiles HEB de ancho suficiente para poder contener la viga.

- La limitación de flecha: La flecha máxima se limita a $L/500$ para todos los forjados.
- Las combinaciones de hipótesis de carga adoptadas corresponden a las del estudio analizado y se recogen en la tabla 10.22

Estados Límite Últimos			
	Cargas permanentes	Variables vanos pares	Variables vanos impares
C1	1.35	1.5	1.5
C2	1.35	1.5	0
C3	1.35	0	1.5
Estados Límite de Servicio			
	Cargas permanentes	Variables vanos pares	Variables vanos impares
C1	1	1	1
C2	1	1	0
C3	1	0	1

tabla 10.22

10.9.1 Cálculo de la estructura con nudos articulados.

Se calcula la estructura propuesta con uniones articuladas, considerando las secciones grafiadas en la figura 10.42.

Se realizan las comprobaciones de vigas y soportes a resistencia y pandeo: Todos los perfiles cumplen.

Se realiza la comprobación de deformación de las vigas. En la tabla 10.23 se muestra la flecha obtenida, superando todas las vigas la flecha admisible considerada, igual a $L/500$.

Se redimensionan las vigas, mostrándose los perfiles adoptados en la tabla 10.24 junto con la flecha máxima.

El peso total de la estructura con vigas biarticuladas se calcula en la tabla 10.25.

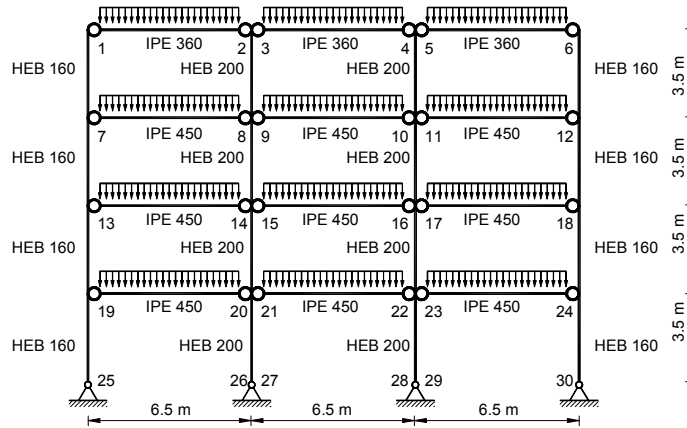


figura 10.42

ESTRUCTURA CON VIGAS BIARTICULADAS					
Viga	Perfil	Flecha(cm)	Relación luz	combinación	Cumple
1-2; 5-6	IPE 330	2,4274	$L/268$	C1	No
3-4	IPE 330	2,4274	$L/268$	C1	No
7-8; 11-12	IPE 450	1,5634	$L/416$	C1	No
9-10	IPE 450	1,5634	$L/416$	C1	No
13-14; 17-18	IPE 450	1,5634	$L/416$	C1	No
15-16	IPE 450	1,5634	$L/416$	C1	No
19-20; 23-24	IPE 450	1,5634	$L/416$	C1	No
21-22	IPE 450	1,5634	$L/416$	C1	No

tabla 10.23

ESTRUCTURA CON VIGAS BIARTICULADAS					
Viga	Perfil	Flecha(c m)	Relación luz	combinac ión	Cumple
1-2; 5-6	IPE 400	1,0951	L/594	C1	Si
3-4	IPE 400	1,0951	L/594	C1	Si
7-8; 11-12	IPE 500	1,2348	L/526	C1	Si
9-10	IPE 500	1,2348	L/526	C1	Si
13-14; 17-18	IPE 500	1,2348	L/526	C1	Si
15-16	IPE 500	1,2348	L/526	C1	Si
19-20; 23-24	IPE 500	1,2348	L/526	C1	Si
21-22	IPE 500	1,2348	L/526	C1	Si

tabla 10.24. Comprobación de flecha vigas biarticuladas

ESTRUCTURA CON VIGAS BIARTICULADAS					
Viga	Perfil	Peso kg/m	longitud (m)	peso (kg)	
1-2; 5-6	IPE 400	66,3	6,5	430,95	kg
3-4	IPE 400	66,3	6,5	861,9	kg
7-8; 11-12	IPE 500	90,7	6,5	1179,1	kg
9-10	IPE 500	90,7	6,5	589,55	kg
13-14; 17-18	IPE 500	90,7	6,5	1179,1	kg
15-16	IPE 500	90,7	6,5	589,55	kg
19-20; 23-24	IPE 500	90,7	6,5	1179,1	kg
21-22	IPE 500	90,7	6,5	589,55	kg
				6598,8	kg

Soporte	Perfil	Peso kg/m	longitud (m)	peso (kg)	
1-7-13-19-26	HEB 160	42,6	3,5	149,1	kg
6-12-18-24	HEB 160	42,6	3,5	149,1	kg
2-8-14-20-27	HEB 200	61,3	3,5	214,55	kg
4-10-16-22	HEB 200	61,3	3,5	214,55	kg
				727,3	kg

Vigas + soportes					
TOTAL				7326,1	kg

tabla 10.25. Peso de la estructura articulada

10.9.2 Cálculo de la estructura con nudos semi-rígidos

Se calcula la estructura con uniones semi-rígidas considerando las secciones de la figura 10.43. Se ha aumentado la sección de los soportes externos para poder soldar las vigas, dimensionadas con un perfil IPE 400, al ala del soporte.

Teniendo en cuenta la rigidez de las uniones calculadas en el séptimo capítulo, se adopta el valor correspondiente al cálculo plástico ($S_{j,ini}/2$).

El valor del grado de rigidez se obtiene en las gráficas del capítulo 9.

El diagrama de momentos flectores correspondiente a la combinación C1, se muestra en la figura 10.44.

El momento solicitación en las uniones, junto con la rigidez adoptada, el grado de rigidez r , y el momento resistente de las mismas se puede ver en la tabla 10.26. En esta misma tabla se observa que las uniones interiores no cumplen a resistencia.

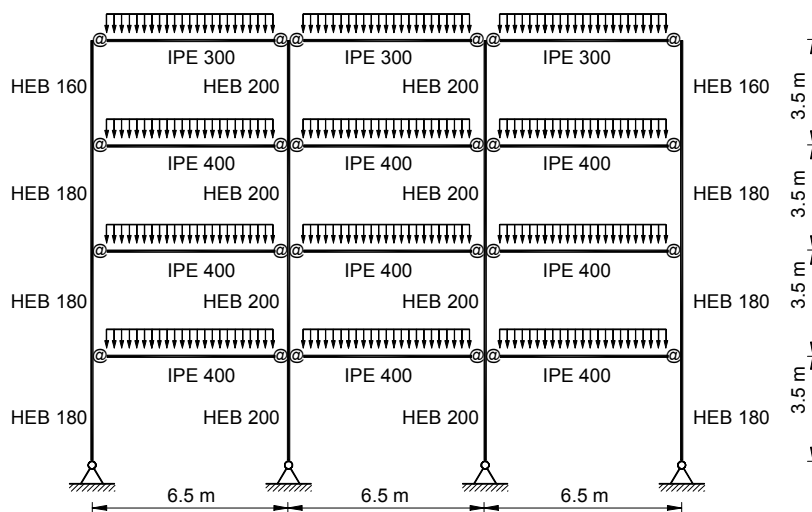


figura 10.43

Se redimensionan las secciones con el objeto de aumentar la resistencia de las uniones y disminuir la rigidez de las mismas, de modo que no se incremente el momento que solicita a la unión.

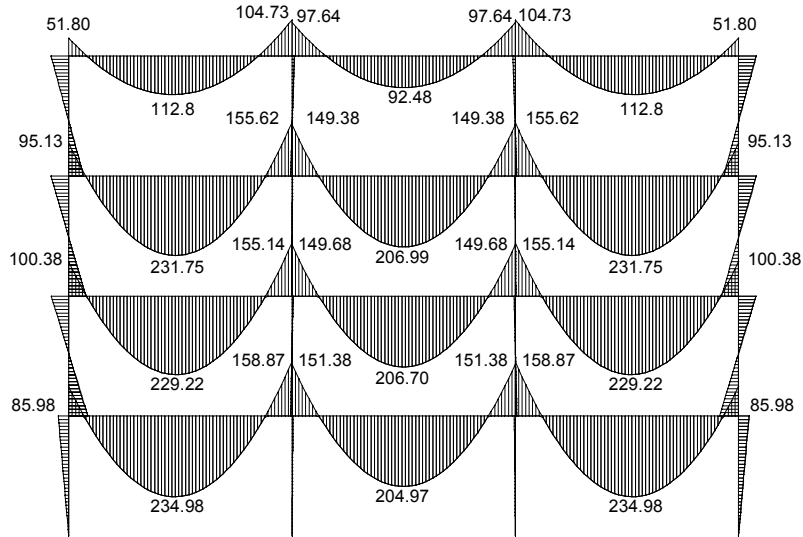


figura 10.44

ESTRUCTURA CON UNIONES SEMI-RIGIDAS							
Nudo	Viga	Soporte	$\frac{1}{2} S_{j,ini}$ KNm/rad	$M_{j,Rd}$ KNm	r	$M_{j,Sd}$ KNm	Cumple
1, 6	IPE 300	HEB 160	13338	66,29	0,622	51,8	Ok
2, 5	IPE 300	HEB 200	16619	93,38	0,672	104,73	No
3, 4	IPE 300	HEB 200	16619	93,38	0,672	97,64	No
7, 12	IPE 400	HEB 180	21285	101,87	0,487	95,13	Ok
8, 11	IPE 400	HEB 200	25019	124,76	0,527	155,62	No
9, 10	IPE 400	HEB 200	25019	124,76	0,527	149,38	No
13, 18	IPE 400	HEB 180	21285	101,87	0,487	100,38	Ok
14, 17	IPE 400	HEB 200	25019	124,76	0,527	155,14	No
15, 16	IPE 400	HEB 200	25019	124,76	0,527	149,68	No
19,24	IPE 400	HEB 180	21285	101,87	0,487	85,98	Ok
20,23	IPE 400	HEB 200	25019	124,76	0,527	158,87	No
21,22	IPE 400	HEB 200	25019	124,76	0,527	151,38	No

tabla 10.26. Resistencia de las uniones semi-rígidas

Se aumenta el perfil de las vigas, y se diseñan todos los soportes con un HEB 200. Los nuevos diagramas de flectores, así como las comprobaciones de los nudos se muestran en la figura 10.45 y en la tabla 10.27 respectivamente.

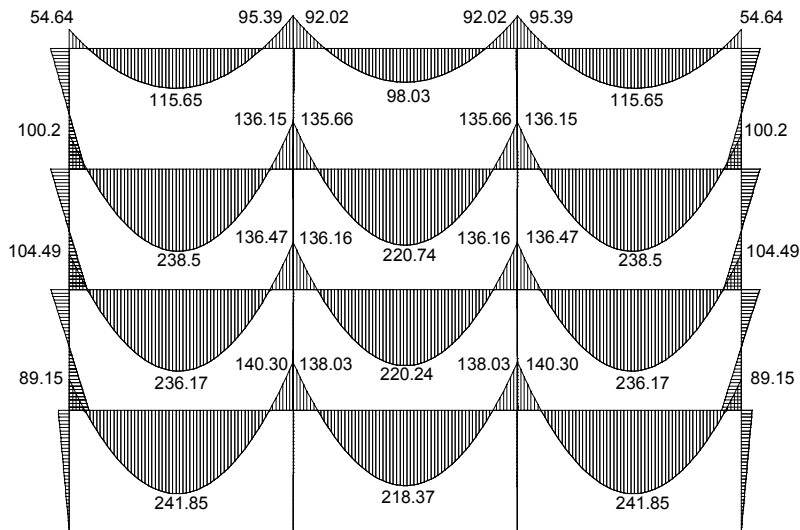


figura 10.45

ESTRUCTURA CON UNIONES SEMI-RIGIDAS							
Nudo	Viga	Soporte	$\frac{1}{2} S_{j,ini}$ KNm/rad	$M_{j,Rd}$ KNm	r	$M_{j,Sd}$ KNm	Cumple
1, 6	IPE 330	HEB 180	16301	83,94	0,588	54,64	Ok
2, 5	IPE 330	HEB 200	19061	102,81	0,626	95,39	Ok
3, 4	IPE 330	HEB 200	19061	102,81	0,626	92,02	Ok
7, 12	IPE 450	HEB 200	29380	140,55	0,473	100,2	Ok
8, 11	IPE 450	HEB 200	29380	140,55	0,473	136,15	Ok
9, 10	IPE 450	HEB 200	29380	140,55	0,473	135,66	Ok
13, 18	IPE 450	HEB 200	29380	140,55	0,473	104,49	Ok
14, 17	IPE 450	HEB 200	29380	140,55	0,473	136,47	Ok
15, 16	IPE 450	HEB 200	29380	140,55	0,473	136,16	Ok
19,24	IPE 450	HEB 200	29380	140,55	0,473	89,15	Ok
20,23	IPE 450	HEB 200	29380	140,55	0,473	140,30	Ok
21,22	IPE 450	HEB 200	29380	140,55	0,473	138,08	Ok

tabla 10.27. Resistencia de las uniones semi-rígidas

La flecha de las vigas y el peso de la estructura se calculan en la tabla 10.28 y la tabla 10.29

ESTRUCTURA CON UNIONES SEMI-RIGIDAS					
Viga	Perfil	Flecha(cm)	Relación luz	combinación	Cumple
1-2; 5-6	IPE 330	1,3566	L/479	C3	No
3-4	IPE 330	1.1191	L/581	C2	Ok
7-8; 11-12	IPE 450	1,0024	L/648	C2	Ok
9-10	IPE 450	0,9366	L/694	C3	Ok
13-14; 17-18	IPE 450	0,9925	L/655	C3	Ok
15-16	IPE 450	0,9328	L/697	C2	Ok
19-20; 23-24	IPE 450	1,0103	L/643	C3	Ok
21-22	IPE 450				Ok

tabla 10.28. Flecha en las vigas semi-rígidas

ESTRUCTURA CON UNIONES SEMI-RIGIDAS				
Viga	Perfil	Peso kg/m	longitud (m)	peso (kg)
1-2; 5-6	IPE 330	49,1	6,5	638,3 kg
3-4	IPE 330	49,1	6,5	319,15 kg
7-8; 11-12	IPE 450	77,6	6,5	1008,8 kg
9-10	IPE 450	77,6	6,5	504,4 kg
13-14; 17-18	IPE 450	77,6	6,5	1008,8 kg
15-16	IPE 450	77,6	6,5	504,4 kg
19-20; 23-24	IPE 450	77,6	6,5	1008,8 kg
21-22	IPE 450	77,6	6,5	504,4 kg
				5497,05 kg

Soporte	Perfil	Peso kg/m	longitud (m)	peso (kg)
1-7-13-19-26	HEB 200	61,3	3,5	214,55 kg
6-12-18-24	HEB 200	61,3	3,5	214,55 kg
2-8-14-20-27	HEB 200	61,3	3,5	214,55 kg
4-10-16-22	HEB 200	61,3	3,5	214,55 kg
				858,2 kg

Vigas + soportes				
TOTAL				6355,25 kg

tabla 10.29. Peso de la estructura semi-rígida

10.9.3 Cálculo de la estructura con nudos rígidos

Se calcula la estructura de nuevo, con el predimensionado indicado en la figura 10.46, considerando que las uniones son rígidas (grado de rigidez igual a la unidad).

El diagrama de flectores correspondiente a la combinación C1, se muestra en la figura 10.47

Si se considera que las uniones están rigidizadas pero son de resistencia parcial (soldadura en ángulo, cuyo espesor de garganta viene condicionado por el espesor de las chapas a unir), se observa en la tabla 10.30 que las uniones entre las vigas del primer y tercer vano con los soportes internos se agotan a flexión.

Es necesario diseñar esas uniones como rígidas de resistencia completa, esto es, soldadura a tope de penetración completa con preparación de bordes. Los resultados para este último tipo de unión se recogen en la tabla 10.31.

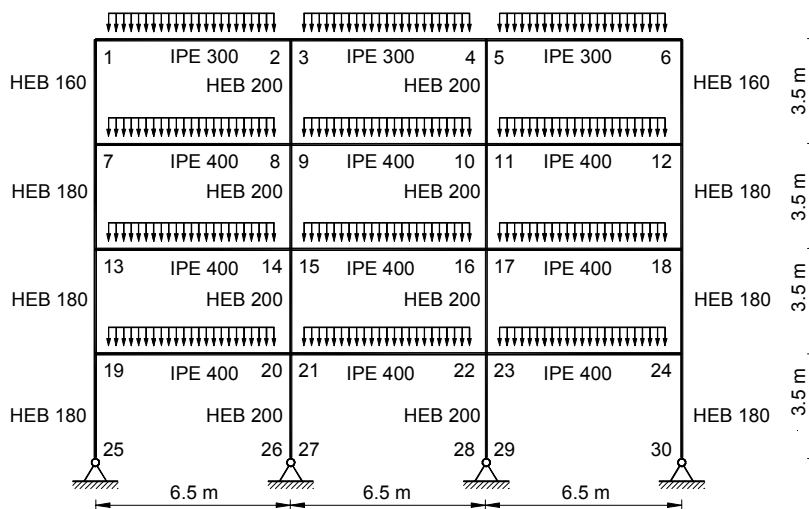


figura 10.46

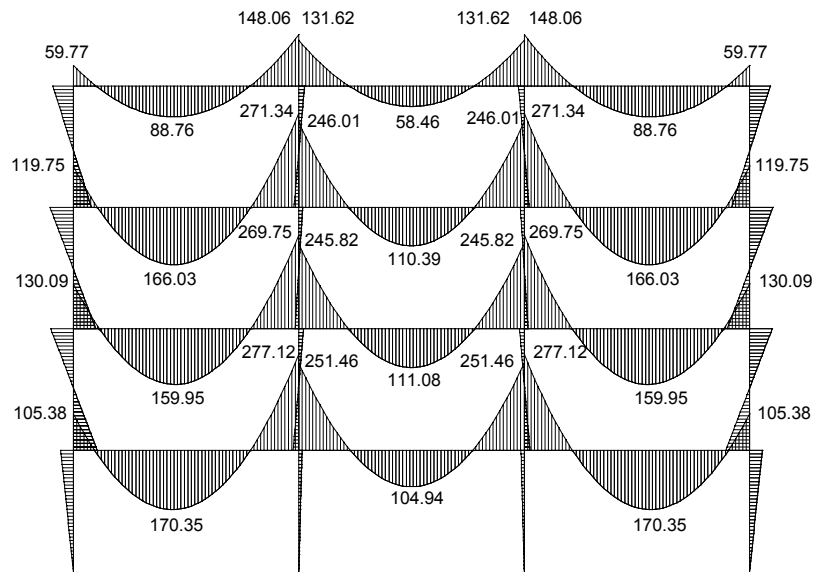


figura 10.47

ESTRUCTURA CON UNIONES RIGIDAS						
Nudo	Viga	Soporte	$M_{i,Rd}$ KNm	r	$M_{i,Sd}$ KNm	Cumple
1, 6	IPE 300	HEB 160	124	1	59.77	Ok
2, 5	IPE 300	HEB 200	124	1	148.06	No
3, 4	IPE 300	HEB 200	124	1	131.62	No
7, 12	IPE 400	HEB 180	251	1	119.75	Ok
8, 11	IPE 400	HEB 200	251	1	271,34	No
9, 10	IPE 400	HEB 200	251	1	246,01	Ok
13, 18	IPE 400	HEB 180	251	1	130,09	Ok
14, 17	IPE 400	HEB 200	251	1	269,75	No
15, 16	IPE 400	HEB 200	251	1	245,82	No
19,24	IPE 400	HEB 180	251	1	105,38	Ok
20,23	IPE 400	HEB 200	251	1	277,12	No
21,22	IPE 400	HEB 200	251	1	251,46	No

tabla 10.30. Nudos rígidos de resistencia parcial

La flecha de las vigas con uniones rígidas, así como el peso de la estructura se calculan en tabla 10.32 y tabla 10.33 respectivamente.

Los pesos finales, así como los máximos costes admisibles de ejecución de las uniones rígidas y semi-rígidas (los que garantizan que en cualquier caso esta estructura será igual o más económica que la de nudos articulados) se calculan en la tabla 10.34.

ESTRUCTURA CON UNIONES RIGIDAS						
Nudo	Viga	Soporte	$M_{j,Rd}$ KNm	r	$M_{j,Sd}$ KNm	Cumple
1, 6	IPE 300	HEB 160	157	1	59.77	Ok
2, 5	IPE 300	HEB 200	157	1	148.06	Ok
3, 4	IPE 300	HEB 200	157	1	131.62	Ok
7, 12	IPE 400	HEB 180	327	1	119.75	Ok
8, 11	IPE 400	HEB 200	327	1	271,34	Ok
9, 10	IPE 400	HEB 200	327	1	246,01	Ok
13, 18	IPE 400	HEB 180	327	1	130,09	Ok
14, 17	IPE 400	HEB 200	327	1	269,75	Ok
15, 16	IPE 400	HEB 200	327	1	245,82	Ok
19,24	IPE 400	HEB 180	327	1	105,38	Ok
20,23	IPE 400	HEB 200	327	1	277,12	Ok
21,22	IPE 400	HEB 200	327	1	251,46	Ok

tabla 10.31. Nudos rígidos de resistencia completa

ESTRUCTURA CON UNIONES RIGIDAS					
Viga	Perfil	Flecha(cm)	Relación luz	combinación	Cumple
1-2; 5-6	IPE 300	1,346	L/483	C3	No
3-4	IPE 300	0,7881	L/825	C2	Ok
7-8; 11-12	IPE 400	0,9448	L/685	C2	Ok
9-10	IPE 400	0,6366	L/1021	C3	Ok
13-14; 17-18	IPE 400	0,9213	L/706	C3	Ok
15-16	IPE 400	0,6361	L/1022	C2	Ok
19-20; 23-24	IPE 400	0,962	L/676	C2	Ok
21-22	IPE 400	0,5855	L/1110	C3	Ok

tabla 10.32. Flecha de las vigas con uniones rígidas

ESTRUCTURA CON UNIONES RIGIDAS				
Viga	Perfil	Peso kg/m	longitud (m)	peso (kg)
1-2; 5-6	IPE 300	42,2	6,5	548,6 kg
3-4	IPE 300	42,2	6,5	274,3 kg
7-8; 11-12	IPE 400	66,3	6,5	861,9 kg
9-10	IPE 400	66,3	6,5	430,95 kg
13-14; 17-18	IPE 400	66,3	6,5	861,9 kg
15-16	IPE 400	66,3	6,5	430,95 kg
19-20; 23-24	IPE 400	66,3	6,5	861,9 kg
21-22	IPE 400	66,3	6,5	430,95 kg
				<u>4701,45</u> kg

Soporte	Perfil	Peso kg/m	longitud (m)	peso (kg)
1-7-13-19-26	HEB 160	42,6	3,5	149,1 kg
6-12-18-24	HEB 160	42,6	3,5	149,1 kg
2-8-14-20-27	HEB 200	61,3	3,5	214,55 kg
4-10-16-22	HEB 200	61,3	3,5	214,55 kg
				<u>727,3</u> kg

Vigas + soportes				
TOTAL				<u>5428,75</u> kg

tabla 10.33. Peso de la estructura con uniones rígidas

UNIONES	Articuladas	Semi-rígidas	Rígidas
Coste de material (kg acero)	7326,1 kg	6355,25 kg	5328,75 kg
Coste de ejecución (kg de acero)	referencia	970,85 kg	1897,35 kg

tabla 10.34. Costes relativos

En la tabla de costes relativos se observa que la ejecución de las uniones semi-rígidas no debe superar el coste de 970,85 kg de acero para poder considerar que es una estructura igual o más económica que la articulada².

² Nota: No se ha considerado el coste del arriostamiento de la estructura de nudos articulados en el plano de la estructura. Este arriostamiento en principio no es necesario en las estructuras de nudos rígidos y semi-rígidos.

La ejecución de las uniones rígidas, rigidizadas, de resistencia completa, no debe ser mayor que 1,95 veces el coste de las uniones semi-rígidas para considerar que es una estructura igual o más económica que la resuelta con uniones semi-rígidas.

10.10 EJEMPLO DE APLICACION nº 9

1998 se publica, bajo la supervisión de R. Maquoi, y B. Chabrolin, el manual “*Frame design including joint behaviour*”. En la tercera parte de este manual se desarrollan tres ejemplos prácticos de cálculo de una estructura con distintos tipos de unión.

El primero de estos ejemplos se corresponde con la geometría de la figura 10.48, y consiste en el diseño y cálculo de una estructura de edificación formada por un pórtico arriostrado de dos plantas y dos vanos.

En la estructura diseñada por los autores del manual, los soportes y vigas se dimensionaron perfiles de acero S 235 de las series HEA e IPE respectivamente (véase epígrafe 1.3.8)

En el ejemplo de aplicación que nos ocupa, se diseñan los soportes con perfiles HEB, y las vigas con perfiles IPE, ambos de acero S 275, limitándose la flecha máxima a $L/500$.

Las cargas consideradas se recogen en la tabla 10.35

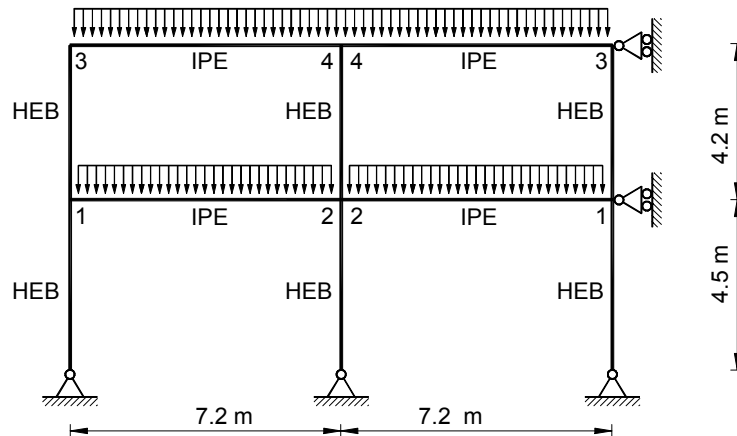


figura 10.48

Frame design including joint behaviour (1) CARGA DE CÁLCULO		
	cubierta	primer forjado
Estados Límite de Servicio	40 kN/m	60 kN/m
Estados Límite Ultimos	54 kN/m	81 kN/m

tabla 10.35

10.10.1 Cálculo de la estructura con nudos articulados.

Se calcula la estructura propuesta considerando las uniones articuladas y el siguiente predimensionado de las secciones:

VIGAS de FORJADO:	IPE 550
SOPORTES EXTERNOS P.BAJA.	HEB 160
SOPORTE CENTRAL P. BAJA	HEB 200
VIGAS de CUBIERTA:	IPE 450
SOPORTES EXTERNOS P.PRIMERA	HEB 120
SOPORTE CENTRAL P. PRIMERA	HEB 140

Se comprueban las barras a resistencia, pandeo y deformación.

Todos los elementos cumplen, a excepción de las vigas de cubierta que tienen una flecha máxima igual a 1,96 cm, lo que equivale a $L/367$.

Se redimensionan las secciones tal y como muestra la figura 10.49.

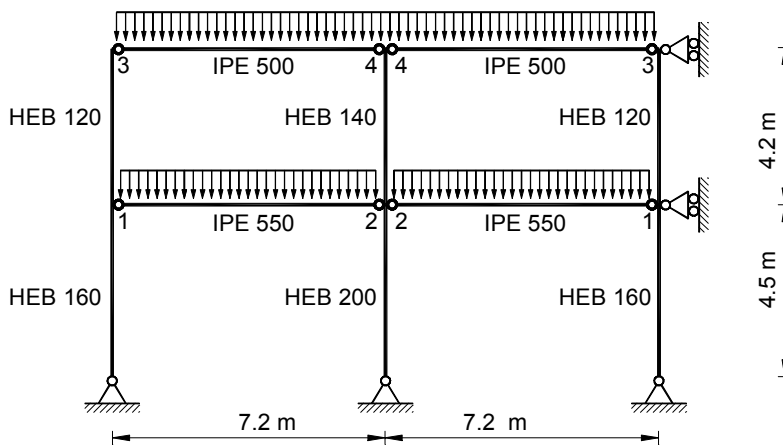
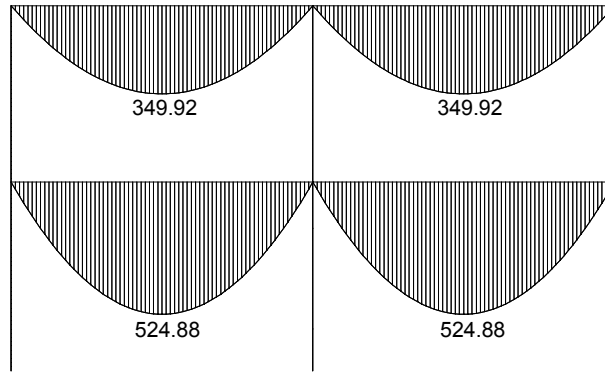
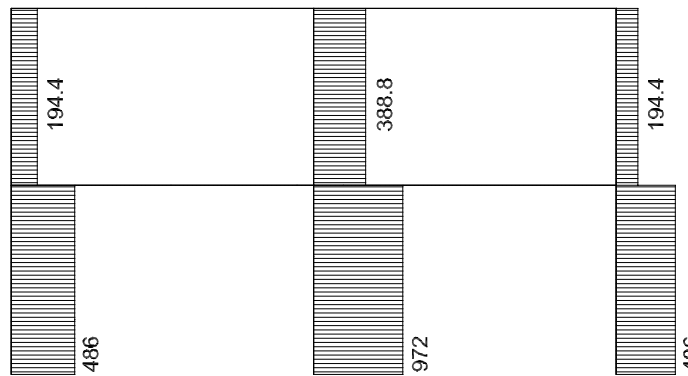


figura 10.49

Los diagramas de solicitaciones se muestran a continuación, así como los valores de las flechas máximas y la relación con la longitud de las vigas.



FLECTORES (kN·m)



AXILES (kN)

Flecha máxima de las vigas biarticuladas			
Viga	Flecha (cm)	$L /$	Combinación
1-2	0.9371	$L / 768$	C1
3-4	0.9151	$L / 787$	C1

10.10.2 Cálculo de la estructura con uniones semi-rígidas.

En el predimensionado de la estructura con uniones semi-rígidas, se utilizan para las vigas las mismas secciones propuestas por los autores de estudio. La dimensión de los soportes se elige de modo que el ancho del ala sea mayor o igual al ancho de la viga. El predimensionado inicial queda de la siguiente manera:

VIGAS de FORJADO:	IPE 500
SOPORTES P.BAJA.	HEB 200
VIGAS de CUBIERTA:	IPE 400
SOPORTES P.PRIMERA	HEB 180

En la figura 10.50 se muestra el diagrama de momentos flectores, cumpliendo todas las barras a resistencia y pandeo.

En las tablas siguientes se recogen las flechas máximas y las propiedades de las uniones.

Se puede observar que las vigas de cubierta no cumplen la condición de deformación, y que las uniones de las vigas con el soporte central no cumplen a resistencia.

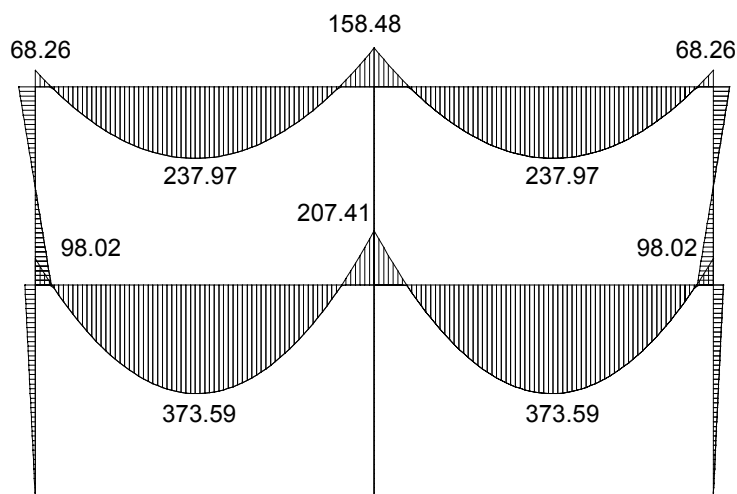


figura 10.50

Flecha máxima de las vigas biarticuladas				
Viga		Flecha (cm)	L /	Combinación
1-2	IPE 500	1.3451	L / 410	C1
3-4	IPE 400	1.7545	L / 535	C1

Momentos flectores en las uniones						
Nudo	Viga	Soporte	$M_{j,Rd}$ KNm	r	$M_{j,Sd}$ KNm	Cumple
1	IPE 500	HEB 200	156	0,445	98,02	Ok
2	IPE 500	HEB 200	156	0,445	207,41	NO
3	IPE 400	HEB 180	101	0,513	68,26	Ok
4	IPE 400	HEB 180	101	0,513	158,48	NO
Ver la numeración de los nudos en la figura 10.48						

Se redimensionan las vigas, siendo necesario aumentar la sección de los soportes para que quepa el ala de las mismas.

Las propiedades de las nuevas uniones, junto con las solicitaciones se muestran en la tabla 10.36. En esta tabla se aprecia que falla la unión 4.

Si se aumenta el perfil del soporte central en la primera planta, aumenta también el coeficiente de rigidez, de modo que la unión recibe más momento flector y vuelve a fallar (ver tabla 10.37)

Si por el contrario se aumenta la sección de la viga, al crecer la rigidez de la misma, disminuye el grado de rigidez, el momento flector es menor, y la unión cumple tal y como se observa en la tabla 10.38.

Nudo	Viga	Soporte	$M_{j,Rd}$ KNm	r	$M_{j,Sd}$ KNm	Cumple
1	IPE 550	HEB 220	192,96	0,412	95,99	Ok
2	IPE 550	HEB 220	192,96	0,412	191,41	Ok
3	IPE 450	HEB 200	140,55	0,499	68,78	Ok
4	IPE 450	HEB 200	140,55	0,499	153,26	NO
Ver la numeración de los nudos en la figura 10.48						

tabla 10.36

El dimensionado definitivo y los diagramas de solicitaciones se muestran en la figura 10.51 y la figura 10.52, y las flechas máximas de las vigas en la tabla 10.39.

Nudo	Viga	Soporte	$M_{j,Rd}$ KNm	r	$M_{j,Sd}$ KNm	Cumple
1	IPE 550	HEB 220	192,96	0,412	95,79	Ok
2	IPE 550	HEB 220	192,96	0,412	191,43	Ok
3	IPE 450	HEB 200	140,55	0,499	68,08	Ok
4	IPE 450	HEB 220	157,68	0,514	158,39	NO

Ver la numeración de los nudos en la figura 10.48

tabla 10.37

Nudo	Viga	Soporte	$M_{j,Rd}$ KNm	r	$M_{j,Sd}$ KNm	Cumple
1	IPE 550	HEB 220	192,96	0,412	92,93	Ok
2	IPE 550	HEB 220	192,96	0,412	191,58	Ok
3	IPE 500	HEB 200	156,24	0,445	58,54	Ok
4	IPE 500	HEB 200	156,24	0,445	137,39	Ok

Ver la numeración de los nudos en la figura 10.48

tabla 10.38

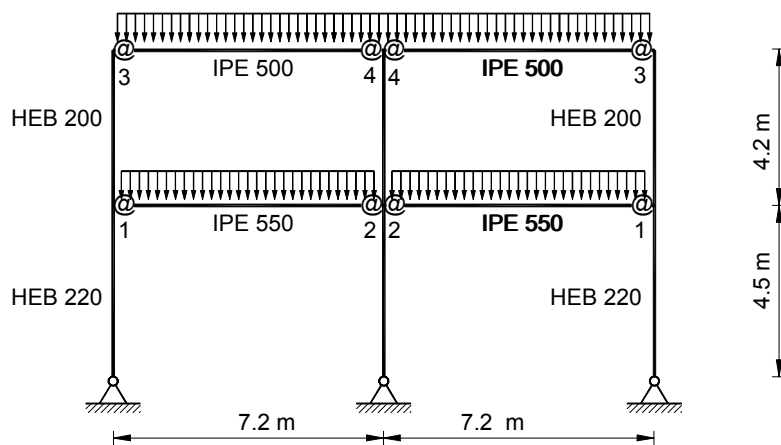
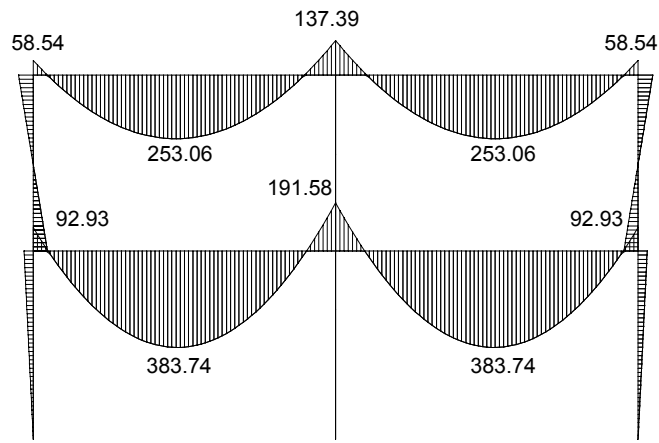
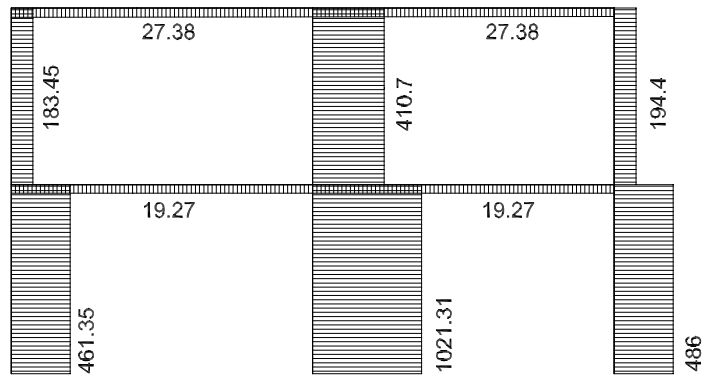


figura 10.51



FLECTORES (kN·m)



AXILES (kN)

figura 10.52

Flecha máxima de las vigas con uniones semi-rígidas				
Viga		Flecha (cm)	L /	Combinación
1-2	IPE 550	0,9371	L / 410	C1
3-4	IPE 500	0,9151	L / 535	C1

tabla 10.39

10.10.3 Cálculo de la estructura con uniones rígidas.

En el predimensionado de la estructura con uniones rígidas, se utiliza para las vigas una sección menor que la obtenida en el caso de las semi-rígidas disponiéndose los mismos soportes que en el caso de las vigas biarticuladas. El predimensionado inicial queda de la siguiente manera:

VIGAS de FORJADO:	IPE 500
SOPORTES EXTERIORES P.BAJA.	HEB 160
SOPORTE INTERIOR P. BAJA	HEB 200
VIGAS de CUBIERTA:	IPE 400
SOPORTES EXTERIORES P.PRIMERA	HEB 180
SOPORTE INTERIOR P. PRIMERA	HEB 160

En este predimensionado los soportes cumplen a resistencia y pandeo, fallando las vigas a flexión.

Se redimensionan las vigas tal y como se indica en la figura 10.53

Los diagramas de solicitaciones se muestran en la figura 10.54 y las flechas máximas en la tabla 10.40.

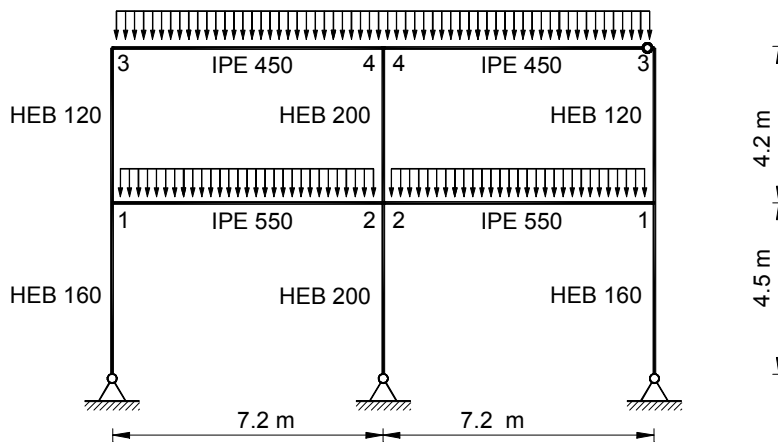
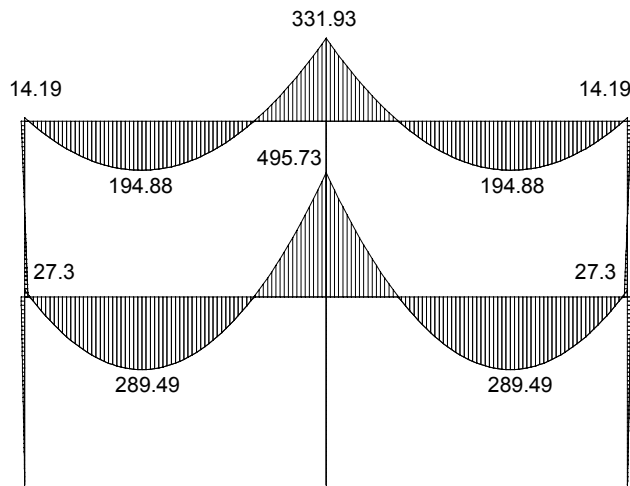
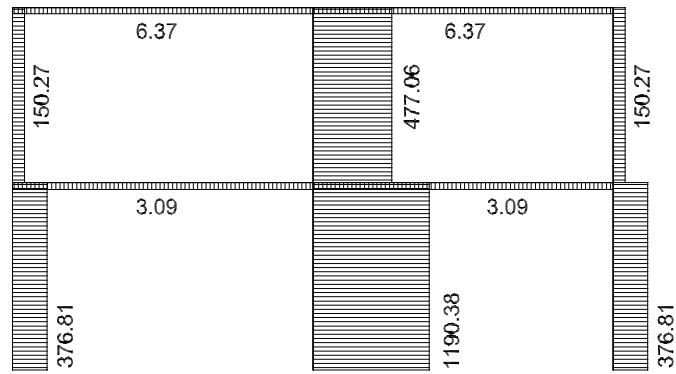


figura 10.53



FLECTORES (kN·m)



AXILES (kN)

figura 10.54

Flecha máxima de las vigas con uniones rígidas				
Viga		Flecha (cm)	L /	Combinación
1-2	IPE 450	0,8253	L / 872	C1
3-4	IPE 550	0,5764	L / 1249	C1

tabla 10.40

Las uniones deberán diseñarse de modo que resistan los momentos flectores de tabla 10.41. En el diseño de las mismas habrá que tener en cuenta que el ancho del ala de la viga es mayor que el ancho del ala del soporte.

El peso de la estructura con uniones articuladas se calcula en la tabla 10.42, el de las uniones semi-rígidas en la tabla 10.43 y el de las uniones rígidas de resistencia completa en la tabla 10.44.

Las diferencias de coste entre las tres estructuras, y el presupuesto disponible para la ejecución de los distintos tipos de unión se calcula en la tabla 10.45.

Nudo	Viga	Soporte	r	M_{jSd} (KNm)
1	IPE 550	HEB 160	1	27,3
2	IPE 550	HEB 200	1	495,78
3	IPE 450	HEB 120	1	14,19
4	IPE 450	HEB 160	1	331,93
Ver la numeración de los nudos en la figura 10.48				

tabla 10.41

Peso de la estructura con uniones articuladas					
Viga	Perfil	Peso kg/m	longitud (m)	peso (kg)	
1-2	IPE 550	106	2 x 7,2	1526,4	kg
3-4	IPE 500	90,7	2 x 7,2	1306,1	kg
				2832,5	kg
Soporte	Perfil	Peso kg/m	longitud (m)	peso (kg)	
exterior bajo	HEB 160	42,6	4,5	191,7	kg
interior bajo	HEB 200	61,3	4,5	275,85	kg
exterior cubierta	HEB 120	26,7	4,2	112,14	kg
interior cubierta	HEB 140	33,7	4,2	141,54	kg
				721,23	kg
Vigas + soportes					
TOTAL				3553,73	kg

tabla 10.42

Peso de la estructura con uniones semi-rígidas				
Viga	Perfil	Peso <i>kg/m</i>	longitud (<i>m</i>)	peso (<i>kg</i>)
1-2	IPE 550	106	2 x 7,2	1526,4 <i>kg</i>
3-4	IPE 500	90,7	2 x 7,2	1306,1 <i>kg</i>
				<u>2832,5</u> <i>kg</i>
Soporte	Perfil	Peso <i>kg/m</i>	longitud (<i>m</i>)	peso (<i>kg</i>)
exterior bajo	HEB 220	71,5	2 x 4,5	643,5 <i>kg</i>
interior bajo	HEB 220	71,5	4,5	321,7 <i>kg</i>
exterior cubierta	HEB 200	61,3	2 x 4,2	514,9 <i>kg</i>
interior cubierta	HEB 200	61,3	4,2	257,4 <i>kg</i>
				<u>1737,5</u> <i>kg</i>
Vigas + soportes				
TOTAL				<u>4570</u> <i>kg</i>

tabla 10.43

Peso de la estructura con uniones rígidas				
Viga	Perfil	Peso <i>kg/m</i>	longitud (<i>m</i>)	peso (<i>kg</i>)
1-2	IPE 550	106	2 x 7,2	1526,4 <i>kg</i>
3-4	IPE 450	77,6	2 x 7,2	1117,44 <i>kg</i>
				<u>2643,84</u> <i>kg</i>
Soporte	Perfil	Peso <i>kg/m</i>	longitud (<i>m</i>)	peso (<i>kg</i>)
exterior bajo	HEB 160	42,6	2 x 4,5	383,4 <i>kg</i>
interior bajo	HEB 200	61,3	4,5	275,85 <i>kg</i>
exterior cubierta	HEB 120	26,7	2 x 4,2	224,28 <i>kg</i>
interior cubierta	HEB 160	42,6	4,2	178,92 <i>kg</i>
				<u>1062,45</u> <i>kg</i>
Vigas + soportes				
TOTAL				<u>3706,29</u> <i>kg</i>

tabla 10.44

UNIONES	Articuladas	Semi-rígidas	Rígidas
Coste de material (kg de acero)	3554 <i>kg</i>	4570 <i>kg</i>	3706 <i>kg</i>
Coste de ejecución (kg de acero)	referencia	-1016	-152

tabla 10.45

En la tabla 10.45 se observa que el coste de ejecución de las uniones semi-rígidas supera al coste de las uniones articuladas el equivalente a *1016 kg* de acero. No obstante, hay que señalar que en esta evaluación de costes no se ha considerado el arriostramiento de la estructura de nudos articulados.

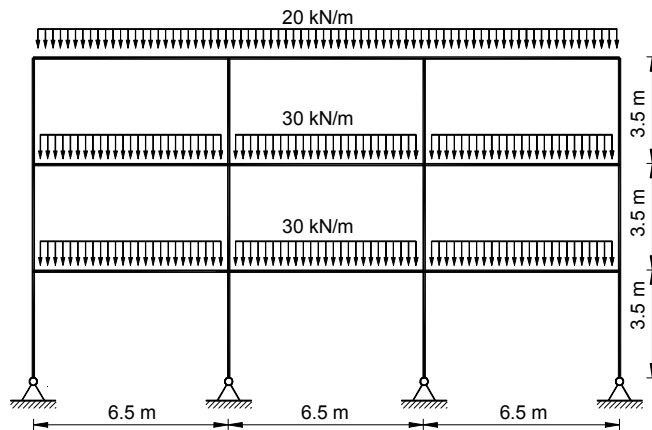
El coste de ejecución de las uniones rígidas rigidizadas, de resistencia completa, no debe superar el equivalente a *864 kg* de acero el coste de las uniones semi-rígidas para considerar que es una estructura más o igual de económica que la resuelta con uniones semi-rígidas.

10.11 EJEMPLO DE APLICACION nº 10

Se corresponde con el segundo de los ejemplos del manual “*Frame design including joint behaviour*” y consiste en la estructura traslacional de la figura 10.55.

El dimensionado de las barras propuesto por los autores del estudio se muestra en la tabla 10.46.

CARGAS PERMANENTES



CARGAS VARIABLES

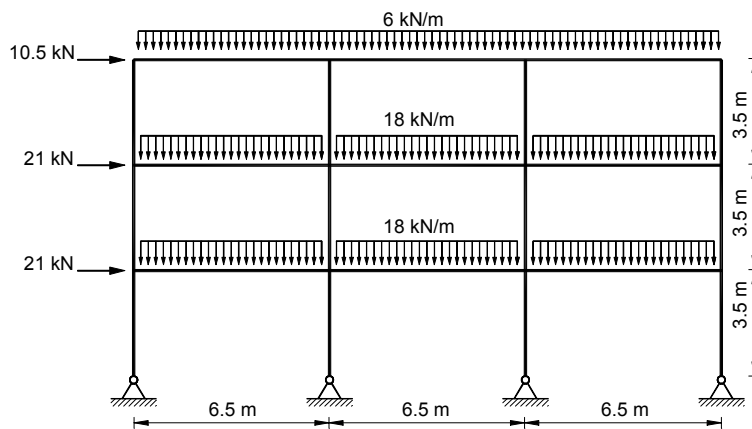


figura 10.55

Frame design including joint behaviour (2)				
DIMENSIONADO				
	vigas		soportes	
NUDOS	cubierta	piso	interiores	extremos
Rígidos	IPE 360	IPE 450	HEB 260	HEB 220
Semi-rígidos	IPE 360	IPE 450	HEB 280	HEB 240

tabla 10.46

En el dimensionado de la estructura se utilizan perfiles de la serie IPE para las vigas y HEB para los soportes de acero S-275. Las combinaciones de hipótesis de carga considerada son:

Estados límite últimos:

$$C 1: 1.35 \cdot Q_{perm} + 1.35 \cdot Q_{vbles} + 1.35 Q_{viento}$$

$$C 2: 1.35 \cdot Q_{perm} + 1.5 \cdot Q_{vbles \text{ vanos pares}}$$

$$C 3: 1.35 \cdot Q_{perm} + 1.5 \cdot Q_{vbles \text{ vanos impares}}$$

$$C 4: 1.35 \cdot Q_{perm} + 1.5 \cdot Q_{vbles \text{ vanos pares e impares}}$$

$$C 5: 1.35 \cdot Q_{perm} + 1.5 \cdot Q_{viento}$$

Estados límite de servicio:

$$C 1: Q_{perm} + 0.9 \cdot Q_{vbles} + 0.9 Q_{viento}$$

$$C 2: Q_{perm} + Q_{vbles \text{ vanos pares}}$$

$$C 3: Q_{perm} + Q_{vbles \text{ vanos impares}}$$

$$C 4: Q_{perm} + Q_{vbles \text{ vanos pares e impares}}$$

$$C 5: Q_{perm} + Q_{viento}$$

10.11.1 Cálculo de la estructura con uniones rígidas.

Se ha calculado la estructura con los mismos perfiles que proponen los autores del estudio y considerando que las uniones son rígidas de resistencia completa.

Tras comprobar que cumplen todas las barras, se intenta reducir la sección de las barras con el objeto de ajustar el predimensionado inicial.

Se comprueba que se puede reducir la sección de los soportes y la de las vigas de cubierta, siendo los perfiles utilizados definitivamente los mostrados en la figura 10.56

No se diseñan las uniones rígidas, ya que no son objeto de este estudio.

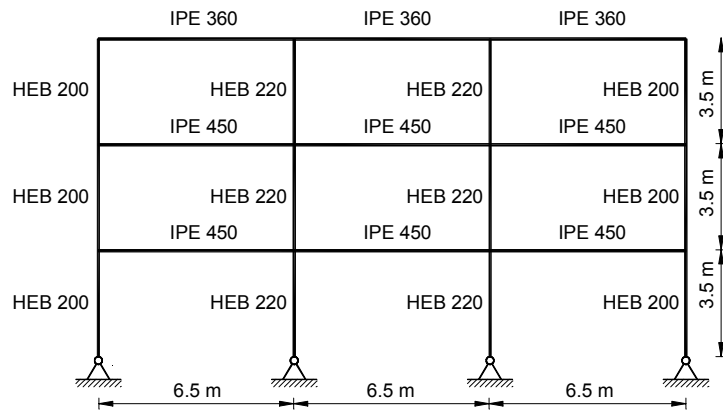


figura 10.56

Peso de la estructura con uniones rígidas				
Viga	Perfil	Peso <i>kg/m</i>	longitud (<i>m</i>)	peso (<i>kg</i>)
cubierta	IPE 330	49,1	3 x 6,5	957,45 <i>kg</i>
forjado	IPE 450	77,6	3 x 6,5	1513,2 <i>kg</i>
				<u>2470,65</u> <i>kg</i>
Soporte	Perfil	Peso <i>kg/m</i>	longitud (<i>m</i>)	peso (<i>kg</i>)
exterior	HEB 200	61,3	6 x 3,5	1287,3 <i>kg</i>
interior	HEB 220	71,5	6 x 3,5	1501,5 <i>kg</i>
				<u>2788,8</u> <i>kg</i>
Vigas + soportes				
TOTAL				<u>5259,45</u> <i>kg</i>

tabla 10.47

10.11.2 Cálculo de la estructura con uniones semi-rígidas.

Se calcula la estructura propuesta por los autores del estudio. Ver figura 10.57. Las propiedades de las uniones semi-rígidas, calculadas en el capítulo 7, se muestran en la tabla 10.48.

Se realiza un análisis de primer orden para obtener las solicitaciones y movimientos. Se comprueba que cumplen todas las barras a resistencia, pandeo y deformación³.

Tras considerar válido el dimensionado de las barras, se calcula la tensión normal en los soportes, no superando en ningún caso el 70% de la tensión admisible. De este modo, se considera que el valor del momento resistente de las uniones es el de la tabla 10.48. Se compara este valor con el momento sollicitación $M_{j,Sd}$, siendo admisibles todas las uniones.

Se ajusta el dimensionado reduciendo las secciones de las vigas y los soportes, volviendo a calcular las solicitaciones y movimientos teniendo en cuenta el grado de rigidez de las nuevas uniones.

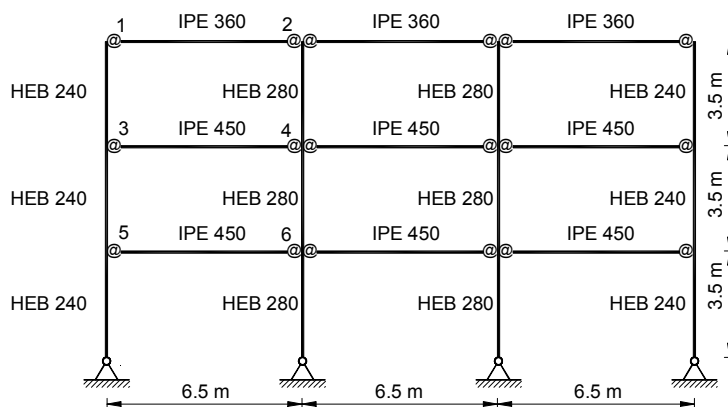


figura 10.57

³ Se considera como flecha admisible $L/500$

El nuevo dimensionado se muestra en la figura 10.58, cumpliendo todas las barras a resistencia, pandeo y deformación. Las propiedades de las uniones se recogen en la tabla 10.49.

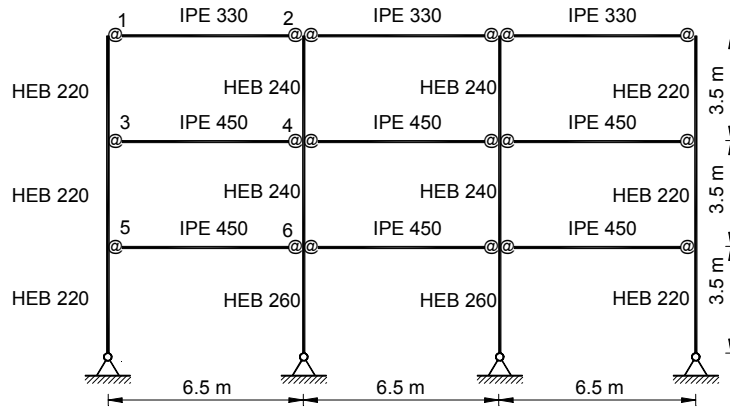


figura 10.58

ESTRUCTURA CON UNIONES SEMI-RIGIDAS						
Nudo	Viga	Soporte	$M_{j,Rd}$ KNm	r	$M_{j,Sd}$ KNm	Cumple
1	IPE 360	HEB 240	149	0,623	73,5	Ok
2	IPE 360	HEB 280	182	0,646	102	Ok
3, 5	IPE 450	HEB 240	188	0,523	152,8	Ok
4, 6	IPE 450	HEB 280	228	0,551	203,6	Ok

tabla 10.48

ESTRUCTURA CON UNIONES SEMI-RIGIDAS						
Nudo	Viga	Soporte	$M_{j,Rd}$ KNm	r	$M_{j,Sd}$ KNm	Cumple
1	IPE 330	HEB 220	115,3	0,637	72	Ok
2	IPE 330	HEB 240	137	0,668	104	Ok
3, 5	IPE 450	HEB 220	157,6	0,488	126	Ok
4	IPE 450	HEB 240	188	0,523	167	Ok
6	IPE 450	HEB 260	212,2	0,542	205	Ok

tabla 10.49

Los pesos de las soluciones con nudos rígidos y semi-rígidos se recogen en la tabla 10.47 y la tabla 10.50 respectivamente. El resumen se muestra en la tabla 10.51 donde se observa que el peso de la solución con uniones semi-rígidas excede en 528,5 kg de acero a la de las uniones rígidas.

Para que ambas soluciones resulten igual de económicas es necesario que el sobrecoste de ejecución de las uniones rígidas respecto a las semi-rígidas no supere el equivalente a 528,5 kg de acero.

Peso de la estructura con uniones semi-rígidas				
Viga	Perfil	Peso <i>kg/m</i>	longitud (<i>m</i>)	peso (<i>kg</i>)
cubierta	IPE 330	49,1	3 x 6,5	957,45 <i>kg</i>
forjado	IPE 450	77,6	3 x 6,5	1513,2 <i>kg</i>
				<u>2470,65</u> <i>kg</i>
Soporte	Perfil	Peso <i>kg/m</i>	longitud (<i>m</i>)	peso (<i>kg</i>)
exterior	HEB 220	71,5	6 x 3,5	1501,5 <i>kg</i>
interior	HEB 240	83,2	4 x 3,5	1164,8 <i>kg</i>
interior p, baja	HEB 260	93	2 x 3,5	651 <i>kg</i>
				<u>3317,3</u> <i>kg</i>
Vigas + soportes				
TOTAL				<u>5787,95</u> <i>kg</i>

tabla 10.50

UNIONES	Semi-rígidas	Rígidas
Coste de material (kg de acero)	5787,95 <i>kg</i>	5259,45
Coste de ejecución (kg de acero)	referencia	528,5 <i>kg</i>

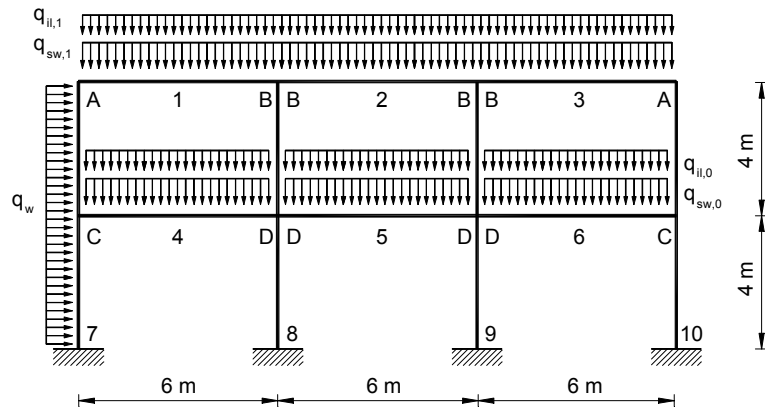
tabla 10.51

10.12 EJEMPLO DE APLICACION nº 11

Se corresponde con el ejemplo desarrollado por J.M. Cabrero⁴ y E. Bayo en el artículo "*Development of practical design methods for steel structures with semi-rigid connections*", cuya geometría se muestra en la figura 10.59.

En el ejemplo desarrollado por los autores la flecha admisible se ha limitado a $L/250$ para las vigas de cubierta y $L/400$ para las vigas de forjado.

Las combinaciones de carga se han calculado multiplicando por 1.3 las cargas permanentes y por 1.5 las sobrecargas de viento y uso. Con estas condiciones, el dimensionado de las barras para los tres tipos de unión considerados se muestra en la tabla 10.52.



Siendo:	$q_{sw,0} = 7.80 \text{ kN/m}$	Carga permanente de planta piso
	$q_{sw,1} = 6.50 \text{ kN/m}$	Carga permanente de cubierta
	$q_{il,0} = 11.20 \text{ kN/m}$	Carga variable de la planta piso
	$q_{il,1} = 3.20 \text{ kN/m}$	Carga variable de cubierta
	$q_w = 3.80 \text{ kN/m}$	Sobrecarga de viento

figura 10.59

⁴ Cabrero, J.M. y Bayo, E. Development of practical design methods for steel structures with semi-rigid connections. Engineering Structures 27 (2005)

Dimensionado de barras			
Barras	Uniones		
	Semi-rígida	Articulada	Rígida
1, 2, 3	IPE 200	IPE 240	IPE 200
4, 5, 6	IPE 270	IPE 330	IPE 270
7, 10	HEB 140	HEB 120	HEB 140
8, 9	HEB 160	HEB 140	HEB 160

tabla 10.52

Se realiza un análisis de primer orden del predimensionado propuesto por los autores del artículo para las tres estructuras, teniendo en cuenta para las uniones semi-rígidas las propiedades de la tabla 10.53 y considerando las siguientes combinaciones de hipótesis de carga:

Estados límite últimos:

$$C 1: 1.35 \cdot Q_{perm} + 1.35 \cdot Q_{vbles} + 1.35 Q_{viento}$$

$$C 2: 1.35 \cdot Q_{perm} + 1.5 \cdot Q_{vbles \text{ vanos pares}}$$

$$C 3: 1.35 \cdot Q_{perm} + 1.5 \cdot Q_{vbles \text{ vanos impares}}$$

$$C 4: 1.35 \cdot Q_{perm} + 1.5 \cdot Q_{vbles \text{ vanos pares e impares}}$$

$$C 5: 1.35 \cdot Q_{perm} + 1.5 \cdot Q_{viento}$$

Estados límite de servicio:

$$C 1: Q_{perm} + 0.9 \cdot Q_{vbles} + 0.9 Q_{viento}$$

$$C 2: Q_{perm} + Q_{vbles \text{ vanos pares}}$$

$$C 3: Q_{perm} + Q_{vbles \text{ vanos impares}}$$

$$C 4: Q_{perm} + Q_{vbles \text{ vanos pares e impares}}$$

$$C 5: Q_{perm} + Q_{viento}$$

Todas las barras cumplen a resistencia y pandeo.

Las flechas de cada una de las soluciones se muestran en la tabla 10.54, siendo la flecha admisible igual a $L/500$, de modo que las vigas de la solución articulada y semi-rígida no cumplen, al igual que las de cubierta en la estructura de nudos rígidos.

Nudo	Viga	Soporte	$M_{j,Rd}$ KNm	r
A	IPE 200	HEB 140	32,63	0,744
B	IPE 200	HEB 160	40,69	0,787
C	IPE 270	HEB 140	44,27	0,597
D	IPE 270	HEB 160	59,53	0,654

tabla 10.53. Propiedades de las uniones semi-rígidas

Uniones rígidas				
barra	flecha (cm)	L/	Combinación	admisible
1,3	1,3736	L/437	c 3	No
2	1,0152	L/591	c 4	Si
4,5	1,0443	L/575	c 4	Si
6	0,7706	L/776	c 3	Si
Uniones semi-rígidas				
barra	flecha (cm)	L/	Combinación	admisible
1,3	1,7715	L/339	c 3	No
2	1,4641	L/410	c 4	No
4,5	1,4307	L/459	c 4	No
6	1,2538	L/479	c 3	No
Uniones articuladas				
barra	flecha (cm)	L/	Combinación	admisible
1,2,3	1,9874	L/302	c 2	No
4,5,6	1,279	L/466	c 2	No

tabla 10.54. Flecha en las distintas soluciones

Se redimensionan las vigas. La solución definitiva para la estructura con vigas biarticuladas, con uniones semi-rígidas y con nudos rígidos se muestran en la figura 10.60

Las propiedades de las uniones semi-rígidas adoptadas se recogen en la tabla 10.55 y las flechas de las tres soluciones se calculan en la tabla 10.56

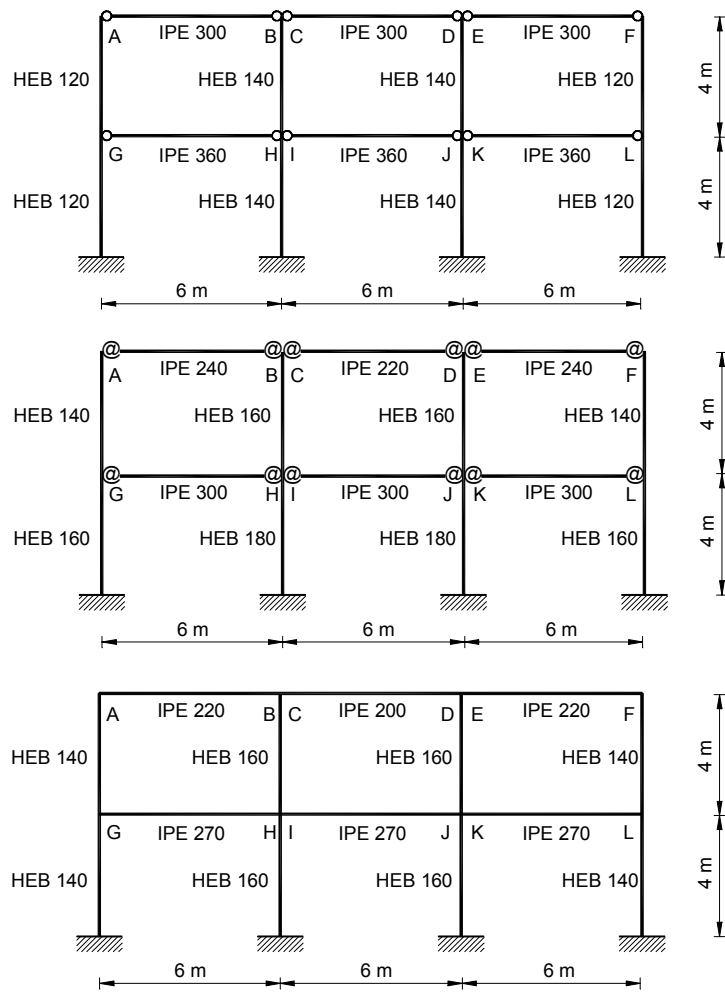


figura 10.60

Nudo	Viga	Soporte	$M_{j,Rd}$ KNm	r [$s_{j,ini}/2$]	$M_{j,Sd}$ KNm	Cumple
A	IPE 240	HEB 140	39,23	0,652	20,42	Si
B	IPE 240	HEB 160	52,75	0,705	37,51	Si
C	IPE 220	HEB 160	48,30	0,748	35,65	Si
D	IPE 300	HEB 160	66,29	0,603	45,43	Si
E, F	IPE 300	HEB 180	76,25	0,619	70,90	Si

tabla 10.55

Uniones rígidas				
barra	flecha (cm)	L/	Combinación	admisible
A-B, E-F	1,0713	L/560	C3	Si
C-D	0,9864	L/608	C4	Si
G-H, K-L	1,0458	L/574	C4	Si
I-J	0,7664	L/783	C3	Si
Uniones semi-rígidas				
barra	flecha (cm)	L/	Combinación	admisible
A-B, E-F	1,0637	L/564	C3	Si
C-D	1,0946	L/548	C4	Si
G-H, K-L	1,0231	L/586	C4	Si
I-J	0,9088	L/660	C3	Si
Uniones articuladas				
barra	flecha (cm)	L/	Combinación	admisible
A-B, C-D, E-F	0,9267	L/647	C2	Si
G-H, I-J, K-L	0,9323	L/644	C2	Si

tabla 10.56

Los pesos de cada una de las tres soluciones se recoge en las tablas siguientes, en las que se puede observar que la solución de menor peso corresponde a las uniones rígidas (290 kg menos que las articuladas) y que las uniones semi-rígidas necesitan algo más de acero (36,3 kg) que las articuladas

Peso de la estructura con uniones articuladas				
Viga	Perfil	Peso kg/m	longitud (m)	peso (kg)
A-B, C-D, E-F,	IPE 300	42,2	3 x 6	759,6 kg
G-H, I-J, K-L	IPE 330	49,1	3 x 6	883,8
				1643,3 kg
Soporte	Perfil	Peso kg/m	longitud (m)	peso (kg)
exterior	HEB 120	26,7	2 x 8	427,2 kg
interior	HEB 140	33,7	2 x 8	539,2 kg
				966,4 kg
Vigas + soportes				
TOTAL				2609,7 kg

Peso de la estructura con uniones semi-rígidas				
Viga	Perfil	Peso <i>kg/m</i>	longitud (<i>m</i>)	peso (<i>kg</i>)
A-B, E-F	IPE 240	30,7	2 x 6	368,4 <i>kg</i>
C-D	IPE 220	26,2	6	157,2 <i>kg</i>
G-H, I-J, K-L	IPE 300	42,2	3 x 6	759,6 <i>kg</i>
				1285,2 <i>kg</i>
Soporte	Perfil	Peso <i>kg/m</i>	longitud (<i>m</i>)	peso (<i>kg</i>)
exterior	HEB 140	33,7	2 x 4	269,6 <i>kg</i>
interior	HEB 160	42,6	2 x 4	340,8 <i>kg</i>
exterior p. baja	HEB 160	42,6	2 x 4	340,8 <i>kg</i>
interior p. baja	HEB 180	51,2	2 x 4	409,6 <i>kg</i>
				1360,8 <i>kg</i>
Vigas + soportes				
TOTAL				2646 <i>kg</i>

Peso de la estructura con uniones rígidas				
Viga	Peso <i>kg/m</i>	longitud (<i>m</i>)	peso (<i>kg</i>)	Peso <i>kg/m</i>
A-B, E-F	IPE 220	26,2	2 x 6	314,4 <i>kg</i>
C-D	IPE 200	22,4	6	134,4 <i>kg</i>
G-H, I-J, K-L	IPE 270	36,1	3 x 6	649,8 <i>kg</i>
				1098,6 <i>kg</i>
Soporte	Peso <i>kg/m</i>	longitud (<i>m</i>)	peso (<i>kg</i>)	Peso <i>kg/m</i>
exterior	HEB 140	33,7	2 x 8	539,3 <i>kg</i>
interior	HEB 160	42,6	2 x 8	681,6 <i>kg</i>
				1220,9 <i>kg</i>
Vigas + soportes				
TOTAL				2319,5 <i>kg</i>

11. CONCLUSIONES Y PERSPECTIVAS

11.1. Conclusiones

El principal objetivo de esta Tesis era, tal y como se indicó en la introducción, analizar las posibilidades prácticas de diseño que podían ofrecer las uniones viga-soporte no rigidizadas resueltas mediante soldadura perimetral directa o atornilladas con chapa frontal extendida, diseños que previsiblemente desarrollarían una rigidez importante, reduciendo el valor del máximo flector positivo, y por tanto el dimensionado de las vigas, y en los que la ausencia de rigidizadores garantizaba un coste de ejecución bajo.

En la primera parte, desarrollada desde el segundo al octavo capítulo, se han calculado las propiedades de dichas uniones siguiendo el método de los componentes recogido en el *Anejo J* del Eurocódigo 3, clasificándolas en función de su rigidez y modelizando su comportamiento a partir de los distintos diagramas $M-\varnothing$ propuestos por la norma. Los resultados obtenidos se han tabulado, facilitando su utilización por parte de otros técnicos.

En la segunda parte de este trabajo se ha definido el concepto de "grado de rigidez", coeficiente que permite considerar la influencia de la rigidez de las uniones en el comportamiento de la estructura, desarrollándose la formulación que permite hacer extensivo el método de las rigideces a las estructuras de barras con uniones semi-rígidas.

En cuanto a la obtención de su valor, se ha adoptado la expresión propuesta por Monforton y Wu, recomendada por el manual *Frame design including joint behaviour* y adoptada, entre otros, por Chen¹; Steenhuis, Weynand y Gresnigt², Faella, Piluso y Rizzano³ y por Cabrero y Bayo⁴ en sus investigaciones, expresión que permite obtener el grado de rigidez de una unión a partir de su rigidez de cálculo y la de la viga unida, valor que depende tanto del modelo de comportamiento adoptado para la unión ($S_{j,ini}$ ó $1/\eta \cdot S_{j,ini}$) como de la longitud de la viga.

Con objeto facilitar la inclusión de dicho coeficiente en el modelo de cálculo de los pórticos se han desarrollado una serie de tablas y gráficas que permiten obtener su valor en función de la luz de la viga y el modelo de diagrama $M-\emptyset$ adoptado.

El análisis de dichas curvas ha permitido agrupar en la figura 9.26 las uniones viga-soporte en una serie de bloques de vigas IPE y soportes HEB con el mismo valor del grado de rigidez.

Respecto a la tercera parte, análisis de los casos prácticos, las conclusiones que se extraen de cada uno de los dos grupos son:

¹ Chen W.F. Practical Analysis for Semi-Rigid Frame Design. (2000)

² Strategies for Economic Design of Unbraced Steel Frames

³ "Structural steel Semirigid connections. Theory, Design and Software"

⁴ Cabrero, J.M., y Bayo, E. Development of practical design methods for steel structures with semi-rigid connections. Engineering Structures 27 (2005)

Primer grupo:

- Según el criterio de clasificación de las uniones establecido por el Eurocódigo 3, el hecho de no estar rigidizadas no implica necesariamente que deban modelizarse como semi-rígidas, siendo posible en algunos casos considerarlas como nominalmente rígidas.

No obstante, de los ejemplos de aplicación analizados se deduce que la modelización de una unión no rigidizada como nominalmente rígida reduce bastante su capacidad de carga respecto del modelo semi-rígido.

Esto se debe a que, si se considera que la unión tiene un comportamiento semi-rígido, la sollicitación se reduce en hasta un 20% adoptando el modelo elástico, o un 30% en el plástico respecto de la que sollicita al nudo rígido tal y como se demostró en el epígrafe 10.4, y dado que la resistencia a flexión es la misma para las dos uniones, agota con menor carga la nominalmente rígida al ser la más sollicitada.

No es recomendable, por lo tanto, adoptar para este tipo de uniones, el modelo de comportamiento rígido.

- En la modelización de una unión semi-rígida según el *Anejo J* es posible adoptar para la misma un comportamiento elástico ó plástico.

En el primer caso, se considera que la rigidez inicial es igual a la rigidez de cálculo, y la resistencia de la unión igual a $\frac{2}{3}$ de $M_{j,Rd}$. Se trata por tanto, de uniones muy rígidas y poco resistentes, con una capacidad de carga muy pequeña, menor incluso que la de las uniones articuladas, ya que una rigidez elevada supone un momento sollicitación importante, bastante mayor que el que es capaz de resistir la unión.

Por otro lado, si se opta por el modelo plástico, en que la rigidez de cálculo es igual a la rigidez secante ($\frac{1}{2} S_{j,ini}$) y la resistencia de cálculo igual a $M_{j,Rd}$, se obtienen uniones bastante más eficaces que las anteriores.

Se aconseja, por tanto, adoptar el modelo de comportamiento plástico.

Así se ha hecho para las uniones semi-rígidas en los pórticos analizados a partir del ejemplo de aplicación nº 3, mejorando sensiblemente su comportamiento respecto al modelo elástico, llegando incluso, en determinadas ocasiones⁵, a superar la capacidad de carga de las uniones rigidizadas de resistencia⁶ parcial.

- No es suficiente considerar sólo el valor del grado de rigidez para garantizar el comportamiento óptimo de una unión semi-rígida, también se debe tener en cuenta el valor de su momento resistente.

La eficacia de una unión depende de la relación entre su resistencia y el momento que la solicita⁷, considerando que el comportamiento es favorable cuando dicha relación es mayor o igual a la unidad.

En el ejemplo nº 3, se ha obtenido el valor de los máximos flectores que solicitan a las uniones rígidas y semi-rígidas de una serie de pórticos de una sola planta con dos, tres y cuatro vanos iguales, comparándolos con el momento resistente de las mismas, representando gráficamente esta relación para las vigas IPE 300, IPE 330, IPE 360 e IPE 400 en las figuras 10.21, 10.23, 10.24 y 10.25 respectivamente.

En los ejemplos nº 4, 5 y 6 se ha concluido que los comportamientos obtenidos para los pórticos de tres vanos y una sola planta son suficientemente representativos de los correspondientes a pórticos con una sola planta y vanos

⁵ Estas situaciones se han indicado en el ejemplo de aplicación nº 3 sombreando las celdas en negro.

⁶ En estas uniones la presencia de los rigidizadores garantiza una rigidez ∞ , siendo la resistencia igual a la resistencia de la soldadura en ángulo perimetral, calculada según el criterio simplificado del *art. 6.6.5.3* del Eurocódigo 3.

⁷ El momento solicitación en la unión depende de la relación entre las rigideces de todas las barras de la estructura como en cualquier pórtico de nudos rígidos, además del grado de rigidez de la misma.

desiguales⁸, y de los de varias plantas con todos los soportes iguales, o crecientes a medida que se acercan a la cimentación, por lo que las gráficas anteriores se han completado con las de los perfiles IPE 240, IPE 270, IPE 450, IPE 500, IPE 550 e IPE 600.

En todas estas gráficas⁹ se representa, en función de la longitud de la viga, el comportamiento de las uniones rígidas de resistencia completa en color verde, el de las de resistencia parcial en rojo y el de las semi-rígidas en azul, siendo uniones desfavorables aquellas cuya curva queda bajo la línea de trazos ($M_{j,Rd} / M_{j,Sd} < 1$), y favorables las que queda por encima ($M_{j,Rd} / M_{j,Sd} > 1$).

Este criterio es válido tanto para las uniones rígidas como para las semi-rígidas, considerando que estas últimas son óptimas si su gráfica supera las rectas que representan el comportamiento de las rígidas.

En dichas figuras se evidencia que son las uniones rígidas de resistencia completa las más eficaces de todas, siendo su coste también el más elevado.

Bastante menos eficaces son las rígidas de resistencia parcial, llegando en ocasiones a mostrar un comportamiento similar a las articuladas ($M_{j,Rd} / M_{j,Sd} = 1$) o incluso peor, debido al valor de la resistencia¹⁰ adoptado.

En cuanto a las semi-rígidas, tanto las favorables como las óptimas corresponden a luces cortas y soportes grandes,

⁸ Equivale a un pórtico de dos vanos iguales de luz igual al mayor de los desiguales.

⁹ El ámbito de aplicación de dichas gráficas corresponde a pórticos en que todos los soportes de la misma planta son iguales. Un perfil menor en el extremo del pórtico supone un momento flector mayor que el considerado en la unión interior, no siendo válido el criterio representado.

¹⁰ Su valor se ha calculado en la tabla 11.1

disminuyendo su eficacia a medida que aumenta la longitud de la viga. Hay que matizar que el comportamiento representado corresponde a la unión más solicitada (unión interior) de un pórtico en que todos los soportes y todas las uniones son iguales, siendo posible una mejora del mismo cuando se trata de uniones a una sola cara.

- Los resultados obtenidos del análisis de los pórticos de los distintos ejemplos de aplicación diseñados con uniones no rigidizadas soldadas se pueden extrapolar directamente a las resueltas con chapa frontal atornillada, teniendo en cuenta además, que en estas últimas es posible mejorar su comportamiento a base de reducir la rigidez e incrementar el momento resistente¹¹ tal y como se vio en el capítulo 8.
- La calidad del acero influye directamente en el momento resistente de las uniones semi-rígidas de modo que, una mejora del límite elástico implica un momento resistente mayor. Por el contrario, el valor de la rigidez de la unión es independiente del tipo de acero, así pues, los coeficientes de rigidez, y por tanto los momentos solicitación obtenidos en el análisis de los pórticos serán los mismos para cualquier tipo de acero.

Segundo grupo:

En esta parte, tras el análisis de los ejemplos prácticos, desarrollados por otros autores con el fin de demostrar las ventajas económicas de las uniones no rigidizadas calculadas en el capítulo 7 respecto a las rígidas y articuladas se concluye en:

¹¹ Al separar entre sí la fila de tornillos exterior y la primera interior se reduce la rigidez, aumentando el brazo del par, y por tanto el momento.

- La propuesta de un método de análisis de pórticos diseñados con uniones semi-rígidas, en el que tras comprobar el dimensionado de vigas y soportes y la resistencia de las uniones se evalúan los costes de ejecución (en kg de acero) para cada una de las soluciones.
- La implementación de todo el material generado, en un programa de cálculo de estructuras que, a partir del predimensionado de las barras, modelice automáticamente la unión (determinando el grado de rigidez de la misma), y la compruebe (comparando con el momento resistente de la unión), de igual modo que se obtienen las solicitaciones y se comprueban las barras de una estructura.
En este sentido se han iniciado los contactos con el equipo de investigación que ha desarrollado el programa informático EFCiD, utilizado para calcular las estructuras del capítulo 10, para diseñar un módulo que permita introducir las propiedades calculadas de las uniones analizadas.

11.2 Gráficos y tablas

Uniones soldadas, rígidas de resistencia parcial										
VIGA	SOLDADURA						PERFIL		UNION	
S-275	a_1, a_2 (mm)	a_3 (mm)	L_1 (mm)	L_2 (mm)	L_3 (mm)	$M_{w,Rd}$ (KNm)	$V_{w,Rd}$ (KN)	$M_{pl,Rd}$ (KNm)	$V_{pl,Rd}$ (KN)	$\eta = \frac{M_{w,Rd}}{M_{pl,Rd}}$
IPE 240	6.5	4	120	83.8	190	71	299	91.5	276	0.78
IPE 270	7	4.5	135	98.4	220	99	378	121	318	0.82
IPE 300	7	4.5	150	112.9	249	124	420	157	370	0.79
IPE 330	8	5	160	116.5	271	164	514	201	444	0.82
IPE 360	8.5	5.5	170	126	299	204	616	255	506	0.80
IPE 400	9	6	180	129.4	331	251	747	327	616	0.77
IPE 450	10	6.5	190	138.6	379	334	911	425	733	0.79
IPE 500	11	7	200	147.8	426	432	1090	550	871	0.79
IPE 550	12	7.5	210	150.9	468	539	1285	695	1038	0.78
IPE 600	13	8	220	160	514	670	1495	880	1195	0.76

Nota: la resistencia de las soldaduras se ha calculado siguiendo el criterio simplificado de dimensionado de las soldaduras recogido en el art. 6.6.5.3. del Eurocódigo 3, en el que la resistencia de cálculo por unidad de longitud se determina mediante la expresión:

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} \cdot a; \quad \text{siendo } f_{vw,d} = \frac{f_u}{\sqrt{3}} \cdot \frac{1}{\beta_w \cdot \gamma_{Mw}}$$

De modo que:

$$M_{w,Rd} = F_{w,Rd} \cdot (h_b - t_{fb})$$

$$V_{w,Rd} = F_{w,Rd} \cdot (h_b - 2 \cdot t_{fb} - 2 \cdot r_b)$$

Los espesores de garganta se han dimensionado de modo que cumplan la condición $a \leq 0,7 \cdot e_{min}$

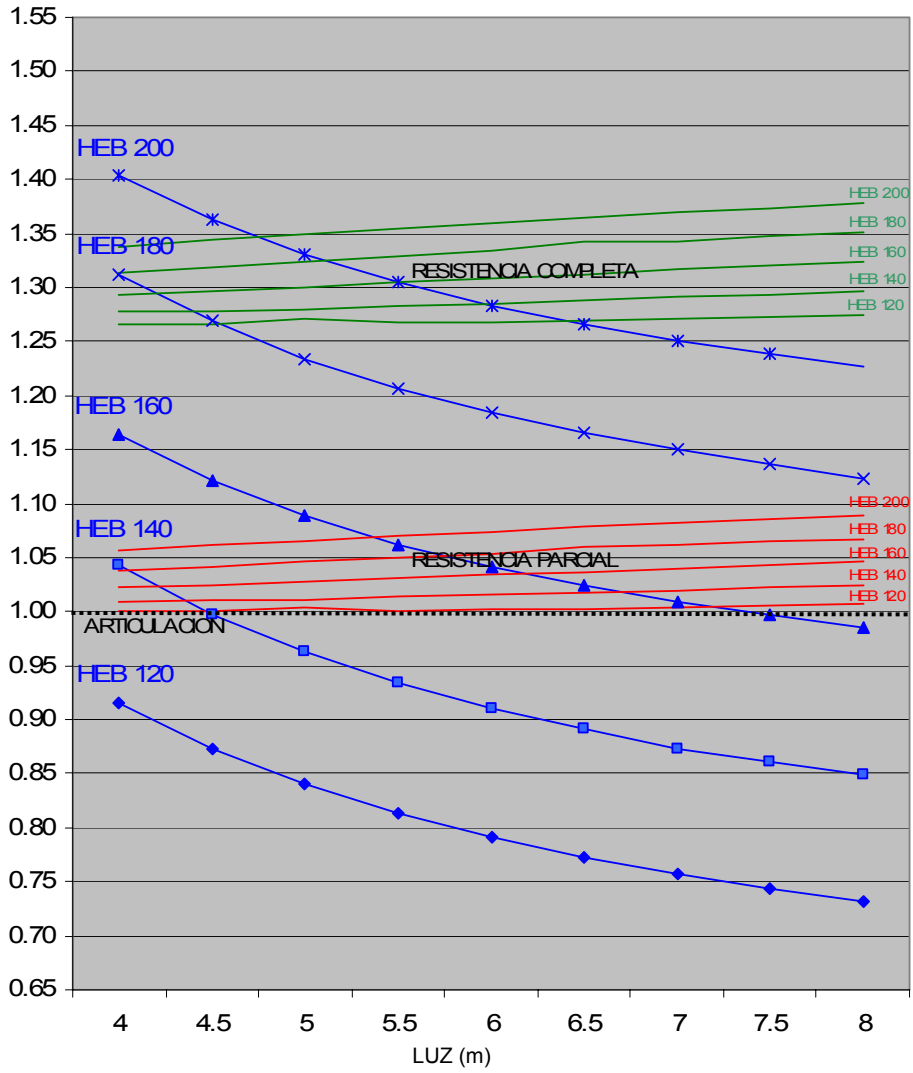
tabla 11.1

IPE 240

PORTICOS DE TRES VANOS

$S_{j,ini} / 2$

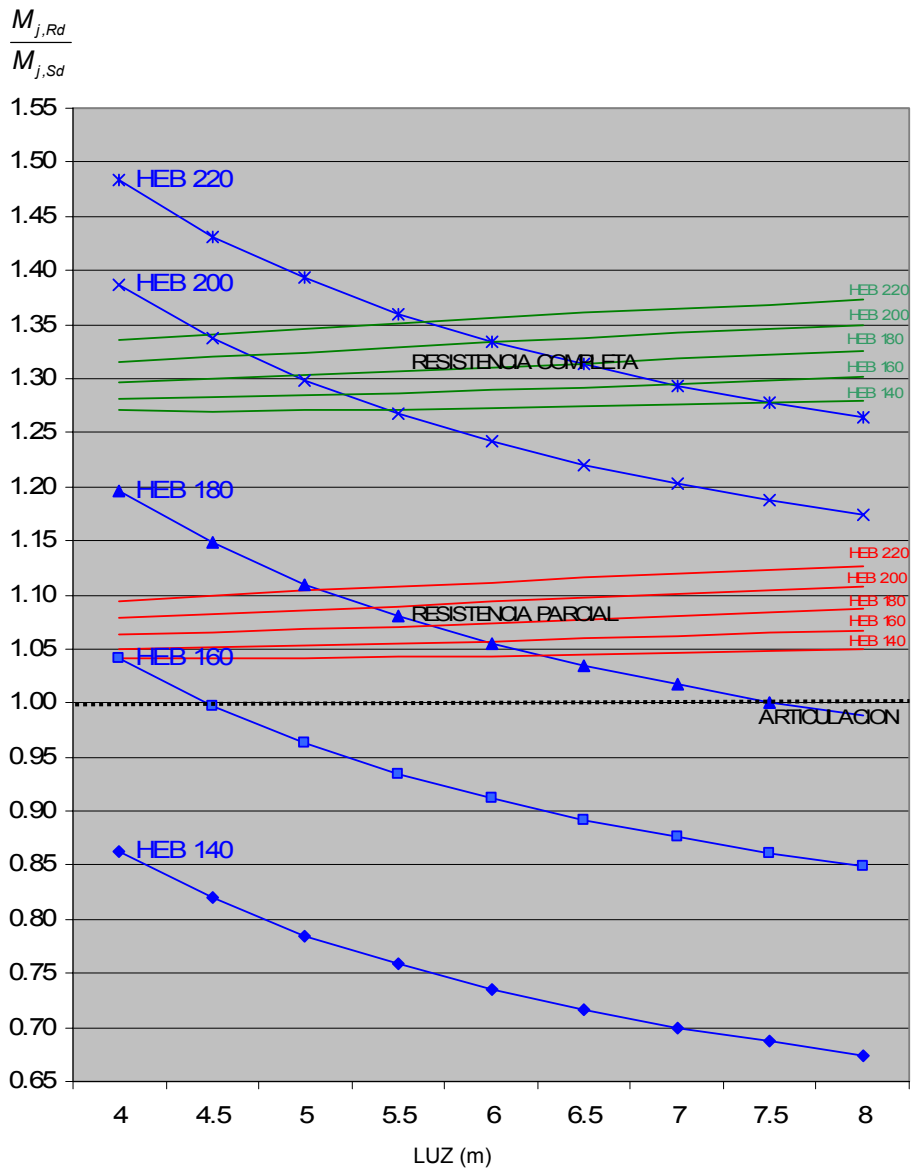
$$\frac{M_{j,Rd}}{M_{j,Sd}}$$



IPE 270

PORTICOS DE TRES VANOS

$S_{j,ini} / 2$

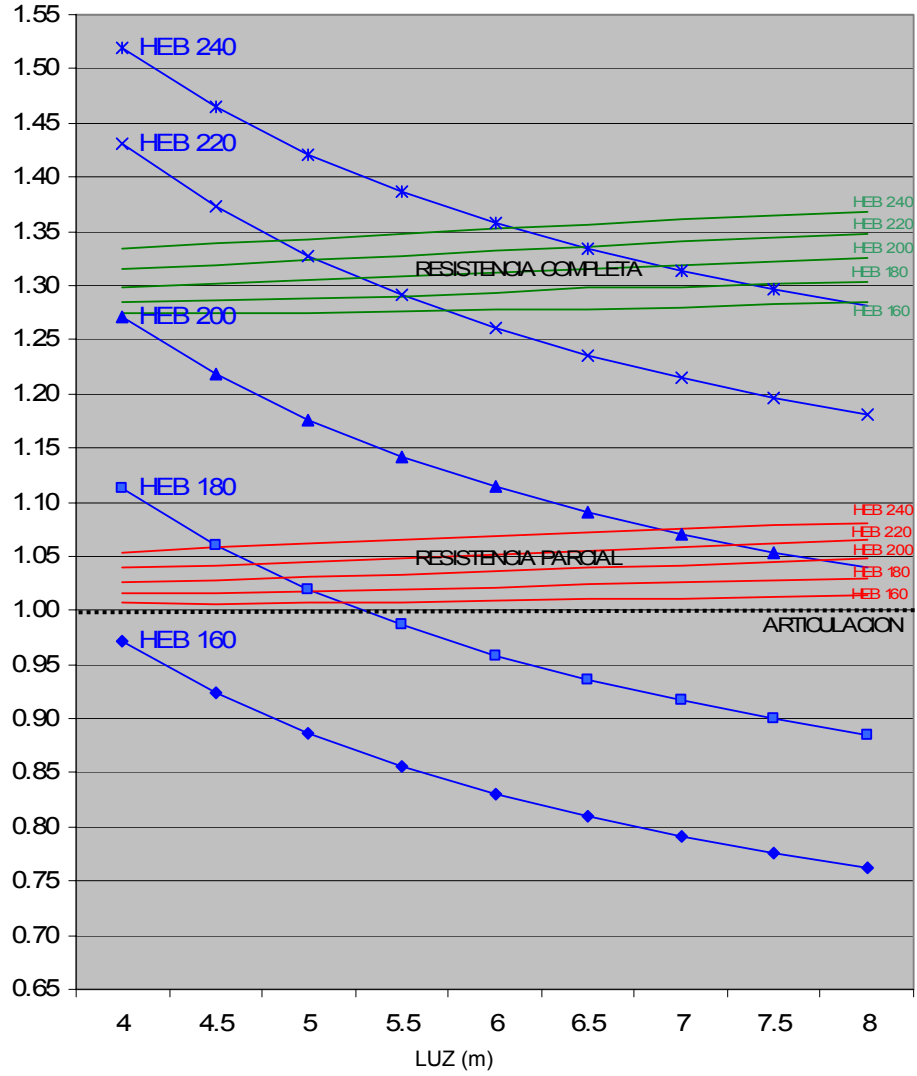


IPE 300

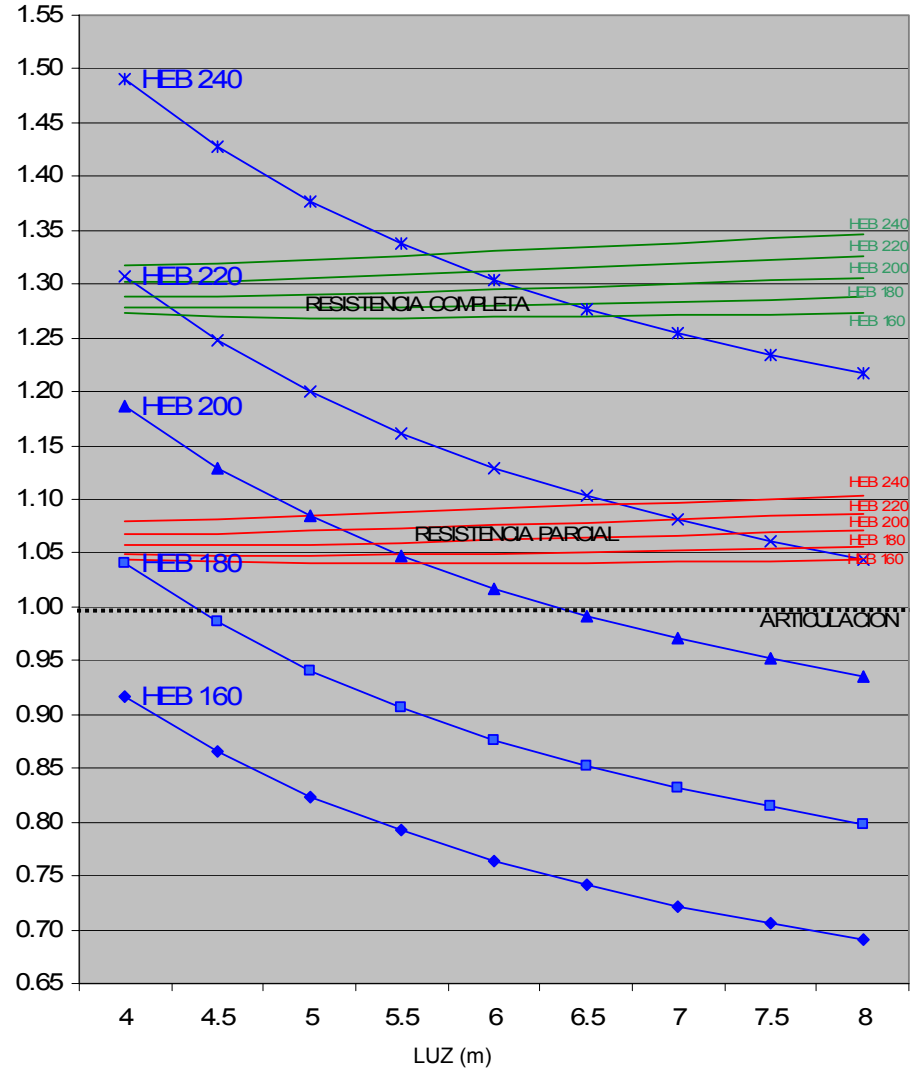
PORTICOS DE TRES VANOS

$S_{j,ini} / 2$

$$\frac{M_{j,Rd}}{M_{j,Sd}}$$



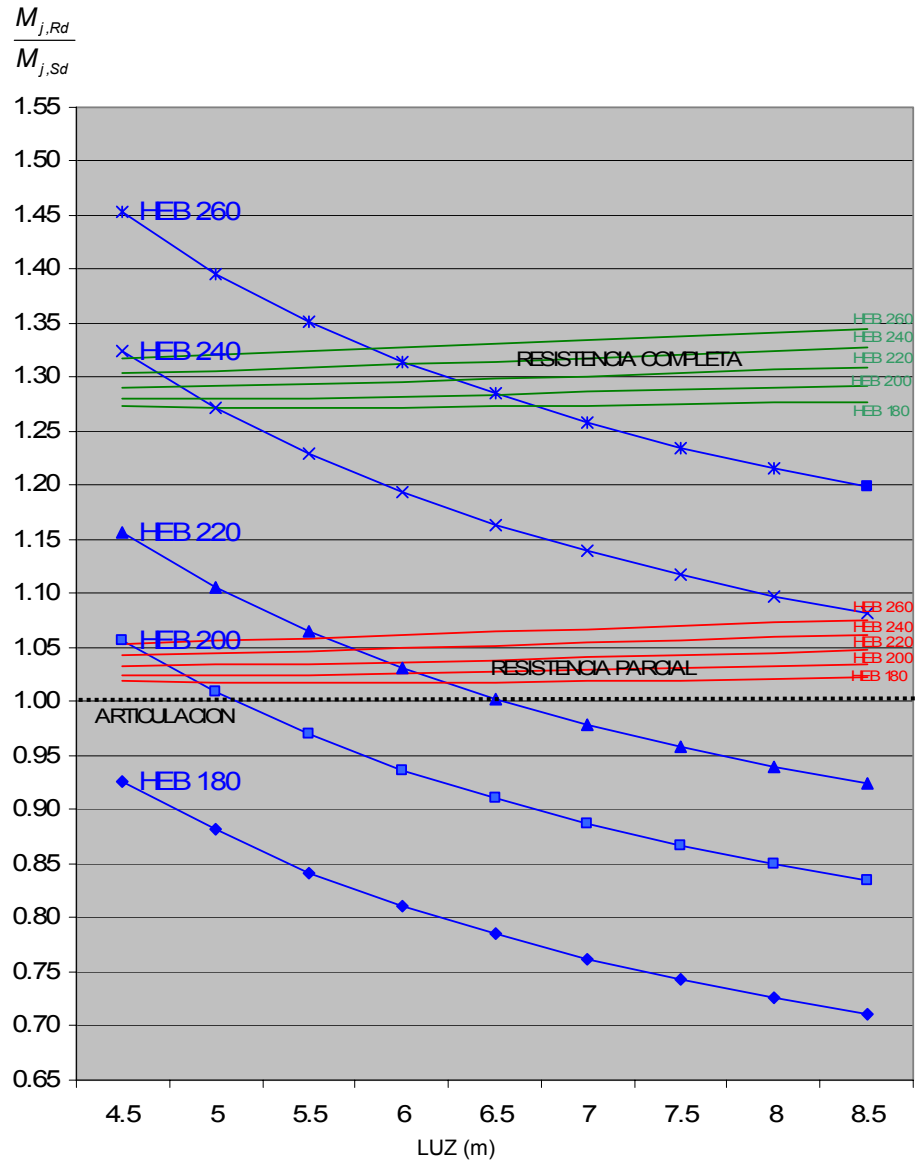
$$\frac{M_{j,Rd}}{M_{j,Sd}}$$



IPE 360

PORTICOS DE TRES VANOS

$S_{j,ini} / 2$

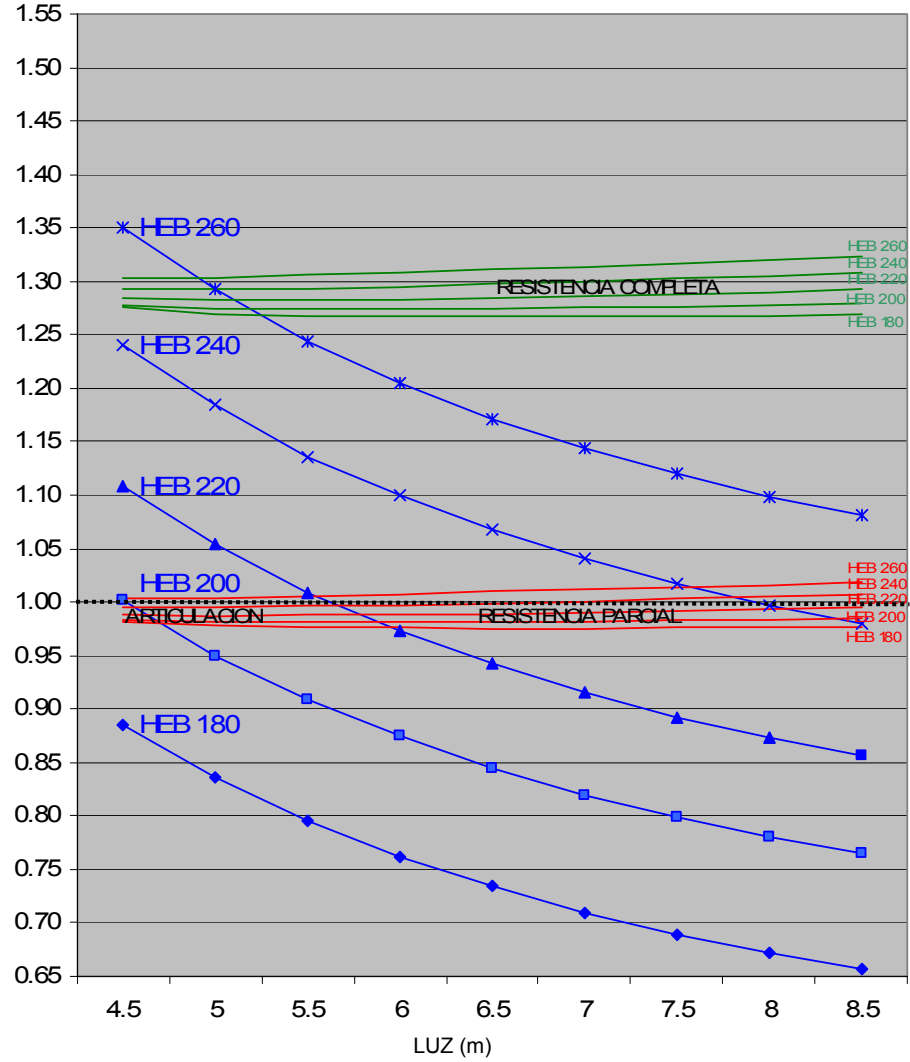


IPE 400

PORTICOS DE TRES VANOS

$S_{j,ini} / 2$

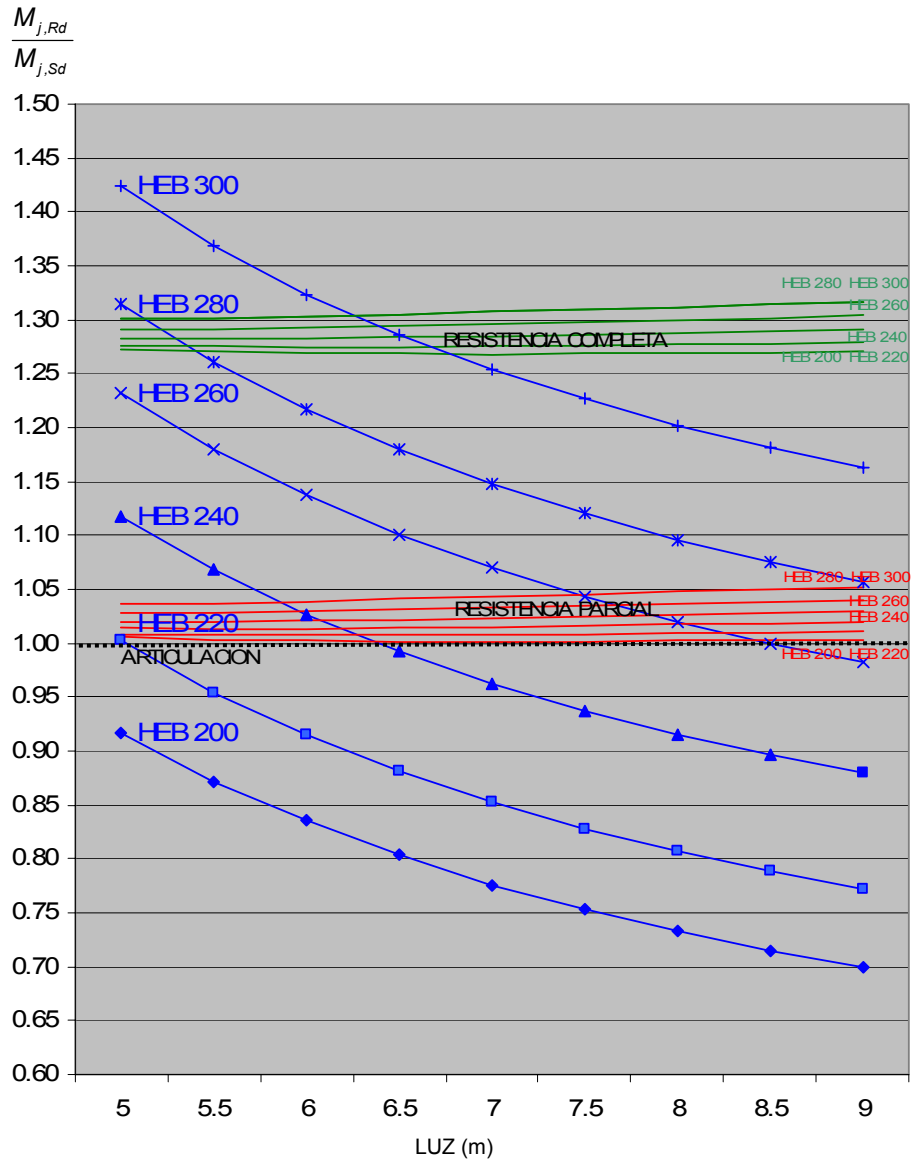
$$\frac{M_{j,Rd}}{M_{j,Sd}}$$



IPE 450

PORTICOS DE TRES VANOS

$S_{j,ini} / 2$

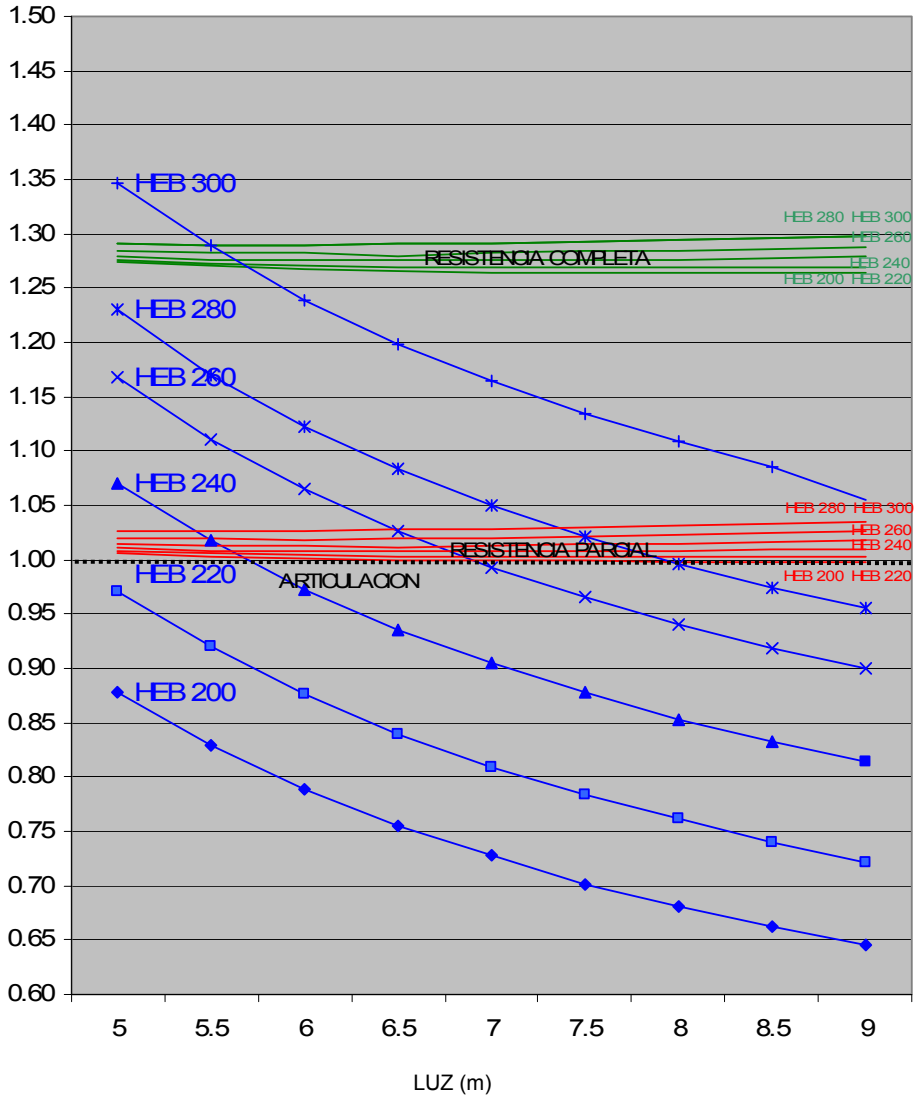


IPE 500

PORTICOS DE TRES VANOS

$S_{j,ini} / 2$

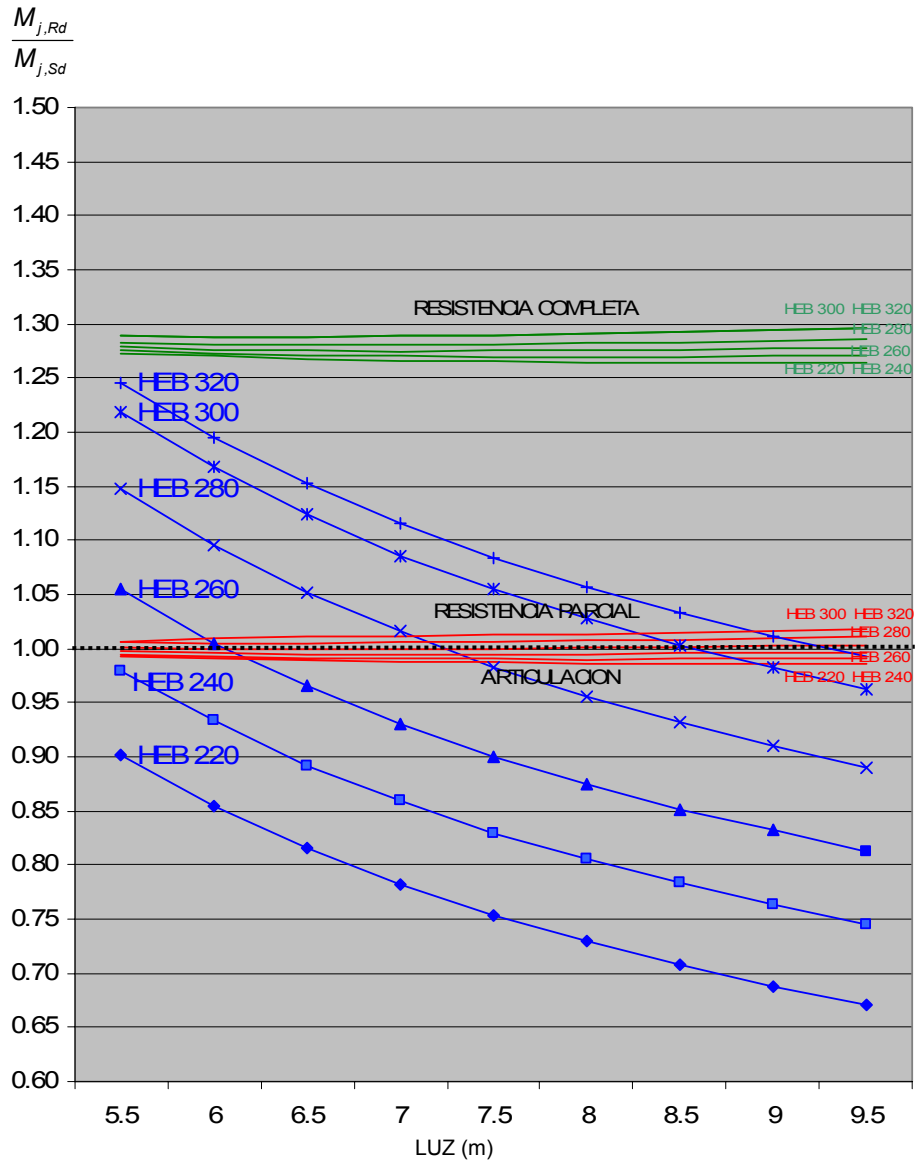
$$\frac{M_{j,Rd}}{M_{j,Sd}}$$



IPE 550

PORTICOS DE TRES VANOS

$S_{j,ini} / 2$

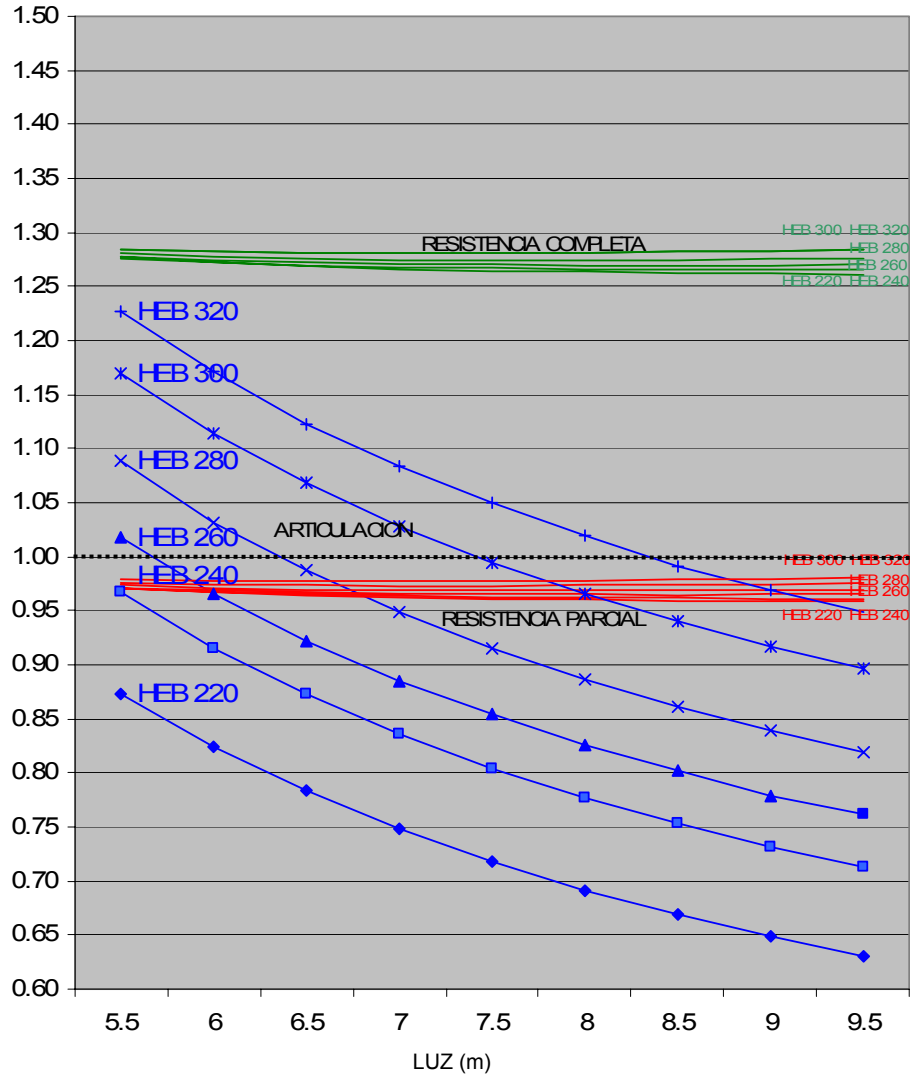


IPE 600

PORTICOS DE TRES VANOS

$S_{j,ini} / 2$

$$\frac{M_{j,Rd}}{M_{j,Sd}}$$



11.3. Líneas futuras de investigación

Después del trabajo realizado a lo largo de esta tesis, en el que se han calculado las propiedades de las uniones viga-soporte no rigidizadas y se han establecido las condiciones en que es interesante el uso de las mismas, parece necesario profundizar en varios aspectos que, por su envergadura, se plantean como objeto de otros trabajos de investigación.

A partir de los procedimientos, herramientas y conclusiones alcanzados en esta Tesis doctoral se apuntan las siguientes vías de investigación:

1. Incorporar en las tablas de propiedades de las uniones viga-soporte calculadas, los perfiles de la serie HEM como pilares, siendo previsible una mejora sustancial del momento resistente de la unión, al tener los soportes un mayor espesor¹² de alma.
2. Profundizar en el estudio de las uniones no rigidizadas resueltas con chapa frontal atornillada, con el fin de establecer una serie de criterios de diseño que permitan, considerando el número, calidad, diámetro y posición de los tornillos junto al espesor de la chapa frontal, diseñar uniones menos rígidas que las soldadas, pero más resistentes.
3. Estudiar la capacidad para coaccionar giros, y por tanto transmitir momentos, de aquellas uniones viga-soporte resueltas únicamente con soldadura o tornillos dispuestos a lo largo del alma, evaluando cuando es conveniente considerar el comportamiento semi-rígido de estas uniones, tradicionalmente modelizadas como articulaciones.

¹² En las uniones viga-soporte no rigidizadas formadas por un IPE y un HEB, el componente débil es el alma del soporte, que fallando a compresión o a cortante, determina la resistencia de la unión.

4. Analizar los dominios en los que cada uno de los componentes de una unión resultan determinantes a la hora de evaluar su rigidez y resistencia, con el objeto de implementar criterios de optimización¹³ que permitan predimensionarlas eficazmente.

¹³ Basados en la evaluación del coste material, del coste de ejecución y/o de la eficacia mecánica.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Ahmed I.; Kirby P.A.

MAXIMUM CONNECTION ROTATIONS IN NON-SWAY SEMI-RIGID FRAMES
Journal of Constructional Steel Research 40 (1996)

Alonso, A.

UN MODELO DE INTEGRACIÓN DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL EN ENTORNOS
CAD PARA ESTRUCTURAS DE EDIFICACIÓN
Tesis doctoral presentada en la E.T.S.A., Universidad Politécnica de
Valencia, 2003

Anderson, D.; Colson, A.; Jaspert, J.P.

CONNECTION AND FRAME DESIGN FOR ECONOMY
New Steel construction. Vol 1. nº 6. October 1993

Anderson, D.; Colson, A.; Jaspert, J.P.

CALCUL D'OSSATURES ET ASSEMBLAGES: CONSIDERATIONS
ECONOMIQUES
Publication de la Convention Européenne de la Construction
Métallique - Comité technique 10 - Assemblages de Construction.
Groupe de Travail Technique 10.2 - Assemblages Semi-rigides.
(1994)

ASCE

PLASTIC DESIGN IN STEEL. A GUIDE AND COMMENTARY
American society of civil engineers. New York, 1971

Armstrong S.; Serrano M.

EUROCÓDIGO PARA ESTRUCTURAS DE ACERO: DESARROLLO DE UNA
PROPUESTA TRANSNACIONAL.
SSEDTA 2001

Ballio, G.; Mazzolani, F.M.

THEORY AND DESIGN OF STEEL STRUCTURES
Chapman and Hall, New York, 1983

Barakat, M.; Chen, W.F.

PRACTICAL ANALYSIS OF SEMI-RIGID FRAMES.
Engng J., AISC, 27(2) (1990)

Barakat, M.; Chen, W.F.

DESIGN ANALYSIS OF SEMI-RIGID FRAMES: EVALUATION AND
IMPLEMENTATION
Engng J., AISC, 28(2) (1991)

Benito Hernández, C.

NOCIONES DE CÁLCULO PLÁSTICO
Edita: Revista de obras públicas. Madrid, 1975

Bijlaard, F.S.K.; Steenhuis, M.

PREDICTION OF THE INFLUENCE OF CONNECTION BEHAVIOUR ON THE
STRENGTH. DEFORMATIONS AND STABILITY OF FRAMES, BY
CLASSIFICATION OF CONNECTIONS.

Connections in Steel Structures II, Ed. by Bjorhovde, Colson, Haaijer
and Stark, American Institute for Steel Construction. Chicago 1992

Boender, J.; Stark, J. Steenhuis M.

THE REQUIRED ROTATION CAPACITY OF JOINTS IN BRACED STEEL
FRAMES
IABSE Colloquium Istambul 1996 pp 371-379

Bjorhovde, R.; Brozzetti, J.; Colson A.

A CLASSIFICATION SYSTEM FOR BEAM-TO-COLUMN CONNECTIONS
Journal Struct. Engng. ASCE 116 (11) (1990)

Broglioli, M.; Gelfi, P.; Zandonini, R. y Zanella, M.

OPTIMAL DESIGN OF SEMI-RIGID BRACED FRAMES VIA KNOWLEDGE-
BASED APPROACH
Journal of Constructional Steel Research 46, (1998)

Brown, N.D.; Anderson, D.; Hughes A.F.

WIND-MOMENT STEEL FRAMES WITH STANDARD DUCTILE CONNECTIONS
Journal of Constructional Steel Research 52, (1999)

Bursi, O.S.; Jaspart J.P.

BENCHMARKS FOR FINITE ELEMENT MODELLING OF BOLTED STEEL
CONNECTIONS
Journal Constructional Steel Research Vol 43. (1997)

Cabrero J.M.; Bayo E.

Development of practical design methods for steel structures with
semi-rigid connections
Engineering Structures, 27 (2005)

Commission des Communautés Européennes

EUROCODE N° 3; REGLES UNIFIEES COMMUNES POUR LES
CONSTRUCTIONS EN ACIER.
Procédes industriels. Bâtiment et genie civil. Bruxelles-Luxembourg,
1984

EUROCÓDIGO 3: PROYECTO DE ESTRUCTURAS DE ACERO. PARTE 1-1:
REGLAS GENERALES Y REGLAS PARA EDIFICACIÓN. ENV 1993-1-1:1996.
Norma española experimental UNE-ENV 1993-1-1
AENOR, 1996.

CEN. European Committee for Standardisation

EUROCODE 3: DESIGN OF STEEL STRUCTURES -PART 1-1: GENERAL-
GENERAL RULES AND RULES FOR BUILDINGS. ANNEX J: JOINTS IN
BUILDING FRAMES. ENV 1993-1-1:1992/A2:1998.
CEN, 1998

CEN. European Committee for Standardisation

EUROCODE 3: DESIGN OF STEEL STRUCTURES. PART 1.8.: DESIGN OF
JOINTS PREN 1993-1-8:2003.
CEN TC 250/ SC3, 2003

CeStruCo (Continuing Education on Structural Connections). 2003

Centre Technique Industriel de la Construction Metallique,
ASSEMBLAGES FLEXIONNELS EN ACIER SELON L'EUROCODE 3. OUTILS DE
CALCUL POUR LE ASSEMBLAGES RIGIDES ET SEMI-RIGIDES
CTICM, Saint-Remy-les Chevreuse, edition 1996

Construction métallique et Département M.S.M.
L'Eurocode 3 et les assemblages en acier: Aides e calcul pour
assemblages rigides et semi-rigides.
CRIF, Université de Liège 1996

Chen W.F.; Toma, S., editores
ADVANCED ANALYSIS OF STEEL FRAMES
New Directions in Civil Engineering. Series editor: Chen, W.F.
CRC Press, Inc. (1994)

Chen, W.F.; Goto, Y.; Liew, R.J.Y.
STABILITY DESIGN OF SEMI-RIGID FRAMES
John Wiley & Sons, 1996

Chen, W.F. editor
PRACTICAL ANALYSIS FOR SEMI-RIGID FRAME DESIGN
World Scientific Publishing Co. Pte. Ltd, 2000

Christopher, J.E.; Bjorhovde R.
RESPONSE CHARACTERISTICS OF FRAMES WITH SEMI-RIGID
CONNECTIONS
Journal of Constructional Steel Research 46, 1998

ECCS, European Convention for Constructional Steelwork
EUROPEAN RECOMMENDATIONS FOR STEEL CONSTRUCTION
ECCS, 1978

ECCS, European Convention for Constructional Steelwork
ANALYSIS AND DESIGN OF STEEL FRAMES WITH SEMI-RIGID JOINTS
ECCS n° 67, first edition 1992

(ECCS) CECM, Convention Européenne de la Construction
Métallique- Comité Technique 10 - Assemblages de construction.
Groupe de Travail Technique 10.2 - Assemblages Semi-rigides
CALCUL D'OSSATURES ET ASSEMBLAGES: CONSIDERATIONS
ECONOMIQUES
Construction Métallique, n° 1-1994

Faella, C.; Piluso, V.; Rizzano, G.
PREDICTION OF THE FLEXURAL RESISTANCE OF BOLTED CONNECTIONS
WITH ANGLES
IABSE Colloquium Istanbul 1996 pp 371-379

Faella, C.; Piluso, V.; Rizzano, G.
STRUCTURAL STEEL SEMIRIGID CONNECTIONS. THEORY, DESIGN AND
SOFTWARE
New Directions in Civil Engineering. Series editor: Chen, W.F.
CRC Press LLC. 2000

Gelder, J.; Steenhuis, M.
A KNOWLEDGE-BASED SYSTEM APPROACH FOR CODE-CHECKING OF
STEEL STRUCTURES ACCORDING TO EUROCODE 3
Computers & Structures 67, 1998

Gomes, F.; Jaspart, J.P.
EXPERIMENTAL RESEARCH OF MINOR-AXIS JOINT, COMPARISON WITH
THEORETICAL PREDICTIONS.
Cost C1 document, 25-26 November 1994

Gomes, F.; Jaspart, J.P.; Maquoi R.
MOMENT CAPACITY OF BEAM-TO-COLUMN MINOR AXIS JOINTS
IABSE Colloquium Istanbul 1996 pp 371-379

Goto, Y.; Miyashita, S.

CLASSIFICATION SYSTEM FOR RIGID AND SEMI-RIGID CONNECTIONS
Journal of Structural. Engineering. 1998

IABSE CONFERENCE DAVOS 1992

STRUCTURAL EUROCODES
International Association for Bridge and Structural Engineering

IABSE COLLOQUIUM ISTAMBUL 1996

SEMI-RIGID STRUCTURAL CONNECTIONS
International Association for Bridge and Structural Engineering

Jaspart, J.P.

ÉTUDE DE LA SEMI-RIGIDITE DES NŒUDS POUTRE-COLONNE ET SON
INFLUENCE SUR LA RESISTANCE ET LA STABILITE DES OSSATURES EN
ACIER

Tesis doctoral. University of Liège, 1991

Jaspart, J.P.; Gerardy, J.C.; Maquoi R .

PARAMETRIC STUDY OF THE NUMERICAL MODELLING FOR SEM-RIGID
JOINTS
SSRC Technical session -1991

Jaspart, J.P.

DESIGN OF STEEL CONNECTIONS ACCORDING TO ENV 1993-1-1, ANEX J
IABSE 15th congress, Copenhagen, june 1996

Jaspart, J.P.; Maquoi, R.

DESIGN HANDBOOK FOR FRAME DESIGN INCLUDING JOINT BEHAVIOUR
IABSE Colloquium Istanbul (1996)

Jaspart, J.P.; Maquoi R .

CONTRIBUTIONS TO RECENT ADVANTAGES IN THE FIELD OF STEEL
JOINTS,
MSMT, Liège, 1997.

Jaspart, J.P.; Vandegans, D.

MODELLING OF SEMI-RIGID CONNECTIONS: COLUMN BASES
Journal of Constructional Steel Research 48 (1998)

Jaspart, J.P.; Vandegans, D.

APPLICATION OF THE COMPONENT METHOD TO COLUMN BASES
Journal of Constructional Steel Research 48 (1998)

Jaspart, J.P.

GENERAL REPORT: SESSION ON CONNECTIONS
Journal of Constructional Steel Research 55 (2000)

Jones, S.W., Kirby, P.A., Nethercot, D.A.

THE ANALYSIS OF FRAMES WITH SEMI-RIGID CONNECTION. A STATE OF
THE ART REPORT
Department of civil engineering, University of Sheffield -1982

Keulen, van D.C.; Nethercot, D.A.; Snijder, H.H.; Bakker, M.C.M.

FRAME ANALYSIS INCORPORATING SEMI-RIGID JOINT ACTION:
APPLICABILITY OF THE HALF INITIAL SECANT STIFFNESS APPROACH
Journal of Constructional Steel Research 59 (2003)

Kishi, N.; Chen W.F.

DATABASE OF STEEL BEAM-TO-COLUMN CONNECTIONS
Structural Engineering Report No. CESTR-86-26. West Lafayette
(IN): School of Civil Engineering, Purdue University, 1986

Kishi, N.; Hasan R.; Goto, Y.; Komuro M.

INVESTIGATION ON THE VALIDITY OF CONNECTION CLASSIFICATION
SYSTEM
IABSE Colloquium Istanbul (1996)

Kishi, N.; Chen W.F.; Goto, Y.; Komuro M.

EFFECTIVE LENGTH FACTOR OF COLUMNS IN FLEXIBLY JOINTED AND BRACED FRAMES.

Journal of Constructional Steel Research 47 (1998)

Li, T. Q.; Choo, B. S.; Nethercot D. A.

CONNECTION ELEMENT METHOD FOR THE ANALYSIS OF SEMI-RIGID FRAMES

Journal of Constructional Steel Research 32, 1995

Li, G-Q., Mativo, J.

APPROXIMATE ESTIMATION OF THE MAXIMUM LOAD OF SEMI-RIGID STEEL FRAMES

Journal of Constructional Steel Research 54, 2000

Mageirou, G. E.; Gantes, C. J.

BUCKLING STRENGTH OF MULTI-STORY SWAY, NON-SWAY AND PARTIALLY-SWAY FRAMES WITH SEMI-RIGID CONNECTIONS

Journal of Constructional Steel Research (aceptado nov. 2005)

Maquoi, R.; Jaspart, J. P.

CONTRIBUTION TO THE DESIGN OF BRACED FRAMES WITH SEMI-RIGID CONNECTIONS.

Fourth International Colloquium, Stability of Metal Structures, SSRC, New York, 1989

Maquoi, R.; Jaspart J.P.

SIMPLE DESIGN METHOD FOR SWAY FRAMES WITH SEMI-RIGID CONNECTIONS

In Proceedings of International Colloquium Bolted and Structural Connections. Vol. 3, Moscow, May 1989

Maquoi, R.; Jaspart J.P.

GUIDELINES FOR THE DESIGN OF BRACED FRAMES WITH SEMI-RIGID CONNECTIONS

Journal of Constructional Steel Research, 16 (1990)

Maquoi, R.; Chabrolin, B.
FRAME DESIGN INCLUDING JOINT BEHAVIOUR,
ECSC Report 18563. Luxembourg: Office for Official Publications of
the European Communities, 1998.

Margarit, J
CÁLCULO DE ESTRUCTURAS
Colección Visor de Poesía. Madrid 2005

Massonnet, C.
CÁLCULO PLÁSTICO DE LAS CONSTRUCCIONES. VOL. 1 ESTRUCTURAS
PLANAS
Ed. Montaner y Simón, Barcelona 1966

Mazzolani F., Piluso V.
PREDICTION OF THE SEISMIC BEHAVIOR OF SEMI-RIGID STEEL FRAMES
Proceedings of the COST 1 workshop. Prague 26-28 October 1994

Mazzolani F., Piluso V.
Plastic Design of Semi-Rigid Frames for Failure Mode Control
IABSE Colloquium Istanbul (1996)

Moore D.B., Nethercot D.A., Kirby P.A.
TESTING STEEL FRAMES AT FULL-SCALE
Journal of the Institution of Structural Engineers. Vol 71. nºs 23 y 24
december 1993, pp 418-427

Neves, L.C.; Gomes, F.
SEMI-RIGID BEHAVIOUR OF BEAM-TO-COLUMN MINOR AXIS JOINTS
IABSE Colloquium Istanbul (1996)

Nethercot, D.A.
JOINT ACTION AND THE DESIGN OF STEEL FRAMES
Structural Engineer, 63A (12) (December 1985)

Nethercot, D.A.

THE BEHAVIOUR OF STEEL FRAME STRUCTURES ALLOWING FOR SEMI-RIGID JOINT ACTION.

In Steel Structures: Recent Research Advances and their Application to Design, ed. M. N. Pavlovic. Elsevier Applied Science, London, 1986

Nethercot D.A. y Zandonini, R.

METHODS OF PREDICTION OF JOINT BEHAVIOUR: BEAM-TO-COLUMN CONNECTIONS

Structural Connections, Stability and Strength, Narayanan R. ed. Elsevier, 1989

Oudry, G.; Ryan I.

À PROPOS DE LA COURBE MOMENT-ROTATION DES ASSEMBLAGES BOULONNES POUTRE-POTEAU SELON L'EUROCODE 3.

Construction Métallique n° 3-1991

Pucinotti R.

COLLEGAMENTI SEMIRIGIDI CON ANGOLARI: UNA SEMPLIFICAZIONE DELL'EUROCODICE 3

Costruzioni Metalliche 1999 (6/99)

Pucinotti R.

TOP-AND-SEAT AND WEB ANGLE CONNECTIONS: PREDICTIONS VIA MECHANICAL MODEL

Journal of Constructional Steel Research 57, 2001

Richard Liew J.Y.; White D.W. y Chen W.F.

LIMIT STATES DESIGN OF SEMI-RIGID FRAMES USING ADVANCED ANALYSIS: PART 1: CONNECTION MODELING AND CLASSIFICATION

Journal Constructional Steel Research Vol. 26, 1993

Richard Liew J.Y.; White D.W. y Chen W.F.

LIMIT STATES DESIGN OF SEMI-RIGID FRAMES USING ADVANCED ANALYSIS: PART 2: ANALYSIS AND DESIGN
Journal Constructional Steel Research Vol. 26, 1993

Simões da Silva, L.; de Lima, L.R.O.; da S. Vellasco, P.C.G.; de Andrade, S.A.L.

EXPERIMENTAL EVALUATION OF EXTENDED ENDPLATE BEAM-TO-COLUMN JOINTS SUBJECTED TO BENDING AND AXIAL FORCE
Engineering Structures 26 (2004)

Snijder, H.H., Bijlaard, F.S.K., Stark J.W.B:

COMPARISON OF WELD STRENGTH ACCORDING TO EUROCODE No.3 WITH WELD STRENGTH ACCORDING TO NATIONAL CODES, 1989
Background document to Eurocode 3 doc. 605, p. 13 and 28, BI-89-011, TNO, Delft,

Snijder, H.H.; Steenhuis, M.

INFLUENCE OF SEMI-RIGID JOINT ON THE STABILITY OF SWAY-FRAMES
Publicado en Proceedings of the 6th International Colloquium on Stability and Ductility of Steel Structures 1999. Ed. por Dubina, D. y Iványi M. Elsevier Science, 1999

Sokol, Z.; Wald, F.; Delabre V. Muzeau J.P. Švarc, M.

DESIGN OF END PLATE JOINTS SUBJECTO TO MOMENT AND NORMAL FORCE
COST C12.01 Grant J0198:210000001

Steenhuis, M.

FRAME DESIGN AND ECONOMY
Proceedings of the State of the Art Workshop on Semi-Rigid Behaviour of Civil Engineering Structural Connections, ed. Colson, A. COST C1, Strasbourg, France, 1992

Steenhuis, M. ; Gresnigt, N.; Weynand K.

PRE-DESIGN OF SEMI-RIGID JOINTS IN STEEL FRAMES

Proceedings of the State of the Art Workshop on Semi-Rigid Behaviour of Civil Engineering Structural Connections, ed. Wald, F. COST C1, Prague, Czech Republic, 1994

Steenhuis, M.; Dol, C.; van Gorp, L.

COMPUTERISED CALCULATION OF FORCE DISTRIBUTIONS IN BOLTED END PLATE CONNECTIONS ACCORDING TO EUROCODE 3

Journal of Constructional Steel Research, Vol. 31, 1994

Steenhuis, M.; Evers, H.; Gresnigt N.

CONCEPTUAL DESIGN OF JOINTS IN BRACED STEEL FRAMES

IABSE Colloquium Istanbul (1996)

Steenhuis, M.

COST EFFECTIVE CONNECTIONS

Progress in Structural Engineering and Materials, Vol 1. 1997

Steenhuis, M. ; Weynand K.; Gresnigt, A.M.

STRATEGIES FOR ECONOMIC DESIGN OF UNBRACED STEEL FRAMES

Publicado en Proceedings of the II World Steel Conference, San Sebastian. Ed. por Owens G.W. 1998

y en Journal Constructional Steel Research. Vol. 46, 1998

Steenhuis, M.;Jaspart J.P.; Gomes, F.; Leino T.

APPLICATION OF THE COMPONENT METHOD TO STEEL JOINTS

Publicado en Proceedings of the control of Semi-Rigid Behaviour of Civil Engineering Structural Connections Conference, Ed. por Maquoi, R.; COST C1, Liege, Belgium, 1998

Steenhuis, M. ; Gresnigt N.

JOINTS IN CONSTRUCTIONAL STEELWORK, RECENT DEVELOPMENTS IN THE NETHERLANDS

Publicado en Proceedings of the 8th MASE International Symposium, Ed. por Nikolovski, T., 1999

Steenhuis, M.

UPDATE ON ECCS TC10 AND EUROCODE 3 EFFORTS

Presented at the international AISC/ECCS workshop of Connections in Steel Structures IV, Roanoke, Virginia, USA, 2000

Steenhuis, M.; Snijder, H.H.

SAFETY CONCEPTS FOR DUCTILITY OF JOINTS

Presented at the international AISC/ECCS workshop of connections in Steel Structures IV, Roanoke, Virginia, USA, 2000.

The Steel Construction Institute

JOINTS IN STEEL CONSTRUCTION: MOMENT CONNECTIONS

SCI, Silwood park, Ascot, Berks, 1995

Toader I.H.I.

STABILITY FUNCTIONS FOR MEMBERS WITH SEMIRIGID JOINT CONNECTIONS

Journal of structural Engineering. Vol. 119, 1993

Uğur Öztürk, A.; Seçer, M.

AN INVESTIGATION FOR SEMIRIGID FRAMES BY DIFFERENT CONNECTION MODELS

Mathematical and Computation Applications, vol 10. 2005

Vazquez, Manuel

CÁLCULO MATRICIAL DE ESTRUCTURAS

Publicado por el Colegio de Ingenieros Técnicos de Obras Públicas de Madrid. 2ª Edición 1992

Weynand, K., editor

COLUMN BASES IN STEEL BUILDING FRAMES

Publicado por ECCS TC10 // COST C1 document

Weynand, K.; Jaspart, J.P.; Steenhuis M.

THE STIFFENESS MODEL OF REVISED ANNEX J OF EUROCODE 3

Publicado en Connections in Steel Structures III. Ed. por Bjorhovde

Colson y Zandonini, Pergamon. Oxford, UK, 1996

Weynand, K.; Jaspart, J.P.; Steenhuis M.

ECONOMY STUDIES OF STEEL BUILDING FRAMES WITH SEMIRIGID JOINTS

Journal Constructional Steel Research. Vol. 46, 1998

Weynand, K.; Feldmann, M.

QUICK AND EASY DESIGN OF JOINTS IN PRACTICE USING NEW TOOLS
FOR DESIGNERS

In: Forth international workshop on connections in steel structures.
2000.

Yu, C.H.; Richard Liew, J.Y.; Shanmugam, N.E.; Ng, Y.H.

COLLAPSE BEHAVIOUR OF SWAY FRAMES WITH ENDPLATE CONNECTIONS

Journal of Constructional Steel Research. Vol 48, 1998

Zoetemeijer P.

SUMMARY OF THE RESEARCH ON BOLTED BEAM-TO-COLUMN
CONNECTIONS (PERIOD 1978 - 1983)

Report N 6-85-M, Steven Laboratory, Delft, 1983.

NORMAS:

UNE 36-526-94

**PRODUCTOS DE ACERO LAMINADOS EN CALIENTE PERFILES IPE
AENOR 1994**

UNE 36-524-94

**PRODUCTOS DE ACERO LAMINADOS EN CALIENTE PERFILES HE DE ALAS
ANCHAS Y CARAS PARALELAS
AENOR 1994**

UNE-EN ISO 4017

**TORNILLOS DE CABEZA HEXAGONAL. PRODUCTOS DE CLASES A Y B
AENOR 2001**

UNE-EN ISO 4018

**TORNILLOS DE CABEZA HEXAGONAL. PRODUCTOS DE CLASES C
AENOR 2001**

UNE-EN ISO 4014

**PERNOS DE CABEZA HEXAGONAL. PRODUCTOS DE CLASES A Y B
AENOR 2001**

UNE-EN ISO 4016

**PERNOS DE CABEZA HEXAGONAL. PRODUCTOS DE CLASES C
AENOR 2001**

UNE-EN ISO 7089

**ARANDELAS PLANAS. SERIE NORMAL. PRODUCTO DE CLASE A
AENOR 2000**

UNE-EN ISO 7091

**ARANDELAS PLANAS. SERIE NORMAL. PRODUCTO DE CLASE C
AENOR 2000**

UNE-EN ISO 7089

ARANDELAS PLANAS ACHAFLANADAS. SERIE NORMAL. PRODUCTO DE CLASE A
AENOR 2000

UNE-EN ISO 4033

TUERCAS HEXAGONALES, TIPO 2. PRODUCTOS DE CLASES A Y B
AENOR 2001

UNE-EN ISO 4032

TUERCAS HEXAGONALES, TIPO 1. PRODUCTOS DE CLASES A Y B
AENOR 2001

UNE-EN ISO 4033

TUERCAS HEXAGONALES, TIPO 2. PRODUCTOS DE CLASES A Y B
AENOR 2001

UNE-EN ISO 4034

TUERCAS HEXAGONALES. PRODUCTO DE CLASE C
AENOR 2001

UNE-EN 12345

SOLDEO. RELACIÓN MULTILINGÜE DE TÉRMINOS RELATIVOS A UNIONES SOLDADAS CON ILUSTRACIONES
AENOR 1999