Tomo 1

1 Introducción
2 Tipología de edificios administrativos
3 Criterios de diseño estructural
4 Cálculo y dimensionamiento de elementos estructurales
5 Diseño de uniones
6 Forjados
7 Protección de la estructura

ITEA

Guía de Diseño para edificios con estructura de Acero

segunda edición: agosto 1.999 /1.000
Pol. Industrial de Ordizia
C/ Mallutz,s/n - Oficinas 57 y 58
E-202040 Ordizia / Gipuzkoa
Tels .: + 34 - 943 88 74 76 / 943 88 21 29
Fax : + 34 - 943 88 76 22
e-mail: itea@itea.es
http://www.itea.es
Derechos reservados. Prohibida la reproducción
total o parcial sin los permisos correspondientes
I.S.B.N.: 84-605-6134-8
Depósito Legal: SS-691/99

Nuestro agradecimiento a las personas que, colaboraron como expertos en el ordenamiento de criterios y revisión del trabajo:

D. Eduardo Bayo - Catedrático de Estructuras de la ETS de Arquitectura de la Universidad de Navarra
D. Amando Castroviejo - Ingeniero Industrial
D. Felipe García Chacón - Ingeniero Industrial
D. Ignacio Garay - Dr. Ingeniero Industrial
D. Ángel Martín - Dr. Ingeniero de Telecomunicaciones
D. Juan Carlos Sancho - Ingeniero Industrial
D. Miguel Ángel Serna - Catedrático de Estructuras de la ETSII de la Universidad de Navarra

y a todas las empresas socios del ITEA que han aportado su valiosa colaboración para la realización de esta guía.

ITEA

ITEA

PRÓLOGO

El **Instituto Técnico de Estructura en Acero** - ITEA - fue creado con el objetivo básico de promocionar la utilización de estructuras en Acero, allí donde puedan ofrecer **ventajas competitivas**.

ITEA desarrolla un amplio espectro de actividades para permitir el mejor uso del **Acero en Construcción**. Además quiere contribuir a la mayor cualificación de todos los proyectos, utilizando la potencialidad de las numerosas calidades disponibles, y la extensa **gama de Perfiles Estructurales**.

El **Instituto** se propone la difusión de cuanta información se precise para adoptar soluciones innovadoras y de impacto económico atractivo.

Por ello, ha realizado la presente **Guía de Diseño** para Edificios con Estructura en Acero, que recoge cuantos aspectos se necesitan para construir estas estructuras **de forma sencilla, rápida, segura e innovadora**.

La *Guía* pretende introducir a todos los profesionales y estudiosos de este campo en el **diseño de edificios modulares**, recomendando una serie de disposiciones constructivas y proporcionando una herramienta de cálculo, que posibilita el predimensionado de los elementos estructurales. Se trata de dotar a los interesados de un **manual didáctico**, que les sirva de base para su introducción en el atractivo campo de la construcción en acero.

ITEA quiere cooperar con todos los agentes del Sector de la Construcción desde el promotor hasta el usuario final, para posibilitar soluciones atractivas en su diseño y económicas en su ejecución.

La utilización adecuada de las calidades de acero, y el diseño innovador mediante el uso de los tipos más adecuados de Perfiles Estructurales, aportarán **soluciones muy económicas**, en muchas edificaciones, con claras ventajas sobre otros materiales alternativos.

A través de la difusión de esta guía, ITEA quiere facilitar asesoramiento técnico a prescriptores, constructores y promotores.

Por otra parte, a través de **Grupos de Mejora** quiere desarrollar un **Plan** que permita **optimizar el aprovechamiento de las prestaciones de la Estructura** en Acero.

ITEA espera que esta Guía sea de gran utilidad para todos los profesionales del Sector.

Juan José Aráztegi

Presidente del **ITEA**

1. INTRODUCCIÓN 9

1.1. Objeto de esta *guía* 9
1.2. El acero 9
1.3. Evolución histórica de las estructuras 10
1.4. Ventajas de la estructura de acero 13
1.5. Tendencias actuales en el uso de aceros 14

2. TIPOLOGÍA DE EDIFICIOS MODULARES 15

2.1. Modulación 15
2.2. Luces 15
2.3. Alturas y espacios para instalaciones 18
2.4. Fachadas 19

3. CRITERIOS DE DISEÑO 21

3.1. Soluciones estructurales 21
3.1.1. *Estructuras de nudos articulados* 22
3.1.2. *Estructuras de nudos rígidos* 23
3.1.3. *Estructuras con nudos rígidos y nudos articulados* 23
3.2 Arriostramiento general 23
3.3. Definición de elementos estructurales 26
3.3.1. *Pilares* 26
3.3.2. *Vigas* 26
3.3.3. *Uniones* 28
3.3.4. *Elementos de celosía para absorber esfuerzos horizontales* 29

4. CÁLCULO Y DIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES 32

4.1. Normativa de aplicación 32
4.2. Bases de cálculo 32
4.2.1. *Tipos de acero. Resistencias de cálculo* 34
4.2.2. *Aciones a considerar* 35
4.3. Predimensionado de elementos estructurales 38
4.3.1 *Vigas* 38
4.3.2. *Pilares* 43
4.3.3. *Elementos para absorber esfuerzos horizontales* 44

5. DISEÑO DE UNIONES 46

5.1. Medios de unión 46
5.2. Unión entre pilares 46
5.3. Unión entre vigas 48
5.3.1. *Empalmes* 48
5.3.2. *Embrochalado de vigas* 48
5.4. Unión de pilar con viga 50
5.4.1. *Unión de pilar continuo con viga continua, sin transmisión de momentos* 50
5.4.2. *Unión de pilar continuo con viga apoyada* 50
5.4.3. *Unión rígida de viga con pilar* 53
5.5. Base de pilares 53

6. FORJADOS 56

6.1. Forjados mixtos de hormigón y chapa de acero 56
6.2. Forjados de losas aligeradas 58
6.3. Forjados con estructura embebida (slimfloor) 58
6.4. Otros tipos de forjado 59

7. PROTECCIÓN DE LA ESTRUCTURA 60

7.1. Protección de las estructuras de acero contra la corrosión 60
7.1.1. *Protección con pintura* 60
7.1.2. *Otras protecciones* 61
7.2. Protección contra el fuego 62
7.2.1. *Efectos del fuego* 62
7.2.2. *Prevención* 62
7.2.3. *Estabilidad ante el fuego de los elementos estructurales* 62
7.2.4. *Protección contra el fuego de los elementos estructurales* 63

1. INTRODUCCIÓN.

1.1. Objeto de esta guía.

La construcción metálica, de tan arraigada tradición en los países desarrollados, está alcanzando un papel significativo en el campo de las estructuras de edificación, sobre todo en aquellos proyectos en que la disposición de espacio útil y la versatilidad de la distribución interior son condicionamientos esenciales. Este es el caso concreto de las estructuras multiplanta para usos varios : administrativos, docentes, exposiciones, oficinas, hoteles... o cualquier otro no previamente fijado.

Aunque la literatura sobre la construcción metálica es abundante y extensa, no lo es tanto en cuanto a su aplicación práctica al tipo de edificios mencionados anteriormente, por lo que creemos que esta *Guía*, puede ser un instrumento útil y eficaz, tanto para la elección como para el proyecto de una estructura de las características que estos edificios requieren.

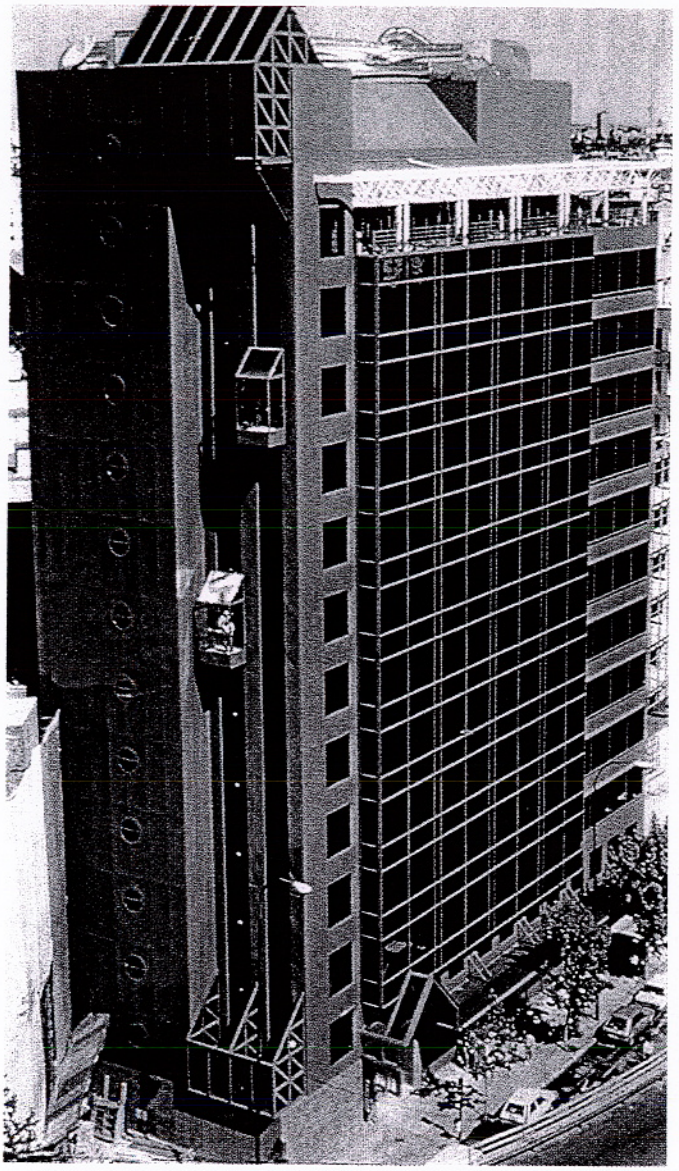
En sus páginas se van a exponer tanto las ideas básicas que el diseño inicial requiere, como los conocimientos y datos fundamentales necesarios para el dimensionado previo de todos sus elementos.

Este conocimiento previo de las dimensiones aproximadas de las vigas y pilares de la estructura permite determinar el espacio disponible y las eventuales interferencias con otros elementos constructivos o con las instalaciones auxiliares previstas o previsibles. Asimismo ayuda a obtener una estimación bastante aproximada de su peso y coste, con lo que puede decidirse su adopción definitiva, o el tanteo de otra variante.

Este predimensionado deberá necesariamente ser comprobado mediante un cálculo exacto, para el cual puede utilizarse alguno de los numerosos programas existentes en el mercado, partiendo de las dimensiones previas obtenidas con auxilio de esta *Guía*.

1.2. El acero.

La norma UNE 36004 define el acero como el material en el que el hierro es predominante y cuyo contenido en carbono es generalmente inferior al 2%, y contiene además otros elementos. Aunque un



limitado número de aceros puede tener contenidos de carbono superiores al 2%, éste valor es el límite habitual que separa el acero de la fundición.

A pesar de que ya en el siglo XVII a. de C., los pueblos ribereños del Mar Negro consiguen utensilios y armas a partir del mineral de hierro, puede decirse que la siderurgia tiene su inicio a mediados del siglo XIX, al perfeccionarse los sistemas de afino del exceso de carbono del arrabio (metal líquido), mediante la insuflación de aire en su masa. La evolución, en la segunda mitad del siglo XX, de los métodos de producción ha permitido la obtención de aceros de una gran calidad, así como la consecución de un producto económicamente competitivo frente a otros materiales.

La maleabilidad del acero permite su conformado, especialmente en caliente, mediante forja o laminación. La laminación hace posible la fabricación en grandes cantidades de elementos o productos de secciones y características prefijadas.

Actualmente, los productos de acero más utilizados en estructuras son los perfiles y las chapas. Las técnicas de prefabricación en taller, mediante soldadura, y el montaje en obra mediante tornillos, son las más utilizadas por la garantía que se obtiene en la calidad final, y por la menor presencia de personal en obra.

España ocupa un destacado lugar entre los países productores de acero. Sin embargo la penetración del acero en el mercado de la construcción es bastante baja, comparada con la de los países desarrollados tales como Gran Bretaña, Estados Unidos o Japón.

1.3. Evolución histórica de las Estructuras.

Las primeras construcciones que realizó el hombre cuando su evolución social le sacó de las cavernas, fueron recintos formados con muros de piedra y cubiertos con troncos y ramaje. Su primera función era la protección frente a los agentes exteriores, el frío y la lluvia principalmente. La necesidad de obtener mayores espacios comunicados entre sí, en construcciones de carácter religioso o social, lleva a la apertura de huecos en los muros por medio de arcos, que con las columnas, vigas de madera y contrafuertes son los primeros sistemas estructurales utilizados por el hombre. Con la evolución de los mismos se llega en algunos casos a reducir el papel de los muros a meros elementos de separación o cerramiento, confiando la misión resistente a los otros sistemas que adquieren entidad propia, como estructura de la construcción.

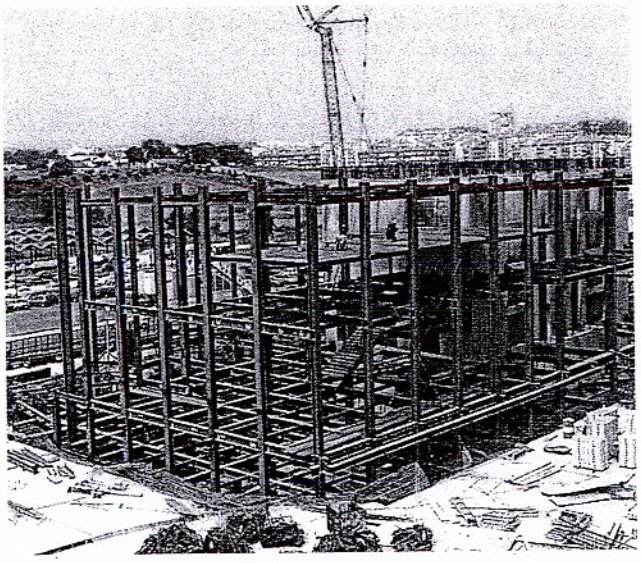
Durante mucho tiempo, además de la piedra, fué la madera el único material apto para ser utilizado como elemento estructural, principalmente en elementos en que la resistencia a flexión o tracción era necesaria, con la consiguiente limitación de luces que este material imponía. Esta restricción y el hecho de ser la madera un material poco duradero bajo la acción de múltiples agentes exteriores, condujo al hombre a la incesante búsqueda de otros materiales de mayor resistencia y durabilidad, que fructificaron en tiempos relativamente recientes con la aparición de las estructuras de hierro y acero y posteriormente las de hormigón armado. Estos materiales constituyen la inmensa mayoría de los distintos sistemas estructurales actuales, aprovechando así sus características funcionales específicas.

El hierro comienza a utilizarse como elemento estructural a finales del siglo XVIII en la construcción de puentes. Posteriormente, durante el siglo XIX, se utiliza en edificación como producto alternativo a la piedra y a la madera.

Si no tenemos en cuenta algunas imperfectas tentativas anteriores, puede afirmarse que el primer puente de hierro fué el puente en arco de fundición construido entre 1773 y 1779 sobre el río Severn en Coalbrookdale. Posteriormente hicieron su aparición los puentes colgantes con tablero suspendido de cadenas metálicas. Entre ellos, el Menai Bridge (1819-24), con sus dos características torres de sillería, fué durante muchos años el puente de mayor longitud de Gran Bretaña.

En 1850, Stephenson realizaba, combinando con maestría materiales laminados y perfilados, el puente Britannia, de cuatro tramos (los dos extremos de 71,90 m y los dos centrales de 141,73 m cada uno), que fué la primera realización en grandes vigas cerradas autoportantes.

En USA, y en la década de los cuarenta, se construyen los puentes colgantes de Wheeling, Pittsburg y Cincinnati, sustituyendo ya las cadenas por cable metálico. Entre 1869 y 1883 se construye el archiconocido, sobre todo a través del cine, puente de Brooklyn en Nueva York, que como alguno de los citados anteriormente sigue actualmente en servicio.



En España son numerosos los puentes de hierro construidos en el siglo pasado diseminados por toda la geografía nacional. Ejemplo de ellos son los puentes de Belmonte (Asturias) y Ormaíztegui (Guipúzcoa).

Respecto al empleo del hierro en la edificación, ya en 1770 se utilizan en Liverpool elementos de hierro para soportar las Galerías de St.Anne, y en 1781, Soufflot coloca una cubierta de hierro sobre el vestíbulo de la escalera de acceso a la Grande Galerie del Louvre. En 1797 se construye en Shrewsbury la fábrica Benyons, Marshall & Bage, con pilares, vigas y montantes de fundición de hierro.

Estas realizaciones tímidas no ponían todavía de manifiesto las grandes posibilidades de los materiales férricos para la construcción.

No es hasta el s.XIX, y en sus últimas décadas, cuando se realizan grandes y espectaculares construcciones combinando el vidrio y el hierro. Invernaderos, pabellones para exposiciones, estaciones de ferrocarril y grandes naves industriales, muestran como la adopción del hierro permite ganar a este tipo de construcciones en diafanidad y amplitud de luces.

El Palacio de exposiciones es el verdadero edificio emblemático del Progreso que este siglo, orgulloso de sus invenciones y descubrimientos, quiere mostrar como símbolo de la nueva sociedad y del espíritu de intercambio cultural que se extiende por ella. De entre todos ellos destacan dos, distanciados en el tiempo como corresponde a las dos Exposiciones Universales que representaron: el Palacio de Cristal de Paxton para la 1ª Exposición Universal de Londres de 1851, y el Palais des Machines para la Exposición Universal de París de 1889.

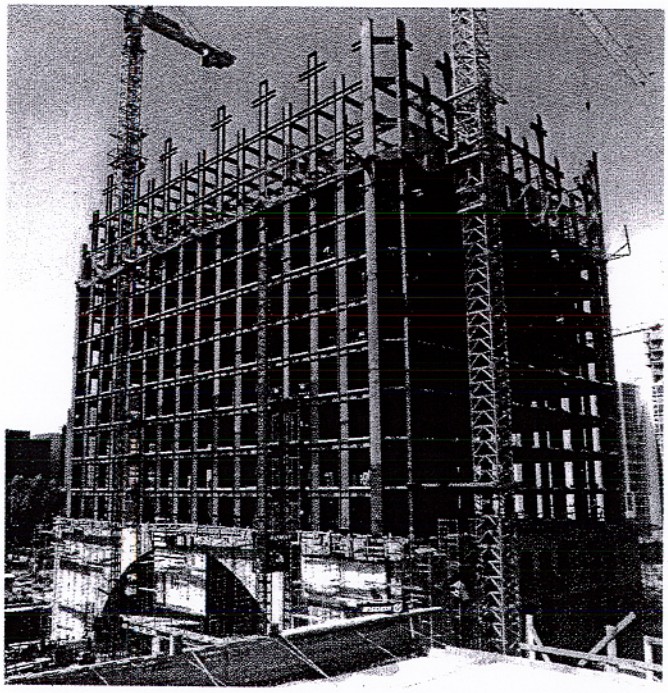
El Palacio de Cristal de 1851 significó el punto de partida para toda una serie de edificios similares construidos en otras capitales europeas, caracterizados por el nuevo espacio arquitectónico abierto y luminoso que la ligereza de la estructura y el cerramiento de vidrio permitían. La concepción del sistema estructural con elementos repetitivos tanto en vigas como en columnas, permitió una verdadera obra maestra de la estandarización, posibilitando la fabricación en serie de todos estos elementos metálicos tan sólo en tres meses, lo que juntamente con su montaje en otros tres, resultó una hazaña insólita e inaudita para aquellos tiempos.

Le Palais des Machines de la exposición de 1889 era un edificio notable, aunque su celebridad fué oscurecida por la famosa Torre Eiffel, verdadero monumento a la construcción metálica y que fué la estructura más alta del mundo hasta la construcción, años más tarde del Empire State Building en Nueva York. El Palacio constaba de una nave principal de 420 x 115 m., flanqueada por otras laterales de menor luz, y su estructura principal la componían veinte arcos triples, con cerramientos continuos de vidrio, lo que le daba una gran amplitud y luminosidad.

En nuestro país magníficos ejemplos del alto nivel alcanzado por la arquitectura en acero son el Palacio de Cristal del Parque del Retiro y la gran nave de la Estación de Atocha en Madrid.

Dentro del s.XIX y en la década de los 40, se construyeron con estructura de acero varios edificios de acero en Inglaterra: uno de los primeros fué un pequeño edificio de Watling Street en Londres. En 1849, J.Bogardus construyó los almacenes Laing en Nueva York, un edificio de cuatro plantas con pilares y dinteles vistos en fachada de hierro fundido.

En las décadas de 1880 y 1890, en Norteamérica, los edificios de gran altura para oficinas, de estructura de acero, empiezan a invadir las grandes ciudades americanas, convirtiéndose en símbolo e imagen de la nueva potencia mundial. Richardson y Sullivan son referencia obligada de la arquitectura de este período.



El Movimiento moderno adopta el acero como uno de sus materiales más apreciados. Dentro de él, Mies Van der Rohe lo convierte en su material normal de trabajo, que le permite conseguir plantas diáfanas y susceptibles de adaptarse a diferentes funciones con su simple subdivisión por medio de mamparas. El Pabellón alemán de la Exposición de Barcelona de 1929, obra de Mies, sintetiza perfectamente las ideas de aquel momento tendente a la consecución de espacios abiertos con estructuras repetitivas. Entre las grandes obras de este genial arquitecto cabe también destacar la Nueva Galería Nacional de Berlín (1962-68), en la que utiliza una estructura bidireccional apoyada en ocho pilares interiores y cruciformes para cubrir un espacio cuadrado de 65 m de lado. Dentro de este Movimiento Moderno cabe destacar en nuestro país el Dispensario Central Antituberculoso construido en Barcelona en 1935 y el Pabellón de España de la Exposición de París de 1937.

En las últimas décadas la Arquitectura presenta una gran diversidad de procedimientos constructivos. Sin embargo se manifiesta una tendencia clara, por motivos indudablemente económicos, hacia la prefabricación en taller y el posterior ensamblaje en obra. Este procedimiento ya fué iniciado por Paxton en el siglo pasado, y posteriormente desarrollado al máximo en la construcción de los grandes rascacielos.

La estandarización del diseño estructural es de la mayor importancia en las estructuras de edificios funcionales como son los destinados a oficinas, por la reducción de costes y la rapidez de la ejecución. Similares beneficios se consiguen en los grandes edificios singulares con la repetición del módulo estructural.

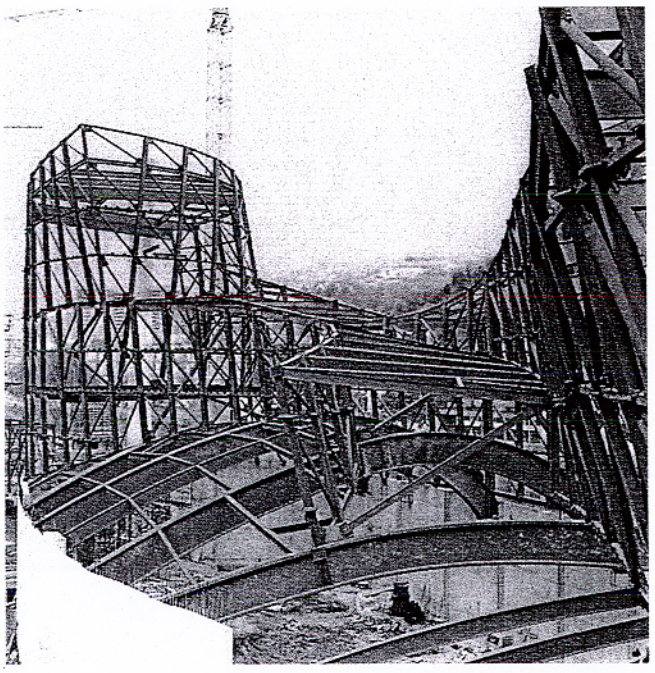
En nuestros días la estructura de acero es adoptada casi indiscutiblemente en construcciones que requieren grandes espacios diáfanos, como estadios, pabellones, naves industriales o aeropuertos, siendo su solución más habitual estructuras unidimensionales como pórticos de gran luz. En espacios amplios de dimensiones comparables en planta, se emplean frecuentemente estructuras bidimensionales como los entramados espaciales de doble cara o las cúpulas geodésicas o de paralelos de superficie simple o doble.

La ausencia de productos laminados de acero tras la Guerra Civil, abrió, en nuestro país, un amplio paréntesis en el uso del acero en la edificación. Muestras de su retorno a la arquitectura son, la cubierta del estadio de San Mamés (1954) y el Palacio de los Deportes de Madrid (1960), realizaciones tan espectaculares como era de esperar de la capacidad de nuestros proyectistas y de las características de un material tan lleno de posibilidades para su inquietud e imaginación.

En los últimos quince años se ha incrementado hasta límites insospechados el uso estructural del acero en la edificación, sobre todo en los edificios de gran altura, siendo de destacar en Madrid el edificio del BBV en la Castellana , que combina la estructura de acero con la de hormigón, la Torre Castelar y la Torre Picasso y en Barcelona la Torre Mapfre .

El año olímpico, (1992), fué ocasión para demostrar las grandes posibilidades del acero en la realización de grandes plantas diáfanas, como el Palau Sant Jordi de Barcelona o el Palacio de los Deportes de Badalona.

En el mismo año la Exposición Universal de Sevilla constituyó un gran escaparate mundial de la construcción tanto para España como para los distintos países participantes, y fué demostración excepcional de la riqueza tecnológica del acero y su adaptabilidad a tan diversas soluciones estructurales como se mostraron en los diversos pabellones o en los bellísimos puentes sobre el Guadalquivir. Fuera del ámbito de la exposición, uno de los más claros ejemplos de las virtudes del acero como elemento estructural es el edificio del Museo Guggenheim en Bilbao, que presenta una espectacular estructura adaptada a los imaginativos volúmenes que conforman el conjunto.



1.4. Ventajas de la estructura de acero.

Las ventajas de la utilización del acero en las estructuras frente a otros materiales tradicionales son muchas. Aunque algunas ya se han mencionado, resulta interesante realizar un compendio de las más importantes.

Prefabricación

En primer lugar, la posibilidad de prefabricación de los elementos que componen la estructura. Esto permite, por una parte, solapar los plazos de ejecución de las infraestructuras con los de prefabricación en taller, acortando el plazo global.

Por otra parte, la realización del máximo trabajo en taller, ejecutando en él todas las soldaduras necesarias y dejando todos los elementos dispuestos para su ensamblaje en obra mediante uniones atornilladas, garantiza un estricto control de calidad, reduciendo en gran medida el posible fallo humano y el eventual efecto negativo del frío, el viento y la lluvia en las operaciones de soldadura.

Asimismo, se consigue una gran rapidez de montaje en obra, limpieza en su ejecución y exactitud dimensional.

Gran resistencia - Grandes luces

La capacidad resistente del acero permite su utilización en estructuras de grandes luces para la consecución de plantas diáfanas, resultando más ligeras y esbeltas que las que se consiguen con otros materiales. Debido a ello, los elementos auxiliares de montaje necesarios, que pueden llegar a ser determinantes en edificios de gran altura o de difícil acceso, resultan más económicos.

Secciones reducidas

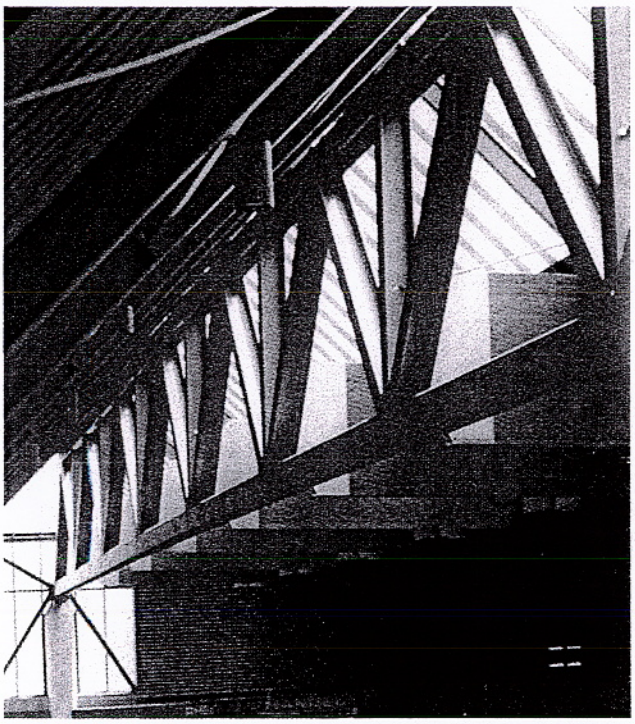
Debido a su ligereza y a las reducidas secciones necesarias para un mismo edificio frente a otros materiales, el aprovechamiento del espacio es máximo, posibilitando además el ocultamiento de la estructura en fachadas, tabiquerías, forjados,..., consiguiendo espacios limpios.

Adaptabilidad

Las estructuras de acero pueden adaptarse a cualquier solución estructural deseada por el proyectista, por medio de entramados rígidos o articulados. Esto hace que la adaptación al tipo de terreno portante sea muy flexible. En terrenos con posibilidad de futuros asentamientos, las soluciones articuladas se comportan mejor. Igualmente, es posible amoldarse a cualquier distribución en planta.

Ensamblaje con otros elementos

Una gran ventaja es la sencillez que presenta el ensamblaje de elementos no estructurales y la calidad de su ejecución, fundamentalmente de los elementos que conforman la piel del edificio, como son los materiales de fachada y las carpinterías.



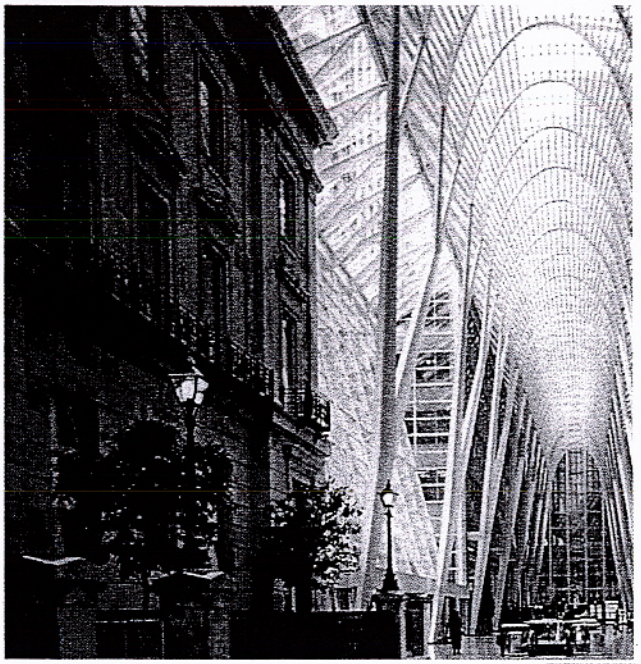
Igualmente presenta gran facilidad para combinar con cualquier tipo de forjado, comportándose especialmente bien con los formados por chapa nervada colaborante y con placas prefabricadas aligeradas.

La opción de dejar la estructura vista, puede contribuir a dotar de personalidad al edificio.

Reducción de costos

Los factores económicos que pueden resultar determinantes en la elección del tipo de material estructural, ayudan también a decidirse por el acero. Como dato orientativo, el costo de la estructura en un edificio de oficinas viene a suponer entre un 10 y un 15% del costo total, incluyendo las instalaciones auxiliares.

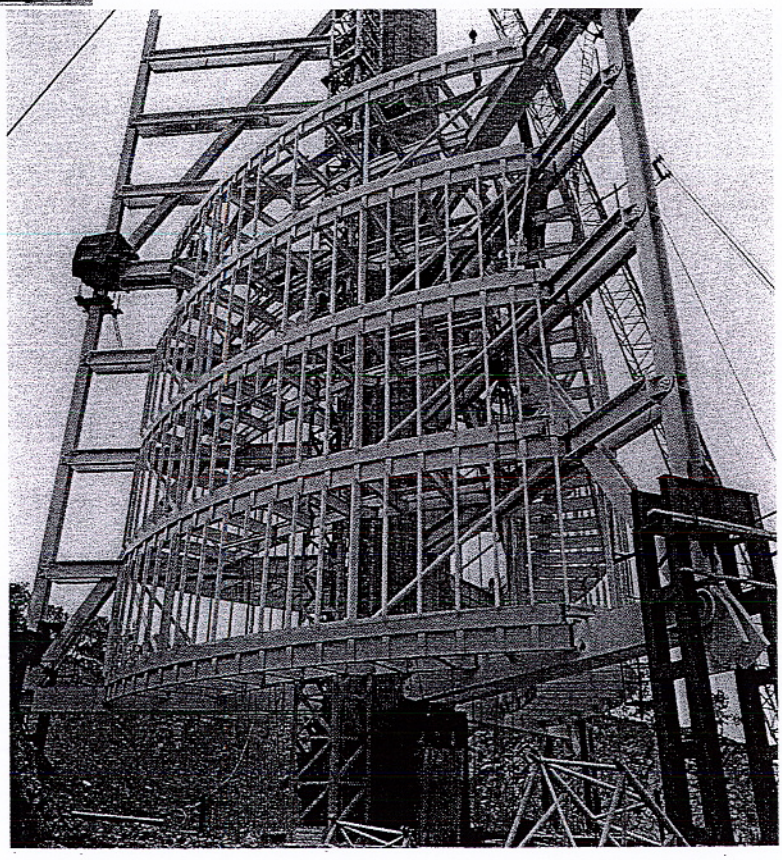
A la similitud de precios que presentan las estructuras de acero con las de otros materiales constructivos, hay que añadir un factor fundamental: la rapidez de ejecución de las estructuras de acero que, garantizada por un correcto plan de obra, conlleva un ahorro en los costes financieros de la construcción. Igualmente, su mayor ligereza estructural implica una disminución en el coste de las cimentaciones.



1.5. Tendencias actuales en el uso de aceros.

Actualmente se está incrementando considerablemente el uso de aceros de alto límite elástico para algunos elementos de las estructuras. Su aprovechamiento óptimo se da en piezas poco esbeltas y sin restricciones importantes impuestas por las deformaciones o flechas.

Se debe reseñar brevemente que entre los tipos de acero incluidos en la normativa española A-37, A-42 y A-52 (denominaciones según NBE-EA-95), el empleo de este último presenta un aumento constante, por lo que los perfiles laminados de dicho tipo son cada vez más habituales en el mercado. El acero A-42, cuya existencia se enmarca únicamente en el mercado nacional, tiende a ser sustituido por el acero A-44, tipificado en las normas UNE, que han actualizado también las denominaciones de los aceros, como se puede observar en el capítulo correspondiente.



Un punto muy importante para la reducción de costos estriba en la necesaria estandarización de los sistemas constructivos para la producción de elementos en serie. En las naves industriales se ha conseguido una gran aproximación a este ideal, y se ha comenzado a aplicar esta experiencia en los edificios de altura.

Facilidad de reformas

En último lugar cabe citar que la estructura de acero admite reformas posteriores a la construcción del edificio, realizables con relativa sencillez. También debe anotarse que el acero es un material reciclable, conservando, por tanto, siempre cierto valor, y que no genera residuos contaminantes.

2. TIPOLOGÍA DE LOS EDIFICIOS MODULARES.

Una característica general de los edificios, a los que genéricamente se ha denominado edificios modulares, es el hecho frecuente a lo largo de su vida, de sufrir un cambio de destino o uso a otro distinto del original para el que fueron construidos. Es cada vez más habitual que edificios docentes, sanitarios o en general de oficinas, deban albergar funciones para las que no se proyectaron, con necesidades de disposición y compartimentación de espacios completamente diferentes de las iniciales.

Estas circunstancias conducen a que los edificios de este tipo se conciban y proyecten como contenedores vacíos de geometría sencilla y clara en los que el cerramiento, concebido como una piel envolvente, y la estructura son, en muchos casos, los únicos elementos que se van a mantener invariables a lo largo de tiempo. El acierto en la modulación estructural elegida y las posibilidades de consecución de plantas diáfanas son, por tanto, dos de los aspectos más importantes de un buen proyecto.

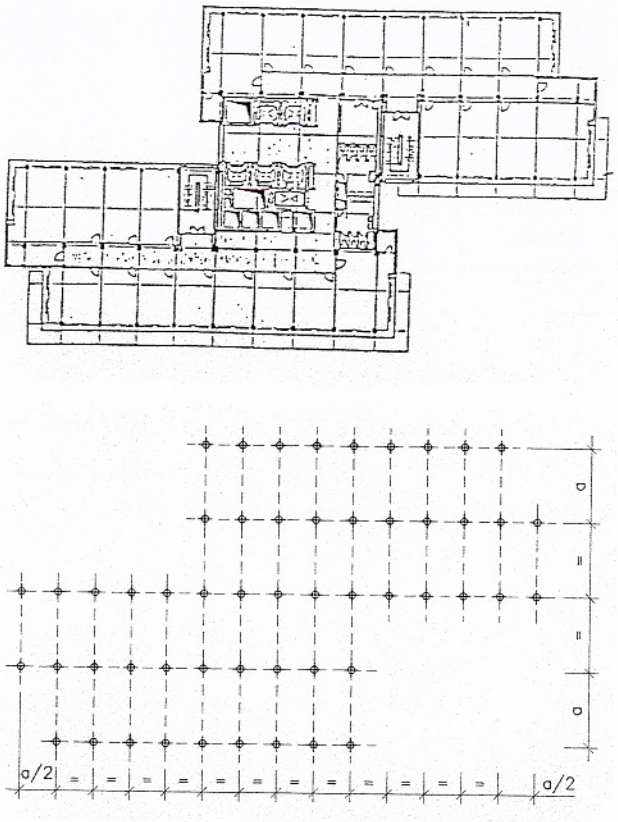
En este contexto, la estructura metálica es la gran aliada del proyectista: la amplia gama de perfiles laminados de gran canto y la infinita posibilidad de secciones armadas, permiten salvar grandes luces, adecuando la estructura a esa versatilidad funcional preconizada.

No pretende esta *guía* fijar con carácter exclusivo tipologías estructurales o valores determinados paras luces y secciones, sino simplemente apuntar posibles soluciones a los problemas que más frecuentemente se presentan, ya que por muy profusa que sea la casuística encerrada en cualquier manual, nunca puede suplir la imaginación y oficio del proyectista.

2.1 Modulación.

Como ya se ha apuntado, la elección de un módulo básico, cuya repetición pueda adaptarse a los diferentes usos, es una decisión importante que puede permitir la construcción estandarizada de los elementos de la estructura. Esta modulación, generalmente posible de establecer, resulta más sencilla cuando el edificio presenta planta rectangular.

Es interesante fijar una dimensión básica que con sus múltiplos y submúltiplos pueda servir para el dimensionado de los distintos elementos. Una dimensión muy utilizada para elementos de falsos techos modulares, suelos técnicos desmontables, luminarias, etc. es la de 60 cm o sus múltiplos (Fig. 2.1.)



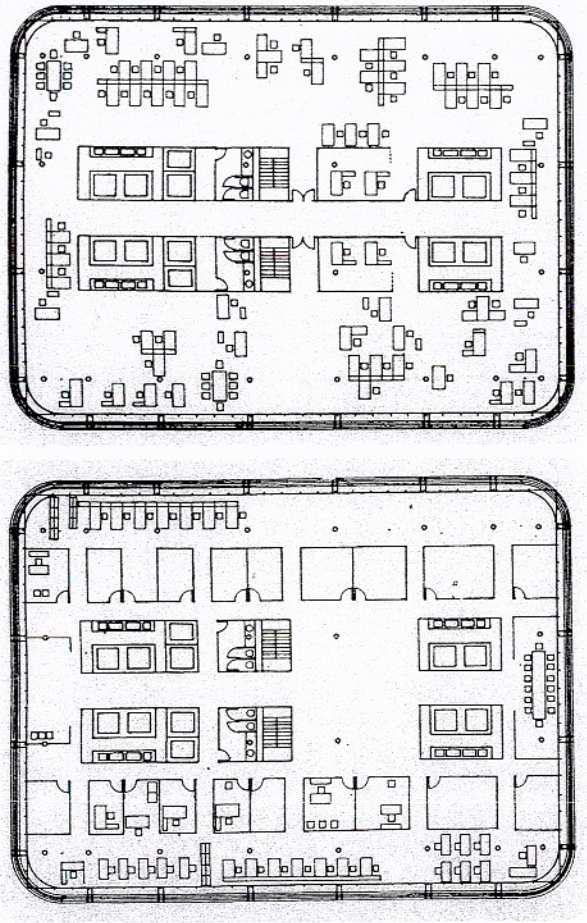
Edificio de oficinas para la compañía PHILIPS. MADRID.
Composición en planta en base a un módulo "a"
(Fig. 2.1.)

Así, se puede partir, por ejemplo, de módulos en planta de 1,20 m ó 1,80 m, para los elementos de techo y suelo antes señalados, y adoptar como luz principal la de 6,00 m ó 7,20 m, que permite perfectamente la subdivisión en elementos iguales para la prefabricación.

2.2. Luces.

Como se ha indicado anteriormente, luces entre pilares de 6,00 m ó de 7,20 m son habituales en este tipo de edificios. A veces, buscando mayores espacios diáfanos pueden adoptarse luces superiores, como 12,00 m ó 14,40 m con modulaciones de 1,20 m ó de 1,80 m respectivamente. Luces mayores son posibles, pero sólo se adoptan en casos excepcionales.

La elección de las luces libres está condicionada siempre por factores funcionales y económicos. Cuando lo que prima es la funcionalidad, las luces tienden a ser mayores que cuando el criterio es puramente económico. En ocasiones, deben combinarse ambientes privados o cerrados con ambientes abiertos de uso general. En estos casos puede ser aconsejable emplear luces diferentes en las zonas respectivas ya que, generalmente, el aumento del número pilares y la reducción de luces, dentro de ciertos límites, hace más económica la estructura (Fig. 2.2.).



BANCO BIBAO VIZCAYA. AZCA. MADRID
Distintas posibilidades de distribución
(Fig. 2.2.)

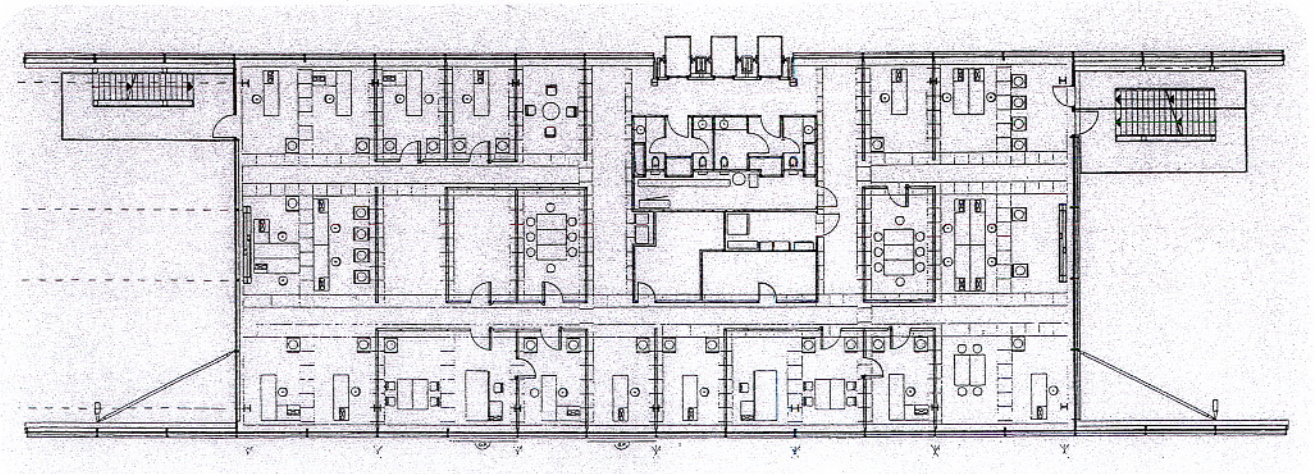
El juego entre funcionalidad y economía es el problema principal que se plantea en el diseño de la estructura. La búsqueda de su óptimo equilibrio es una de las misiones principales del proyectista.

Atendiendo a la de la distancia entre pilares, los edificios modulares pueden dividirse en:

• Edificios de luces normales, con jácenas o vigas principales del orden antes indicado de 6,00 m ó 7,20 m que se realizan con perfiles tipo IPE o, excepcionalmente, en casos de limitación de cantos con perfiles HEA ó HEB. Los cantos no suelen nunca sobrepasar los 500 mm.

• Edificios de grandes luces con jácenas iguales o superiores a 12,00 m ó 14,40 m en las que pueden emplearse perfiles laminados de cantos hasta 1.000 mm ó vigas armadas ó de celosía.

Las modulaciones, luces y tipos de perfiles indicados son puramente orientativos y convenientes en numerosos casos. Sin embargo, no pueden elevarse a regla general, pues los múltiples condicionantes que rodean a cada proyecto, pueden hacer necesaria o conveniente la búsqueda de soluciones distintas (Fig. 2.3.).



FUNDACIÓN CARTIER.
Planta libre de crujía única, vigas en sentido longitudinal y correas en sentido transversal
(Fig. 2.3.)



2.3. Alturas y espacios para instalaciones.

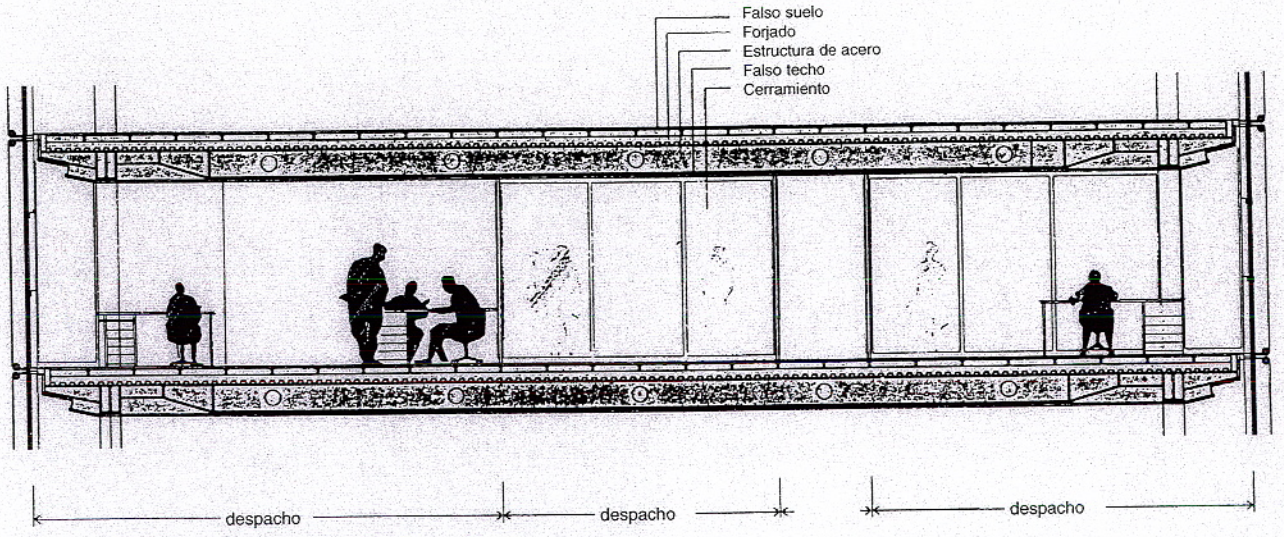
Hasta ahora sólo se han tenido en cuenta los condicionamientos en planta del edificio para la definición de su estructura. Es evidente que los espacios necesarios para instalaciones y servicios y las alturas libres entre suelo y techo son otros parámetros que hay que considerar en dicha definición. En esta clase de edificios puede afirmarse, con carácter general, que una altura entre plantas de 4.00 m es funcionalmente adecuada.

El reparto de esta altura puede efectuarse asignando 0,20 m a un suelo técnico elevado, 2,70 m a la altura libre entre suelo y techo (legalmente podría reducirse hasta 2,50 m) y los 1,10 m restantes al falso techo y al forjado. La reserva de espacio entre el falso techo y la cara inferior del forjado es, cada vez más, una necesidad funcional del edificio dada la tendencia a la instalación de gran número de servicios de gran complejidad. En cada caso concreto habrá que estudiar la altura total entre pisos y el reparto de ésta entre los distintos usos (Fig. 2.4.).

Sin embargo, hay que tener en cuenta que, en muchas ocasiones, el aprovechamiento máximo de las parcelas o solares, las limitaciones en altura de algunas normativas urbanísticas, o los condicionantes económicos, pueden hacer necesaria una reducción de la altura antes considerada a costa del tándem falso techo - forjado. En estos casos es de la mayor importancia utilizar vigas y elementos de forjado de poco canto.

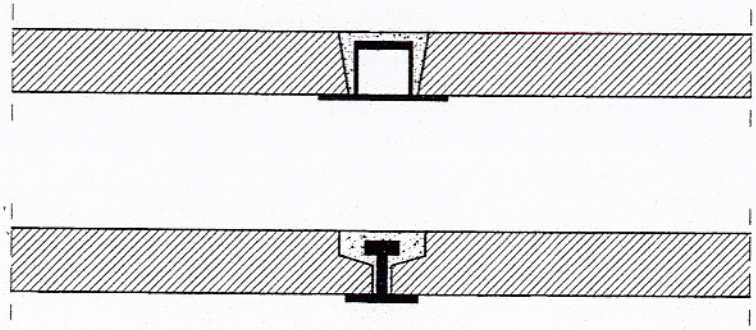
Una posible solución para reducir la altura total del conjunto viga - forjado consiste en embeber las placas de forjado en el canto de la viga (fig. 2.5.). Esta solución, muy extendida en distintos países europeos, es mucho más sugestiva para cantos de vigas y espesores de forjado similares, en cuyo caso no sobresalen las vigas por debajo del forjado, quedando el techo plano.

En los edificios definidos como de luces normales (6,00 m - 7,20 m), los forjados de placas aligeradas o forjados colaborantes de chapa perfilada y hormigón pueden ser ventajosos respecto a otros sistemas, por su canto reducido y la limpieza de su ejecución.



Sección transversal de la planta tipo

FUNDACIÓN CARTIER. PARIS.
La introducción de vigas metálicas con el alma perforada permite conjugar grandes luces con el paso de instalaciones y servicios
Fig. 2.4.



Forjado sustentado por vigas de sección armada. Acabado plano de techos.
(Fig. 2.5.)

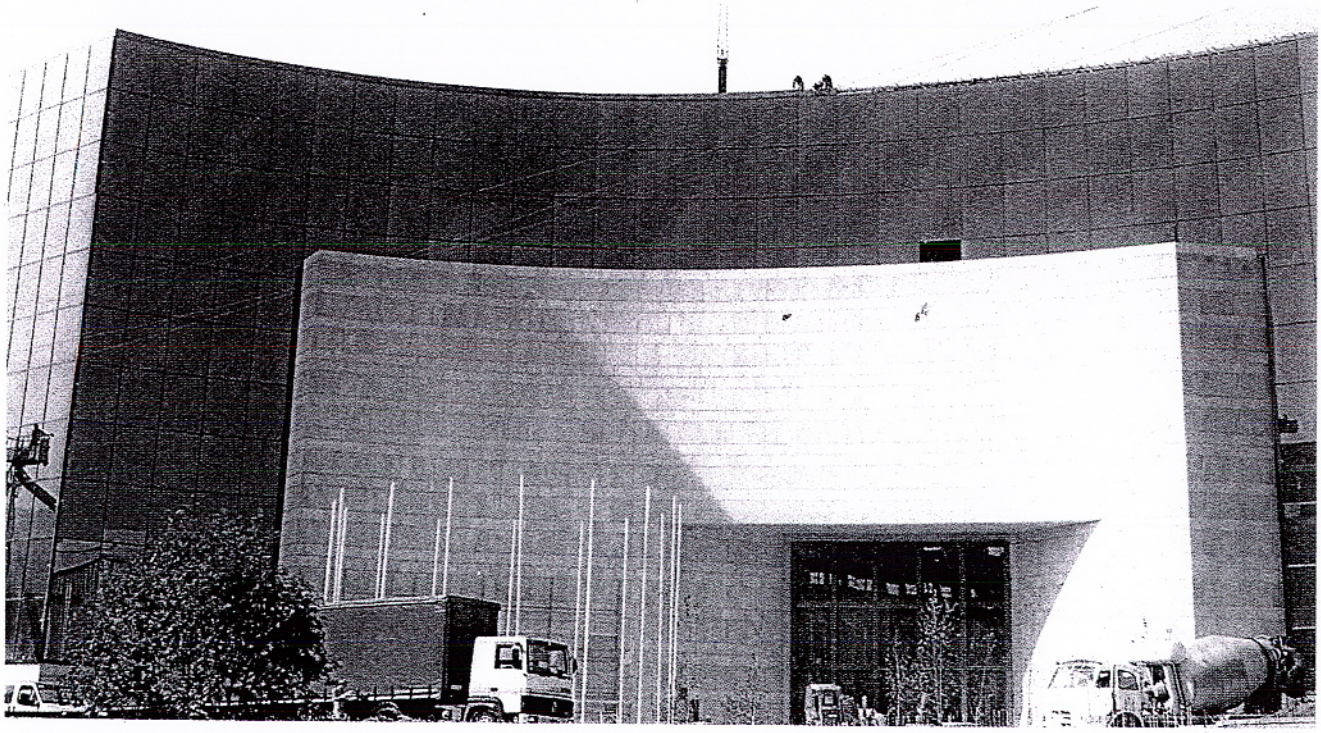
En el capítulo dedicado a forjados se trata con más extensión este tema.

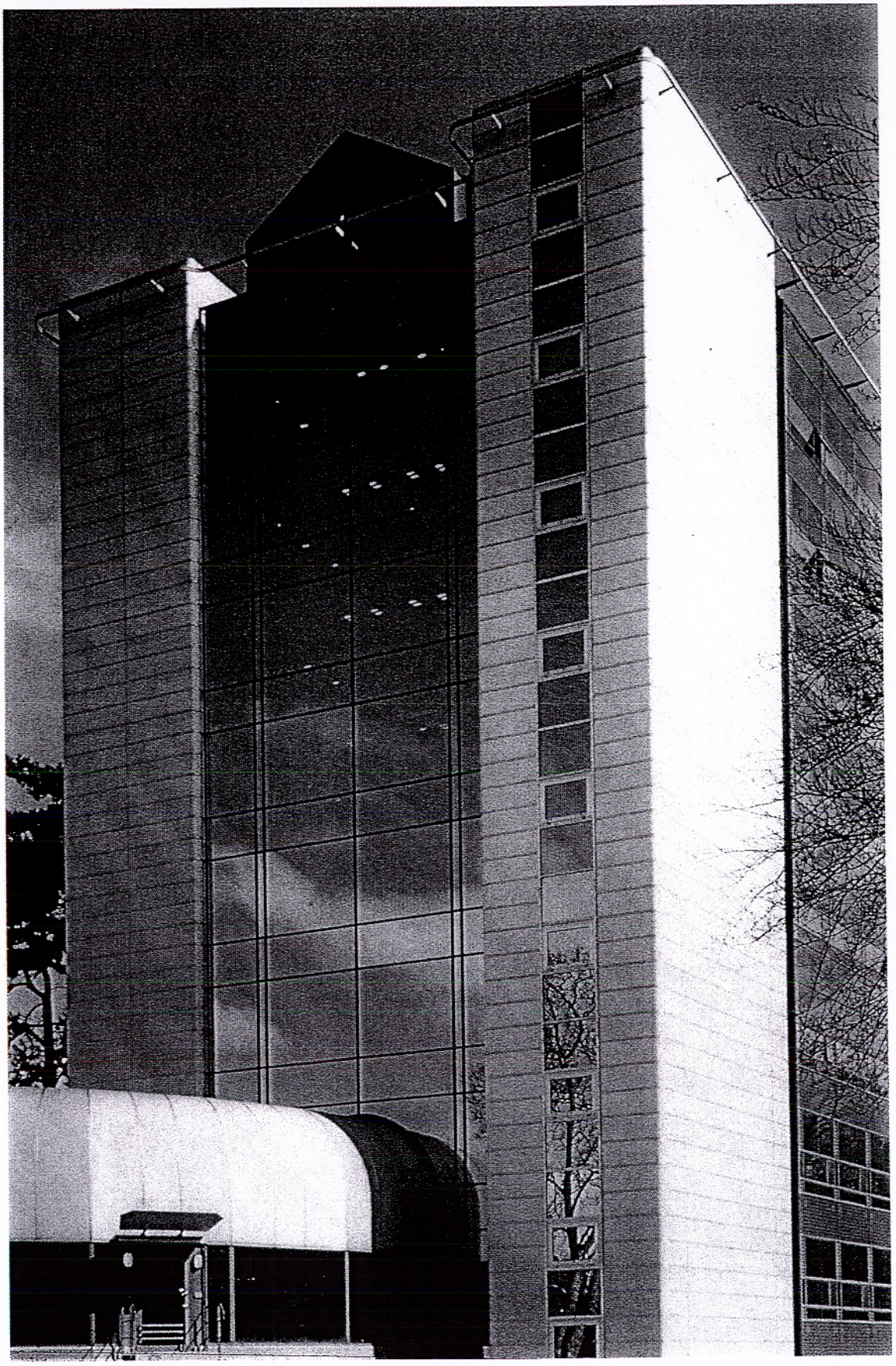
2.4. Fachadas.

Las soluciones arquitectónicas para las fachadas vienen condicionadas por el presupuesto disponible para su realización en mayor proporción que para otras partes del edificio. Dentro de este condicionamiento general, debe de huirse tanto de la frialdad y de la monotonía, como del recargado excesivo y la ostentación.

Además de las tradicionales fachadas de fábrica de ladrillo, el mercado ofrece hoy día al proyectista múltiples opciones de elementos constructivos industrializados de calidad garantizada y de gran rapidez de ejecución. Entre ellos se pueden mencionar: paneles sandwich formados por chapas de acero galvanizadas o pintadas; placas de otros metales como titanio o aluminio; vidrio en todas sus variantes; placas de hormigón; y chapeados de madera de todas clases.

Cuando estos elementos se emplean constituyendo muros cortina, la estructura metálica presenta especiales ventajas respecto a la de hormigón, debido a la facilidad con que puede ejecutarse el amarre entre fachada y estructura.





3. CRITERIOS DE DISEÑO.

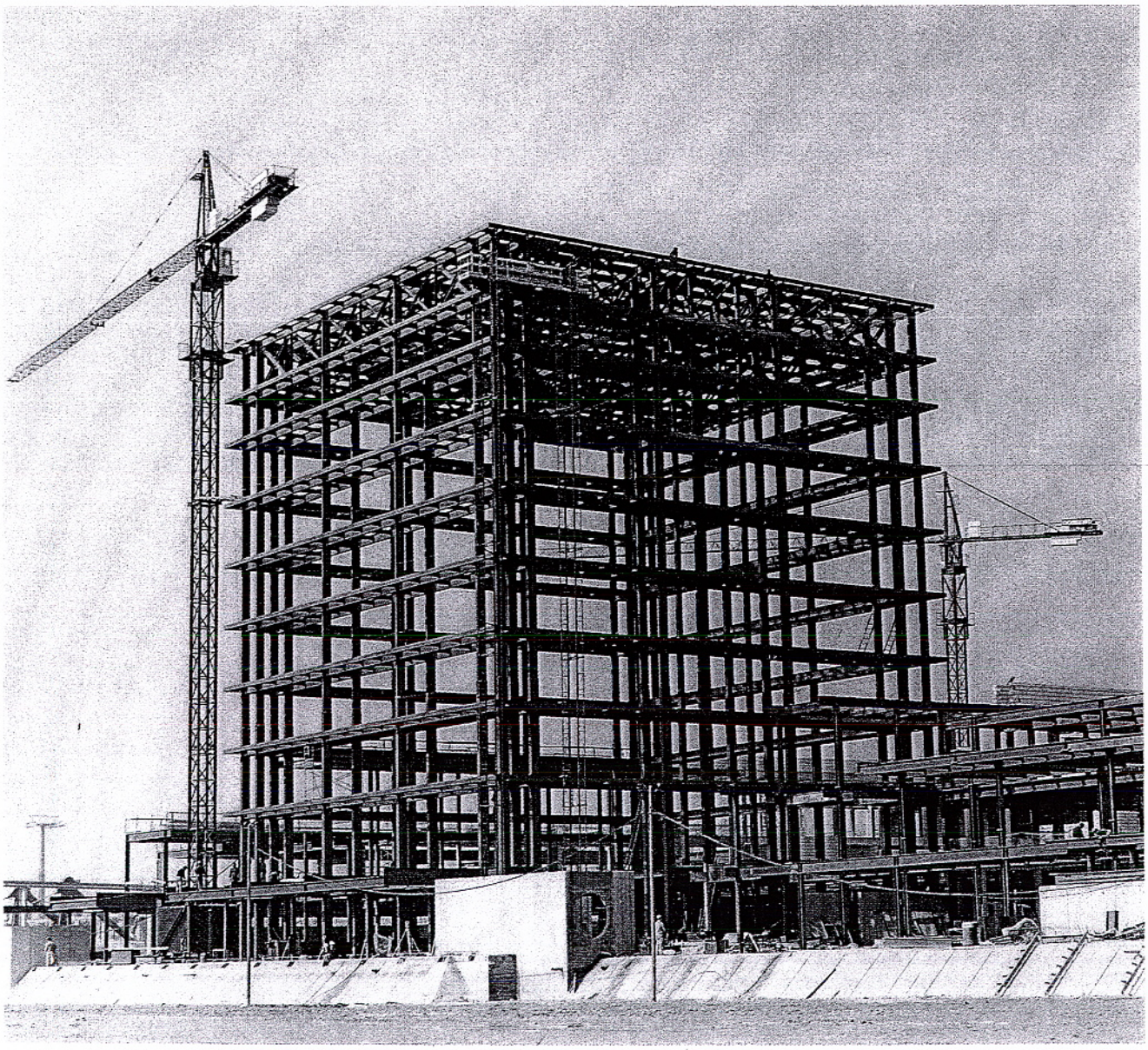
3.1. Soluciones estructurales.

Decidida la configuración general del edificio se diseña el esquema de la estructura que se adapta al mismo y se definen sus características esenciales. Entre éstas, una de las más importantes es la tipología de los nudos, es decir su mayor o menor rigidez al giro, que puede oscilar desde la libre articulación hasta el empotramiento perfecto. Esto es algo que en la estructura metálica puede materializarse con una adaptación casi exacta al modelo teórico.

En la mayoría de los casos, el sistema estructural puede descomponerse en una serie de pórticos planos, arriostrados entre sí, cuyo estudio y cálculo puede acometerse independientemente.

Los elementos básicos de este tipo de estructura son los pilares que llevan las cargas, que les transmiten las vigas, hasta los cimientos y que, a su vez, han sido transmitidas a las vigas por los forjados de piso o por los cerramientos. La estabilidad del conjunto y la transmisión de los esfuerzos horizontales a las cimentaciones se consigue por medio de los forjados y de los arriostramientos que se establecen entre los pórticos.

A continuación se analizan las diferentes soluciones estructurales, en función de los posibles tipos de unión entre vigas y pilares.



3.1.1. Estructuras de nudos articulados.

Son aquéllas en las que no se transmiten momentos entre las barras que concurren en los nudos (Fig. 3.1).

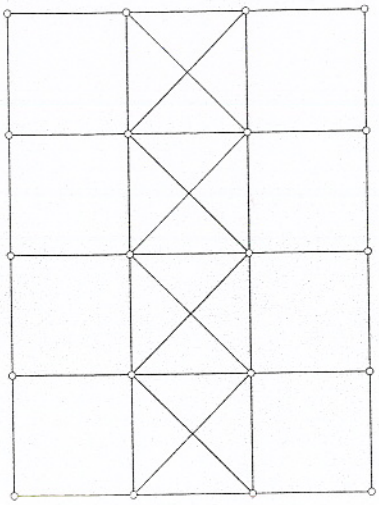


Fig. 3.1.

Su esquema estructural es el más sencillo. En él todas las uniones entre pilares y entre vigas y pilares se consideran articuladas, por lo que cada pórtico es un mecanismo que debe ser estabilizado por medio de arriostramientos. De este tipo se derivan los sistemas a y b que se exponen a continuación:

a. Estructura con pilares continuos y vigas apoyadas (Fig. 3.2.).

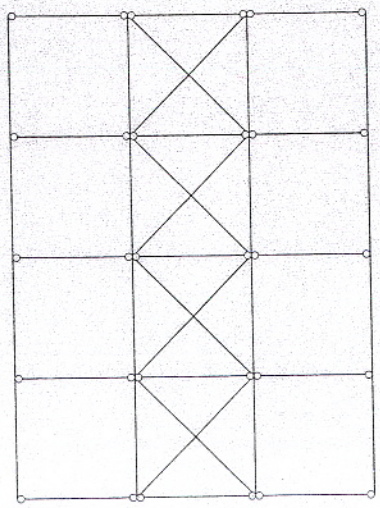


Fig. 3.2.

Es una solución muy utilizada en la práctica. Elimina la mayor parte de las uniones entre pilares en cada planta, reduciéndolas a las imprescindibles debidas a la limitación de su longitud por el transporte y el montaje. Estas uniones deben garantizar la continuidad del pilar. En general, se trata de uniones sencillas que permiten, si es necesario, la reducción de la sección del perfil conforme se avanza en altura. Las uniones de las vigas a los pilares son también de fácil ejecución.

Debido a su gran sencillez, esta solución es sumamente competitiva, aunque el peso de la estructura no sea el óptimo.

A efectos de las cargas verticales, las vigas trabajan como biapoyadas a flexión simple y los pilares, principalmente, a compresión simple o compuesta considerando los momentos que la excentricidad de las sobrecargas, y eventualmente de las cargas de peso propio, producen en ellos.

Este diseño es especialmente adecuado en terrenos en que puedan producirse asientos diferenciales, por su buena adaptación a estos efectos.

La resistencia ante esfuerzos horizontales (viento, sísmicos u otros), así como la estabilidad del conjunto, puede conseguirse por medio de triangulaciones, como se indica en el esquema u otras disposiciones (pantallas, muros, pórticos rígidos ..) que los transmitan a la cimentación. Para la ubicación de estos elementos suelen utilizarse cajas de ascensores o de escaleras o medianerías que se consideren que nunca van a sufrir modificaciones. También pueden colocarse en las fachadas, siempre que su inserción sea compatible con la arquitectura general del edificio.

b. Estructuras con pilares continuos y vigas continuas, con apoyo simple entre ellos (Fig. 3.3.).

Este diseño presenta la ventaja sobre el anterior de la reducción del canto de las vigas, especialmente si éstas han tenido que ser dimensionadas por flecha, con las consiguientes disminuciones en el peso de la estructura y de la altura del edificio. Igual que en el sistema anterior son necesarios arriostramientos para la absorción de los esfuerzos horizontales.

Para su realización, es necesario resolver el problema del cruce de vigas y pilares en los nudos manteniendo la continuidad de ambos sin transmitir momentos entre ellos. Este problema puede resolverse de varias formas, siendo la más habitual realizar uno de los dos, viga o pilar, con una sección com-

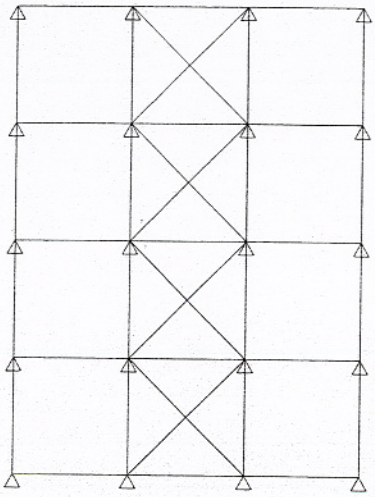


Fig. 3.3.

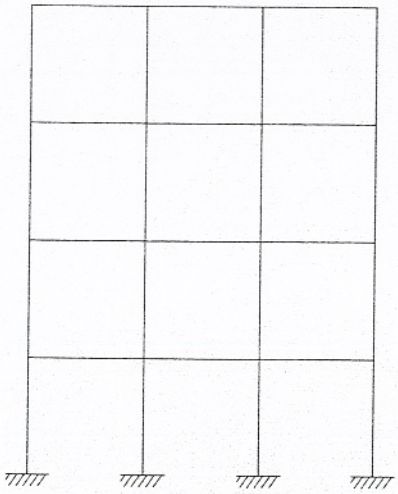


Fig. 3.4.

puesta de dos perfiles dejando un hueco entre ellos por el que pueda pasar el otro elemento, pilar o viga. Ello permite, en general, eliminar la excentricidad de las cargas transmitidas por las vigas a los pilares (circunstancia inevitable con la solución anterior) lo que, junto con la continuidad de las vigas, proporciona un ahorro de peso en el total de la estructura. Sin embargo, la constitución de un elemento compuesto de dos perfiles, resulta menos económico y puede anular la reducción del costo obtenido por el ahorro de peso. Es, como siempre, el proyectista el que, en cada caso y circunstancia, debe escoger la mejor solución.

3.1.2. Estructuras de nudos rígidos.

Son aquellas en que las uniones entre vigas y pilares constituyen nudos rígidos, capaces de transmitir momentos entre sí, constituyendo pórticos capaces de resistir esfuerzos horizontales, transmitiéndolos a la cimentación (Fig. 3.4.). El proyectista debe diseñar con detalle estos nudos para asegurarse de que en su realización son realmente rígidos y, por tanto, funcionan de acuerdo con las hipótesis de cálculo.

En este tipo no son necesarias estructuras triangulares de arriostramiento, lo que, en muchos casos, puede ser un condicionamiento decisivo. La estructura es más compleja de ejecución debido principalmente a los nudos, y su peso, es generalmente, más elevado.

En casos de terrenos con asientos previsibles, su alto grado de hiperestaticidad las hace menos adecuadas que las anteriores.

3.1.3. Estructuras con nudos rígidos y nudos articulados.

Cuando en un edificio, por su funcionalidad y disposición estructural, no es posible utilizar arriostramientos triangulares, pueden sustituirse éstos por pórticos o marcos rígidos. Esta solución es válida tanto en plantas bajas como intermedias.

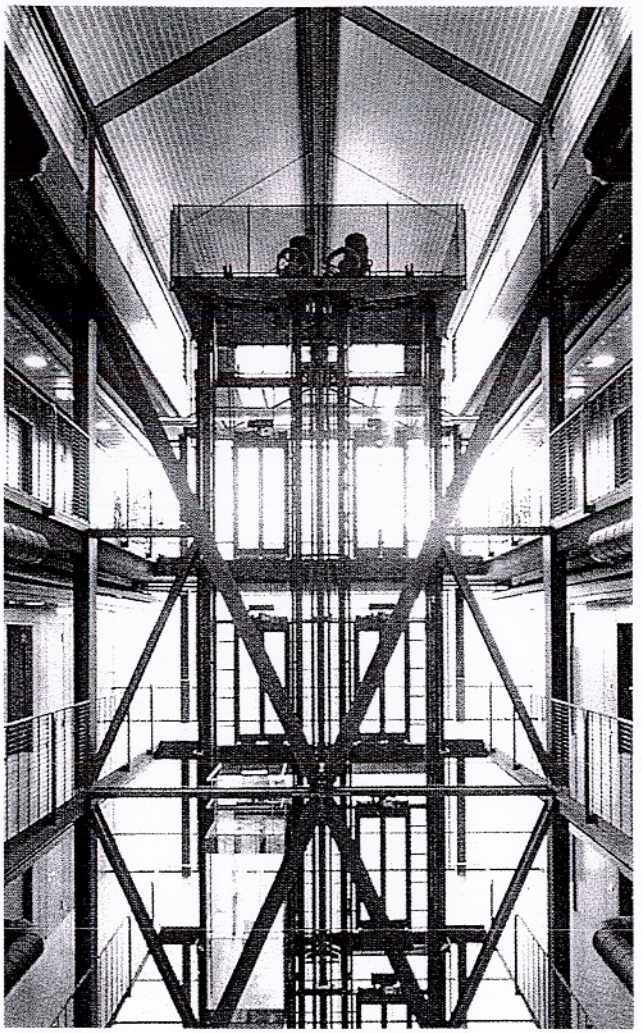
Los distintos sistemas estructurales descritos pueden aparecer combinados en un mismo edificio, aprovechando las ventajas que cada uno de ellos puede ofrecer en diferentes zonas o plantas.

3.2. Arriostramiento general.

Como ya se ha indicado anteriormente, los sistemas estructurales de nudos articulados son inestables e incapaces de absorber por sí mismos esfuerzos horizontales. Para conseguirlo, es preciso complementarlos con otros elementos estabilizadores que hagan de arriostramiento.

Hay que tener en cuenta que los sistemas de arriostramiento deben establecerse en los dos planos perpendiculares de un edificio de planta rectangular, con el fin de poder resistir los esfuerzos horizontales cualquiera que sea su dirección, descomponiéndolos en sus componentes según los dos planos del edificio.

En ocasiones, la situación de las estructuras de arriostramiento viene determinada, por exclusión antes que por razones de idoneidad estructural.



En la elección de su número y distribución debe tenerse en cuenta:

• Deben situarse de manera que sean capaces de resistir fuerzas horizontales en cualquier dirección, lo que, en la práctica, supone poder absorber fuerzas en las dos direcciones principales del edificio.

• Si en una dirección no puede disponerse más que una estructura de arriostramiento, en la otra deberán disponerse al menos dos, para poder resistir el momento de torsión que la excentricidad de las fuerzas horizontales actuantes pueda producir (figs. 3.5. - 3.6.).

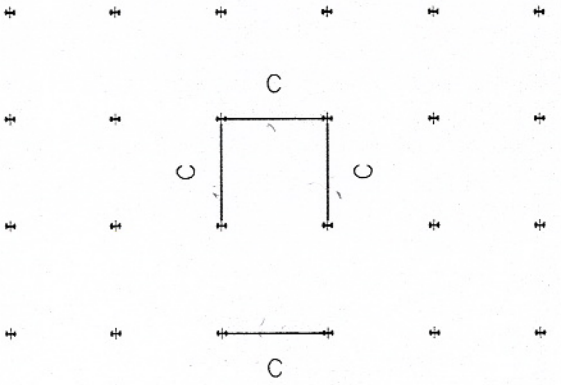


Fig. 3.5.

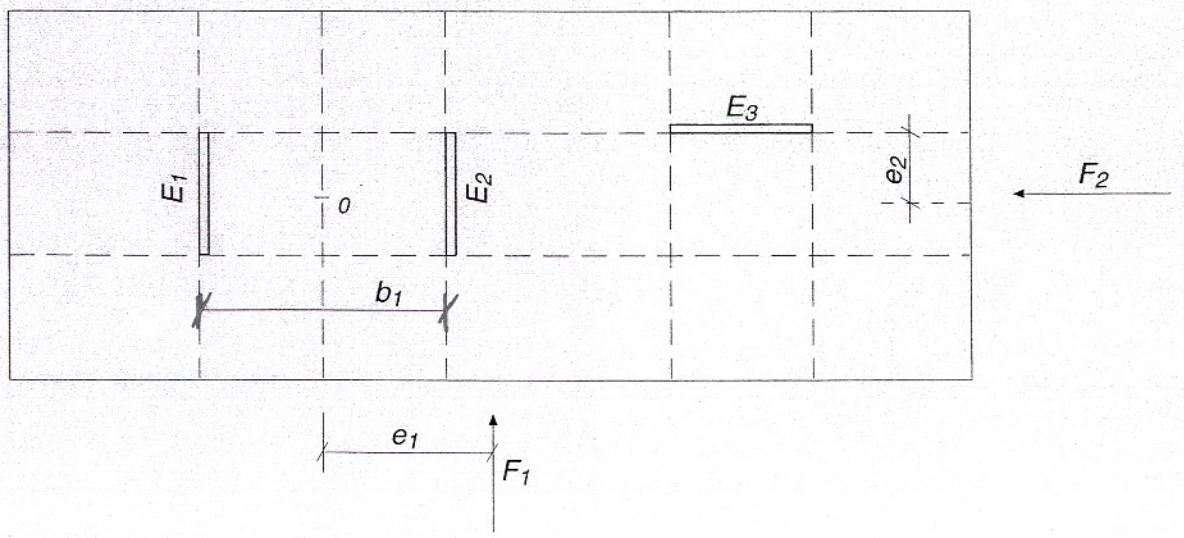


Fig. 3.6.

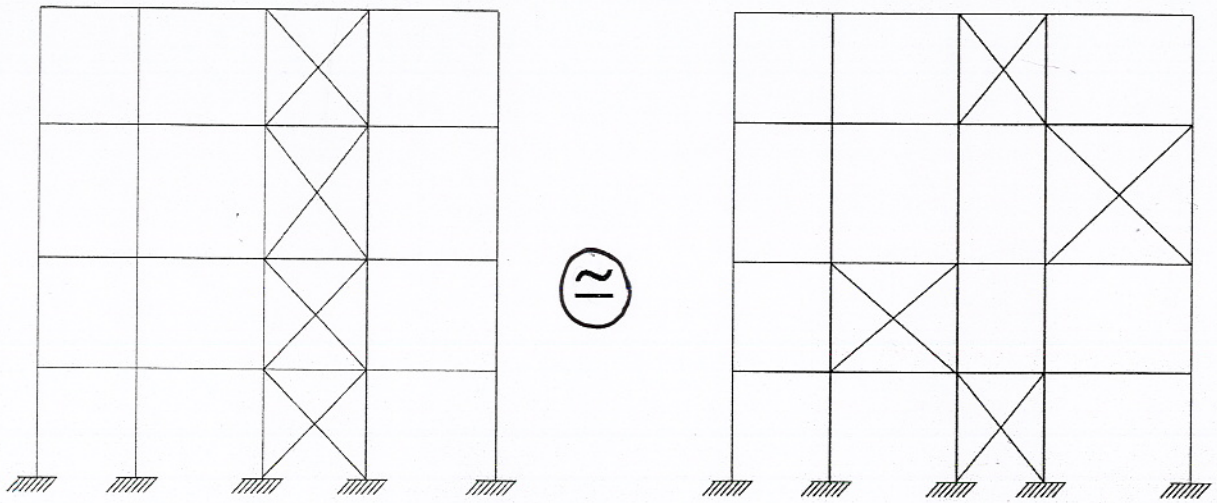


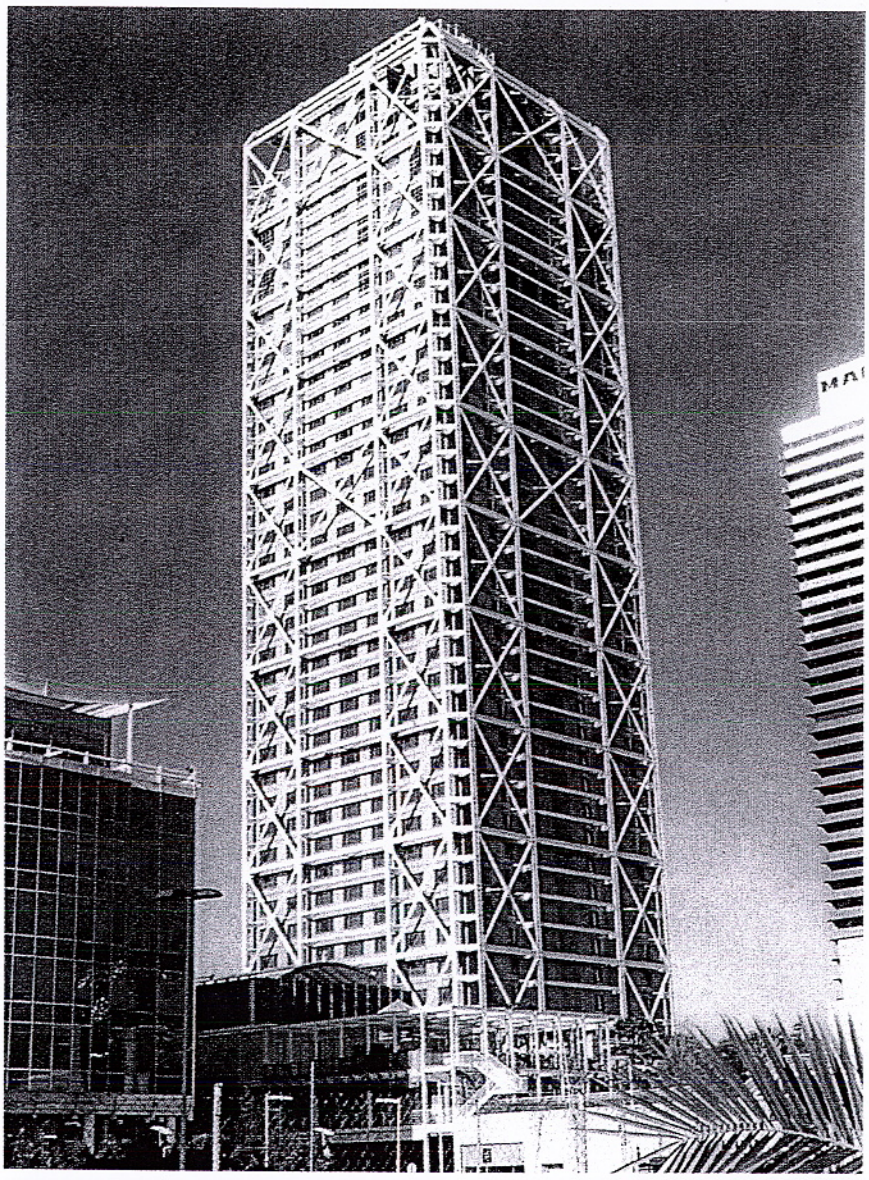
Fig. 3.7.

• En el caso de dos estructuras paralelas, para la absorción de una fuerza horizontal centrada con las dos, la solicitación de cada una de ellas será directamente proporcional a sus rigideces relativas. Ello se justifica por la rigidez (prácticamente infinita) de los forjados.

• Análogas dificultades para la ubicación de las estructuras de arriostramiento en planta, pueden darse para su materialización vertical.

Para poder resolver esta cuestión debe tenerse en cuenta que, dada la rigidez de los forjados y su papel de diafragmas transmisores de los esfuerzos horizontales, una estructura de arriostramiento puede distribuirse entre varias plantas en distintas crujías, teniendo en cuenta, obviamente, las compresiones o tracciones que ello origine en las vigas intermedias (fig. 3.6.).

• Si, en algún edificio especial, en alguna planta no existiese forjado en algunos vanos o en este se abriesen huecos importantes, sería necesario un estudio especial, que podría consistir en el establecimiento de vigas horizontales, como arriostramiento en el plano del forjado en cuestión.



3.3. Definición de elementos estructurales.

A continuación se presentan algunos de los elementos constructivos básicos, necesarios para materializar una estructura (pilares y vigas), dando unas recomendaciones para la elección del tipo de perfil más adecuado en cada caso. También se indican una serie de uniones habituales. Finalmente se exponen soluciones para la materialización de los elementos de estabilidad horizontal.

3.3.1. Pilares.

Los pilares o soportes son elementos que transmiten las cargas a la cimentación. La flexión, generalmente, es pequeña (excepto en los sistemas de nudos rígidos), pudiendo incluso ser prácticamente nula en los casos de nudos articulados.

El perfil más conveniente es la sección H (HEB, HEA, HEM), por requerir una menor cantidad de mano de obra y porque, debido a ser un perfil abierto, sus uniones son más sencillas. Su utilización como perfil simple es adecuada debido a que sus radios de giro son del mismo orden de magnitud en ambas direcciones. No obstante, en casos de compresión centrada, pueden existir perfiles tubulares simples con mayor aprovechamiento, pero la complejidad de las uniones en éstos, hace que los perfiles en H sean , en general, la mejor elección.

Otro sistema para el diseño de pilares consiste en la combinación de dos o más perfiles laminados, tipo UPN ó IPE, formando lo que se denomina sección compuesta. Se realiza uniendo los perfiles directamente entre sí por medio de un cordón de soldadura, (continuo para evitar oxidaciones en el interior) (Fig. 3.8.), o solidarizando los perfiles por medio de presillas (Fig. 3.9.) o elementos de celosía. En estos pilares compuestos puede conseguirse que las esbelteces sean las idóneas en las dos direcciones, obteniendo un óptimo resultado en el caso de compresión centrada.

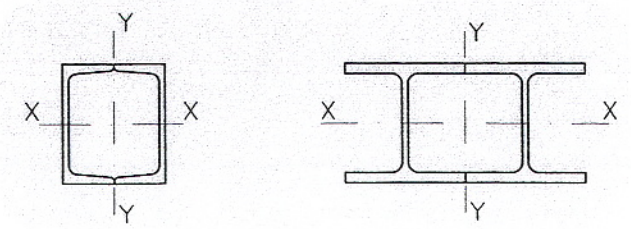


Fig. 3.8.

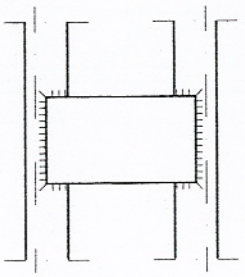


Fig. 3.9.

Como en el caso de los perfiles tubulares, en estos perfiles compuestos las uniones son más complejas que en los perfiles simples.

Pueden utilizarse también secciones compuestas formadas por perfiles y chapas. Únicamente en los casos en los que las solicitaciones sean muy elevadas es recomendable su utilización.

Se insiste en el empleo de perfiles simples abiertos por la facilidad que presentan sus uniones, así como la menor aportación de mano de obra que conlleva su elaboración.

En el cálculo de un pilar inciden además de la solicitación, el tipo de acero, la longitud entre los nudos inicial y final, y las propias vinculaciones de sus extremos. Estos factores se analizan en el capítulo de cálculo de elementos.

3.3.2. Vigas.

Las vigas o jácenas o dinteles son elementos que reciben las cargas de los forjados y las transmiten a los pilares, trabajando principalmente a flexión.

El perfil ideal, trabajando a flexión, que proporciona el máximo rendimiento es aquel que tiene la masa material alejada del c.d.g. La materialización más apropiada de este ideal se produce en los perfiles laminados en doble T (Fig. 3.10). Por ello, se recomienda la utilización, siempre que sea posible, de



Fig. 3.10.

perfiles tipo IPE. En los casos en los que la reducción del canto es un gran condicionante pueden usarse perfiles en H, a pesar de su menor rendimiento.

En los casos de vigas de grandes luces y con cargas elevadas, cuando los perfiles laminados no proporcionen la resistencia y la rigidez requeridas, deben utilizarse vigas armadas, abiertas o en cajón (Fig. 3.11. y 3.12.).

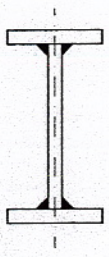


Fig. 3.11.

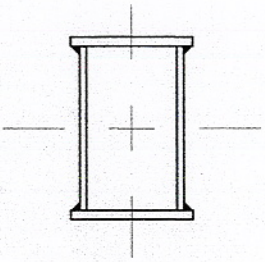


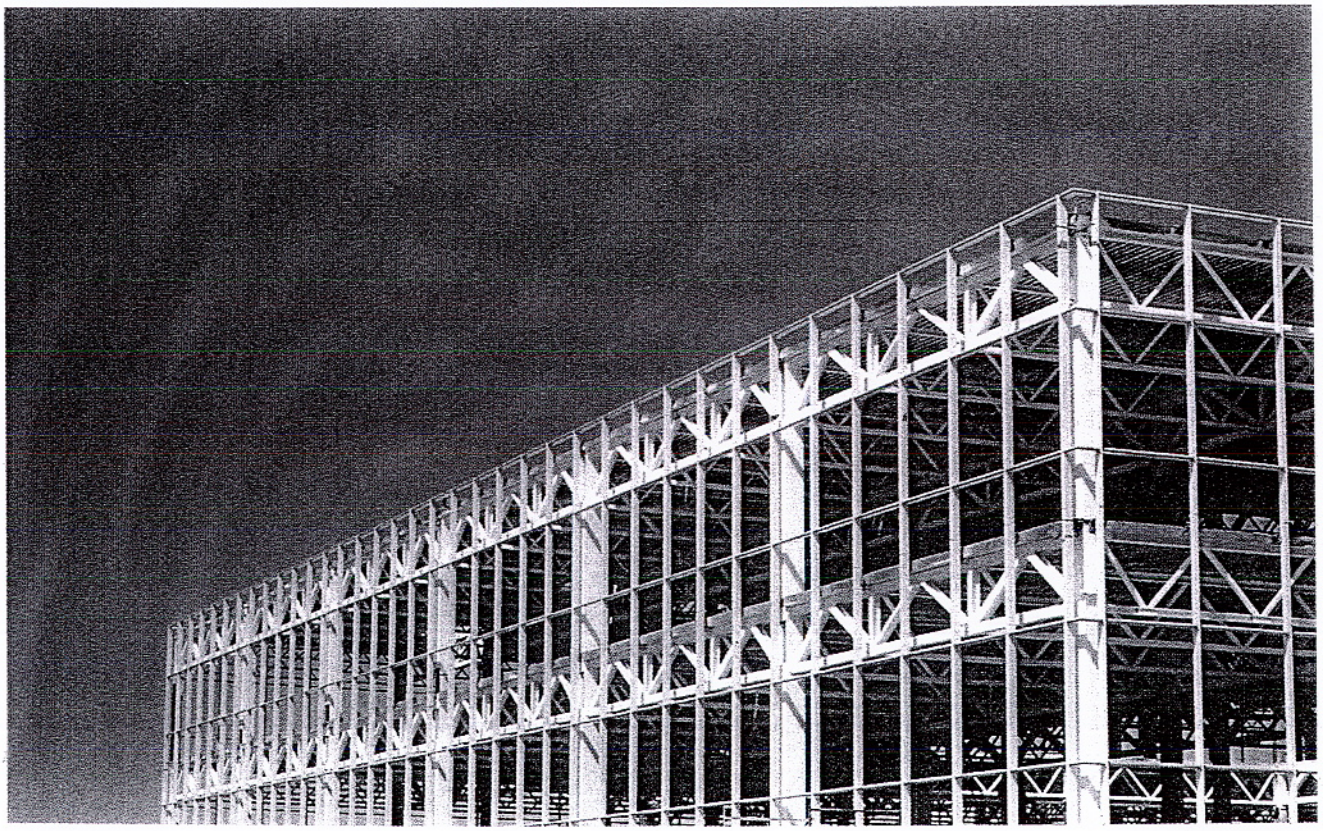
Fig. 3.12.

En el cálculo de estas vigas, además de la comprobación de la resistencia y la rigidez necesaria de las mismas, deben hacerse, en algunos casos, las siguientes:

• Comprobación al pandeo lateral cuando este pueda producirse (en la mayoría de los casos no es necesario, ya que el forjado lo impide).

• Comprobación del abollamiento del alma. No es necesaria, en general, en los perfiles laminados. Lo es en las vigas armadas, en las cuáles deben comprobarse también las soldaduras entre alas y alma.

En los puntos de aplicación de fuertes cargas puntuales deben colocarse rigidizadores verticales.



3.3.3. Uniones.

Como ya se ha indicado anteriormente, del correcto diseño de las uniones depende que el trabajo de la estructura sea acorde al del modelo previsto para el cálculo y que, por tanto, las solicitaciones obtenidas para sus elementos correspondan a las reales.

Las uniones pueden calificarse como rígidas, semirígidas o articuladas dependiendo de su capacidad de giro. Esta viene determinada por el grado de empotramiento K definido por el cociente entre el momento real que es capaz de absorber la unión y el momento de empotramiento perfecto que correspondería al extremo de la pieza estudiada (viga o pilar).

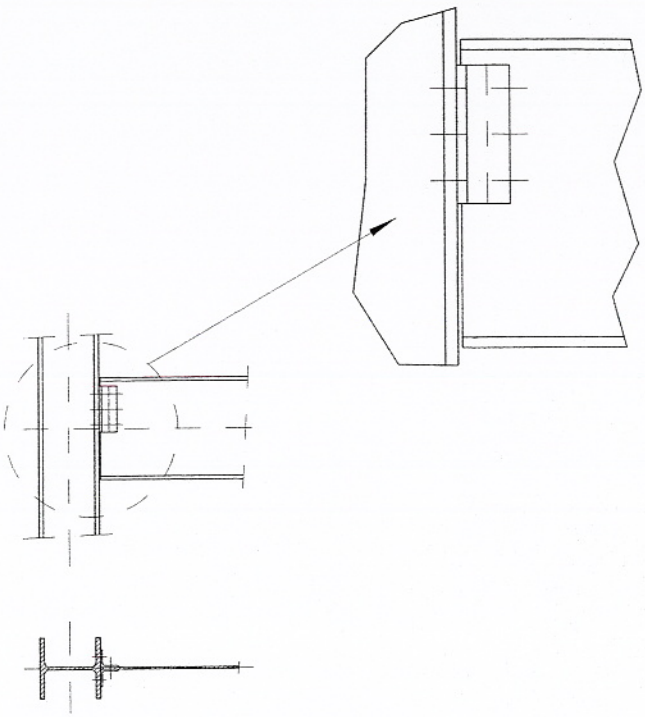


Fig. 3.13

Según dicho coeficiente K, las uniones se clasifican en:

- Uniones rígidas $K \geq 90\%$
- Uniones semirígidas $20\% < K < 90\%$
- Uniones articuladas $K \leq 20\%$

La imprecisión existente en el análisis estructural al considerar el grado de empotramiento de cada unión dificulta su cálculo. Por ello, en lo que sigue a continuación se incluyen únicamente uniones cuyo diseño garantiza unos comportamientos próximos a los teóricos (rígidos o articulados exclusivamente). Existe bibliografía específica que debe consultarse si se desea calcular con uniones semirígidas (Eurocódigo 3).

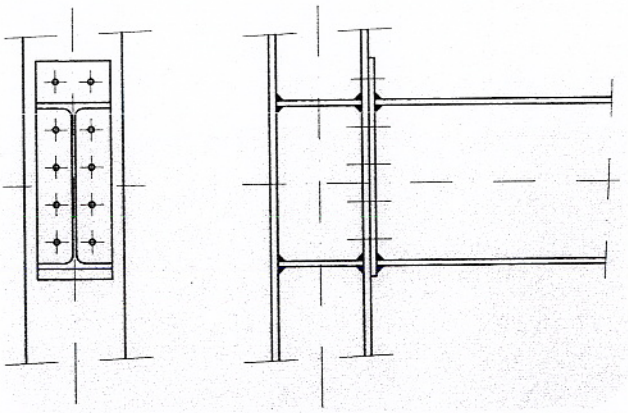


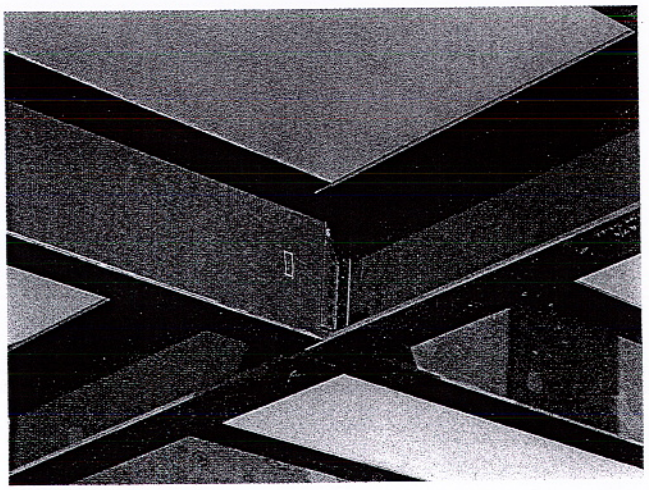
Fig. 3.14

Por todo lo anterior, el estudio de las uniones debe realizarse meticulosamente, teniendo en cuenta su gran influencia en el costo total de la obra.

Tanto bajo el punto de vista económico como de garantía de calidad, se va a dar el máximo protagonismo a las uniones atornilladas como el sistema preferencial de uso en obra, siguiendo las tendencias actuales.

El uso de uniones soldadas en obra no está proscrito, pero debe limitarse al máximo.

En el capítulo 5 y en el anexo III se desarrollan estas uniones (fig. 3.13. y 3.14.).





3.3.4 Elementos de celosía para absorber esfuerzos horizontales.

La forma habitual que se adopta para estos elementos es la de celosías trianguladas que con los pilares y vigas adyacentes, forman un conjunto que, anclado en la cimentación, trabaja como ménsula. De estas celosías la más simple y de uso más generalizado es la de forma de cruz de San Andrés.

Estas estructuras conformadas por diagonales en los dos sentidos son hiperestáticas. Sin embargo, se supone que las diagonales sólo trabajan a tracción (hipótesis admisible dada su gran esbeltez para el trabajo a compresión), por lo que cada una de estas estructuras equivale a dos estructuras isostáticas trabajando cada una de ellas en un solo sentido (Fig. 3.15.).

Estas estructuras pueden adoptar otras disposiciones para permitir la existencia de huecos en su plano. Entre ellas las representadas en los esquemas adjuntos (fig. 3.16).

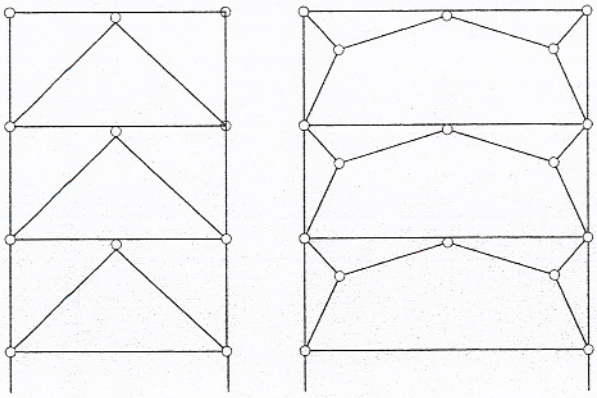


Fig. 3.16.

Los esfuerzos obtenidos en pilares y vigas como parte de las celosías aquí descritas, deben añadirse a los obtenidos en dichos elementos como entramado resistente a las cargas verticales, para el cálculo final de la sección.

La variedad de soluciones que pueden diseñarse es muy grande. A título de ejemplo presentamos las adoptadas en algunos edificios que pueden considerarse como emblemáticos.

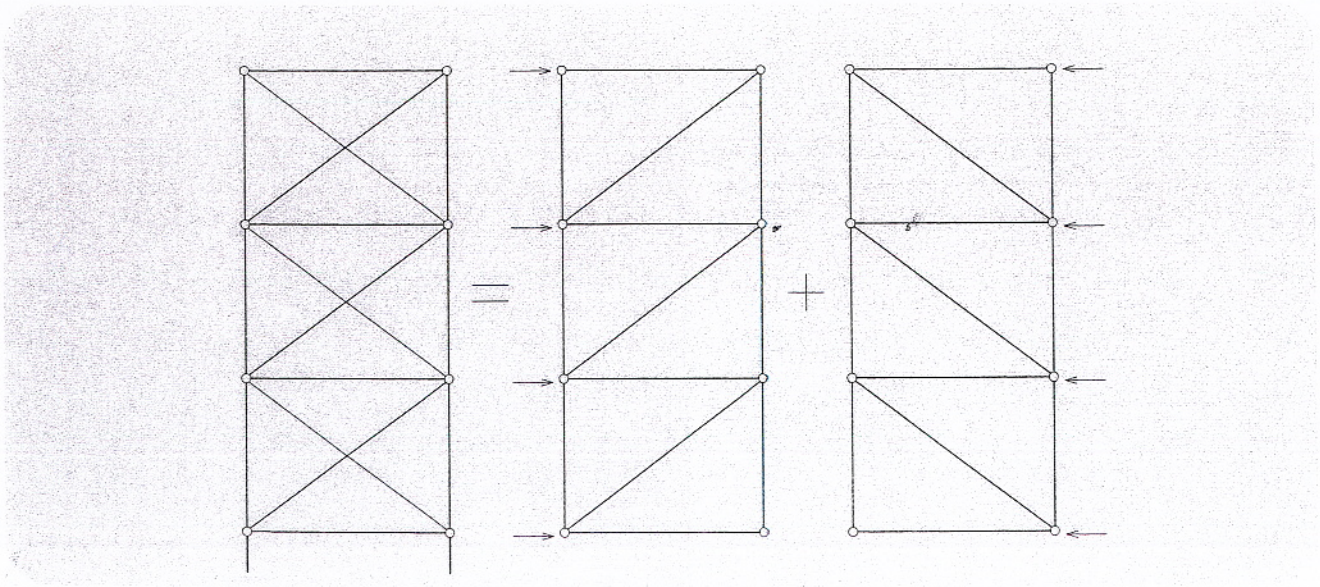


Fig. 3.15.

El Seagram Building (158 m de altura), diseñado por Mies Van der Rohe, presenta tres partes diferenciadas en altura con otros tantos sistemas estabilizadores. Hasta la planta 17, resuelve la estabilidad horizontal por medio de elementos de hormigón armado; entre las plantas 17 y 29, emplea celosías trianguladas en K; y a partir de ésta, se resuelve por medio de pórticos rígidos (Fig. 3.17.).

En el Toronto Dominion Center (224 m.) se recurre a celosías trianguladas en las paredes de las cajas de ascensores, añadiendo celosías de toda la anchura de la estructura en algunos pisos intermedios para darle mayor rigidez al conjunto y disminuir las flechas horizontales (3.18.).

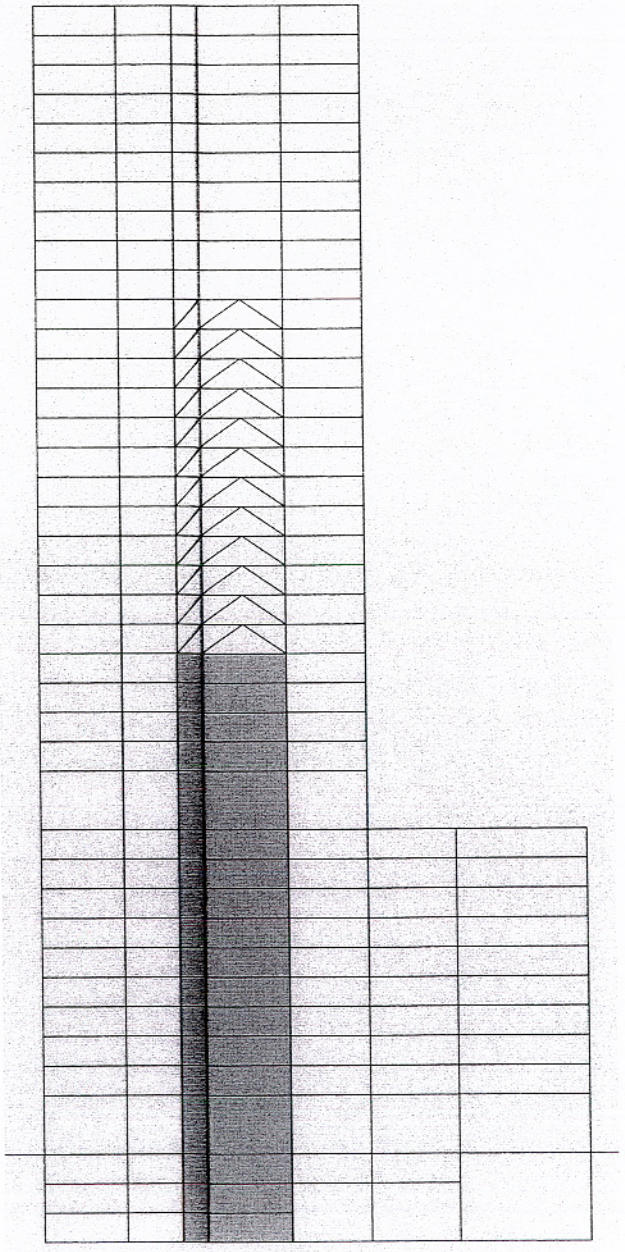


Fig. 3.17.

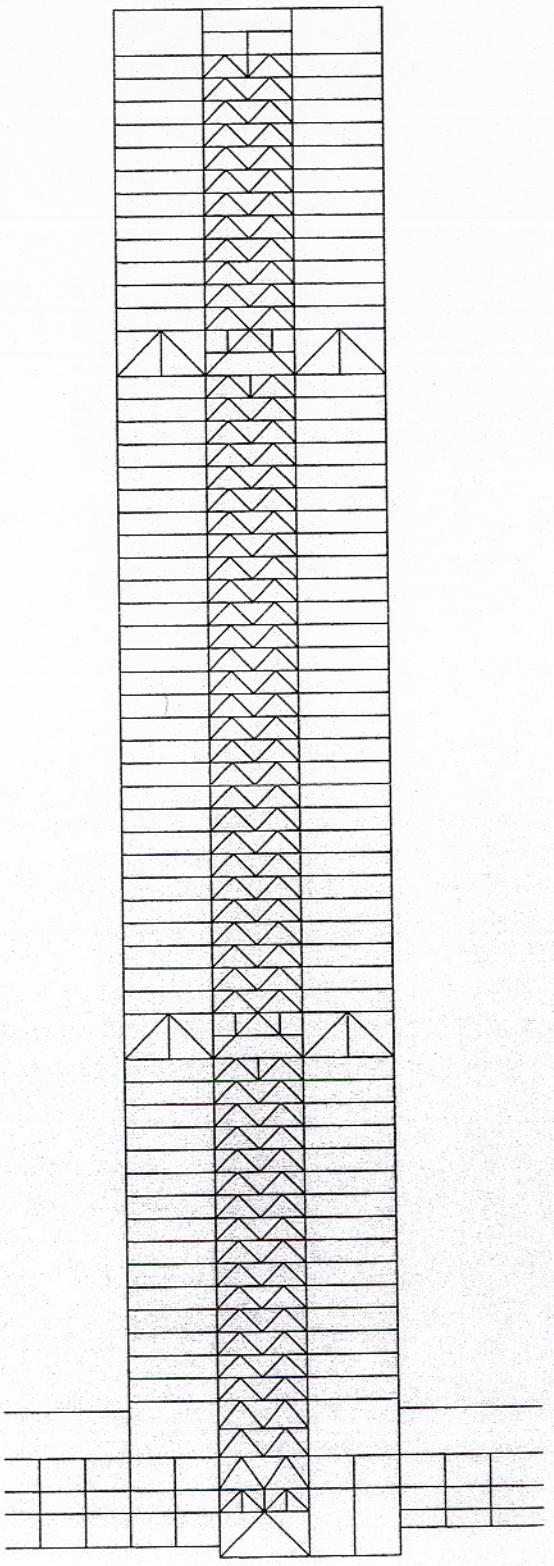


Fig. 3.18.

Por último el World Trade Center de Nueva York, diseñado por Yamasaki con sus 410 m de altura, utiliza un concepto de tubo estructural, con unión rígida de unos pilares de fachada muy próximos con las vigas de fachada, que dota a la estructura de una rigidez capaz de absorber todos los esfuerzos . La Torre Picasso de Madrid, del mismo arquitecto, presenta un diseño similar. En él, las uniones en obra se realizan en los puntos centrales de los vanos de las vigas, por medio de tornillos, levantándose el edificio en función de unos singulares elementos formados por el pilar, en tramos de dos plantas, atravesado por las vigas correspondientes a modo de voladizos.

Un ejemplo de un edificio de menor altura es el de las oficinas centrales de la Bewag en Berlín (Fig. 3.19). En él se han dispuesto cuatro entramados de arriostramiento transversal, y uno longitudinal. Las celosías transversales son de pequeña anchura (a/2), por lo cual los desplazamientos horizontales son grandes. A fin de conseguir la reducción de dichos desplazamientos, se han introducido unas diagonales pretensadas que dotan a la celosía de una rigidez considerablemente mayor.

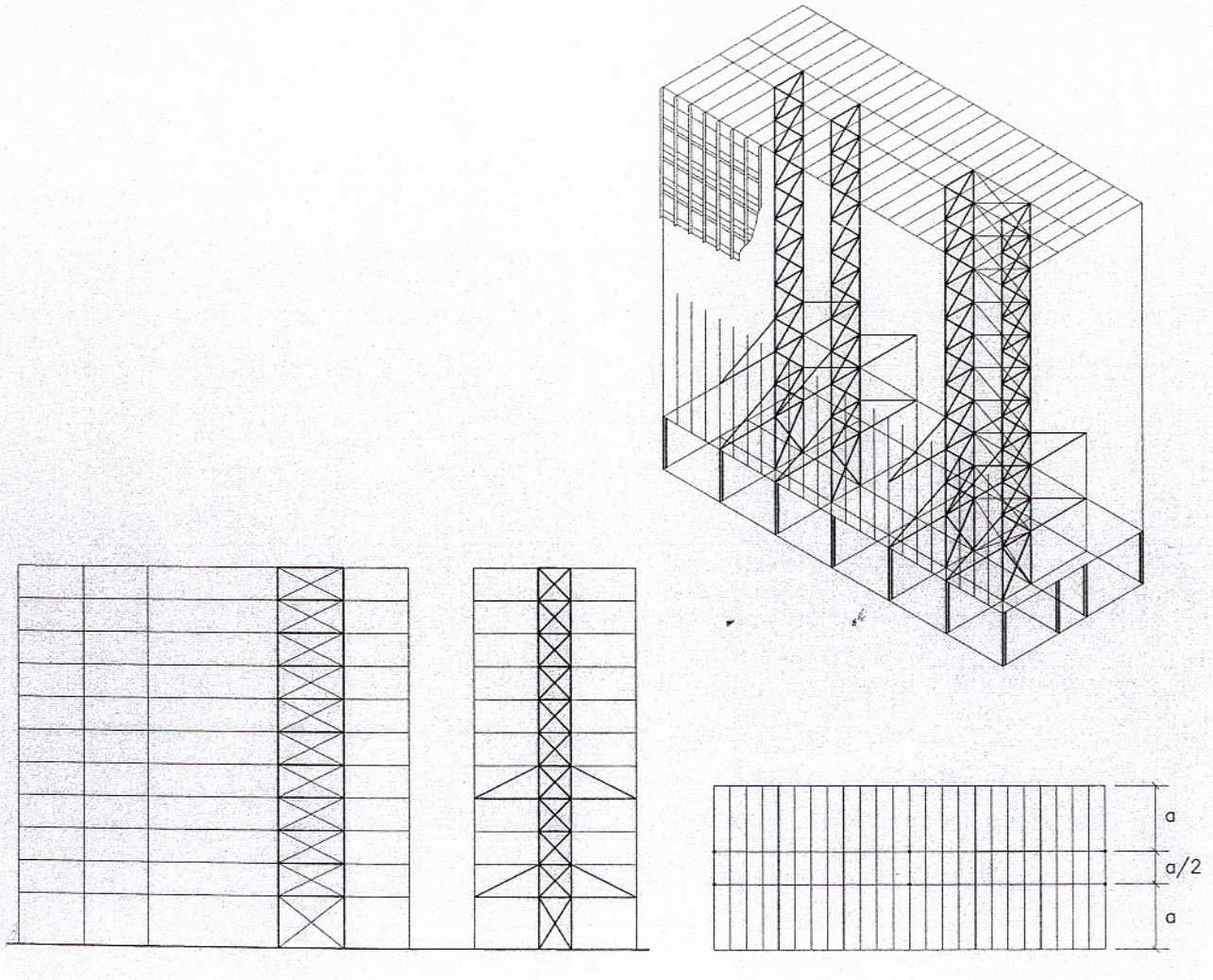


Fig. 3.19.

4. CÁLCULO Y DIMENSIONAMIENTO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

Una vez descritos, en líneas generales, en los anteriores capítulos, los sistemas estructurales más frecuentemente utilizados y los elementos que los constituyen, se tratan en éste, las bases para su cálculo y su predimensionamiento.

4.1. Normativa de aplicación.

Normas Españolas.

Entre las normas oficiales actualmente vigentes en España se deben distinguir dos categorías:

• **Normas básicas.** Su finalidad fundamental es defender la seguridad de las personas, establecer las restantes condiciones mínimas para atender las exigencias humanas y proteger la economía de la sociedad. Como consecuencia de estos fines, son de obligado cumplimiento para todos los proyectos y obras de edificación.

Para el proyecto y ejecución de estructuras de acero son de aplicación las siguientes:

- NBE - AE - 88 Acciones en la edificación

- NBE - EA - 95 Estructuras de acero en edificación

- NCSE - 94 Norma de Construcción Sismorresistente Parte General y Edificación

• **Normas tecnológicas.** Traducen de modo operativo los conceptos generales que establecen las Normas básicas, Reglamentos e Instrucciones de obligado cumplimiento y aplicación general. No son de obligado cumplimiento, al poderse adoptar otras reglas y soluciones que cumplan las disposiciones básicas.

Las relacionadas con la estructura de acero son las siguientes:

- NTE-EAE Estructuras de acero. Espaciales.

- NTE-EAF Estructuras de acero. Forjados.

- NTE-EAS Estructuras de acero. Soportes.

- NTE-EAV Estructuras de acero. Vigas.

- NTE-EAZ Estructuras de acero. Zancas.

- NTE - ECG Estructuras. Cargas gravitatorias

- NTE - ECS Estructuras. Cargas sísmicas

- NTE - ECT Estructuras. Cargas térmicas

- NTE - ECV Estructuras. Cargas de viento

Eurocódigos.

Hay que tener en cuenta que, en un plazo de tiempo aún no determinado, entrarán en vigor los nuevos Eurocódigos, que servirán para unificar las diferentes normativas de los países europeos. De momento, no son de obligado cumplimiento, por lo que no van a ser considerados específicamente en la presente *guía* .

A título informativo, a continuación se indican los que, en su día, deberán tenerse en cuenta para el cálculo de estructuras de acero:

EUROCODIGO 1. Acciones sobre las Estructuras.

EUROCODIGO 3. Proyecto de Estructuras metálicas.

EUROCODIGO 4. Proyecto de Estructuras mixtas.

EUROCODIGO 8. Cálculo de Estructuras en zonas sísmicas.

4.2. Bases de cálculo.

Será de aplicación el capítulo 3.1 de la NBE - EA - 95, en el cual se establecen las bases de cálculo de las estructuras de acero.

Se parte de la base de que una estructura es idónea cuando, durante su vida útil, cumple las condiciones de resistencia, rigidez y estabilidad para las que ha sido proyectada. Esto quiere decir que, al ser sometida la estructura a unas acciones establecidas de acuerdo con las hipótesis de cálculo consideradas, las tensiones de trabajo no superan las de agotamiento del material, sus deformaciones no sobrepasan los límites máximos establecidos y cada elemento de la estructura y toda ella en conjunto, son estables.

La NBE-EA-95 establece tres hipótesis de carga (CASO I, CASO II y CASO III), cada una de las cuáles determina las combinaciones de acciones a tener en cuenta y los coeficientes de ponderación a aplicar a cada una de ellas, dependiendo de si su efecto es desfavorable o favorable. Cada caso combina acciones constantes y acciones variables.

Se denominan acciones constantes a aquellas que actúan, o pueden actuar, en todo momento o durante largo período de tiempo con valor fijo en posición y magnitud:

- Peso propio
- Carga permanente
- Peso y empuje del terreno
- Acciones térmicas
- Asientos de las cimentaciones

Se denominan acciones variables las que no cumplen con las condiciones anteriores. Pueden ser:

- Sobrecargas de uso
- Sobrecargas de ejecución
- Acciones de viento
- Sobrecarga de nieve
- Acciones sísmicas

En el cuadro siguiente se indican los coeficientes a aplicar en cada caso para obtener las acciones ponderadas.

La norma establece las condiciones de agotamiento para distintos estados tensionales. En el nivel que se maneja en esta publicación, únicamente se hará uso de los estados tensionales planos, con tensión normal y tangencial, habituales en edificación. La condición de agotamiento en estos casos viene dada por la expresión:

$$\sqrt{\sigma^{*2} + 3\tau^{*2}} = \sigma_u$$

donde σ^* y τ^* son las tensiones de trabajo normal y tangencial respectivamente, calculadas a partir de las acciones ponderadas, y σ_u es la resistencia de cálculo del acero definida en el apartado 4.2.1.

Coeficiente de ponderación γ_s si el efecto de la acción es:			
Hipótesis de carga	**Clase de acción**	**Desfavorable**	**Favorable**
Caso I Acciones constantes y combinación de dos acciones variables independientes	Acciones constantes	1.33 1.33	1.00
	Ia Sobrecargas (1)	1.33 1.50	0.00
	Viento	1.50 1.33	0.00
	Acciones constantes	1.33	1.00
	Ib Sobrecargas	1.50	0.00
	Viento	1.50	0.00
	Acciones constantes	1.33	1.00
	Ic Sobrecargas	1.50	0.00
	Viento	1.50	0.00
Caso II Acciones constantes y combinación de tres acciones variables independientes	Acciones constantes	1.33	1.00
	Sobrecargas	1.33	0.00
	Viento	1.33	0.00
	Nieve	1.33	0.00
Caso III Acciones constantes y combinación de acciones variables independientes, incluso las acciones sísmicas	Acciones constantes	1.00	1.00
	Sobrecargas	r (2)	0.00
	Viento	0.25 (3)	0.00
	Nieve	0.50 (4)	0.00
	Acciones sísmicas	1.00	0.00

(1) Para el efecto desfavorable se considerarán los valores de las dos columnas
(2) r es el coeficiente reductor para las sobrecargas, de valor:
Azoteas, viviendas y hoteles (salvo locales de reunión): r = 0.50
Oficinas, comercios, calzadas y garajes: r = 0.60
Hospitales, cárceles, edificios docentes, templos, edificios de reunión y espectáculos y salas de reunión de hoteles r = 0,80
Almacenes: r = 1
(Tabla 4.5 de la norma sismorresistente PDS1-74 Parte A)
(3) Sólo se considerará en construcciones en situación topográfica expuesta o muy expuesta (Norma Básica NBE AE-88)
(4) Sólo se considerará en caso de lugares en los que la nieve permanece acumulada habitualmente más de treinta días seguidos, en el caso contrario el coeficiente será cero

4.2.1. Tipos de acero. Resistencias de cálculo.

La norma básica NBE-EA-95 establece los siguientes tipos de acero y sus correspondientes límites elásticos para definir las resistencias de cálculo:

TIPO DE ACERO	LÍMITE ELÁSTICO σ_e Kg/cm2	(Mpa)
A 37	2.400 (para espesores ≤40 mm)	235
A 42	2.600 (para espesores ≤40 mm)	255
A 52	3.600 (para espesores ≤35 mm)	355

Estos tres tipos de acero son los que se han venido utilizando habitualmente en la construcción metálica. Sin embargo, la Norma UNE 36080 (EN-10025) hace una clasificación más amplia de los aceros, definiendo 18 grados básicos, agrupados en varios tipos, para distintas aplicaciones.

En la tabla siguiente se indican las equivalencias de estos aceros con los tres tradicionales:

Designaciones según NBE-EA	Designaciones según UNE EN 10025 (1)	LÍMITE ELÁSTICO e ≤ 16mm σ_e (M Pa*)	RESISTENCIA A LA TRACCIÓN 3 ≤ e ≤ 100mm σ_r (M Pa*)
A 37 b - A 37 c A 37 d	S 235 JR S235 JR G2 S 235 JO S 235 J2 G3	235	340-470
A 42 b A 42 c A 42 d	- - -	-	-
(2) A44b (2) A44c (2) A44d	S 275 JR S 275 JO S 275 J2 G3	275	410-560
A 52 b A 52 c A 52 d	S 355 JR S 355 JO S 355 J2 G3	355	490 - 630

* 1 Mpa = 1 N/mm2

(1) La designación de aceros para construcción metálica UNE EN 10025 utiliza una notación alfanumérica que comienza con la letra S, seguida de tres dígitos que indican el valor mínimo del límite elástico expresados en N/mm2 a los que se añaden otras letras y números que corresponden al grado y otras aptitudes.

(2) No están contemplados en la NBE-EA 95. Corresponden a la UNE 36 080-73.

La tendencia a conseguir aceros de mayor límite elástico ha llevado al desarrollo de aceros microaleados, con adición de pequeñas cantidades de elementos de aleación. La norma UNE 36081 determina 7 niveles de resistencia de estos aceros, que son los indicados en la tabla siguiente.

Designación según UNE 36081	Límite elástico mínimo e ≤ 16 mm MPa	Resistencia a la tracción Mpa
AE 255	255	370-490
AE 285	285	400-520
AE 315	315	440-560
AE 355	350	490-630
AE 390	390	510-650
AE 420	420	540-680
AE 460	460	570-720

De estos aceros, solamente los tres últimos son considerados de alto límite elástico. Los perfiles laminados con aceros de alto límite elástico son, en general, más difíciles de encontrar, salvo pedidos de grandes cantidades.

La resistencia de cálculo del acero, σ_u, se determina dividiendo el límite elástico, σ_e, por el coeficiente de minoración γ_a. Este coeficiente es 1 para los aceros con límite elástico garantizado por el fabricante, y 1,10 para el resto.

Las demás características, comunes para todos los tipos de acero, son las siguientes:

-Módulo de elasticidad.....E = 2.100.000 kg/cm^2
-Módulo de elasticidad transversal..G = 810.000 kg/cm^2
-Coeficiente de Poisson.....ν = 0,30
-Coeficiente de dilatación térmica...α_t = 0,000012 m/m °C

4.2.2. Acciones a considerar.

Acciones gravitatorias

Vienen definidas en la norma NBE-AE-88 y son las producidas por el peso de los elementos constructivos, de los objetos y de los sujetos que puedan actuar en función de su uso, y por la nieve acumulada en las cubiertas. Estas acciones se pueden dividir en concarga, formada por el peso propio y las cargas permanentes, y sobrecarga, que puede ser de uso o de nieve.

La sobrecarga de uso en edificios de oficinas para acceso de público en general y edificios docentes es de 300 kg/m^2. En oficinas particulares, ésta se puede considerar de 200 kg/m^2. En el caso de galerías comerciales se debe aumentar hasta los 400 kg/m^2. En escaleras y accesos, es de 400 kg/m^2.

La sobrecarga de nieve sobre una superficie horizontal de cubierta es el peso de nieve que puede llegar a acumularse en ella. La norma NBE-AE-88 establece dicha sobrecarga en función de la altura topográfica de cada población, fijando los siguientes valores:

SOBRECARGA DE NIEVE SOBRE SUPERFICIE HORIZONTAL	
ALTITUD (m)	*SOBRECARGA DE NIEVE (kg/m^2)*
0 a 200	40
201 a 400	50
401 a 600	60
601 a 800	80
801 a 1.000	100
1.001 a 1.200	120
> 1.200	h/10

Para casos especiales se debe consultar la norma.

Acciones de viento

Las acciones de viento se definen en la norma NBE-AE-88. Estas acciones producen esfuerzos horizontales en la estructura. El viento actúa en todas las direcciones pero, en su estudio en la edificación, se considera su acción en la dirección de sus ejes principales.

La influencia del viento sobre la estructura se determina por la presión dinámica que produce sobre los paramentos exteriores del edificio. Los forjados, considerados como elementos rígidos, se encargan de transmitir dicho esfuerzo a la estructura.

La presión dinámica se determina en función de la situación topográfica de la construcción, de la zona en que se encuentra y de la altura de coronación del edificio.

Los valores fijados por la norma son los siguientes:

PRESIÓN DINÁMICA DEL VIENTO.				
Altura de coronación del edificio sobre el terreno en m cuando la situación topográfica es :		*Velocidad del viento* v		*Presión dinámica* w
Normal	Expuesta	m/s	km/h	kg/m^2
De 0 a 10	.....	28	102	50
De 11 a 30	.....	34	125	75
De 31 a 100	De 0 a 30	40	144	100
Mayor de 100	De 31 a 100	45	161	125
.....	Mayor de 100	49	176	150

La sobrecarga del viento sobre un elemento superficial se obtiene aplicando un coeficiente eólico c a la presión dinámica:

$$p = cw$$

El coeficiente **c** es positivo para presión y negativo para succión y su valor depende de la configuración de la construcción, de la posición del elemento y del ángulo α de incidencia del viento en la superficie.

Para edificios ortogonales, con cubierta horizontal y superficies planas, los coeficientes eólicos son los siguientes:

Paramentos verticales a barlovento:.....C_1 = + 0,8

Paramentos verticales a sotavento:.....C_2 = - 0,4

Cubierta horizontal:.....$C_1 = C_2$ = - 0,4

Para edificios de formas diferentes, edificios abiertos o muy esbeltos y circunstancias particulares, remitirse a la norma.

Acciones térmicas

Se producen por las variaciones dimensionales, debidas a las variaciones de temperatura, en las estructuras que tienen coaccionada la libre deformación. Si se disponen juntas de dilatación a distancia máxima de 40 m, se puede prescindir de la influencia de estas acciones. Igualmente, cuando la estructura ha sido revestida con elementos que aseguran variaciones de temperatura no superiores a ± 10°C, puede no tenerse en cuenta. Esto ocurre prácticamente en todas las edificaciones del tipo estudiado, debiendo considerarse este efecto en edificios singulares, bien por sus dimensiones o por su ubicación.

Acciones sísmicas

Los criterios que han de seguirse dentro del territorio español para la consideración de las acciones sísmicas vienen establecidos en la norma NCSE-94.

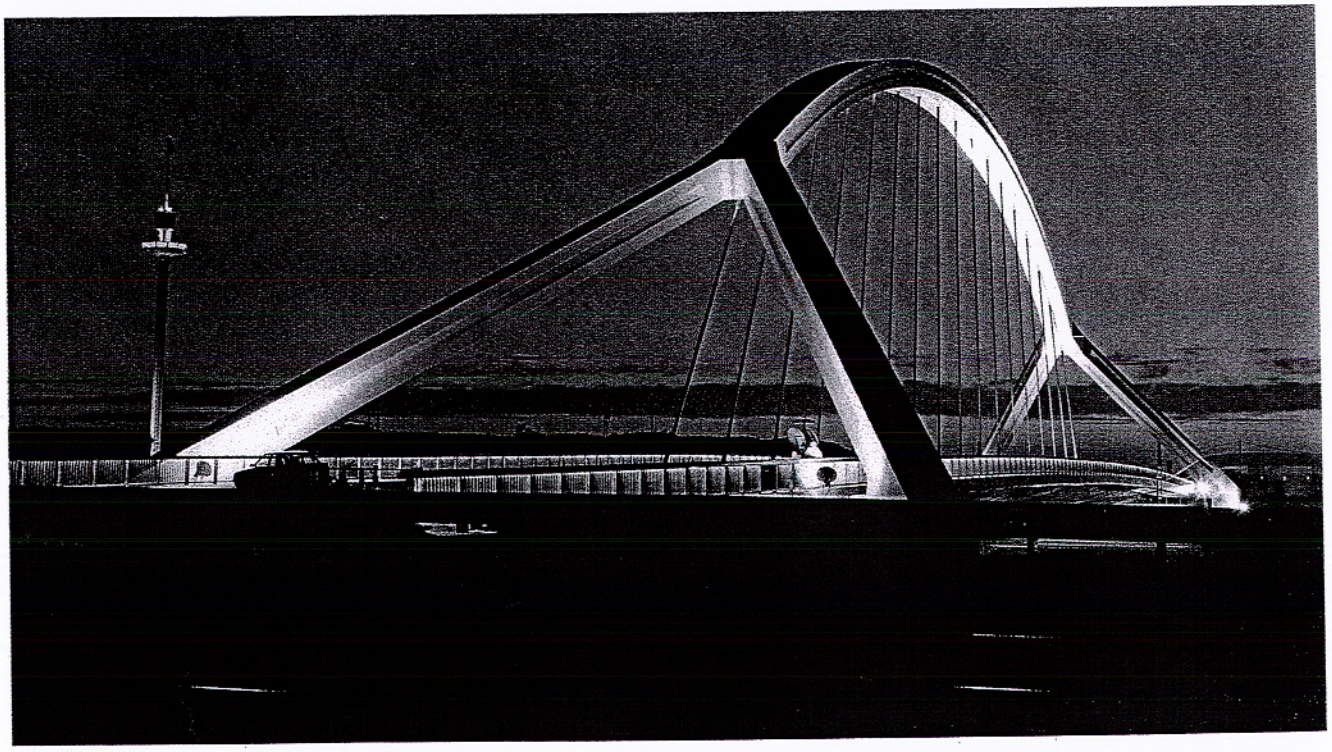
Las prescripciones de índole general son de aplicación a todas las construcciones. Estas prescripciones son las siguientes:

- Clasificación de las construcciones
- Mapa de peligrosidad sísmica. Aceleración sísmica básica
- Aceleración sísmica de cálculo

A partir de la obtención de los datos proporcionados por estas prescripciones generales, se determinará si procede o no la aplicación de la norma.

Como criterio general, no es obligatoria la aplicación de la norma en los siguientes casos:

- En las construcciones de moderada importancia. Estas son las que tienen una probabilidad despreciable de que su destrucción por el terremoto pueda ocasionar víctimas, interrumpir un servicio primario o producir daños económicos significativos a terceros.



• En las demás construcciones, cuando la aceleración sísmica de cálculo a_c sea inferior a 0,06 g, siendo g la aceleración de la gravedad.

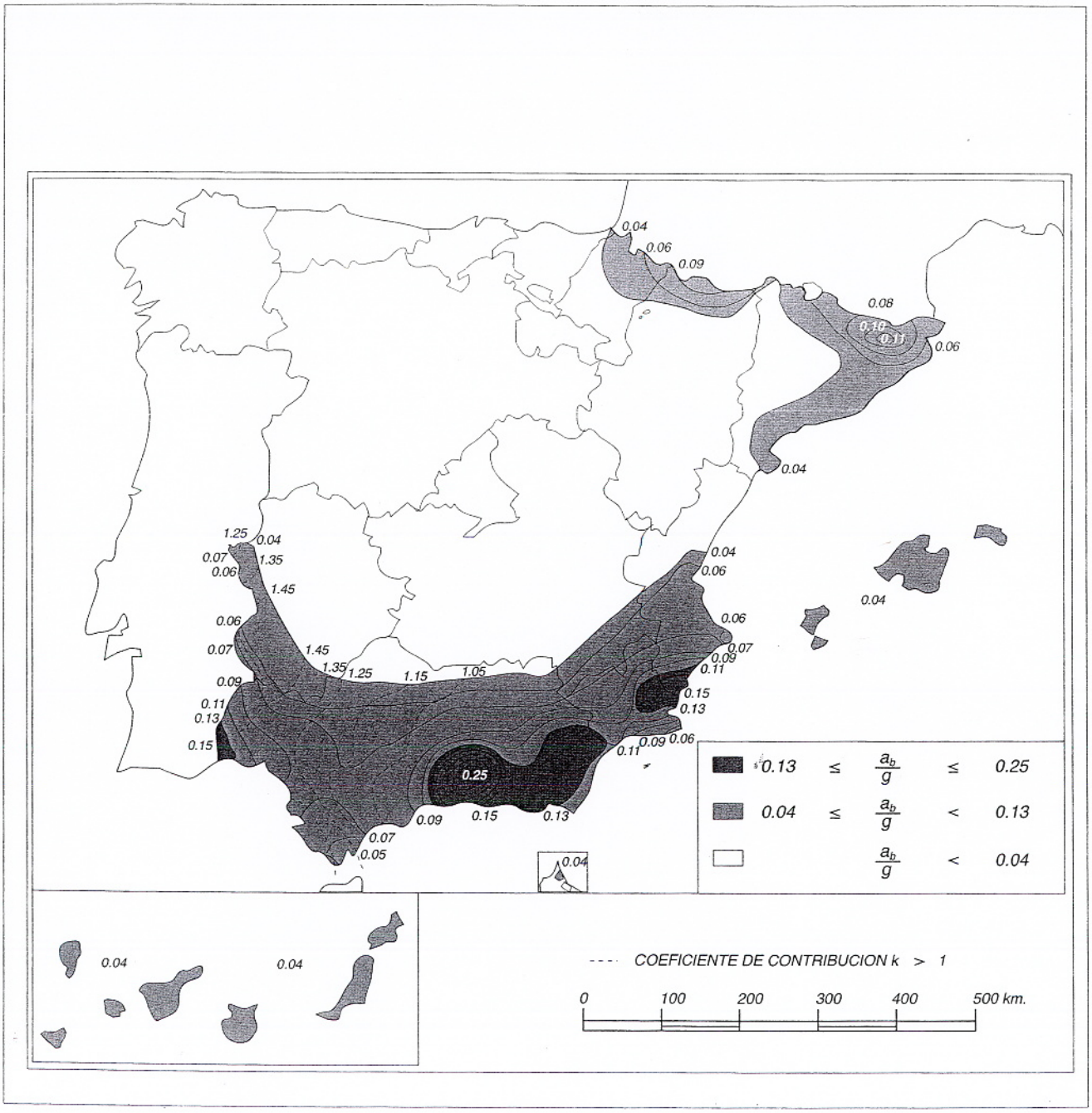
La a_c se determina a partir del mapa de peligrosidad sísmica, en función de la ubicación de la edificación. De él se obtiene la aceleración sísmica básica a_b que multiplicada por el coeficiente de riesgo ρ nos da la a_c :

$$a_c = \rho \cdot a_b$$

El coeficiente ρ es 1 para edificaciones con un período de vida de 50 años (edificios normales) y 1,30 para edificaciones con un período de vida de 100 años (edificios monumentales).

Para los demás casos, la norma es de obligado cumplimiento, remitiéndose a ella en caso de ser necesario el cálculo sísmico.

En la figura se reproduce el mapa de peligrosidad sísmica.



4.3. Predimensionamiento de elementos estructurales.

Las acciones definidas anteriormente, aplicadas a la estructura, provocarían unas solicitaciones en los distintos elementos que la componen y en las uniones entre ellos. Estos elementos deben ser diseñados para resistir dichas solicitaciones.

A continuación se estudia el predimensionado de vigas y pilares así como el de las celosías para resistir esfuerzos horizontales.

4.3.1. Vigas.

Para el cálculo aproximado de las solicitaciones se pueden utilizar las fórmulas incluidas en las tablas anexas, en función del tipo de carga (distribuida en toda la luz de la viga, distribuida en parte de la luz, puntual, triangular) y del tipo de viga (biapoyada, biempotrada o continua).

Una vez obtenidas las solicitaciones, se procede a la elección de un perfil, a la comprobación de su resistencia en los puntos de máxima solicitación (momento flector máximo o esfuerzo cortante máximo) y a la comprobación de su deformación máxima.

La condición de resistencia de la sección estudiada, se verifica mediante la fórmula:

$$\sqrt{\sigma^{*2} + 3\tau^{*2}} \leq \sigma_u$$

donde:

σ^*: es la tensión normal ponderada en el punto considerado.

τ^*: es la tensión tangencial ponderada en dicho punto.

σu: es la resistencia de cálculo del acero.

En condiciones normales, para perfiles en doble T ó en H, es suficiente la aproximación del lado de la seguridad, que se obtiene al considerar, para cada sección que se compruebe, la σ^*_{max} y la τ^*_{max}, que vienen dadas por las expresiones siguientes:

$$\sigma^*_{max} = \frac{M^*}{W_x}$$

$$\tau^*_{max} = \frac{T^*}{A_a}$$

siendo:

M^* : Momento flector ponderado en la sección en estudio

W_x : Módulo resistente de la sección

T^* : Esfuerzo cortante ponderado en la sección

A_a : Área del alma de la sección

La elección del perfil a comprobar, en un primer tanteo, puede realizarse a partir del momento flector, mediante la expresión:

$$W_x = \frac{M^*}{\sigma_u}$$

con la que se obtiene el valor aproximado del módulo resistente necesario. Con este valor se entra en las tablas de perfiles anexas y se elige el que cumpla esta condición, procediéndose entonces a la comprobación de la sección tal como se ha indicado.

Una vez elegido el perfil y realizada la comprobación, de su resistencia, se calculará su máxima deformación mediante las fórmulas indicadas en las tablas de los anexos. Una fórmula aproximada para secciones simétricas es la siguiente:

$$f(mm) \cong \alpha . \frac{\sigma_{max(kg/mm^2)} . l^2\,(m^2)}{h(cm)}$$

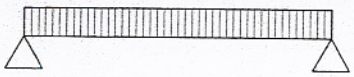
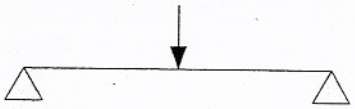
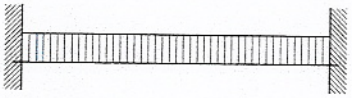
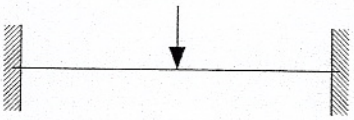
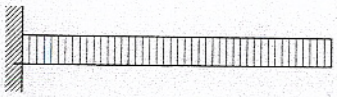
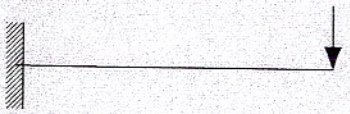
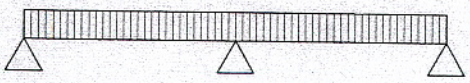
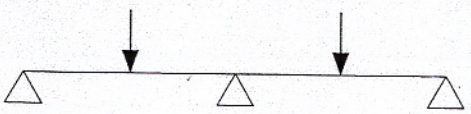
donde:

h : Canto del perfil

σ_{max} : Tensión de trabajo máxima (sin mayorar)

l: Luz de la viga

α : Coeficiente dependiente de la clase de sustentación de la viga y del tipo de carga. Viene dado en la tabla siguiente:

CLASE DE SUSTENTACION Y TIPO DE CARGA		α
	Viga biarticulada y carga uniforme y constantemente repartida en toda la longitud de la viga	1,000
	Viga biarticulada y carga puntual en el centro de su longitud	0,800
	Viga biempotrada y carga uniforme y constantemente repartida en toda la longitud de la viga	0,300
	Viga biempotrada y carga uniforme y triangularmente repartida, creciendo desde un valor nulo en un apoyo hasta el opuesto	0,250
	Viga biempotrada y carga uniforme y triangularmente repartida, creciendo desde un valor nulo en los apoyos hasta el centro	0,340
	Viga biempotrada y carga puntual en el centro de su longitud	0,400
	Ménsula empotrada y carga uniforme y constantemente repartida en toda la longitud de la viga	2,380
	Ménsula empotrada y carga uniforme y triangularmente repartida, creciendo desde un valor nulo en el extremo del vuelo hasta el empotramiento	1,930
	Ménsula empotrada y carga uniforme y triangularmente repartida, creciendo desde un valor nulo en el empotramiento hasta el extremo del vuelo	2,650
	Ménsula empotrada y carga puntual en el extremo del vuelo	3,180
	Viga continua de dos vanos de igual luz y carga uniforme y constantemente repartida en toda la longitud de la viga	0,415
	Viga continua de dos vanos de igual luz y cargas puntuales en el centro de cada uno de ellos	0,448

Los valores máximos admitidos de la relación flecha/luz bajo cargas características para distintos elementos, son los siguientes:

- Vigas y viguetas de cubierta.....*l*/250
- Vigas hasta 5 m de luz y viguetas de forjado que no soporten muros de fábrica.....*l*/300
- Vigas de más de 5 m de luz que no soporten muros de fábrica.....*l*/400
- Vigas y viguetas de forjado que soporten muros de fábrica.....*l*/500
- Ménsulas (extremo libre).....*l*/300
- Otros elementos.....*l*/500

Dados los tipos de forjados utilizados en edificios modulares, prácticamente, no es necesaria la comprobación de la inestabilidad del cordón comprimido (pandeo lateral). No obstante, en algunas circunstancias, es preciso hacer dicha comprobación mediante la aplicación de la fórmula.

$$M^* \leq M_{cr} = \frac{\pi}{L}\sqrt{E.I_y.GI_T}$$

Válida para vigas apoyadas normales (I,H,U) u otras con centro de simetría, siendo:

M_{cr}	Momento crítico de pandeo lateral
L	Longitud teórica de pandeo lateral (distancia entre puntos fijos del cordón comprimido)
I_y	Momento de inercia de la sección total de la viga respecto al eje contenido en el plano de flexión
E	Módulo de elasticidad del acero
G	Módulo de rigidez del acero
I_T	Módulo de torsión de la sección total de la viga.

Existen publicaciones en las que se dan tablas que determinan las longitudes máximas entre puntos fijos para las que no hay que tener en cuenta este efecto o la valoración del mismo en el caso de utilización de perfiles laminados.

En el diseño de vigas armadas debe tenerse en cuenta, además de los criterios expuestos, la posibilidad de abollamiento del alma y el cálculo de los cordones de soldadura de unión entre alma y ala.

Según la norma, cuando la relación e/h_a sea no menor a:

0,013 para acero A-37
0,014 para acero A-42
0,015 para acero A-44
0,016 para acero A-52

} abolladura.

siendo e el espesor del alma y h_a su altura, no se produce abolladura del alma. Si no es así, debe estudiarse el fenómeno, lo que queda fuera del alcance de esta publicación, remitiéndose a la norma y sus anexos.

Para el cálculo de los cordones de soldadura de unión ala-alma, de acuerdo con la norma NBE-EA-95 tabla 3.A.6.1, caso 18:

$$a = \frac{F^*.S}{2\ .0{,}75 I_x \sigma_u}$$

donde:

a	Espesor mínimo de garganta del cordón
F*	Esfuerzo cortante que solicita la sección
S	Momento estático de la platabanda respecto al c.d.g. de la sección
I_x	Momento de inercia respecto al mismo eje
σ_u	Tensión de cálculo del material base

o simplificando:

$$a = \frac{F^*}{1.5.\ h.\ \sigma_u}$$



COEFICIENTES DE PANDEO DEL ACERO

Coeficiente ω de pandeo, función de la esbelted $\lambda = \frac{l_k}{i}$

Tipo de Acero	λ	λ									
		0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
A 37	20	1,01	1,02	1,02	1,02	1,02	1,02	1,02	1,03	1,03	1,03
	30	1,03	1,04	1,04	1,04	1,05	1,05	1,05	1,06	1,06	1,06
	40	1,07	1,07	1,08	1,08	1,08	1,09	1,09	1,10	1,10	1,11
	50	1,12	1,12	1,13	1,14	1,14	1,15	1,16	1,17	1,17	1,18
	60	1,19	1,20	1,21	1,22	1,23	1,24	1,25	1,26	1,28	1,29
	70	1,30	1,31	1,33	1,34	1,36	1,37	1,39	1,40	1,42	1,44
	80	1,45	1,47	1,49	1,51	1,53	1,55	1,57	1,59	1,61	1,63
	90	1,65	1,67	1,70	1,72	1,74	1,77	1,79	1,82	1,84	1,87
	100	1,89	1,92	1,95	1,97	2,00	2,03	2,06	2,09	2,12	2,15
	110	2,18	2,21	2,24	2,27	2,30	2,33	2,37	2,40	2,43	2,47
	120	2,50	2,53	2,57	2,60	2,64	2,68	2,71	2,75	2,78	2,82
	130	2,86	2,90	2,94	2,97	3,01	3,05	3,09	3,13	3,17	3,21
	140	3,25	3,29	3,33	3,38	3,42	3,46	3,50	3,55	3,59	3,63
	150	3,68	3,72	3,77	3,81	3,86	3,90	3,95	4,00	4,04	4,09
	160	4,14	4,18	4,23	4,28	4,33	4,38	4,43	4,48	4,53	4,58
	170	4,63	4,68	4,73	4,78	4,83	4,88	4,94	4,99	5,04	5,09
	180	5,15	5,20	5,26	5,31	5,36	5,42	5,48	5,53	5,59	5,64
	190	5,70	5,76	5,81	5,87	5,93	5,99	6,05	6,11	6,16	6,22
	200	6,28	6,34	6,40	6,46	6,53	6,59	6,65	6,71	6,77	6,84
	210	6,90	6,96	7,03	7,09	7,15	7,22	7,28	7,35	7,41	7,48
	220	7,54	7,61	7,67	7,74	7,81	7,88	7,94	8,01	8,08	8,15
	230	8,22	8,29	8,36	8,43	8,49	8,57	8,64	8,71	8,78	8,85
	240	8,92	8,99	9,07	9,14	9,21	9,29	9,36	9,43	9,51	9,58
	250	9,66									
A 42	20	1,02	1,02	1,02	1,02	1,02	1,03	1,03	1,03	1,03	1,04
	30	1,04	1,04	1,04	1,05	1,05	1,05	1,06	1,06	1,07	1,07
	40	1,07	1,08	1,08	1,09	1,09	1,10	1,10	1,11	1,12	1,12
	50	1,13	1,14	1,14	1,15	1,16	1,17	1,18	1,19	1,20	1,21
	60	1,22	1,23	1,24	1,25	1,26	1,27	1,29	1,30	1,31	1,33
	70	1,34	1,36	1,37	1,39	1,40	1,42	1,44	1,46	1,47	1,49
	80	1,51	1,53	1,55	1,57	1,60	1,62	1,64	1,66	1,69	1,71
	90	1,74	1,76	1,79	1,81	1,84	1,86	1,89	1,92	1,95	1,98
	100	2,01	2,03	2,06	2,09	2,13	2,16	2,19	2,22	2,25	2,29
	110	2,32	2,35	2,39	2,42	2,46	2,49	2,53	2,56	2,60	2,64
	120	2,67	2,71	2,75	2,79	2,82	2,86	2,90	2,94	2,98	3,02
	130	3,06	3,11	3,15	3,19	3,23	3,27	3,32	3,36	3,40	3,45
	140	3,49	3,54	3,58	3,63	3,67	3,72	3,77	3,81	3,86	3,91
	150	3,96	4,00	4,05	4,10	4,15	4,20	4,25	4,30	4,35	4,40
	160	4,45	4,51	4,56	4,61	4,66	4,72	4,77	4,82	4,88	4,93
	170	4,99	5,04	5,10	5,15	5,21	5,26	5,32	5,38	5,44	5,49
	180	5,55	5,61	5,67	5,73	5,79	5,85	5,91	5,97	6,03	6,09
	190	6,15	6,21	6,27	6,34	6,40	6,46	6,53	6,59	6,65	6,72
	200	6,78	6,85	6,91	6,98	7,05	7,11	7,18	7,25	7,31	7,38
	210	7,45	7,52	7,59	7,66	7,72	7,79	7,86	7,93	8,01	8,08
	220	8,15	8,22	8,29	8,36	8,44	8,51	8,58	8,66	8,73	8,80
	230	8,88	8,95	9,03	9,11	9,18	9,26	9,33	9,41	9,49	9,57
	240	9,64	9,72	9,80	9,88	9,96	10,04	10,12	10,20	10,28	10,36
	250	10,44									
A 52	20	1,02	1,02	1,03	1,03	1,03	1,04	1,04	1,04	1,05	1,05
	30	1,05	1,06	1,06	1,07	1,07	1,08	1,08	1,09	1,10	1,10
	40	1,11	1,12	1,13	1,13	1,14	1,15	1,16	1,17	1,18	1,19
	50	1,20	1,22	1,23	1,24	1,25	1,27	1,28	1,30	1,31	1,33
	60	1,35	1,37	1,39	1,41	1,43	1,45	1,47	1,49	1,51	1,54
	70	1,56	1,59	1,61	1,64	1,66	1,69	1,72	1,75	1,78	1,81
	80	1,84	1,87	1,90	1,94	1,97	2,01	2,04	2,08	2,11	2,15
	90	2,18	2,22	2,26	2,30	2,34	2,38	2,42	2,46	2,50	2,54
	100	2,39	2,63	2,67	2,72	2,76	2,81	2,85	2,90	2,95	2,99
	110	3,04	3,09	3,14	3,19	3,24	3,29	3,34	3,39	3,44	3,49
	120	3,55	3,60	3,65	3,71	3,76	3,82	3,87	3,93	3,98	4,04
	130	4,10	4,16	4,22	4,27	4,33	4,39	4,45	4,52	4,58	4,64
	140	4,70	4,76	4,83	4,89	4,95	5,02	5,08	5,15	5,22	5,28
	150	5,35	5,42	5,48	5,55	5,62	5,69	5,76	5,83	5,90	5,97
	160	6,04	6,12	6,19	6,26	6,34	6,41	6,48	6,56	6,63	6,71
	170	6,79	6,86	6,94	7,02	7,09	7,17	7,25	7,33	7,41	7,49
	180	7,57	7,65	7,73	7,82	7,90	7,98	8,07	8,15	8,24	8,32
	190	8,40	8,49	8,58	8,66	8,75	8,84	8,93	9,02	9,10	9,19
	200	9,28	9,37	9,47	9,56	9,65	9,74	9,83	9,92	10,02	10,11
	210	10,21	10,30	10,40	10,49	10,59	10,69	10,78	10,88	10,98	11,08
	220	11,18	11,27	11,38	11,48	11,57	11,68	11,78	11,88	11,98	12,09
	230	12,19	12,29	12,40	12,50	12,61	12,72	12,82	12,93	13,03	13,14
	240	13,25	13,36	13,47	13,58	13,69	13,80	13,91	14,02	14,13	14,25
	250	14,36									

4.3.2. Pilares.

Los pilares están solicitados, en el caso más general, por un esfuerzo axial de compresión y un momento flector.

En las estructuras de nudos articulados, el esfuerzo axial se determina considerando las reacciones de las vigas que concurren en el pilar, sumando las correspondientes a las plantas que soporta. El momento flector es la suma algebraica de los momentos parciales que cada viga origina y que es igual a su reacción en el apoyo por su excentricidad. Los pilares trabajarán a compresión compuesta.

En el caso de uniones rígidas de vigas y pilares, se deberán comprobar los pilares con los momentos reales resultantes del cálculo hiperestático definitivo.

En el caso de pilares y vigas continuos, por no existir excentricidad en el apoyo de las vigas, los pilares trabajarán a compresión simple.

Se deberá tener en cuenta el pandeo simple según los dos ejes principales, sin considerar la posible coacción de los elementos de fachada.

Las secciones consideradas son las correspondientes a perfiles simples o compuestos por dos perfiles simples en cajón.

En pilares sometidos a compresión centrada la comprobación de la sección se realiza mediante la expresión:

$$\sigma^* = \omega \, N^*/A \leq \sigma_u$$

σ_u : Resistencia de cálculo del acero
N^* : Esfuerzo normal ponderado de compresión
A : Sección bruta del pilar
ω : Coeficiente de pandeo

El coeficiente de pandeo ω, es función de la esbeltez máxima λ_{max} del perfil y del tipo de acero. Viene dado en la tabla adjunta para los tipos más usuales de acero.

La esbeltez mecánica λ de un pilar según un plano perpendicular a un eje de inercia, se determina dividiendo la longitud de pandeo en ese plano por el radio de giro de la sección bruta respecto a dicho eje de inercia:

$$\lambda_x = l_{Kyy} / i_x$$
$$\lambda_y = l_{Kxx} / i_y$$

Como norma general, en piezas comprimidas, se recomienda que la esbeltez mecánica no supere el valor 200 en elementos principales, pero puede llegarse a 250 en elementos secundarios de arriostramiento.

La longitud de pandeo depende de las vinculaciones en los extremos del pilar y está determinada por $l_k = \beta \, l$, siendo l la longitud real de la pieza y β el coeficiente de esbeltez, función de dichas vinculaciones, que puede ser:

- Pilar biarticulado $\beta = 1$
- Pilar biempotrado $\beta = 0{,}5$
- Pilar empotrado-articulado $\beta = 0{,}7$
- Pilar empotrado-libre $\beta = 2$

Cuando existe compresión compuesta debe comprobarse que:

$$\sigma = \omega . N^*/A + M_x^*/W_x + M_y^*/W_y \leq \sigma_u$$

siendo ω el coeficiente de pandeo en función de la mayor de las esbelteces.

4.3.3. Elementos para absorber esfuerzos horizontales.

La consecución de la estabilidad horizontal del edificio mediante celosías trianguladas implica el cálculo de los elementos de triangulación. Ya se ha señalado en el anterior capítulo que en el caso de disposiciones en cruz, se considera que sólo trabaja la barra que está a tracción (Fig. 4.1.) La resolución se reduce a la determinación del equilibrio en cada nudo.

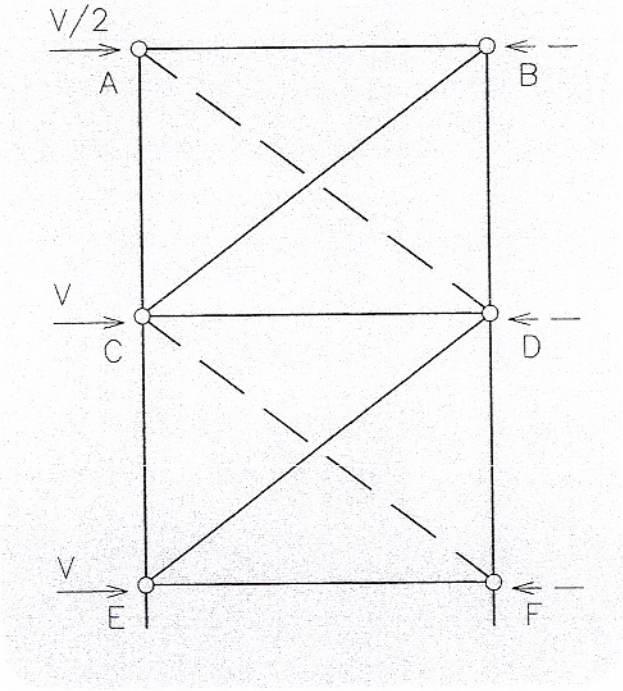


Fig. 4.1.

Considerando los esfuerzos V/2 en el nudo A y V en los nudos C y E, las barras trabajan:

- Barra AB Compresión
- Barra CD Compresión
- Barra EF Compresión
- Barra BD Compresión
- Barra DF Compresión
- Barra AC 0
- Barra CE Tracción
- Barra BC Tracción
- Barra DE Tracción

Como se ha indicado en el apartado 3.3.4, existen otros tipos de celosías adecuados para permitir la materialización de huecos.

Se recuerda que en las piezas afectadas, (vigas y pilares que formen parte de la celosía de arriostramiento) las solicitaciones debidas a esfuerzos horizontales deberán sumarse algebraicamente a las solicitaciones debidas a cargas verticales. En la compresión introducida en las vigas puede no considerarse el coeficiente de pandeo, si las mismas están unidas eficazmente al forjado.

Una vez obtenidas las solicitaciones, se procederá al dimensionamiento de las piezas, teniendo en cuenta el pandeo en los pilares comprimidos (ver cálculo de pilares) y sin tenerlo en las piezas traccionadas. Para estas últimas son válidas las fórmulas de pilares, haciendo $\omega = 1$.

Se recomienda que, en piezas traccionadas, la esbeltez mecánica no supere el valor de 300 en piezas principales, pudiéndose llegar a 400 o más en el caso de piezas secundarias ó tirantes.



5. DISEÑO DE UNIONES.

El correcto diseño de las uniones debe garantizar que las condiciones reales de funcionamiento de la estructura sean similares a las del modelo teórico. Se van a exponer a continuación algunas uniones entre los diversos elementos estructurales, explicando su diseño en función del tipo de esfuerzo a transmitir, así como los medios de unión habitualmente empleados.

5.1. Medios de unión.

Las primeras estructuras metálicas fueron construidas utilizando roblones como medio de unión de las diferentes piezas. Este sistema fue muy utilizado en el pasado, pero hoy en día está en desuso por su costosa ejecución. No obstante la norma NBE-EA-95 sigue regulando las uniones realizadas con estos elementos.

Los roblones han sido sustituidos por los tornillos, que proporcionan unas resistencias mayores, simplifican el montaje y facilitan la realización de estructuras desmontables. Otra de las ventajas de las uniones atornilladas reside en que su puesta en obra, prácticamente, no se ve afectada por la habilidad del operario ni por las condiciones meteorológicas, lo que proporciona una mayor uniformidad en la calidad de la ejecución.

Existen varios tipos normalizados de tornillos, de acero. Los habitualmente utilizados son :

- Tornillos ordinarios en calidad A4t (también denominado A4.6).

- Tornillos calibrados en calidad A5t (A5.6)

- Tornillos de alta resistencia en calidades A8t (A8.8) y A10t (A10.9).

Los tornillos ordinarios y los tornillos calibrados están concebidos para trabajar fundamentalmente a cortadura y/o tracción, mientras que los tornillos de alta resistencia tienen su principal aplicación en uniones en las que la transmisión de esfuerzos se realiza por fricción entre las superficies en contacto, que se logra mediante su apriete controlado. Estos tornillos de alta resistencia también pueden utilizarse trabajando a tracción y cortadura, total o parcialmente pretensados, aprovechando sus elevadas características resistentes.

Otro medio muy utilizado, cuyos estándares de calidad han mejorado notablemente a lo largo del tiempo, es la soldadura. Las uniones soldadas en obra están sujetas a diversas contingencias desfavorables, por lo que no son recomendables, a menos que se tomen precauciones que garanticen su correcta ejecución, seguida de un riguroso control de calidad. Sin embargo, es prácticamente el único medio de unión que se utiliza en taller, debido a la comodidad, rapidez y garantía de calidad que proporcionan los avanzados equipos actuales.

Otros medios de unión son los bulones, que proporcionan una articulación casi perfecta, pero su uso está prácticamente restringido a la construcción mecánica.

Finalmente, en los últimos tiempos se están promocionando las uniones por medio de adhesivos, pero no son muy utilizados en uniones acero-acero debido a la necesidad de una limpieza exquisita de las superficies y de un cuidadoso proceso de ejecución. Los fabricantes garantizan resistencias de adherencia para acero con acero del orden de 90 kg/cm^2, para algunos de estos compuestos. Su utilización principal es en uniones hormigón-acero.

En el anexo III de CÁLCULO DE UNIONES se amplía la información sobre los medios de unión habituales en construcción.

5.2. Unión entre pilares.

Las limitaciones de longitud exigidas por el dimensionamiento, el transporte y el montaje hacen necesaria la realización de empalmes en obra en los pilares de un edificio. Dichos empalmes pueden ser realizados para garantizar la continuidad en el pilar o para conseguir una articulación.

En el caso más habitual de pilares, con un esfuerzo axial centrado de compresión, se recomiendan dos configuraciones de empalmes: con placa de testa (Fig. 5.1) y con cubrejuntas (Figs. 5.2 y 5.3).

En el primer caso, la placa de testa se une al pilar mediante soldadura en taller y, posteriormente en obra, se colocan los tornillos de fijación. La transmisión del esfuerzo se realiza directamente entre las placas de testa de los sucesivos tramos. Si los perfiles son de distinto tamaño a cada lado del empalme, se colocan unos rigidizadores en prolongación de las alas del perfil de sección inferior, como

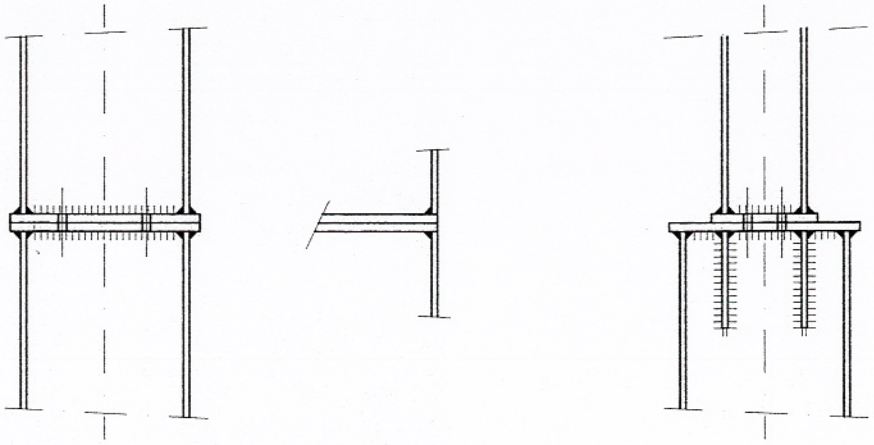


Fig. 5.1.

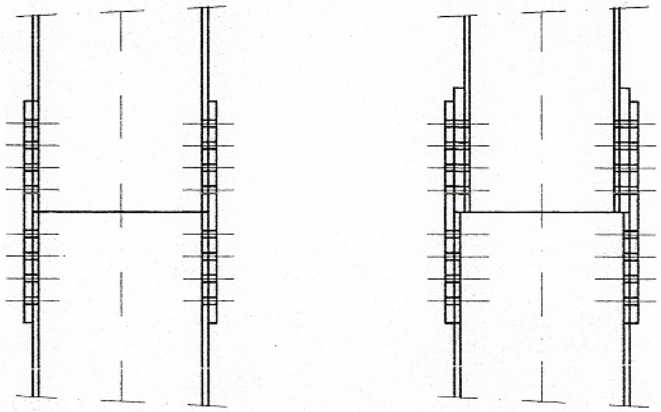


Fig. 5.2.

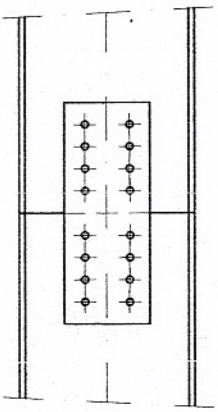


Fig. 5.3.

elemento de transición. La necesidad de estos rigidizadores depende de la diferencia de canto entre tramos y del espesor de las placas de testa.Los tornillos deberán dimensionarse, al menos, para aguantar a cortadura la décima parte de la carga (salvo que estén solicitados a cortadura, en cuyo caso se dimensionarán para esta solicitación).

En el segundo caso de empalme por medio de cubrejuntas, estas deben dimensionarse de manera que sean capaces de transmitir la totalidad de la carga correspondiente. Los cordones de soldadura de taller y los tornillos de obra deben dimensionarse para resistir el esfuerzo total en caso de tracción. Para el caso habitual de compresión, la norma admite su transmisión por contacto directo si se mecanizan las superficies en contacto y se garantiza que estas son perfectamente planas. Se aconseja, no obstante, en el caso de transmisión total por contacto, que los tornillos y las soldaduras de taller se dimensionen para que puedan resistir al menos la tercera parte del esfuerzo total de compresión.

Cuando sea necesario, para compensar la diferencia de dimensiones de los perfiles a unir, la colocación de forros, el número de tornillos que es necesario colocar, debe ser, el calculado por las consideraciones anteriores, multiplicado por el factor **1 + 0,30 m**, siendo **m** el número de forros dispuestos.

Ambas soluciones se pueden realizar por soldadura. En el caso de empalme de perfiles iguales, su unión podrá realizarse directamente por soldadura a tope, sin cubrejuntas ni placas de testa, tomando las medidas necesarias para garantizar la calidad de las soldaduras de obra.

Por razones constructivas, los empalmes de pilares se sitúan por encima del plano superior del forjado. Si la estructura no queda descubierta, otro punto adecuado (por razones de esfuerzos principalmente), para efectuar los empalmes, es el situado en la mitad del pilar entre dos forjados.

5.3. Unión entre vigas.

5.3.1 Empalmes.

En el caso de vigas continuas, los empalmes, obligados por las limitaciones de la longitud para el transporte, deben situarse en los puntos en los que, para la hipótesis de carga mas desfavorable, se den las menores solicitaciones. Estos puntos generalmente coinciden con los de momento nulo. Cuando se trata de luces similares, esos puntos se dan a una distancia de los apoyos de entre un 15% y un 20% de la luz.

Una primera solución consiste en el empleo de cubrejuntas de ala y alma. En ella, se considera que el esfuerzo cortante es resistido por los cubrejuntas del alma, y el momento flector se distribuye entre cubrejuntas de alas y alma en proporción a las inercias de las alas y el alma de la sección bruta del perfil. Los tornillos se calculan a doble cortadura. Los de las alas según el esfuerzo normal que el momento flector correspondiente produce en ellas, y los del alma con la totalidad del esfuerzo cortante y el momento flector correspondiente (fig. 5.4.)

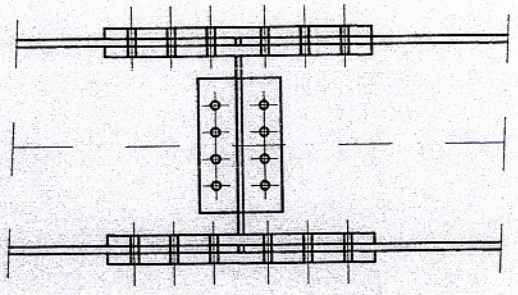


Fig. 5.4.

Una segunda solución es la de chapa de testa, en la que los tornillos trabajan a tracción y a cortadura (Fig. 5.5).

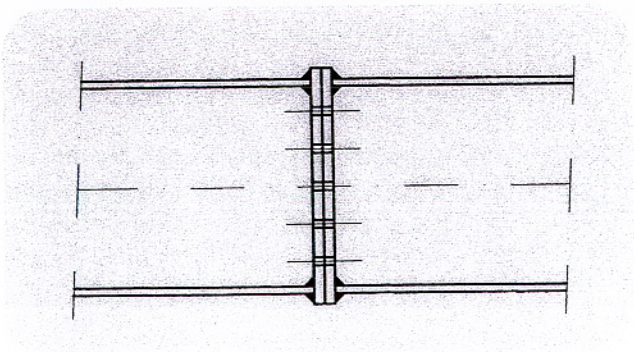


Fig. 5.5.

Otra solución es la soldadura a tope de alas y alma, que sólo debe realizarse en obra si los medios de control son apropiados.

5.3.2. Embrochalado de vigas.

La unión de un brochal con una viga principal se realiza, generalmente, suponiendo que su unión es una articulación. Para ello es preciso realizarla de manera que esta hipótesis pueda válidamente cumplirse.

La forma más habitual de realizarla es atornillando las almas de ambos perfiles mediante angulares. La unión por el alma y el juego de los tornillos permite suponer una transmisión nula del momento, y considerarla como una articulación real (fig.5.6.).

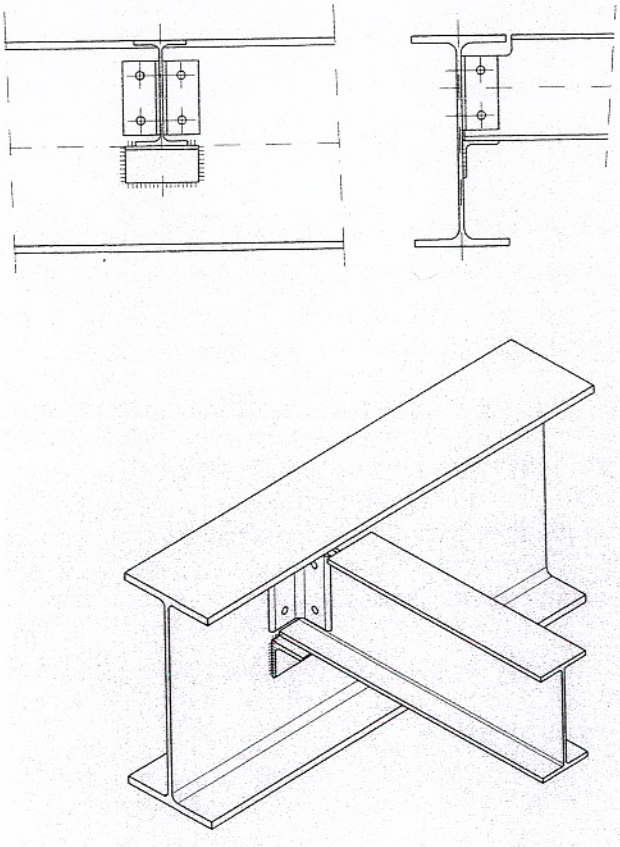


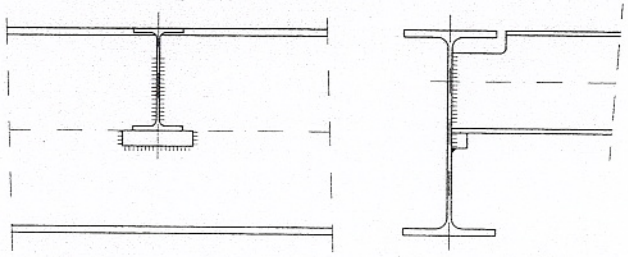
Fig. 5.6.

En casos excepcionales puede realizarse la unión soldada entre las almas (fig. 5.7.), procurando que la longitud del cordón sea la menor posible, es decir, la estrictamente necesaria para la transmisión

del esfuerzo cortante. Esta disposición no es recomendable, debido a que se precisa una gran exactitud dimensional dificilmente alcanzable en obra.

Otro sistema (mixto entre los indicados), bastante utilizado, es el de unión con angulares soldados en taller a la viga secundaria y posteriormente atornillados a la viga principal.

El posicionamiento de los perfiles se realiza por medio de un angular o cuadradillo de apoyo soldado en taller a la viga principal. Generalmente es necesario efectuar el despalmillado de una o dos de las alas de la viga secundaria, por lo que se deben comprobar los esfuerzos en la sección reducida.



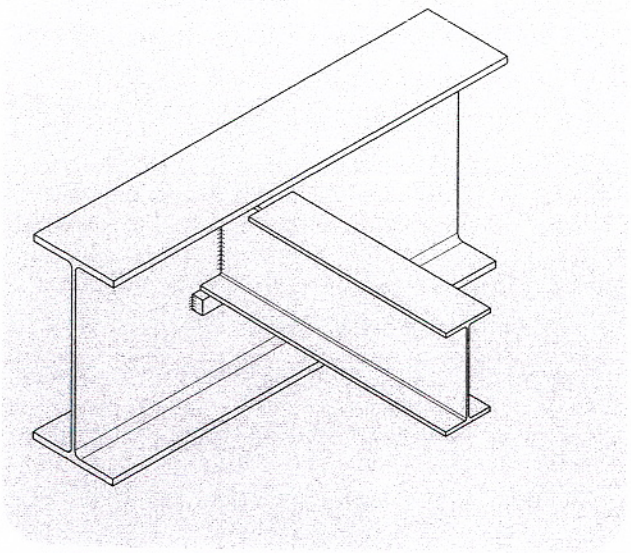
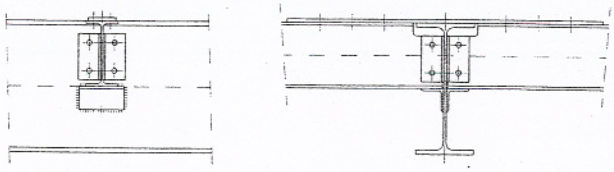


Fig. 5.7.

En el caso en que se quiera dar continuidad a dos vigas secundarias en su embrochalamiento a la viga principal, transmitiendo el momento entre ellas, se pueden utilizar cubrejuntas para la transmisión del esfuerzo del ala traccionada como se indica en la figura (fig. 5.8.), mientras que la compresión del ala



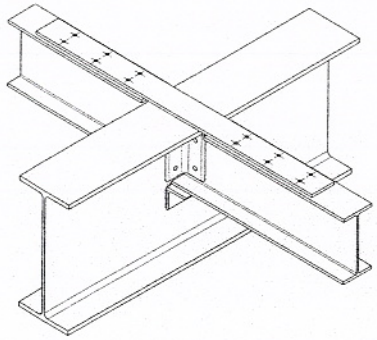


Fig. 5.8.

inferior se transmite por contacto y el esfuerzo cortante por medio de angulares, como en el caso anterior. Los tornillos de unión del cubrejuntas se dimensionarán a cortadura simple. Esta solución puede conseguirse igualmente por medio de soldadura (fig. 5.9.).

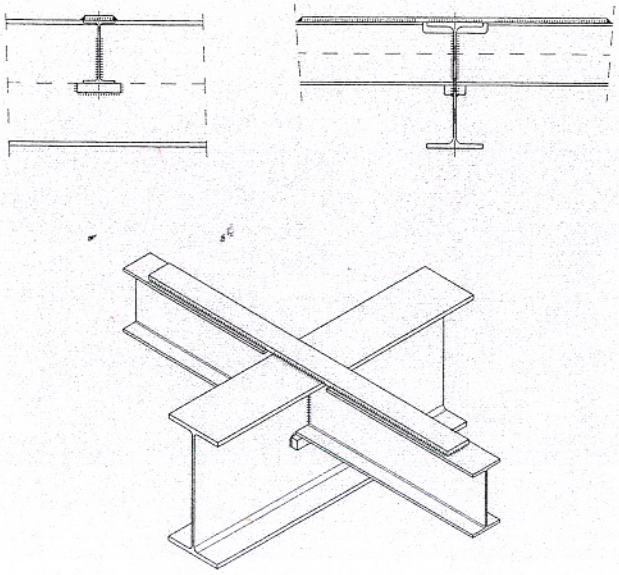


Fig. 5.9.

5.4. Unión de pilar con viga.

5.4.1. Unión de pilar continuo con viga continua, sin transmisión de momentos.

La solución típica para este caso consiste en el diseño de un pilar compuesto de dos perfiles empresillados, y una viga que cruza interiormente la sección, apoyandose en un perfil de refuerzo. De no ser por su elevado costo y el gran espacio que ocupan las secciones compuestas, la disposición sería perfecta, al no introducir momentos en el pilar por excentricidades de las reacciones de las vigas (fig. 5.10.).

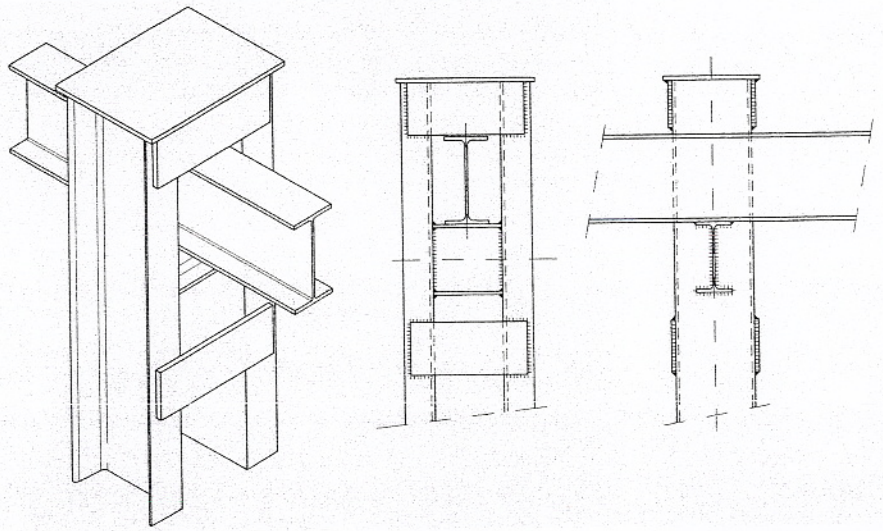


Fig. 5.10.

Una solución simple que puede emplearse en fachadas es la del recorte de la mitad de las alas de la viga en su unión con el pilar, y su fijación mediante tornillos (fig. 5.11.). Teóricamente tiene dos inconvenientes: el de la excentricidad del apoyo y, sobre todo, la disminución de la sección de la viga, en un punto en el que el momento flector puede ser máximo, lo que implicaría su sobredimensionamiento o su refuerzo con platabandas.

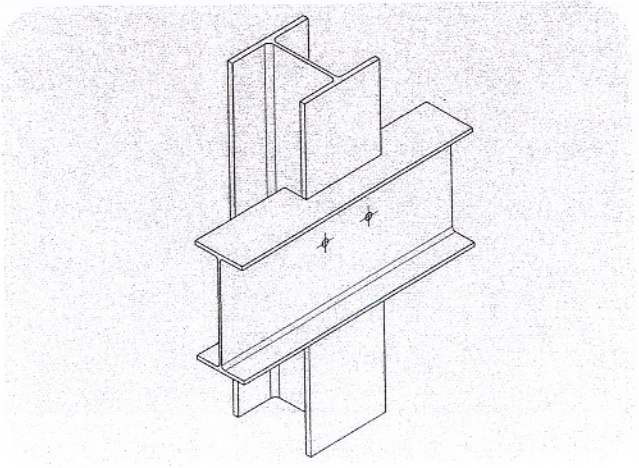
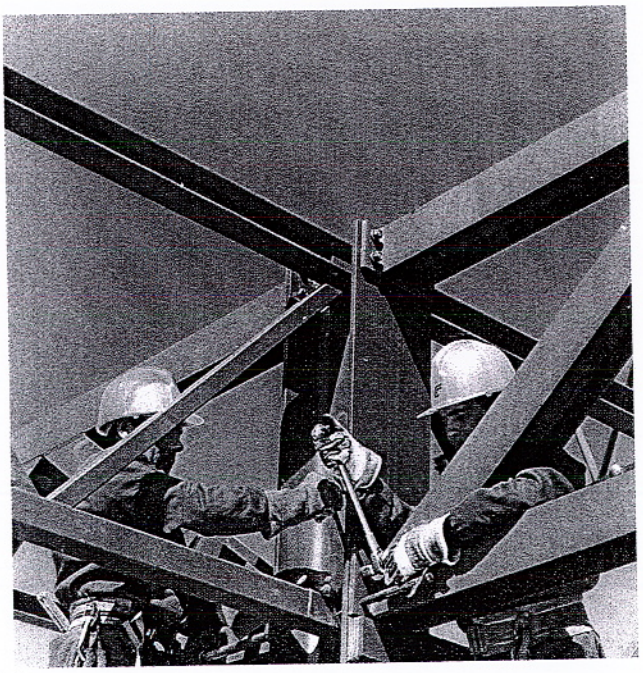


Fig. 5.11.

5.4.2. Unión de pilar continuo con viga apoyada.

La unión de una viga con un pilar continuo es básicamente igual al embrochalado de dos vigas, con la diferencia de que no hace falta realizar el despalmillado de las alas. Se materializa mediante la unión del alma de la viga con uno o dos angulares a un ala, o al alma, del pilar (Fig. 5.12).

En el caso de realizar la unión soldada, lo mejor es hacerla por medio de angulares, debido a



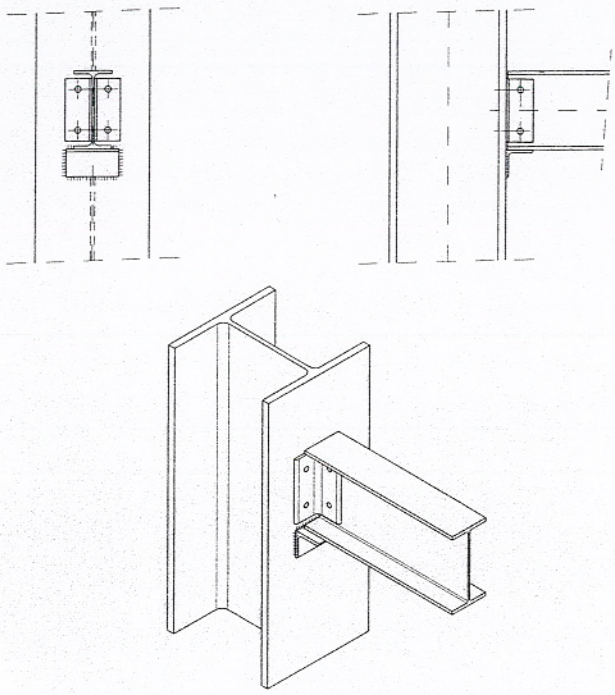


Fig. 5.12.

las razones de exactitud dimensional expuestas en el apartado 5.3.2.. Nunca deben soldarse las alas de la viga al pilar, y la longitud del cordón debe ser la estrictamente necesaria para que la unión pueda considerarse como articulada (Fig. 5.13).

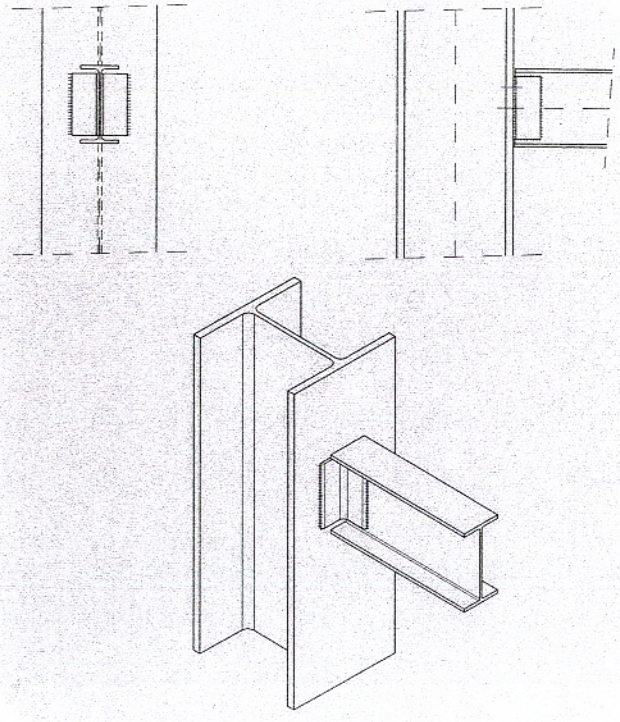


Fig. 5.13.

El posicionado previo de la viga puede realizarse dejando un angular o un cuadradillo de apoyo soldado al pilar.

Las uniones de la viga con las alas del pilar, introducen un momento debido a la excentricidad de la unión. Este momento debe ser considerado en el cálculo del pilar.

Una unión interesante, generalmente aprovechada en el caso de pilares formados por dos perfiles en cajón, es la que se realiza por medio de un chapón soldado al pilar y atornillado al alma de la viga. Esta disposición origina siempre un momento por la excentricidad de las cargas (Fig. 5.14).

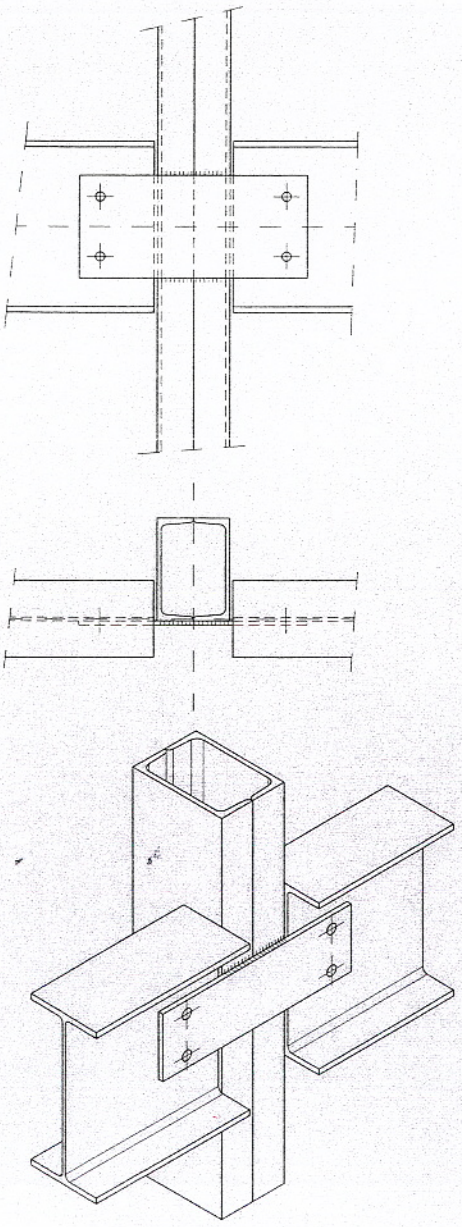


Fig. 5.14.



5.4.3. Unión rígida de viga con pilar.

Las uniones rígidas entre vigas y pilares, aunque generalmente más costosas en su realización, son a menudo necesarias en el diseño de una estructura. Estas uniones pueden ser atornilladas o soldadas.

Las uniones atornilladas más usuales son las de chapa de testa soldada al extremo de la viga (fig. 5.15.).

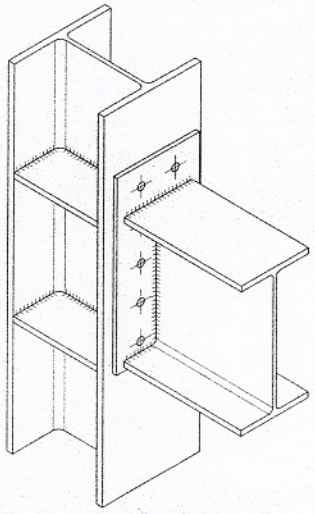


Fig. 5.15.

Las uniones soldadas se realizan por soldadura directa del perímetro de la viga al ala del pilar (fig. 5.16.).

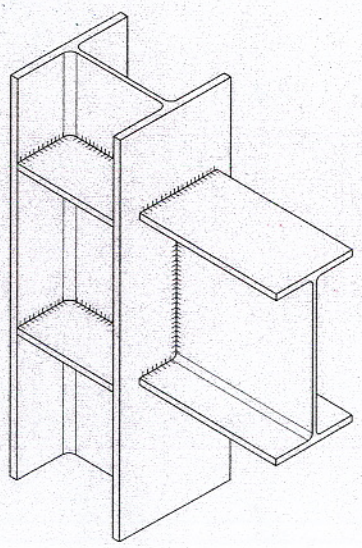


Fig. 5.16.

Debe hacerse una serie de comprobaciones que pueden obligar a la introducción de rigidizadores, por fallos locales del material en el alma de la viga, o en las alas o el alma del pilar.

5.5. Bases de pilares.

La transmisión de los esfuerzos de los pilares a las cimentaciones requiere la existencia de unos elementos que puedan distribuir dichos esfuerzos, de forma que las tensiones alcanzadas en la cimentación, generalmente ejecutadas con hormigón, sean admisibles para este material de resistencia unitaria inferior a la del acero. Estos elementos, normalmente, son unas placas de apoyo que, dependiendo de las acciones a transmitir, pueden precisar de elementos rigidizadores (Fig. 5.17). Como norma general, es más económico disponer una placa de espesor grueso que una placa delgada con rigidizadores.

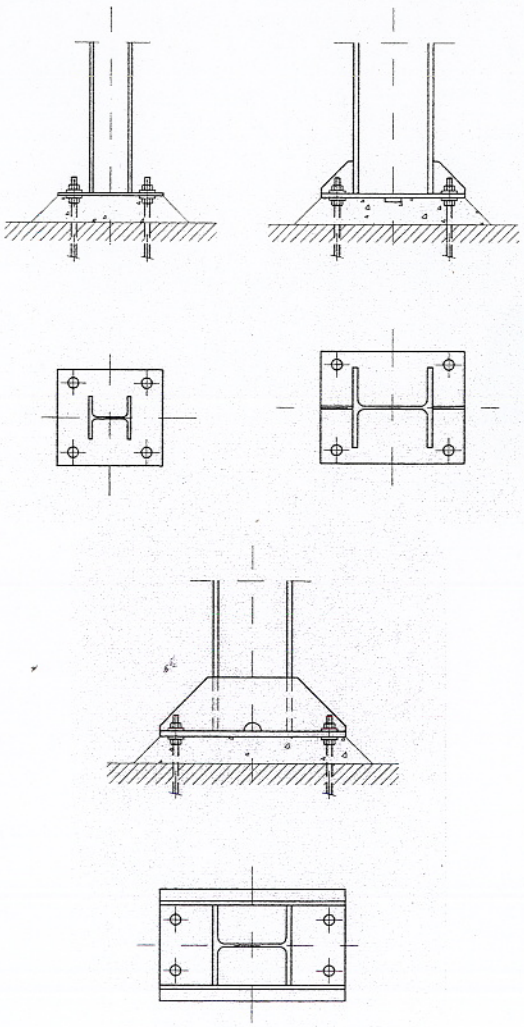


Fig. 5.17.

La unión del pilar a la placa de base se realiza por soldadura en taller, que debe dimensionarse para la transmisión de todos los esfuerzos.

Cuando el esfuerzo que transmite el pilar es de compresión, ya sea centrada o excéntrica, la transmisión se realiza por contacto a través de la placa base. Cuando en la superficie de contacto existen tracciones estas deben absorberse por medio de los denominados pernos de anclaje. Aún en el caso de que no existan tracciones es necesario colocarlos como elementos de fijación y para su colaboración en la transmisión del esfuerzo cortante en el pie de los pilares.

Los pernos de anclaje transmiten su esfuerzo de tracción al hormigón, bien por adherencia, en cuyo caso es preciso calcular su longitud para que las tensiones de adherencia sean inferiores a las admisibles, o bien utilizando para su anclaje, bastidores embebidos en el hormigón u otros sistemas (fig. 5.18).

En las estructuras de los edificios considerados en esta *guía,* las cargas que los pilares transmiten a la cimentación son, generalmente, esfuerzos de compresión simple o compuesta.

En el caso de compresión simple las placas se dimensionan para que las tensiones que se transmiten al hormigón sean inferiores a la admisible. En este caso, la función de los pernos es de posicionamiento. La distribución de tensiones se considera uniforme bajo la placa.

En el caso de compresión compuesta que no produzca tracciones, la distribución de tensiones bajo la placa será trapezoidal o, a lo sumo, triangular. La placa base se dimensionará para que la tensión máxima en el borde no supere a la admisible.

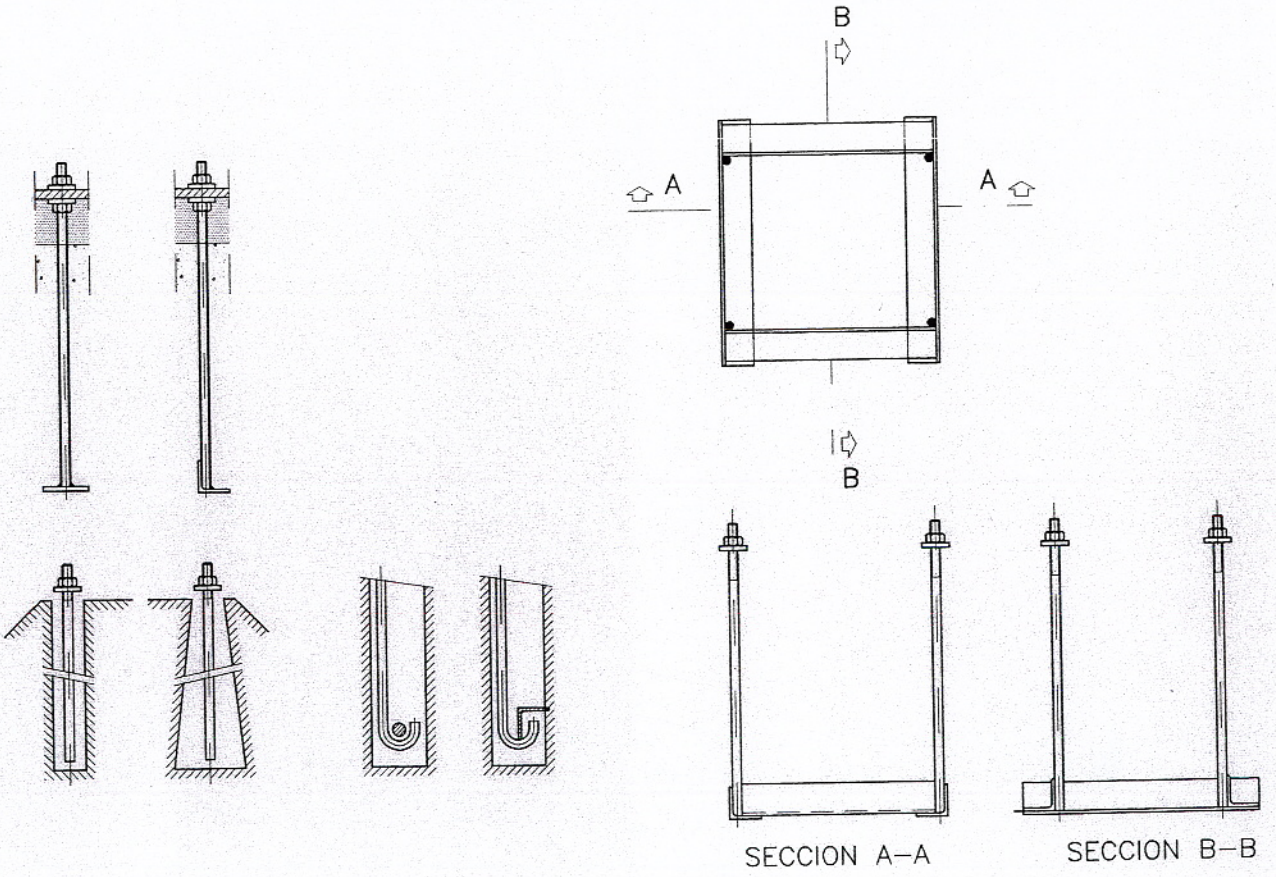


Fig. 5.18.

En el caso, no frecuente, de una resultante de compresión de gran excentricidad que produzca tensiones de tracción, la norma admite una aproximación que consiste en considerar que las compresiones se distribuyen uniformemente en un cuarto de la longitud de la placa y las tracciones son absorbidas por los pernos de anclaje (fig.5.19).

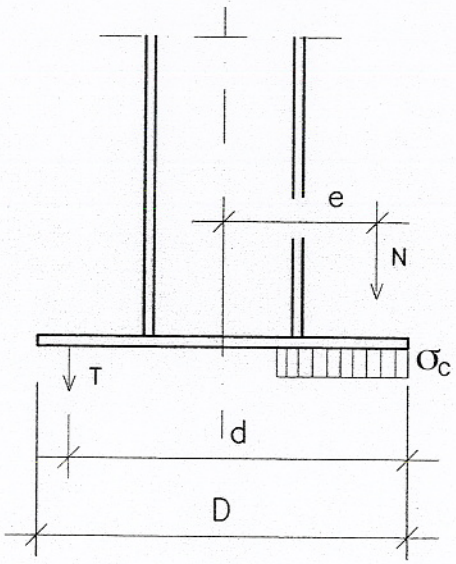


Fig. 5.19.

La tracción en los pernos (T) y la tensión sobre el cimiento (σ_c) se obtienen mediante las siguientes fórmulas:

$$T = \frac{8(\frac{e}{D}) - 3}{8(\frac{d}{D}) - 1} N$$

$$\sigma_c = \frac{N + T}{\frac{D}{4} B}$$

Siendo B el ancho de la placa

El espesor de la placa se dimensiona con la flexión que sobre ella producen las reacciones del cimiento, considerando la placa empotrada en el pilar y trabajando en voladizo. Su valor es :

$$e = \sqrt{\frac{6M}{\sigma_u B}}$$

siendo :

M = Momento flector debido a la reacción del cimiento

σ_u = Resistencia de cálculo del acero

B = Anchura de la placa base

El montaje se realiza utilizando unas tuercas de nivelación en los pernos para igualar la placa en altura. Una vez nivelada, se hormigona la zona entre la placa y el cimiento, lo que debe ser realizado con especial cuidado. En placas de dimensiones superiores a 750 x 400 mm se deben hacer agujeros de control de 50 mm para evitar la presencia de bolsas de aire.

Los agujeros de la placa para el posicionamiento de los pernos, ya anclados en el cimiento, se hacen de un diámetro 3 ó 4 cm superior al estrictamente necesario, para poder posicionar fácilmente la placa. Posteriormente se sueldan a ésta arandelas de ajuste con el diámetro del agujero habitual para dicho perno y con el espesor suficiente para que no se produzca aplastamiento del material.

La existencia de pequeños esfuerzos horizontales es absorbida también por los pernos de anclaje, que deben ser calculados como cualquier elemento de unión (tornillos), sometidos a cortadura y/o tracción. No se recomienda el uso de diámetros inferiores a 20 mm.

La longitud de los pernos de anclaje se determinará en función de la adherencia entre hormigón y acero, si es este el tipo de anclaje previsto.

En el caso de que se dispongan elementos de anclaje (bastidores, placas embebidas, etc.) la longitud del perno es independiente de la adherencia entre hormigón y acero.

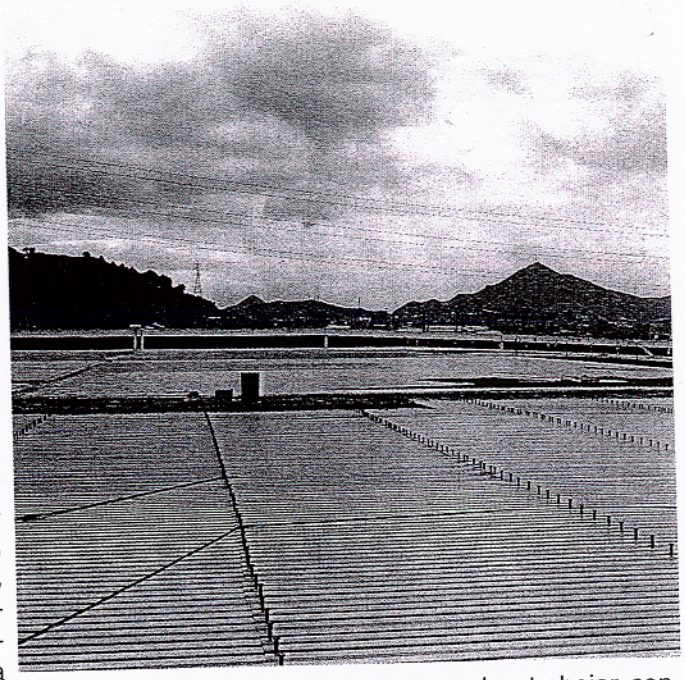
Existen casos, como la existencia de grandes flexiones sin carga de compresión, grandes esfuerzos horizontales, etc..., que precisan soluciones particulares y efectivas para cada caso, que no entran en el alcance de esta *guía*.

6. FORJADOS.

Los forjados son los elementos planos que materializan los distintos pisos de los edificios y que, trabajando fundamentalmente a flexión, transmiten las cargas verticales a las vigas de la estructura.

Asimismo, son los encargados de transmitir los esfuerzos horizontales de cada planta a las estructuras diseñadas para resistirlos. Se considera que los forjados son sólidos infinitamente rígidos en su plano y deben estar unidos a los elementos de la estructura.

Existen muchos sistemas de forjados que pueden ser combinados con estructura de acero, como son los forjados realizados con vigueta metálica, con semivigueta o vigueta prefabricada de hormigón, con placas aligeradas y con chapa perfilada de acero. De todos ellos, los dos últimos son los más interesantes para garantizar una construcción más limpia y rápida con un mejor control de su ejecución. Por tanto, se van a explicar en detalle soluciones constructivas para estos dos tipos de forjado.



6.1. Forjados mixtos de hormigón y chapa de acero

Estos forjados están compuestos por una chapa grecada de acero que hace de encofrado y una losa de hormigón vertido "in situ" (Fig. 6.1).

Estos dos elementos pueden trabajar conjuntamente formando una sección resistente mixta, o bien puede utilizarse la chapa simplemente como encofrado perdido, colocando armaduras de tracción como si aquella no existiese.

La solución de chapa colaborante exige que la adherencia entre acero y hormigón sea capaz de resistir los esfuerzos rasantes que se producen entre ambos materiales. Esto se logra mediante pequeños resaltes realizados en la chapa a lo largo de las grecas.

La solidarización del forjado a las vigas se consigue por medio de unos conectores metálicos, soldados a las mismas, que quedan embebidos en la losa de hormigón (Fig. 6.2).

El cálculo del forjado se puede realizar como losa biapoyada o como losa continua, disponiendo, en cada caso, las armaduras necesarias.

Las luces máximas habituales en este tipo de forjados, para poder hormigonar sin necesi-

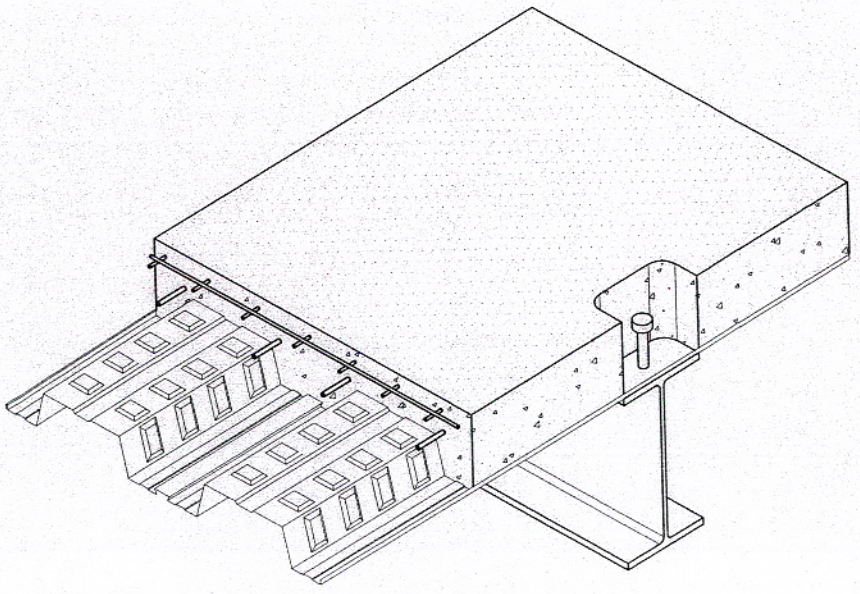


Fig. 6.1.

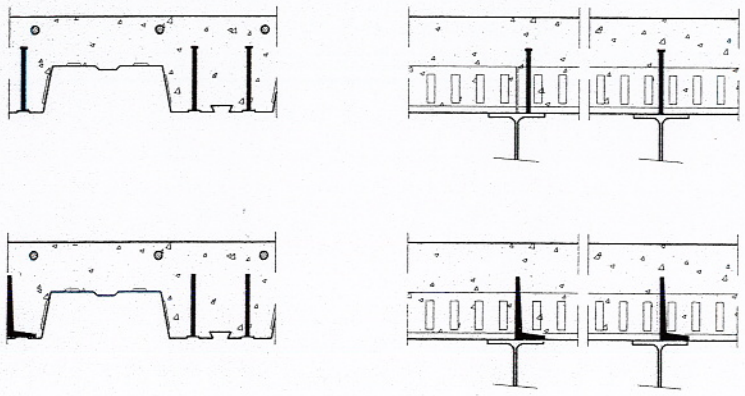


Fig. 6.2.

dad de apuntalamiento, son de 2,5 m ÷ 3,5 m, pudiendose realizar distintas combinaciones de espesores de chapa, espesores de losa y armaduras adicionales para lograr satisfacer una amplia gama de posibilidades. Los suministradores proporcionan las tablas correspondientes a sus fabricados, con todas las variantes.

Con el fin de dar una idea de la relación canto/carga útil de este tipo de forjados, a continuación se muestra, como ejemplo, la tabla correspondiente a un forjado compuesto por chapa perfilada de 0,8 mm de espesor y 76 mm de greca, trabajando como losa continua de dos vanos de 3,5 m, para una flecha máxima de L/400:

Carga (Kg/m²)	754	822	930	990	1125	1250
Canto de losa H (cm)	6	8	10	12	14	16

Colocando armaduras adicionales en el centro de los vanos se alcanzan mayores cargas útiles (Fig. 6.3).

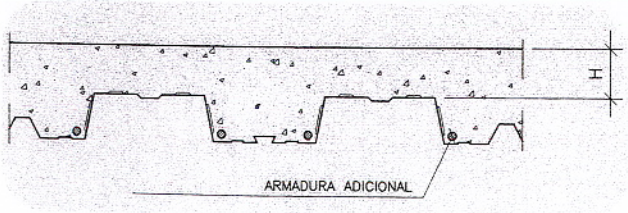


Fig. 6.3.

Como ventajas de este sistema de forjado se pueden destacar las siguientes:

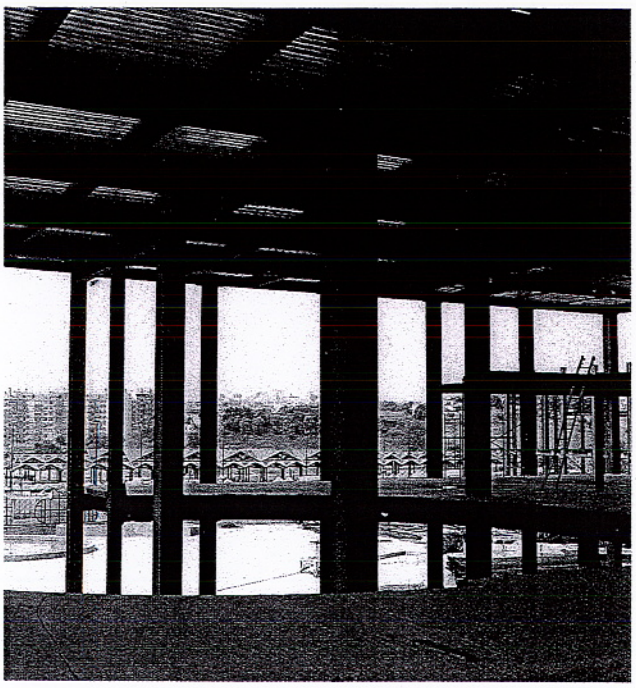
• Ligereza, al aprovechar al máximo el canto útil de la losa, permitiendo disminuir el espesor de hormigón.

• Rapidez de ejecución, al eliminar el encofrado tradicional y los apeos. (Se pueden hormigonar, sin apeos, forjados de hasta 3,5 m de luz libre para cantos normales).

• Facilidad de sujeción de las instalaciones y falsos techos bajo el forjado, al poder aprovechar las embuticiones en cola de milano que algunos fabricantes incorporan en su perfil.

Cuando se utiliza la chapa exclusivamente como encofrado perdido, el cálculo se realizará como una losa tradicional. La chapa debe garantizar la resistencia suficiente para soportar el peso del hormigón fresco y las sobrecargas de ejecución durante el hormigonado y fraguado de la losa. En caso necesario se colocarán sopandas intermedias. Esta variante es más cara que la anterior para luces iguales, al no considerar la colaboración de la chapa, pero presenta las mismas ventajas funcionales que el forjado de chapa colaborante.

El sistema de chapa colaborante, de uso en ascenso en nuestro país en edificios para oficinas, goza de gran aceptación en países como USA, donde es uno de los sistemas más utilizados.



6.2. Forjados de losas aligeradas

Se materializan mediante elementos prefabricados de hormigón armado pretensado, en forma de placas o losas, con huecos longitudinales de aligeramiento, que se colocan sobre las vigas de la estructura. Normalmente se complementan con una capa de compresión, hormigonada "in situ", que da continuidad al conjunto (Fig. 6.4).

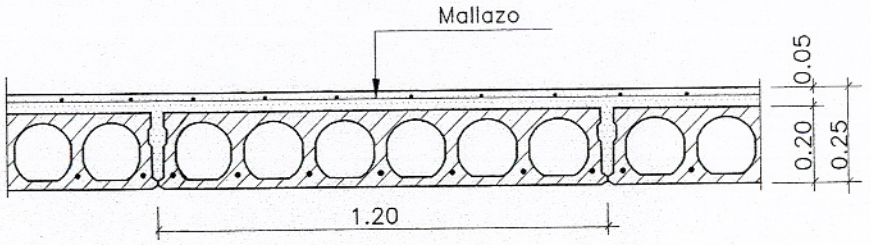


Fig. 6.4.

Estos forjados comparten las ventajas de rapidez de ejecución, limpieza y buen control de calidad con los compuestos de chapa, consiguiendo también alcanzar grandes luces.

El montaje se realiza por medio de grúas con unos útiles especiales de sujeción, siendo por tanto necesario que el entramado de vigas y pilares permita el posicionamiento de cada placa en su lugar correspondiente.

Es recomendable la colocación de una pequeña capa de compresión, de 4 ó 5 cm, que consiga la solidarización de la estructura a las placas. Esta se realiza por medio de unos conectores de redondo de acero soldados a las vigas, que garantizan el trabajo del forjado en conjunto con el resto de la estructura (Figs. 6.5 y 6.6).

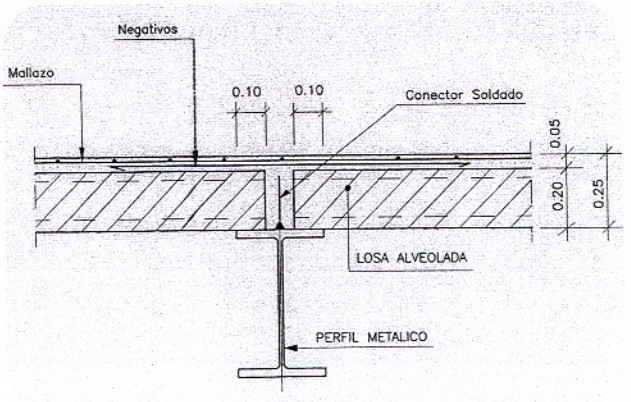


Fig. 6.5.

Para las sujeciones de instalaciones y falsos techos, es conveniente prever elementos embebidos, tales como casquillos roscados u otros, durante la fabricación.

Hay que tener sumo cuidado cuando sea necesario abrir agujeros para el paso de instalaciones, que deben hacerse en los puntos indicados por el fabricante.

Los costos obtenidos con esta solución son sumamente competitivos para forjados de gran luz.

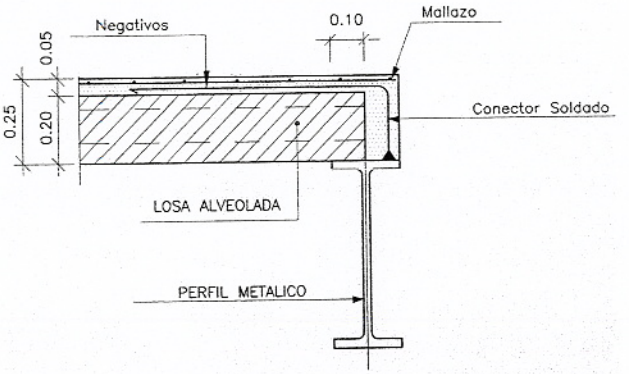
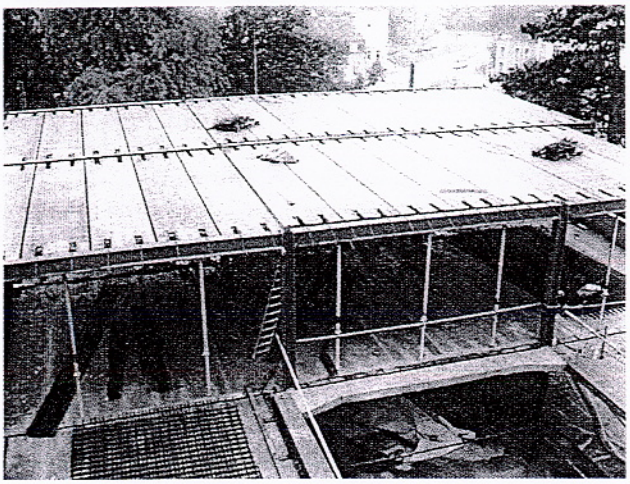


Fig. 6.6.

6.3. Forjados con estructura embebida (slimfloor)

Hay ocasiones en las que la reducción de las alturas entre pisos de un edificio puede ser de gran importancia. Una posible solución para lograrlo es, entre otras, reducir el espacio total ocupado por el forjado, haciendo que las alturas correspondientes a la viga y a la losa no se sumen.

Para ello, es preciso diseñar forjados con las vigas embebidas en su canto, de forma que el techo quede plano, sin descuelgues de vigas. Esto, además de reducir la altura total, facilita el paso de las instalaciones entre el falso techo y el forjado.



Este tipo constructivo, muy extendido por el Norte de Europa, puede ejecutarse con los dos tipos de forjado descritos anteriormente.

La ejecución de estos forjados exige que la anchura del ala superior de las vigas sea menor que la de la inferior. Esto se logra por medio de secciones armadas (Figs. 6.7 y 6.8).

Esta solución, en general, encarece la estructura debido a que los cantos de las vigas quedan limitados por el espesor del forjado y, para la misma luz y la misma flecha admisible, los espesores de las alas y almas de la viga armada son superiores a los de una viga laminada de canto normal. Por otra parte, el precio por kilogramo de una viga armada es siempre superior al de una viga de perfil laminado normal.

6.4. Otros tipos de forjados

Como se ha indicado al comienzo del capítulo, existen otros tipos de forjados tradicionales, bien conocidos (semiviguetas, viguetas prefabricadas, etc.), que también pueden ser utilizados con la estructura metálica, teniendo en cuenta las recomendaciones dadas en cuanto a la unión del forjado con la estructura mediante los conectores apropiados.

Estos forjados pueden utilizarse, tanto apoyados en la parte superior de las vigas como con éstas embebidas (slimfloor).

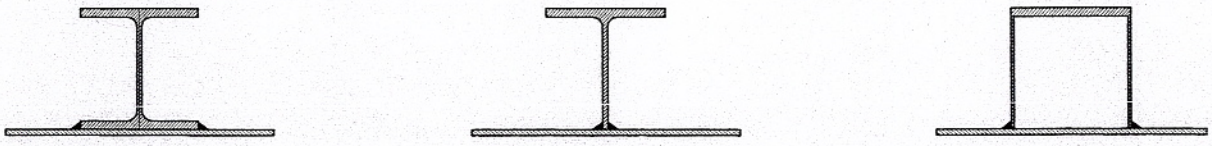


Fig. 6.7.

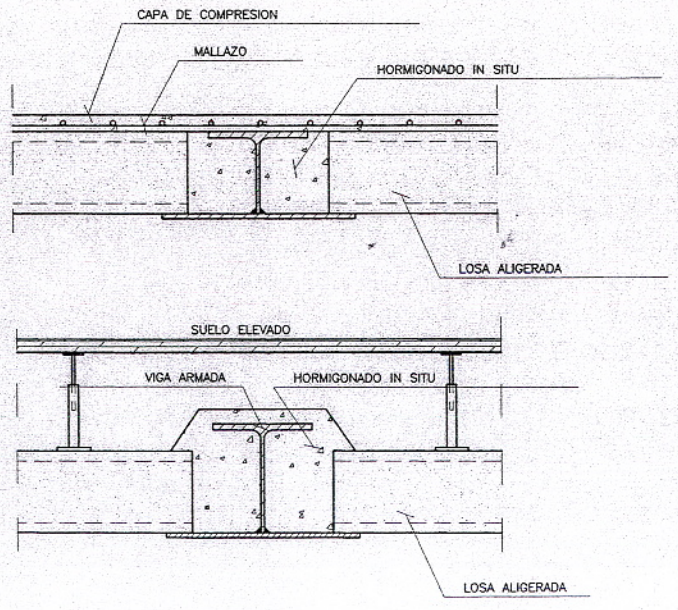


Fig. 6.8.

7. PROTECCIÓN DE LA ESTRUCTURA.

Todos los materiales, expuestos a la acción de los agentes exteriores, sufren en mayor o menor grado una modificación de sus características, debido a fenómenos físicos y químicos, que se desencadenan de un modo natural.

En algunos casos, estas alteraciones perjudican la funcionalidad para la que ha sido concebida su utilización y es necesario disponer los medios adecuados para evitar o, al menos, minimizar estos efectos perjudiciales.

El fenómeno natural más común y, en general, de efectos negativos sobre los materiales, es la oxidación, que provoca la corrosión o desgaste lento de los mismos.

Las estructuras de cualquier tipo (madera, acero, hormigón) están sometidas a este fenómeno y, por tanto, deben tomarse las medidas oportunas para garantizar la funcionalidad de las mismas durante su vida útil.

Otro fenómeno, en este caso accidental, que puede afectar a las estructuras, es el fuego. Frente a él, éstas deben ser capaces de mantener sus características resistentes, al menos, durante el tiempo necesario para poder evacuar el edificio incendiado y evitar la pérdida de vidas humanas.

A continuación se exponen una serie de consideraciones y recomendaciones a tener en cuenta en las estructuras de acero, frente a estos dos fenómenos.

7.1. Protección de las estructuras de acero contra la corrosión.

La corrosión es un fenómeno natural que se produce por la reacción del oxígeno del aire con el hierro del acero. En esta reacción se produce una liberación de energía, dando lugar a compuestos químicamente más estables.

La corrosión se ve favorecida por diversas circunstancias, entre las que caben destacar las siguientes:

- Elevada humedad relativa del aire
- Elevada temperatura
- Existencia de determinadas substancias contaminantes en el aire que, con la humedad, generan un medio electrolítico (Ambientes agresivos)
- Existencia de corrientes eléctricas erráticas.

Salvo la oxidación por elevadas temperaturas, que puede tener lugar en un medio no iónico, el resto de los fenómenos de oxidación se produce por reacciones electroquímicas. La existencia de diferencias de potencial entre el hierro y otros elementos, menos activos que él, hace que, puestos en contacto en un medio electrolítico, se produzca una pequeña corriente eléctrica entre ánodo (hierro) y cátodo (otros elementos), dando lugar a una transferencia iónica que convierte al hierro en óxido férrico que se deposita sobre la superficie del material.

Por tanto, el medio más simple para evitar este fenómeno es introducir una capa dieléctrica que impida el contacto del acero con el medio que le rodea. Esta capa se consigue normalmente por recubrimiento de pinturas, cuyo proceso de aplicación más general se describe a continuación.

7.1.1. Protección con pintura.

La correcta elección de las pinturas de protección requiere el conocimiento de las características del material a proteger, del tipo de ambiente que lo rodea y de los posibles productos agresivos,cuya actuación sea previsible.

En el caso de las estructuras de acero, el proceso general requiere las siguientes fases:

A. Preparación de las superficies

B. Aplicación de las pinturas de protección activa y pasiva o de acabado

A. Preparación de las superficies

La correcta preparación de las superficies es fundamental para lograr un buen comportamiento de la pintura a aplicar posteriormente. Una pintura aplicada sobre una superficie mal preparada es totalmente inútil.

El método más completo consiste en:

- Eliminación de aceites y grasas.

• Eliminación de cascarillas o costras de laminación y óxidos .

• Limpieza final mediante chorreado de las superficies con arena, granalla o perdigones. El grado del chorreado puede variar desde el grado comercial hasta el denominado de metal blanco.

Es recomendable pintar lo más rapidamente posible estas superficies, una vez preparadas, para evitar nuevas oxidaciones.

B. Aplicación de pinturas de protección activa y pasiva o de acabado

La barrera de protección se divide en dos partes, activa y pasiva. La protección pasiva se realiza por un recubrimiento uniforme y continuo, que no permita al oxígeno llegar hasta el hierro. Sin embargo cualquier pequeño poro convierte esta barrera en insuficiente. Para evitar la penetración del oxígeno hasta la superficie del acero por dichos poros, se aplica una capa interior, que contiene partículas metálicas activas que pueden combinarse con el oxígeno, antes que el hierro. Estos metales son el plomo, el cinc y el cadmio, entre otros. Este es el recubrimiento activo.

Las pinturas activas o de fondo más empleadas llevan pigmentos de minio de plomo o de polvo de cinc. Debido a la toxicidad del plomo, la tendencia actual es la utilización de pinturas a base de compuestos de cinc. Los espesores habituales son de 80 µm para exteriores y de 40 µm para interiores.

Las pinturas pasivas o de acabado, impiden la destrucción prematura de la capa activa. Los compuestos de ambas capas deben tolerarse químicamente. Los pigmentos de las pinturas pasivas proporcionan los colores deseados. Los espesores varían de 30 a 50 µm.

Entre los sistemas de aplicación, directamente relacionados con el tipo de pintura a aplicar, los habituales son la brocha, el rodillo y la pistola.

En estructuras interiores, la protección anticorrosiva se ve favorecida por la protección adicional que proporcionan los paramentos exteriores frente a los agentes del medio externo. En elementos situados entre las dos hojas de un tabique tambor, o en el espacio entre el forjado y el falso techo, prácticamente no es necesaria ninguna protección pasiva, siendo suficiente la capa de protección activa.

Una adecuada protección de pintura consigue hacer muy duraderas a las estructuras de acero. Buen ejemplo de ello son los numerosos puentes de ferrocarril construidos en nuestro país a finales del siglo pasado y que todavía están en servicio o lo han estado hasta hace muy escasos años.

Un buen revestimiento anticorrosivo tiene una duración aproximada de unos 10 años en ambientes exteriores normales. Tras este plazo, suele ser suficiente la renovación de la capa de acabado. No obstante, si anualmente se reparan los pequeños deterioros que se produzcan, el plazo para la renovación de toda la pintura se alarga considerablemente, reduciendose los gastos de conservación.

7.1.2. Otras protecciones

En ciertos diseños especiales, se utilizan otros métodos de protección tales como el galvanizado o el denominado de ánodos de sacrificio.

El galvanizado del acero consiste en recubrirlo de una capa de cinc puro, metal mucho más resistente que el hierro a los ataques ambientales. El recubrimiento puede hacerse por inmersión en un baño de metal fundido, por proyección del cinc sobre el acero o por deposición electrolítica. La aplicación de uno u otro medio depende de los espesores de recubrimiento que se quieran obtener, del tamaño y de la situación de los elementos a galvanizar.

La protección mediante ánodos de sacrificio consiste en colocar unos electrodos desprotegidos, de metales más activos, en contacto con el elemento a proteger, para que la oxidación se produzca sobre ellos. Una variante de este sistema es el de las corrientes impresas, que consiste en introducir una corriente eléctrica, con un potencial determinado, entre el elemento a proteger (cátodo) y los ánodos.

Estos sistemas no se utilizan habitualmente en estructuras de edificación.

Mucho más interesante es señalar la existencia en el mercado de unos aceros de baja aleación, patinables, en los que la oxidación de su superficie, crea una capa de óxido protectora que impide el progreso de la oxidación.

7.2. Protección contra el fuego.

El incendio es una situación accidental que puede producirse durante la vida de un edificio, por lo que debe ser considerado en su estudio como una acción más.

La protección contra incendios en nuestro país se encuentra regulada por la norma NBE-CPI-96. En ella se conceptúa la seguridad en base a la tipificación de los elementos constructivos según su estabilidad ante el fuego, independientemente de otros factores, tales como los referidos a la intensidad y duración del incendio, a la tipología del edificio, a su ubicación, al contenido en su interior, etc. Tampoco se tiene en consideración el gran aumento en la seguridad que proporcionan los modernos sistemas de detección y extinción de incendios. No obstante, la norma deja campo abierto al empleo de otros métodos debidamente justificados (Art. 3.3.).

La razón principal de una protección contra incendios es evitar la pérdida de vidas humanas. Generalmente, cuando lamentablemente éstas se producen, es debido a la asfixia y/o la intoxicación causadas por los gases de la combustión y, a veces, a las quemaduras, pero son insignificantes, por no decir nulas, las producidas por colapso estructural. Siendo esto así, las medidas de protección deben dirigirse principalmente a evitar la propagación del incendio y a la correcta definición y señalización de las vías de evacuación necesarias.

7.2.1. Efectos del fuego.

Iniciado el incendio en un edificio, por las diferentes causas que pueden originarlo, el fuego se incrementa y mantiene por la combustión de los materiales del continente (estructuras, cerramientos, instalaciones...), pero sobre todo de los de su contenido.

Los efectos que produce el incendio son:

• La combustión de los materiales. En el caso de estructuras de madera, ésta puede quemarse, pudiendo llegar a perder su capacidad resistente por disminución de sus secciones.

• La generación de calor por la reacción exotérmica de combustión. Este calor puede transmitirse a elementos no combustibles, como las estructuras de acero y de hormigón, provocando un aumento de su temperatura, lo que da lugar a dilataciones excesivas y a la disminución de la resistencia de los materiales.

• La producción de gases eventualmente tóxicos. Este es el mayor de los problemas al provocar asfixia y falta de visibilidad durante la evacuación urgente del edificio.

7.2.2. Prevención.

La primera medida para evitar un incendio es la reducción de las cargas de fuego de continente y contenido. Habitualmente esto no se puede conseguir de forma absoluta, por la necesidad de utilización y/o almacenamiento de materiales combustibles. Por tanto la detección del incendio en un primer momento, mediante detectores de humos u otros, y la creación de compartimentos estancos para evitar su propagación, se convierten en las mejores medidas de prevención.

Por otra parte, el objetivo primordial tras producirse el incendio es salvaguardar la vida de las personas, por lo que deben preverse las necesarias vías de evacuación, diseñadas según el número de personas que puedan poblar el edificio y su movilidad, de acuerdo con la normativa vigente (NBE-CPI-96).

En el mismo sentido, las estructuras deben mantener también unas condiciones de seguridad, que no dificulten la extinción del incendio.

7.2.3. Estabilidad ante el fuego de los elementos estructurales.

La norma NBE-CPI-96 establece el grado mínimo de estabilidad al fuego de los elementos estructurales en función del uso del edificio y de la altura máxima de evacuación (Art. 14).

El grado de estabilidad al fuego viene determinado por el tiempo que el elemento permanece estable al fuego según el ensayo definido por la norma UNE 23093. Se expresa por las siglas EF seguidas por un número que indica los minutos de estabilidad. Los tiempos normalizados son 15, 30, 60, 90, 120, 180 y 240 minutos.

En la tabla siguiente se indican los grados de estabilidad mínimos exigibles a los elementos estructurales de edificios de distintos usos, según la NBE-CPI-96:

ESTABILIDAD AL FUEGO EXIGIBLE A LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Uso del recinto inferior al forjado considerado	Plantas de sótanos	Plantas sobre rasante Máxima altura de evacuación del edificio		
		<15m	<28m	≥28m
Vivienda unifamiliar	EF-30	EF-30	- - -	- - -
Vivienda; Residencial	EF-120	EF-60	EF-90	EF-120
Docente; Administrativo	EF-120	EF-60	EF-90	EF-120
Comercial; Pública Concurrencia	EF-120 (1)	EF-90 (2)	EF-120	EF-180
Hospitalario	EF-120 (1)	EF-90 (2)	EF-120	EF-180

(1) EF-180 Si la altura de evacuación del edificio es ≥ 28 m
(2) EF-120 En edificios con más de 3 plantas sobre rasante

otras normas, como las DIN, determinan la categoría del edificio para su protección contra el fuego en función de la llamada carga de fuego calculada, y de acuerdo con ésta establecen el grado de resistencia al fuego exigible a la estructura.

La carga de fuego calculada se obtiene a partir de la carga de fuego unitaria, el espesor de los materiales, la superficie del sector de incendio y el número de plantas del edificio.

La carga de fuego unitaria se obtiene sumando los productos de los pesos de los materiales combustibles (continente y contenido) por la cantidad de calor que cada uno produce en su combustión completa y dividiendo el resultado por la superficie afectada. Se expresa en Mcal/m^2.

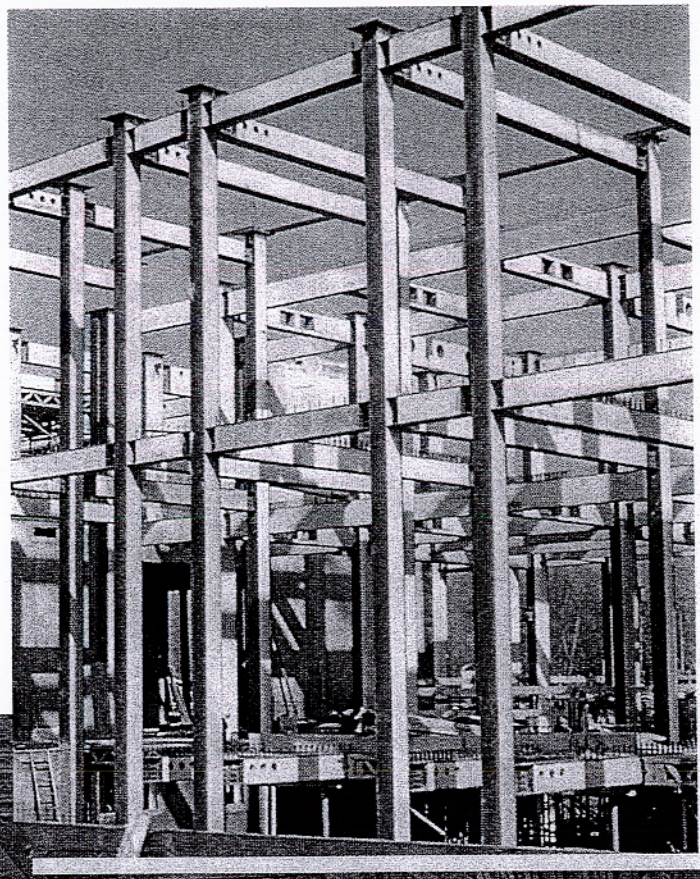
otras normas (CEPREVEN) evalúan el riesgo de incendio en función del peligro potencial, exposición al riesgo y medidas de protección adoptadas.

7.2.4. Protección contra el fuego de los elementos estructurales.

Para alcanzar los valores de estabilidad al fuego exigibles por la norma, se debe proceder al recubrimiento de las superficies o al ocultamiento de los elementos estructurales en la tabiquería, fachadas y forjados del edificio.

Los medios habitualmente empleados para alcanzar la resistencia y estabilidad requeridas en los elementos estructurales, son los siguientes:

- Proyección de mortero de cemento y vermiculita, o de fibras minerales.
- Recubrimientos con placas de vermiculita o yeso.
- Imprimación con pinturas intumescentes.
- Escamoteamiento de la estructura en las fachadas, divisiones interiores de albañilería y forjados de piso.





La velocidad con la que un perfil alcanza la temperatura crítica de fallo, depende del cociente entre el perímetro de las superficies expuestas al fuego y el área de la sección del perfil: *U/A (masividad)*. En vigas que soportan forjados, el perímetro para superficies proyectadas o imprimadas se obtiene mediante la expresión:

$$U = 3B + 2D - 2e$$ (Fig. 7.1).

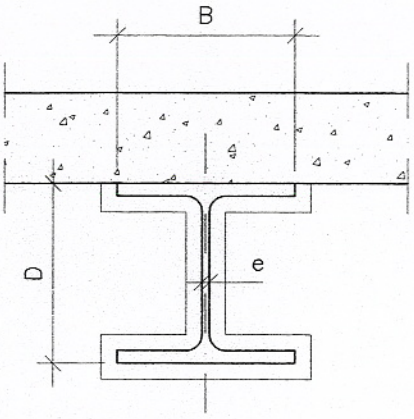


Fig. 7.1.

El perímetro para superficies recubiertas con placas se obtiene mediante la expresión:

$$U = B + 2D$$ (Fig. 7.2)

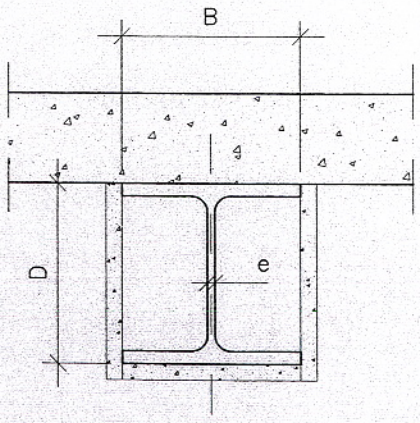


Fig. 7.2.

Existen tablas homologadas confeccionadas por los fabricantes que, en función de la *masividad (U/A)* y del grado de estabilidad requerido, proporcionan el espesor del tipo de protección elegido.

La protección por medio de proyecciones se logra por adherencia al elemento estructural en toda su superficie (Fig. 7.3). La proyección más habitual se realiza con mortero de cemento y vermiculita, en una o varias capas, y se ejecuta en obra, una vez finalizado el montaje, sobre la estructura sin pintar. La misma protección se encarga de la función anticorrosiva. Es necesario que la cubierta del edificio esté terminada antes de proceder a la ejecución de este proceso para evitar humedades en el revestimiento.

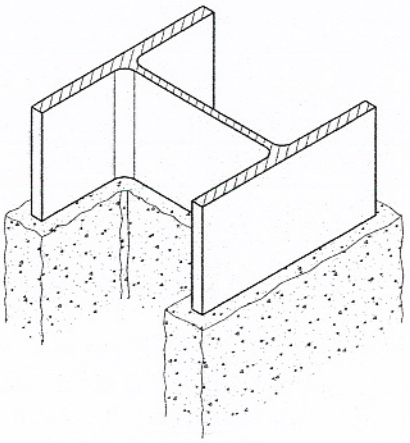


Fig. 7.3.

Otros tipos de proyecciones comunes son las de fibra mineral, las de lana mineral y las de vermiculita en solitario.

Todas estas proyecciones necesitan la colocación de mallas adicionales de refuerzo a partir de espesores de 60 ó 65 mm (Fig. 7.4). Las superficies de aplicación deben estar limpias de grasas, restos de pintura y cascarillas de laminación. El mínimo espesor de recubrimiento suele rondar los 10 mm.

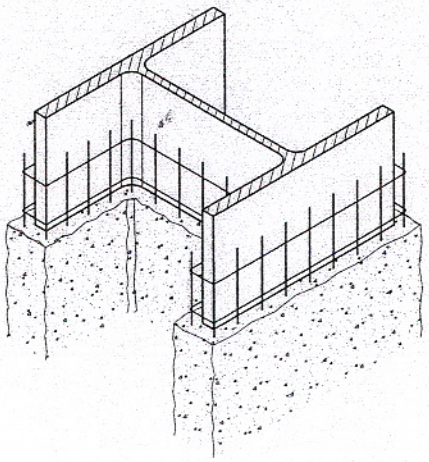


Fig. 7.4.

Los recubrimientos con placas de vermiculita, de yeso o de fibras minerales ligadas con resina, se disponen formando un cajón alrededor de los elementos, mediante placas rígidas unidas por adhesivos, ganchos o grapas de conexión (Figs. 7.5 y 7.6). Se ejecutan tras el montaje, y es conveniente el dotar a los elementos estructurales de una imprimación anticorrosiva previa. Los espesores mínimos de las placas son del orden de 20 mm y, habitualmente, es un trabajo más laborioso que la proyección, pero con la ventaja de ser más limpio y no depender del criterio del aplicador a la hora de determinar el espesor.

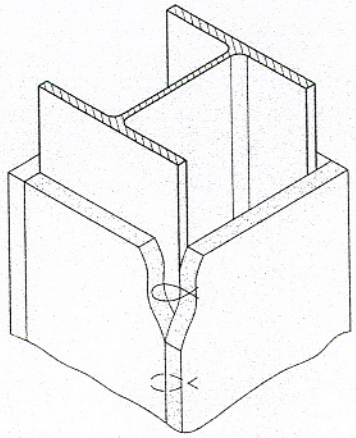


Fig. 7.5.

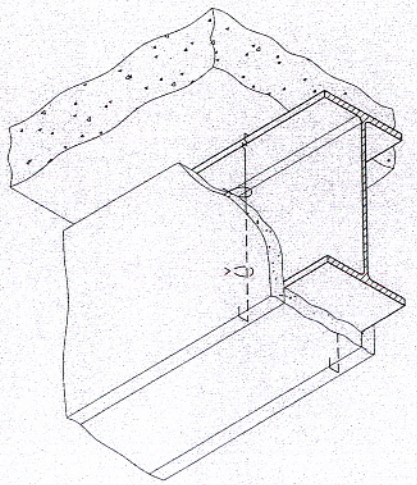


Fig. 7.6.

La protección por medio de pinturas intumescentes es muy utilizada, fundamentalmente en elementos que van a dejar vista alguna de sus superficies. Estos productos se caracterizan por aumentar su volumen, hasta alcanzar el espesor de protección, por la acción del calor producido en el incendio, presentando previamente un aspecto exterior como el de cualquier pintura. Las pinturas para la protección anticorrosiva deben aplicarse antes que la pintura intumescente.

Otra forma de protección de la estructura consiste en embeber, total o parcialmente, los elementos estructurales en otros elementos constructivos con una resistencia al fuego contrastada. Este es el caso de jácenas embebidas en los forjados, que presentan únicamente su ala inferior visible, y de pilares ocultos en las fachadas o en las medianerías. En estos casos, la estabilidad al fuego de los elementos constructivos que rodean a la estructura, debe tenerse en cuenta a la hora de definir el tipo de protección, pudiendo, en muchos casos, obviarse una protección específica para el elemento estructural. Por ejemplo, un tabique sencillo de ladrillo hueco de 4 cm guarnecido por la cara expuesta, tiene una resistencia al fuego de 60 minutos.

En el apéndice 1 de la NBE-CPI-96 se aportan datos sobre estabilidad al fuego de elementos constructivos.

Conviene insistir en que la protección contra incendios debe considerarse en todo tipo de edificios, con independencia del material estructural elegido. En el caso concreto del acero, la estabilidad de la estructura al fuego durante un período de tiempo determinado se garantiza por cualquiera de los sistemas descritos.

El costo de la protección anticorrosiva y contra incendios en edificios del tipo estudiado, rara vez supera el 1,5% del presupuesto total. Esta cantidad puede ser notablemente inferior cuando los elementos estructurales quedan naturalmente protegidos por las obras de fábrica, siendo tanto menor cuanto mayor número de elementos estructurales queden ocultos.

Tomo 2

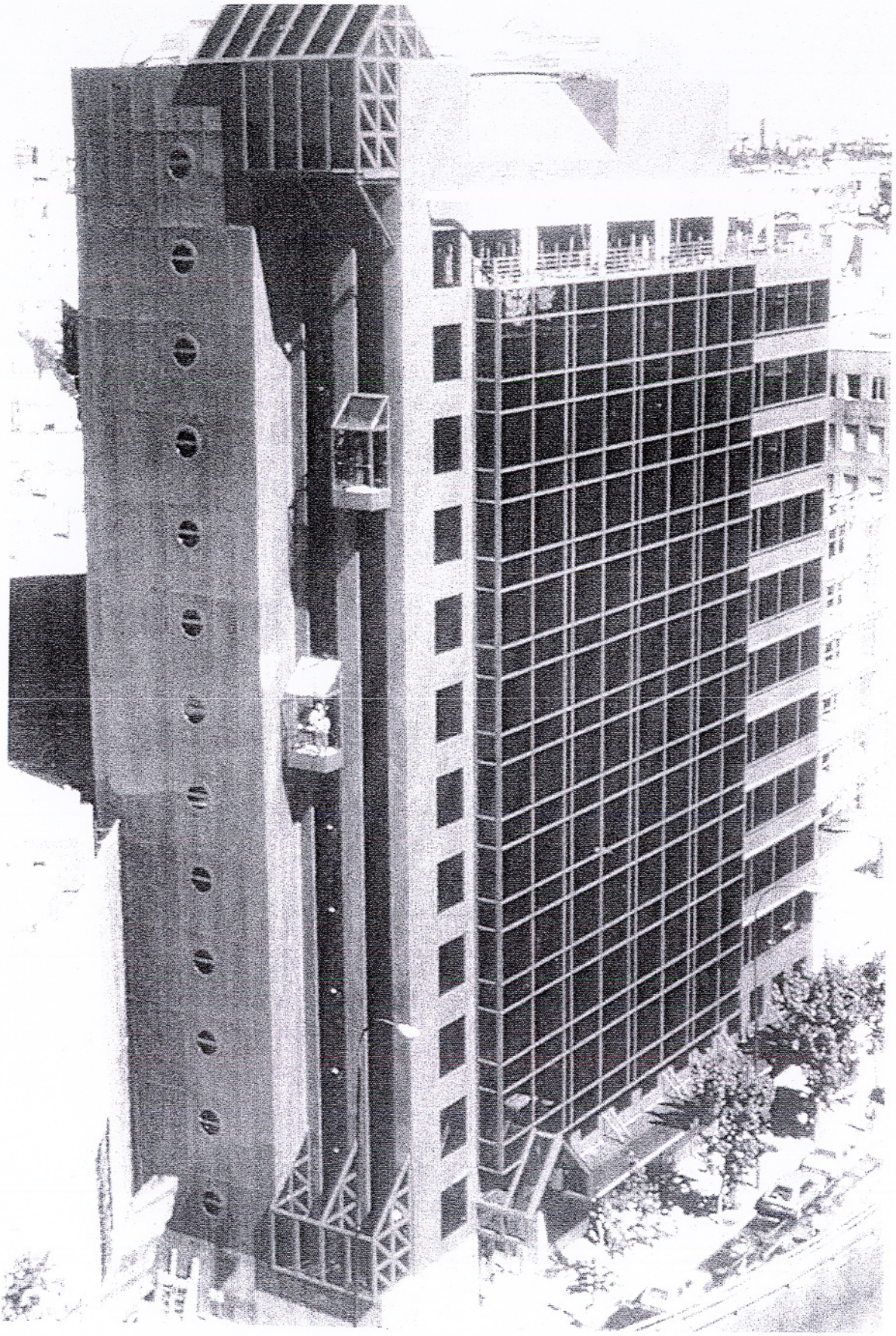
Anexos

I	Prontuario
II	Detalles constructivos de uniones
III	Cálculo de uniones
IV	Ejemplo de aplicación de la guía
V	Manual de utilización del programa de predimensionamiento de elementos de estructuras metálicas
VI	Pliego de condiciones técnicas de estructuras de acero
VII	Precio descompuesto en estructuras de acero
VIII	Bibliografía de interés
IX	Socios del ITEA

ITEA

Guía de Diseño para edificios con estructura de Acero

Anexos



A.4.5.4. *Cuadros de resultados del predimensionado de vigas y pilares*.....143
A.4.5.5. *Consideraciones sobre soluciones estructurales de nudos rígidos*.....145

ANEXO V MANUAL DE UTILIZACIÓN DEL PROGRAMA DE PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS DE ESTRUCTURAS METÁLICAS.....148

A.5.1. Introducción.....148
A.5.2. Criterios de cálculo.....148
A.5.2.1. *Vigas*.....148
A.5.2.2. *Pilares*.....148
A.5.2.3. *Elementos de arriostramiento*.....149
A.5.2.4. *Peso de la estructura*.....149
A.5.3. Instalación y ejecución.....149
A.5.4. Cálculo de elementos.....150
A.5.4.1. *Vigas*.....150
A.5.4.2. *Pilares*.....152
A.5.4.3. *Elementos de arriostramiento*.....152
A.5.5. Introducción manual de elementos.....153
A.5.6. Cierre de la aplicación.....153

ANEXO VI PLIEGO DE CONDICIONES TÉCNICAS DE ESTRUCTURAS DE ACERO.....154

ANEXO VII PRECIO DESCOMPUESTO EN ESTRUCTURAS DE ACERO.....157

ANEXO VIII BIBLIOGRAFÍA DE INTERÉS.....159

ANEXO IX. SOCIOS DEL ITEA.....160

ANEXOS

ANEXO I PRONTUARIO 7

A.1.1. Valores estáticos 7
A.1.2. Cálculo de vigas 34
A.1.3. Tablas de momentos admisibles en vigas y cargas admisibles en pilares 74

ANEXO II DETALLES CONSTRUCTIVOS DE UNIONES 95

ANEXO III CÁLCULO DE UNIONES 98

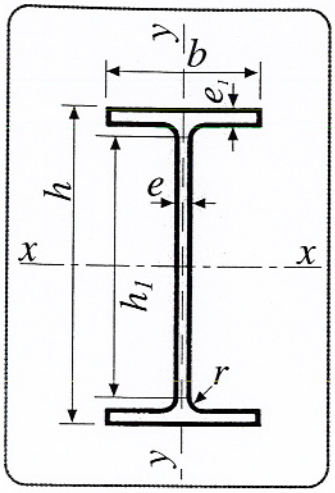
A.3.1. Uniones atornilladas 98
A.3.1.1. *Tornillos ordinarios* 98
A.3.1.2. *Tornillos de alta resistencia* 99
A.3.1.3. *Uniones atornilladasarticuladas* 100
A.3.1.4. *Uniones atornilladas rígidas* 102
A.3.2. Uniones soldadas 104
A.3.2.1. *Tipos de las soldaduras* 104
A.3.2.2. *Resistencia de las soldaduras* 106
A.3.2.3. *Uniones soldadas articuladas* 107
A.3.2.4. *Uniones soldadas rígidas viga-pilar* 107
A.3.3. Ábacos. Uniones rígidas con chapa de testa 109

ANEXO IV EJEMPLO DE APLICACIÓN DE LA GUÍA 124

A.4.1. Introducción 124
A.4.2. Diseño de la estructura 124
A.4.3. Tipo de acero 124
A.4.4. Acciones consideradas 124
A.4.4.1. *Acciones gravitatorias* 124
A.4.4.2. *Acciones de viento* 124
A.4.5. Predimensionado de la estructura 124
A.4.5.1. *Solución con forjado de losas aligeradas* 124
A.4.5.1.1. *Vigas* 124
A.4.5.1.2. *Vigas de cubierta* 124
A.4.5.1.3. *Pilares* 124
A.4.5.1.4. *Uniones* 124
A.4.5.2. *Solución con forjado de losa con encofrado de chapa colaborante* 124
A.4.5.2.1 Vigas 124
A.4.5.3. *Celosías contra esfuerzos horizontales* 124

ANEXO I PRONTUARIO

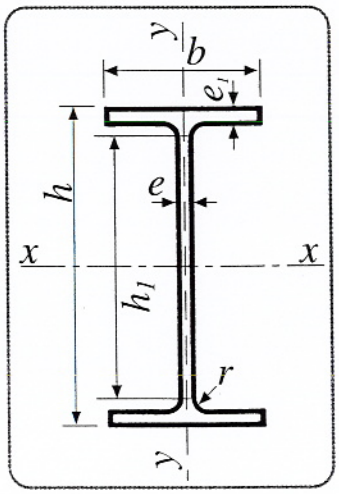
A.1.1. Valores estáticos



valores estáticos perfiles laminados IPE

A = Area de la sección
I = Momento de inercia
W = Módulo resistente
$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$ = Radio de giro

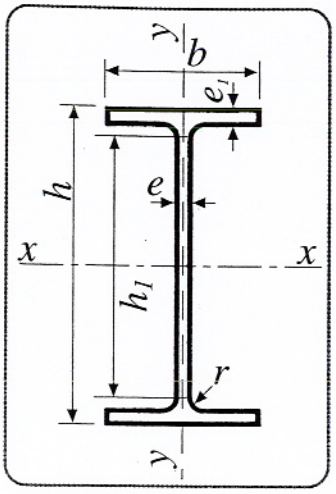
IPE	Dimensiones mm						Sección A cm2	Peso P kg/m	Referido al eje x-x			Referido al eje y-y		
	h	b	e	e_1	r	h_1			I_x cm4	W_x cm3	i_x cm	I_y cm4	W_y cm3	i_y cm
80	80	46	3,8	5,2	5	59	7,64	6,00	80,1	20,0	3,24	8,49	3,69	1,05
100	100	55	4,1	5,7	7	74	10,30	8,10	171,0	34,2	4,07	15,90	5,79	1,24
120	120	64	4,4	6,3	7	93	13,20	10,40	318,0	53,0	4,90	27,70	8,65	1,45
140	140	73	4,7	6,9	7	112	16,40	12,90	541,0	77,3	5,74	44,90	12,30	1,65
160	160	82	5,0	7,4	9	127	20,10	15,80	869,0	109,0	6,58	68,30	16,70	1,84
180	180	91	5,3	8,0	9	146	23,90	18,80	1320,0	146,0	7,42	101,00	22,20	2,05
200	200	100	5,6	8,5	12	159	28,50	22,40	1940,0	194,0	8,26	142,00	28,50	2,24
220	220	110	5,9	9,2	12	177	33,40	26,20	2770,0	252,0	9,11	205,00	37,30	2,48
240	240	120	6,2	9,8	15	190	39,10	30,70	3890,0	324,0	9,97	284,00	47,30	2,69
270	270	135	6,6	10,2	15	219	45,90	36,10	5790,0	429,0	11,20	420,00	62,20	3,02
300	300	150	7,1	10,7	15	248	53,80	42,20	8360,0	557,0	12,50	604,00	80,50	3,35
330	330	160	7,5	11,5	18	271	62,60	49,10	11770,0	713,0	13,70	788,00	98,50	3,55
360	360	170	8,0	12,7	18	298	72,70	57,10	16270,0	904,0	15,00	1040,00	123,00	3,79
400	400	180	8,6	13,5	21	331	84,50	66,30	23130,0	1160,0	16,50	1320,00	146,00	3,95
450	450	190	9,4	14,6	21	378	98,80	77,60	33740,0	1500,0	18,50	1680,00	176,00	4,12
500	500	200	10,2	16,0	21	426	116,00	90,70	48200,0	1930,0	20,40	2140,00	214,00	4,31
550	550	210	11,1	17,2	24	467	134,00	106,00	67120,0	2440,0	22,30	2670,00	254,00	4,45
600	600	220	12,0	19,0	24	514	156,00	122,00	92080,0	3070,0	24,30	3390,00	308,00	4,66



valores estáticos perfiles laminados IPEA

A = Area de la sección
I = Momento de inercia
W = Módulo resistente
$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$ = Radio de giro

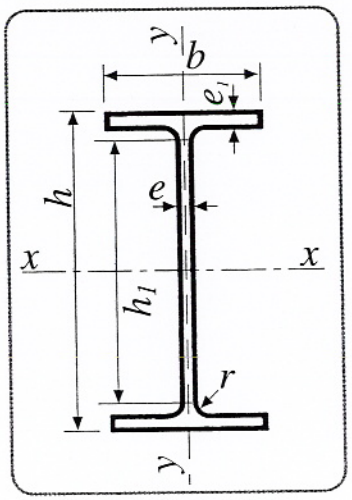
IPEA	Dimensiones mm						Sección A cm2	Peso P kg/m	Referido al eje x-x			Referido al eje y-y		
	h	b	e	e_1	r	h_1			I_x cm4	W_x cm3	i_x cm	I_y cm4	W_y cm3	i_y cm
80	78,0	46	3,3	4,2	5	59	6,38	5,0	64,38	16,51	3,18	6,85	2,98	1,04
100	98,0	55	3,6	4,7	7	74	8,78	6,9	141,20	28,81	4,01	13,12	4,77	1,22
120	117,6	64	3,8	5,1	7	93	11,03	8,7	257,40	43,77	4,83	22,39	7,00	1,42
140	137,4	73	3,8	5,6	7	112	13,39	10,5	434,90	63,30	5,70	36,42	9,98	1,65
160	157,0	82	4,0	5,9	9	127	16,18	12,7	689,30	87,81	6,53	54,43	13,27	1,83
180	177,0	91	4,3	6,5	9	146	19,58	15,4	1063,00	120,10	7,37	81,89	18,00	2,05
200	197,0	100	4,5	7,0	12	159	23,47	18,4	1591,00	161,60	8,23	117,20	23,43	2,23
220	217,0	110	5,0	7,7	12	177	28,26	22,2	2317,00	213,50	9,05	171,40	31,17	2,46
240	237,0	120	5,2	8,3	15	190	33,31	26,2	3290,00	277,70	9,94	240,10	40,02	2,68
270	267,0	135	5,5	8,7	15	219	39,15	30,7	4917,00	368,30	11,21	358,00	53,03	3,02
300	297,0	150	6,1	9,2	15	248	46,53	36,5	7173,00	483,10	12,42	519,00	69,20	3,34
330	327,0	160	6,5	10,0	18	271	54,74	43,0	10230,00	625,70	13,67	685,20	85,64	3,54
360	357,6	170	6,6	11,5	18	298	63,96	50,2	14520,00	811,80	15,06	944,30	111,10	3,84
400	397,0	180	7,0	12,0	21	331	73,10	57,4	20290,00	1022,00	16,66	1171,00	130,10	4,00
450	447,0	190	7,6	13,1	21	378	85,55	67,2	29760,00	1331,00	18,65	1502,00	158,10	4,19
500	497,0	200	8,4	14,5	21	426	101,10	79,4	42930,00	1728,00	20,61	1939,00	193,90	4,38
550	547,0	210	9,0	15,7	24	467	117,30	92,1	59980,00	2193,00	22,61	2432,00	231,60	4,55
600	597,0	220	9,8	17,5	24	514	137,00	108,0	82920,00	2778,00	24,60	3116,00	283,30	4,77



valores estáticos perfiles laminados IPEO

A = Area de la sección
I = Momento de inercia
W = Módulo resistente
$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$ = Radio de giro

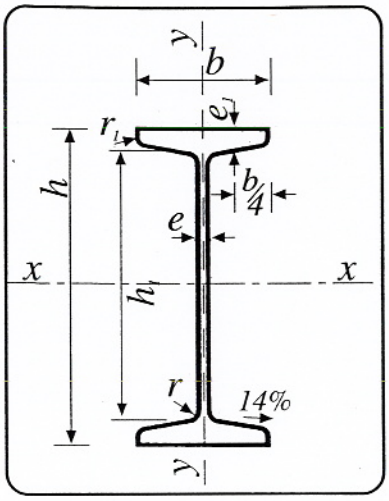
IPEO	Dimensiones mm						Sección A cm2	Peso P kg/m	Referido al eje x-x			Referido al eje y-y		
	h	b	e	e_1	r	h_1			I_x cm4	W_x cm3	i_x cm	I_y cm4	W_y cm3	i_y cm
180	182	92	6,0	9,0	9	146	27,10	21,3	1505	165,4	7,45	117,3	25,50	2,08
200	202	102	6,2	9,5	12	159	31,96	25,1	2211	218,9	8,32	168,9	33,11	2,30
220	222	112	6,6	10,2	12	177	37,39	29,4	3134	282,3	9,16	239,8	42,83	2,53
240	242	122	7,0	10,8	15	190	43,71	34,3	4369	361,1	10,00	328,5	53,86	2,74
270	274	136	7,5	12,2	15	219	53,84	42,3	6947	507,1	11,36	513,5	75,51	3,09
300	304	152	8,0	12,7	15	248	62,83	49,3	9994	657,5	12,61	745,7	98,12	3,45
330	334	162	8,5	13,5	18	271	72,62	57,0	13910	833,0	13,84	960,4	118,60	3,64
360	364	172	9,2	14,7	18	298	84,13	66,0	19050	1047,0	15,05	1251,0	145,50	3,86
400	404	182	9,7	15,5	21	331	96,39	75,7	26750	1324,0	16,66	1564,0	171,90	4,03
450	456	192	11,0	17,6	21	378	117,70	92,4	40920	1795,0	18,65	2085,0	217,20	4,21
500	506	202	12,0	19,0	21	426	136,70	107,0	57780	2284,0	20,56	2622,0	259,60	4,38
550	556	212	12,7	20,2	24	467	156,10	123,0	79160	2847,0	22,52	3224,0	304,20	4,55
600	610	224	15,0	24,0	24	514	196,80	154,0	118300	3879,0	24,52	4521,0	403,60	4,79



valores estáticos perfiles laminados IPER

A = Area de la sección
I = Momento de inercia
W = Módulo resistente
$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$ = Radio de giro

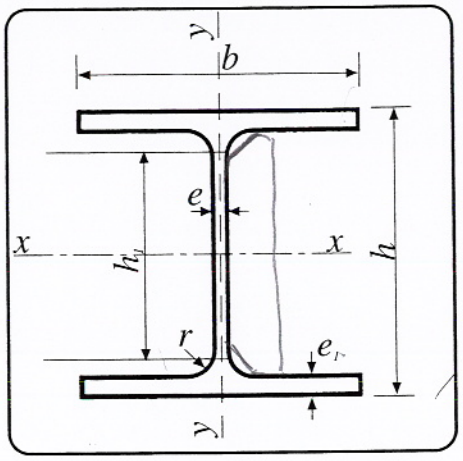
IPER	Dimensiones mm						Sección A cm2	Peso P kg/m	Referido al eje x-x			Referido al eje y-y		
	h	b	e	e_1	r	h_1			I_x cm4	W_x cm3	i_x cm	I_y cm4	W_y cm3	i_y cm
140	142	72	5,3	7,8	7	112	18,4	14,4	611	86,1	5,77	48,8	13,5	1,63
160	162	81	5,6	8,5	9	127	22,6	17,7	989	122,0	6,62	75,7	18,7	1,83
180	183	89	6,4	9,5	9	146	28,1	22,1	1554	170,0	7,44	112,0	25,2	2,00
200	204	98	6,6	10,5	12	159	33,9	26,6	2363	232,0	8,35	166,0	33,8	2,21
220	225	108	6,7	11,8	12	177	40,2	31,6	3474	309,0	9,29	249,0	46,1	2,49
240	245	118	7,5	12,3	15	190	47,5	37,3	4823	394,0	10,10	339,0	57,4	2,67
270	276	133	7,7	13,1	15	219	56,0	44,0	7312	530,0	11,40	516,0	77,6	3,03
300	306	147	8,5	13,7	15	248	65,9	51,7	10500	686,0	12,60	728,0	99,0	3,32
330	336	158	9,2	14,5	18	271	76,8	60,3	14690	874,0	13,80	958,0	121,0	3,53
360	366	168	9,9	16,0	18	298	89,6	70,3	20290	1109,0	15,00	1270,0	151,0	3,76
400	407	178	10,6	17,0	21	331	104,0	81,5	28860	1418,0	16,70	1606,0	180,0	3,93
450	458	188	11,3	18,6	21	378	121,0	95,2	42400	1851,0	18,70	2070,0	220,0	4,13
500	508	198	12,6	20,0	21	426	142,0	111,0	59930	2360,0	20,50	2600,0	263,0	4,28
550	560	210	14,0	22,2	24	467	170,0	134,0	86600	3093,0	22,50	3447,0	328,0	4,50
600	608	218	14,0	23,0	24	514	184,0	144,0	110300	3628,0	24,50	3993,0	366,0	4,66



valores estáticos perfiles laminados IPN

A = Area de la sección
I = Momento de inercia
W = Módulo resistente
$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$ = Radio de giro

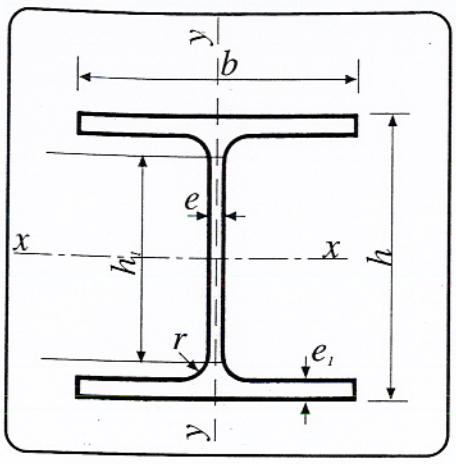
IPN	Dimensiones mm						Sección A cm2	Peso P kg/m	Referido al eje x-x			Referido al eje y-y		
	h	b	$e = r$	e_1	r_1	h_1			I_x cm4	W_x cm3	i_x cm	I_y cm4	W_y cm3	i_y cm
80	80	42	3,9	5,9	2,3	59	7,58	5,95	77,8	19,5	3,20	6,29	3,00	0,91
100	100	50	4,5	6,8	2,7	75	10,60	8,32	171,0	34,2	4,01	12,20	4,88	1,07
120	120	58	5,1	7,7	3,1	92	14,20	11,10	328,0	54,7	4,81	21,50	7,41	1,23
140	140	66	5,7	8,6	3,4	109	18,30	14,40	573,0	81,9	5,61	35,20	10,70	1,40
160	160	74	6,3	9,5	3,8	125	22,80	17,90	935,0	117,0	6,40	54,70	14,80	1,55
180	180	82	6,9	10,4	4,1	142	27,90	21,90	1450,0	161,0	7,20	81,30	19,80	1,71
200	200	90	7,5	11,3	4,5	159	33,50	26,30	2140,0	214,0	8,00	117,00	26,00	1,87
220	220	98	8,1	12,2	4,9	175	39,60	31,10	3060,0	278,0	8,80	162,00	33,10	2,02
240	240	106	8,7	13,1	5,2	192	46,10	36,20	4250,0	354,0	9,59	221,00	41,70	2,20
260	260	113	9,4	14,1	5,6	208	53,40	41,90	5740,0	442,0	10,40	288,00	51,00	2,32
280	280	119	10,1	15,2	6,1	225	61,10	48,00	7590,0	542,0	11,10	364,00	61,20	2,45
300	300	125	10,8	16,2	6,5	241	69,10	54,20	9800,0	653,0	11,90	451,00	72,20	2,56
320	320	131	11,5	17,3	6,9	257	77,80	61,10	12510,0	782,0	12,70	555,00	84,70	2,67
340	340	137	12,2	18,3	7,3	274	86,80	68,10	15700,0	923,0	13,50	674,00	98,40	2,80
360	360	143	13,0	19,5	7,8	290	97,10	76,20	19610,0	1090,0	14,20	818,00	114,00	2,90
380	380	149	13,7	20,5	8,2	306	107,00	84,00	24010,0	1260,0	15,00	975,00	131,00	3,02
400	400	155	14,4	21,6	8,6	323	118,00	92,60	29210,0	1460,0	15,70	1160,00	149,00	3,13
450	450	170	16,2	24,3	9,7	363	147,00	115,00	45850,0	2040,0	17,70	1730,00	203,00	3,43
500	500	185	18,0	27,0	10,8	404	180,00	141,00	68740,0	2750,0	19,60	2480,00	268,00	3,72
550	550	200	19,0	30,0	11,9	444	213,00	167,00	99180,0	3610,0	21,60	3490,00	349,00	4,02
600	600	215	21,6	32,4	13,0	485	254,00	199,00	139000,0	4630,0	23,40	4670,00	434,00	4,30



valores estáticos perfiles laminados HEB

A = Area de la sección
I = Momento de inercia
W = Módulo resistente
$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$ = Radio de giro

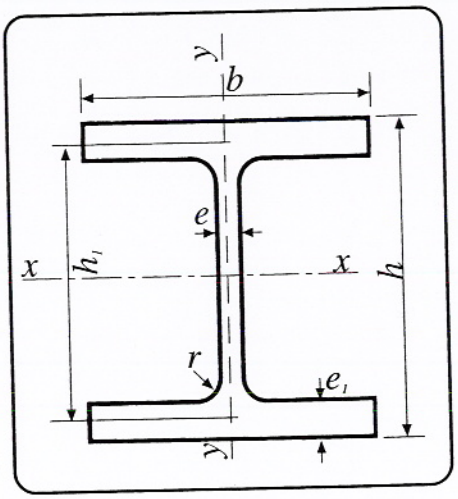
HEB	Dimensiones mm						Sección A cm2	Peso P kg/m	Referido al eje x-x			Referido al eje y-y		
	h	b	e	e_1	r	h_1			I_x cm4	W_x cm3	i_x cm	I_y cm4	W_y cm3	i_y cm
100	100	100	6,0	10,0	12	56	26,0	20,4	450	89,9	4,16	167	33,5	2,53
120	120	120	6,5	11,0	12	74	34,0	26,7	864	144,0	5,04	318	52,9	3,06
140	140	140	7,0	12,0	12	92	43,0	33,7	1510	216,0	5,93	550	78,5	3,58
160	160	160	8,0	13,0	15	104	54,3	42,6	2490	311,0	6,78	889	111,0	4,05
180	180	180	8,5	14,0	15	122	65,3	51,2	3830	426,0	7,66	1360	151,0	4,57
200	200	200	9,0	15,0	18	134	78,1	61,3	5700	570,0	8,54	2000	200,0	5,07
220	220	220	9,5	16,0	18	152	91,0	71,5	8090	736,0	9,43	2840	258,0	5,59
240	240	240	10,0	17,0	21	164	106,0	83,2	11260	938,0	10,30	3920	327,0	6,08
260	260	260	10,0	17,5	24	177	118,0	93,0	14920	1150,0	11,20	5130	395,0	6,58
280	280	280	10,5	18,0	24	196	131,0	103,0	19270	1380,0	12,10	6590	471,0	7,09
300	300	300	11,0	19,0	27	208	149,0	117,0	25170	1680,0	13,00	8560	571,0	7,58
320	320	300	11,5	20,5	27	225	161,0	127,0	30820	1930,0	13,80	9240	616,0	7,57
340	340	300	12,0	21,5	27	243	171,0	134,0	36660	2160,0	14,60	9690	646,0	7,53
360	360	300	12,5	22,5	27	261	181,0	142,0	43190	2400,0	15,50	10140	676,0	7,49
400	400	300	13,5	24,0	27	298	198,0	155,0	57680	2880,0	17,10	10820	721,0	7,40
450	450	300	14,0	26,0	27	344	218,0	171,0	79890	3550,0	19,10	11720	781,0	7,33
500	500	300	14,5	28,0	27	390	239,0	187,0	107200	4290,0	21,20	12620	842,0	7,27
550	550	300	15,0	29,0	27	438	254,0	199,0	136700	4970,0	23,20	13080	872,0	7,17
600	600	300	15,5	30,0	27	486	270,0	212,0	171000	5700,0	25,20	13530	902,0	7,08
650	650	300	16,0	31,0	27	534	286,0	225,0	210600	6480,0	27,10	13980	932,0	6,99
700	700	300	17,0	32,0	27	582	306,0	241,0	256900	7340,0	29,00	14440	963,0	6,87
800	800	300	17,5	33,0	30	674	334,0	262,0	359100	8977,0	32,80	14900	994,0	6,68
900	900	300	18,5	35,0	30	770	371,0	291,0	494100	10980,0	36,50	15820	1054,0	6,53
1000	1000	300	19,0	36,0	30	868	400,0	314,0	644700	12890,0	40,20	16280	1085,0	6,38



valores estáticos perfiles laminados HEA

A = Area de la sección
I = Momento de inercia
W = Módulo resistente
$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$ = Radio de giro

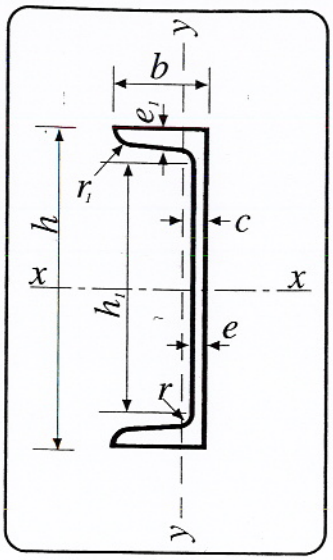
HEA	Dimensiones mm						Sección A cm2	Peso P kg/m	Referido al eje x-x			Referido al eje y-y		
	h	b	e	e_1	r	h_1			I_x cm4	W_x cm3	i_x cm	I_y cm4	W_y cm3	i_y cm
100	96	100	5,0	8,0	12	56	21,2	16,7	349	72,8	4,06	134	26,8	2,51
120	114	120	5,0	8,0	12	74	25,3	19,9	606	106,0	4,89	231	38,5	3,02
140	133	140	5,5	8,5	12	92	31,4	24,7	1030	155,0	5,73	389	55,6	3,52
160	152	160	6,0	9,0	15	104	38,8	30,4	1670	220,0	6,57	616	76,9	3,98
180	171	180	6,0	9,5	15	122	45,3	35,5	2510	294,0	7,45	925	103,0	4,52
200	190	200	6,5	10,0	18	134	53,8	42,3	3690	389,0	8,28	1340	134,0	4,98
220	210	220	7,0	11,0	18	152	64,3	50,5	5410	515,0	9,17	1950	178,0	5,51
240	230	240	7,5	12,0	21	164	76,8	60,3	7760	675,0	10,11	2770	231,0	6,00
260	250	260	7,5	12,5	24	177	86,8	68,2	10450	836,0	11,00	3670	282,0	6,50
280	270	280	8,0	13,0	24	196	97,3	76,4	13670	1010,0	11,90	4760	340,0	7,00
300	290	300	8,5	14,0	27	208	113,0	88,3	18260	1260,0	12,70	6310	421,0	7,47
320	310	300	9,0	15,5	27	225	124,0	97,6	22930	1480,0	13,60	6990	466,0	7,51
340	330	300	9,5	16,5	27	243	133,0	105,0	27690	1680,0	14,40	7440	496,0	7,46
360	350	300	10,0	17,5	27	261	143,0	112,0	33090	1890,0	15,20	7890	526,0	7,43
400	390	300	11,0	19,0	27	298	159,0	125,0	45070	2310,0	16,80	8560	571,0	7,34
450	440	300	11,5	21,0	27	344	178,0	140,0	63720	2900,0	18,90	9470	631,0	7,29
500	490	300	12,0	23,0	27	390	198,0	155,0	86970	3550,0	21,00	10370	691,0	7,24
550	540	300	12,5	24,0	27	438	212,0	166,0	111900	4150,0	23,00	10820	721,0	7,15
600	590	300	13,0	25,0	27	486	226,0	178,0	141200	4790,0	25,00	11270	751,0	7,05
650	640	300	13,5	26,0	27	534	242,0	190,0	175200	5474,0	26,90	11720	782,0	6,97
700	690	300	14,5	27,0	27	582	260,0	204,0	215300	6241,0	28,80	12180	812,0	6,84
800	790	300	15,0	28,0	30	674	286,0	224,0	303400	7682,0	32,60	12640	843,0	6,65
900	890	300	16,0	30,0	30	770	320,0	252,0	422100	9485,0	36,30	13550	903,0	6,50
1000	990	300	16,5	31,0	30	868	347,0	272,0	553800	11190,0	40,00	14000	934,0	6,35



valores estáticos perfiles laminados HEM

A = Area de la sección
I = Momento de inercia
W = Módulo resistente
$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$ = Radio de giro

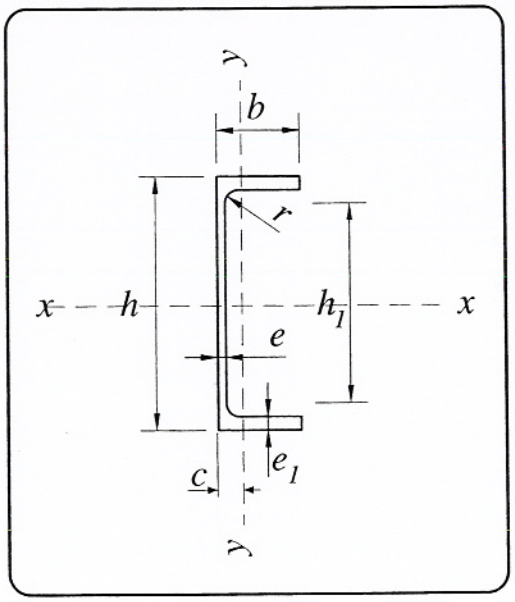
HEM	Dimensiones mm						Sección A cm2	Peso P kg/m	Referido al eje x-x			Referido al eje y-y		
	h	b	e	e_1	r	h_1			I_x cm4	W_x cm3	i_x cm	I_y cm4	W_y cm3	i_y cm
100	120	106	12,0	20,0	12	56	53,2	41,8	1140	190	4,63	399	75,3	2,74
120	140	126	12,5	21,0	12	74	66,4	52,1	2020	288	5,51	703	112,0	3,25
140	160	146	13,0	22,0	12	92	80,6	63,2	3290	411	6,39	1140	157,0	3,77
160	180	166	14,0	23,0	15	104	97,1	76,2	5100	566	7,25	1760	212,0	4,26
180	200	186	14,5	24,0	15	122	113,0	88,9	7480	748	8,13	2580	277,0	4,77
200	220	206	15,0	25,0	18	134	131,0	103,0	10640	967	9,00	3650	354,0	5,27
220	240	226	15,5	26,0	18	152	149,0	117,0	14600	1220	9,89	5010	444,0	5,79
240	270	248	18,0	32,0	21	164	200,0	157,0	24290	1800	11,0	8150	657,0	6,39
260	290	268	18,0	32,5	24	177	220,0	172,0	31310	2160	11,9	10450	780,0	6,90
280	310	288	18,5	33,0	24	196	240,0	189,0	39550	2550	12,8	13160	914,0	7,40
300	340	310	21,0	39,0	27	208	303,0	238,0	59200	3480	14,0	19400	1250,0	8,00
320	359	309	21,0	40,0	27	225	312,0	245,0	68130	3800	14,8	19710	1280,0	7,95
340	377	309	21,0	40,0	27	243	316,0	248,0	76370	4050	15,6	19710	1280,0	7,90
360	395	308	21,0	40,0	27	261	319,0	250,0	84870	4300	16,3	19520	1270,0	7,83
400	432	307	21,0	40,0	27	298	326,0	256,0	104100	4820	17,9	19340	1260,0	7,70
450	478	307	21,0	40,0	27	344	335,0	263,0	131500	5500	19,8	19340	1260,0	7,59
500	524	306	21,0	40,0	27	390	344,0	270,0	161900	6180	21,7	19150	1250,0	7,46
550	572	306	21,0	40,0	27	438	354,0	278,0	198000	6920	23,6	19150	1250,0	7,35
600	620	305	21,0	40,0	27	486	364,0	285,0	237400	7660	25,6	18980	1240,0	7,22
650	668	305	21,0	40,0	27	534	374,0	293,0	281700	8433	27,5	18980	1245,0	7,13
700	716	304	21,0	40,0	27	582	383,0	301,0	329300	9198	29,3	18800	1237,0	7,01
800	814	303	21,0	40,0	30	674	404,0	317,0	442600	10870	33,1	18630	1230,0	6,79
900	910	302	21,0	40,0	30	770	424,0	333,0	570400	12540	36,7	18470	1222,0	6,60
1000	1008	302	21,0	40,0	30	868	444,0	349,0	722300	14330	40,3	18300	1216,0	6,45



valores estáticos perfiles laminados UPN

A = Area de la sección
I = Momento de inercia
W = Módulo resistente
$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$ = Radio de giro

UPN	Dimensiones mm						Sección A cm2	Peso P kg/m	Referido al eje x-x			Referido al eje y-y			
	h	b	e	$e_1 = r$	r_1	h_1			I_x cm4	W_x cm3	i_x cm	c cm	I_y cm4	W_y cm3	i_y cm
80	80	45	6,0	8,0	4,00	46	11,0	8,64	106	26,5	3,10	1,45	19,4	6,36	1,33
100	100	50	6,0	8,5	4,50	64	13,5	10,60	206	41,2	3,91	1,55	29,3	8,49	1,47
120	120	55	7,0	9,0	4,50	82	17,0	13,40	364	60,7	4,62	1,60	43,2	11,10	1,59
140	140	60	7,0	10,0	5,00	98	20,4	16,00	605	86,4	5,45	1,75	62,7	14,80	1,75
160	160	65	7,5	10,5	5,50	115	24,0	18,80	925	116,0	6,21	1,84	85,3	18,30	1,89
180	180	70	8,0	11,0	5,50	133	28,0	22,00	1350	150,0	6,95	1,92	114,0	22,40	2,02
200	200	75	8,5	11,5	6,00	151	32,2	25,30	1910	191,0	7,70	2,01	148,0	27,00	2,14
220	220	80	9,0	12,5	6,50	167	37,4	29,40	2690	245,0	8,48	2,14	197,0	33,60	2,30
240	240	85	9,5	13,0	6,50	184	42,3	33,20	3600	300,0	9,22	2,23	248,0	39,60	2,42
260	260	90	10,0	14,0	7,00	200	48,3	37,90	4820	371,0	9,99	2,36	317,0	47,70	2,56
280	280	95	10,0	15,0	7,50	216	53,3	41,80	6280	448,0	10,90	2,53	399,0	57,20	2,74
300	300	100	10,0	16,0	8,00	232	58,8	46,20	8030	535,0	11,70	2,70	495,0	67,80	2,90
320	320	100	14,0	17,5	8,75	246	75,8	59,50	10870	679,0	12,10	2,60	540,0	80,60	2,81
350	350	100	14,0	16,0	8,00	282	77,3	60,60	12840	734,0	12,90	2,40	570,0	75,00	2,72
380	380	102	13,5	16,0	8,00	313	80,4	63,10	15760	829,0	14,00	2,38	615,0	78,70	2,77
400	400	110	14,0	18,0	9,00	324	91,5	71,80	20350	1020,0	14,90	2,65	846,0	102,00	3,04

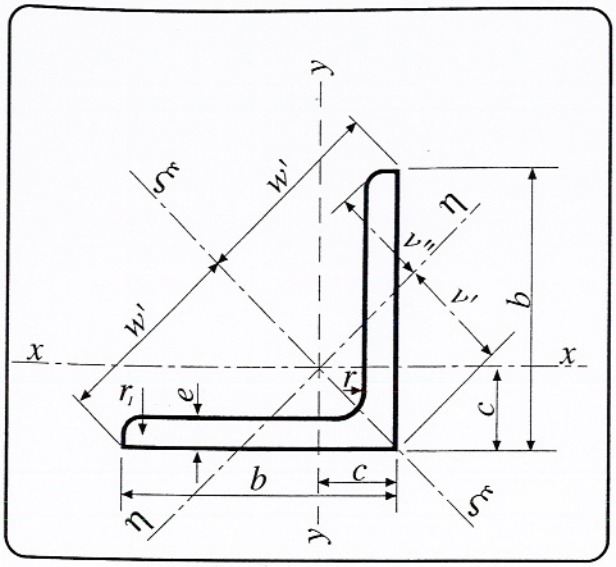


valores estáticos perfiles laminados UAP

A = Area de la sección
I = Momento de inercia
W = Módulo resistente

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \text{Radio de giro}$$

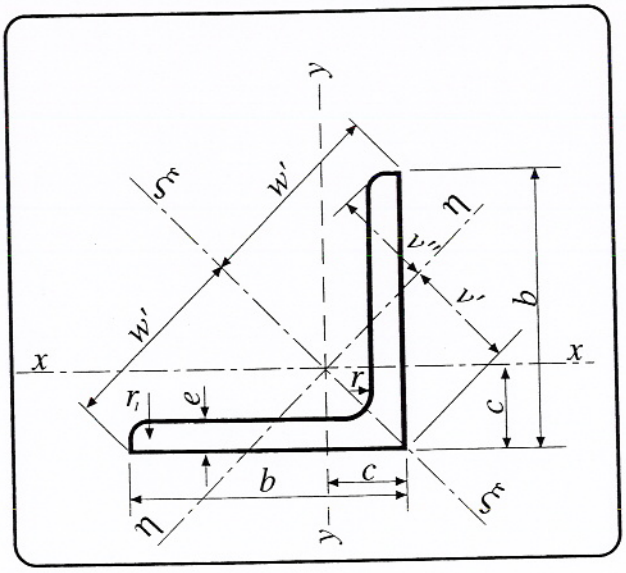
UAP	Dimensiones mm					Sección A	Peso P	Referido al eje x-x			Referido al eje y-y			
	h	b	e	e_1=r	h_1	cm2	kg/m	I_x cm4	W_x cm3	i_x cm	c cm	I_y cm4	W_y cm3	i_y cm
80	80	45	5,0	8,00	48	10,68	8,38	107,1	26,78	3,17	1,45	21,33	7,38	1,41
100	100	50	5,5	8,50	66	13,38	10,50	209,5	41,90	3,96	1,55	32,83	9,95	1,57
130	130	55	6,0	9,50	92	17,50	13,70	459,6	70,70	5,12	1,60	51,34	13,78	1,71
150	150	65	7,0	10,25	109	22,84	17,90	796,1	106,10	5,90	1,75	93,26	20,97	2,02
175	175	70	7,5	10,75	132	27,06	21,20	1270,0	145,10	6,85	1,84	126,40	25,92	2,16
200	200	75	8,0	11,50	154	31,98	25,10	1946,0	194,60	7,80	1,92	169,70	32,13	2,30
220	220	80	8,0	12,50	170	36,27	28,50	2710,0	246,40	8,64	2,01	222,30	39,68	2,48
250	250	85	9,0	13,50	196	43,80	34,40	4137,0	330,90	9,72	2,14	295,40	48,87	2,60
300	300	100	9,5	16,00	236	58,56	46,00	8171,0	544,70	11,81	2,23	562,10	79,88	3,10



valores estáticos perfiles laminados L

A = Area de la sección
I = Momento de inercia
W = Módulo resistente
$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$ = Radio de giro

L	Dimensiones mm				Sección A cm2	Peso P kg/m	Posición de los ejes cm				Referido a los ejes							
											x-x = y-y			$\xi - \xi$		$\eta - \eta$		
	b	e	r	r_1			c	w'	v'	v''	I_x cm4	W_x cm3	i_x cm	I_ξ cm4	i_ξ cm	I_η cm4	W_η cm3	i_η cm
20 x 3	20	3	4	2,0	1,13	0,88	0,60	1,41	0,84	0,70	0,39	0,28	0,59	0,61	0,74	0,16	0,19	0,38
20 x 4	20	4	4	2,0	1,46	1,14	0,63	1,41	0,90	0,71	0,49	0,36	0,58	0,77	0,72	0,21	0,23	0,38
25 x 3	25	3	4	2,0	1,43	1,12	0,72	1,77	1,02	0,87	0,80	0,45	0,75	1,26	0,94	0,33	0,33	0,48
25 x 4	25	4	4	2,0	1,86	1,46	0,76	1,77	1,07	0,89	1,01	0,58	0,74	1,60	0,93	0,43	0,40	0,48
25 x 5	25	5	4	2,0	2,27	1,78	0,80	1,77	1,13	0,91	1,20	0,71	0,75	1,89	0,91	0,52	0,46	0,48
30 x 3	30	3	5	2,5	1,74	1,36	0,84	2,12	1,18	1,04	1,40	0,65	0,90	2,23	1,13	0,58	0,49	0,58
30 x 4	30	4	5	2,5	2,27	1,78	0,88	2,12	1,24	1,05	1,80	0,85	0,89	2,85	1,12	0,75	0,61	0,58
30 x 5	30	5	5	2,5	2,78	2,18	0,92	2,12	1,30	1,07	2,16	1,04	0,88	3,41	1,11	0,92	0,71	0,57
35 x 3	35	3	5	2,5	2,04	1,60	0,96	2,47	1,36	1,23	2,29	0,90	1,06	3,63	1,34	0,95	0,70	0,68
35 x 4	35	4	5	2,5	2,67	2,09	1,00	2,47	1,42	1,24	2,95	1,18	1,05	4,68	1,33	1,23	0,86	0,68
35 x 5	35	5	5	2,5	3,28	2,57	1,04	2,47	1,48	1,25	3,56	1,45	1,04	5,64	1,31	1,49	1,01	0,67
40 x 4	40	4	6	3,0	3,08	2,42	1,12	2,83	1,58	1,40	4,47	1,55	1,21	7,09	1,52	1,86	1,17	0,78
40 x 5	40	5	6	3,0	3,79	2,97	1,16	2,83	1,64	1,42	5,43	1,91	1,20	8,60	1,51	2,26	1,37	0,77
40 x 6	40	6	6	3,0	4,48	3,52	1,20	2,83	1,70	1,43	6,31	2,26	1,19	9,98	1,49	2,65	1,56	0,77
45 x 4	45	4	7	3,5	3,49	2,74	1,23	3,18	1,75	1,57	6,43	1,97	1,36	10,2	1,71	2,67	1,55	0,88
45 x 5	45	5	7	3,5	4,30	3,36	1,28	3,18	1,81	1,58	7,84	2,43	1,35	12,4	1,70	3,26	1,80	0,87
45 x 6	45	6	7	3,5	5,09	4,00	1,32	3,18	1,87	1,59	9,16	2,88	1,34	14,5	1,69	3,82	2,05	0,87
50 x 4	50	4	7	3,5	3,89	3,06	1,36	3,54	1,92	1,75	8,97	2,46	1,52	14,2	1,91	3,72	1,94	0,98
50 x 5	50	5	7	3,5	4,80	3,77	1,40	3,54	1,99	1,76	11,00	3,05	1,52	17,4	1,90	4,54	2,29	0,97
50 x 6	50	6	7	3,5	5,69	4,47	1,45	3,54	2,04	1,77	12,80	3,61	1,50	20,3	1,89	5,33	2,61	0,97
50 x 7	50	7	7	3,5	6,56	5,15	1,49	3,54	2,10	1,78	14,60	4,16	1,49	23,1	1,88	6,11	2,91	0,96
50 x 8	50	8	7	3,5	7,41	5,82	1,52	3,54	2,16	1,80	16,30	4,68	1,48	25,7	1,86	6,87	3,19	0,96

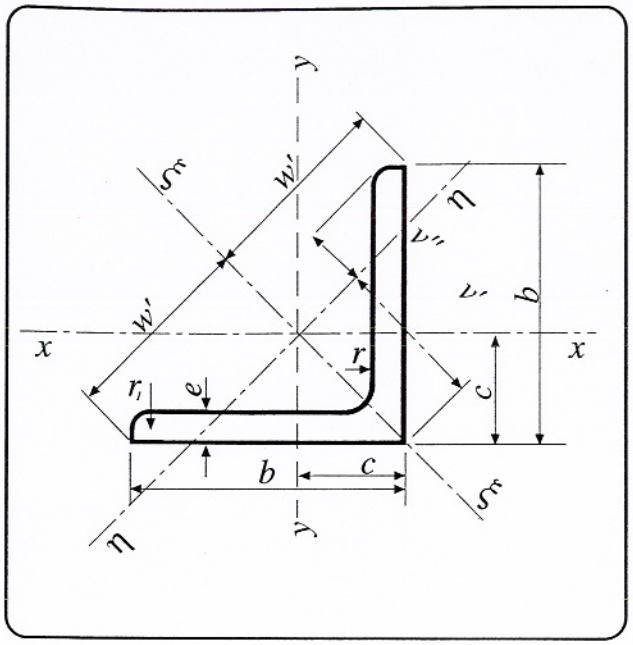


valores estáticos perfiles laminados L

A = Area de la sección
I = Momento de inercia
W = Módulo resistente

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \text{Radio de giro}$$

L	Dimensiones mm				Sección A	Peso P	Posición de los ejes cm				Referido a los ejes							
											x-x = y-y			$\xi - \xi$		$\eta - \eta$		
	b	e	r	r_1	cm2	kg/m	c	w'	v'	v''	I_x cm4	W_x cm3	i_x cm	I_ξ cm4	i_ξ cm	I_η cm4	W_η cm3	i_η cm
60x5	60	5	8	4,0	5,82	4,57	1,64	4,24	2,32	2,11	19,4	4,45	1,82	30,7	2,30	8,02	3,45	1,17
60x6	60	6	8	4,0	6,91	5,42	1,69	4,24	2,39	2,11	22,8	5,29	1,82	36,2	2,29	9,43	3,95	1,17
60x8	60	8	8	4,0	9,03	7,09	1,77	4,24	2,50	2,14	29,2	6,89	1,80	46,2	2,26	12,20	4,86	1,16
60x10	60	10	8	4,0	11,10	8,69	1,85	4,24	2,61	2,17	34,9	8,41	1,78	55,1	2,23	14,80	5,67	1,16
70x6	70	6	9	4,5	8,13	6,38	1,93	4,95	2,73	2,46	36,9	7,27	2,13	58,5	2,68	15,30	5,59	1,37
70x7	70	7	9	4,5	9,40	7,38	1,97	4,95	2,79	2,47	42,3	8,41	2,12	67,1	2,67	17,50	6,27	1,36
70x8	70	8	9	4,5	10,60	8,36	2,01	4,95	2,85	2,47	47,5	9,52	2,11	75,3	2,66	19,70	6,91	1,36
70x10	70	10	9	4,5	13,10	10,30	2,09	4,95	2,96	2,50	57,2	11,70	2,09	90,5	2,63	23,9	8,10	1,35
80x8	80	8	10	5,0	12,30	9,63	2,26	5,66	3,19	2,82	72,2	12,60	2,43	115,0	3,06	29,90	9,36	1,56
80x10	80	10	10	5,0	15,10	11,90	2,34	5,66	3,30	2,85	87,5	13,40	2,41	139,0	3,03	36,30	11,00	1,55
80x12	80	12	10	5,0	17,90	14,00	2,41	5,66	3,41	2,89	102,0	18,20	2,39	161,0	3,00	42,70	12,50	1,55
90x8	90	8	11	5,5	13,90	10,90	2,50	6,36	3,53	3,17	104,0	16,10	2,74	166,0	3,45	43,10	12,20	1,76
90x10	90	10	11	5,5	17,10	13,40	2,58	6,36	3,65	3,19	127,0	19,80	2,72	201,0	3,43	52,50	14,90	1,75
90x12	90	12	11	5,5	20,30	15,90	2,66	6,36	3,76	3,22	148,0	23,30	2,70	234,0	3,40	61,70	16,80	1,74

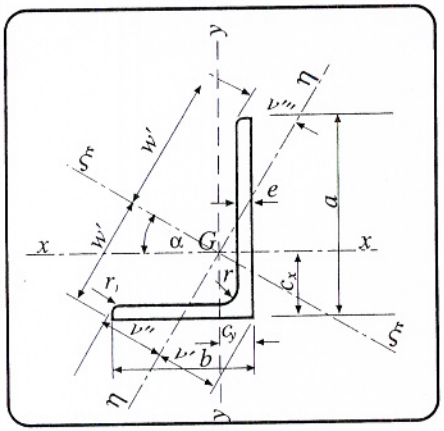


valores estáticos perfiles laminados L

A = Area de la sección
I = Momento de inercia
W = Módulo resistente

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \text{Radio de giro}$$

L	Dimensiones mm				Sección A	Peso P	Posición de los ejes cm				Referido a los ejes							
											x-x = y-y			$\xi - \xi$		$\eta - \eta$		
	b	e	r	r_1	cm2	kg/m	c	w'	v'	v''	I_x cm4	W_x cm3	i_x cm	I_ξ cm4	i_ξ cm	I_η cm4	W_η cm3	i_η cm
100x8	100	8	12	6,0	15,5	12,2	2,74	7,07	3,87	3,52	145	19,9	3,06	230	3,85	59,8	15,5	1,96
100x10	100	10	12	6,0	19,2	15,0	2,82	7,07	3,99	3,54	177	24,6	3,04	280	3,83	72,9	18,3	1,95
100x12	100	12	12	6,0	22,7	17,8	2,90	7,07	4,11	3,57	207	29,1	3,02	328	3,80	85,7	20,9	1,94
100x15	100	15	12	6,0	27,9	21,9	3,02	7,07	4,27	3,61	249	25,6	2,89	393	3,75	104,0	24,4	1,93
120x10	120	10	13	6,5	23,2	18,2	3,31	8,49	4,69	4,23	313	36,0	3,67	497	4,63	129,0	27,5	2,36
120x12	120	12	13	6,5	27,5	21,6	3,40	8,49	4,80	4,28	368	42,7	3,65	584	4,60	152,0	31,5	2,35
120x15	120	15	13	6,5	33,9	26,6	3,51	8,49	4,97	4,31	445	52,4	3,62	705	4,56	185,0	37,1	2,33
150x12	150	12	16	8,0	34,8	27,3	4,12	10,60	5,83	5,29	737	67,7	4,60	1170	5,80	303,0	52,0	2,95
150x15	150	15	16	8,0	43,0	33,8	4,25	10,60	6,01	5,33	898	83,5	4,57	1430	5,76	370,0	61,6	2,93
150x18	150	18	16	8,0	51,0	40,1	4,37	10,60	6,17	5,38	1050	98,7	4,54	1670	5,71	435,0	70,4	2,92
180x15	180	15	18	9,0	52,1	40,9	4,98	12,70	7,05	6,36	1590	122,0	5,52	2520	6,96	653,0	92,6	3,54
180x18	180	18	18	9,0	61,9	48,6	5,10	12,70	7,22	6,41	1870	145,0	5,49	2960	6,92	768,0	106,0	3,52
180x20	180	20	18	9,0	68,3	53,7	5,18	12,70	7,33	6,44	2040	159,0	5,47	3240	6,89	843,0	115,0	3,51
200x16	200	16	18	9,0	61,8	48,5	5,52	14,10	7,81	7,09	2540	162,0	6,16	3720	7,76	960,0	123,0	3,94
200x18	200	18	18	9,0	69,1	54,2	5,60	14,10	7,93	7,12	2600	181,0	6,13	4130	7,73	1070,0	135,0	3,93
200x20	200	20	18	9,0	76,3	59,9	5,68	14,10	8,04	7,15	2850	199,0	6,11	4530	7,70	1170,0	146,0	3,92
200x24	200	24	18	9,0	90,6	71,1	5,84	14,10	8,26	7,21	3330	235,0	6,06	5280	7,64	1380,0	167,0	3,90

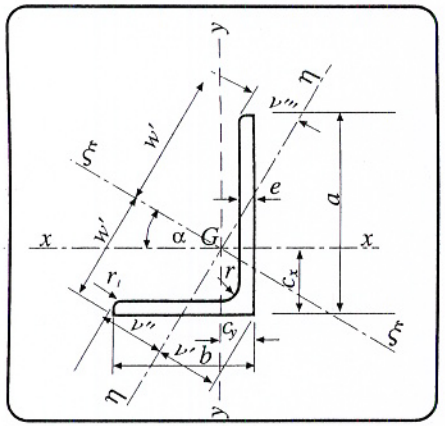


valores estáticos perfiles laminados LD

A = Area de la sección
I = Momento de inercia
W = Módulo resistente
$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$ = Radio de giro

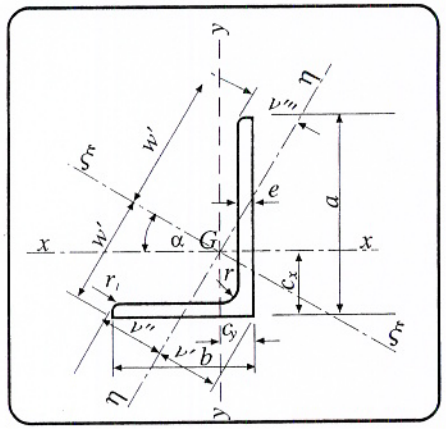
LD	Dimensiones mm					Sección A cm2	Peso P kg/m	Posición de los ejes cm							Referido a los ejes									
															x - x			y - y			ξ − ξ		η − η	
	a	b	e	r	r_1			c_x cm	c_y cm	v' cm	v'' cm	v''' cm	w' cm	tgα	I_x cm4	W_x cm3	i_x cm	I_y cm4	W_y cm3	i_y cm	I_ξ cm4	i_ξ cm	I_η cm4	i_η cm
30 x 20 x 3	30	20	3	4	2,0	1,43	1,12	0,99	0,50	0,86	1,04	0,56	2,05	0,428	1,25	0,62	0,93	0,44	0,29	0,55	1,43	1,00	0,26	0,42
30 x 20 x 4	30	20	4	4	2,0	1,86	1,46	1,03	0,54	0,91	1,04	0,58	2,02	0,421	1,59	0,81	0,92	0,55	0,38	0,55	1,81	0,99	0,33	0,42
30 x 20 x 5	30	20	5	4	2,0	2,27	1,78	1,07	0,58	0,94	1,04	0,60	2,00	0,412	1,90	0,98	0,91	0,66	0,46	0,54	2,15	0,97	0,40	0,42
40 x 20 x 3	40	20	3	4	2,0	1,73	1,36	1,42	0,44	0,79	1,19	0,46	2,61	0,257	2,80	1,09	1,27	0,47	0,30	0,52	2,96	1,31	0,31	0,42
40 x 20 x 4	40	20	4	4	2,0	2,26	1,77	1,47	0,48	0,83	1,17	0,50	2,58	0,252	3,59	1,42	1,26	0,60	0,39	0,51	3,80	1,30	0,39	0,42
40 x 20 x 5	40	20	5	4	2,0	2,77	2,17	1,51	0,52	0,86	1,16	0,53	2,55	0,245	4,32	1,75	1,25	0,71	0,48	0,51	4,55	1,28	0,48	0,42
40 x 25 x 4	40	25	4	4	2,0	2,46	1,93	1,36	0,62	1,06	1,35	0,68	2,69	0,381	3,89	1,47	1,26	1,16	0,62	0,69	4,35	1,33	0,70	0,53
40 x 25 x 5	40	25	5	4	2,0	3,02	2,37	1,40	0,66	1,11	1,35	0,70	2,66	0,375	4,69	1,81	1,25	1,39	0,76	0,68	5,23	1,32	0,85	0,53
45 x 30 x 4	45	30	4	4	2,0	2,86	2,24	1,48	0,74	1,27	1,58	0,83	3,06	0,434	5,77	1,91	1,42	2,05	0,91	0,85	6,63	1,52	1,19	0,65
45 x 30 x 5	45	30	5	4	2,0	3,52	2,76	1,52	0,78	1,32	1,57	0,85	3,04	0,429	6,98	2,35	1,41	2,47	1,11	0,84	8,00	1,51	1,45	0,64
60 x 30 x 5	60	30	5	6	3,0	4,29	3,37	2,15	0,68	1,20	1,77	0,72	3,89	0,256	15,50	4,04	1,90	2,60	1,12	0,78	16,50	1,96	1,70	0,63
60 x 30 x 6	60	30	6	6	3,0	5,08	3,99	2,20	0,72	1,23	1,75	0,75	3,86	0,252	18,20	4,78	1,89	3,02	1,32	0,77	19,20	1,95	1,99	0,63
60 x 40 x 5	60	40	5	6	3,0	4,79	3,76	1,96	0,97	1,68	2,10	1,10	4,10	0,434	17,20	4,25	1,89	6,11	2,02	1,13	19,80	2,03	3,54	0,86
60 x 40 x 6	60	40	6	6	3,0	5,68	4,46	2,00	1,01	1,72	2,10	1,12	4,08	0,431	20,10	5,03	1,88	7,12	2,38	1,12	23,10	2,02	4,15	0,86
60 x 40 x 7	60	40	7	6	3,0	6,55	5,14	2,04	1,05	1,77	2,09	1,14	4,06	0,427	22,90	5,79	1,87	8,07	2,74	1,11	26,30	2,00	4,75	0,85
65 x 50 x 5	65	50	5	6	3,0	5,54	4,35	1,99	1,25	2,08	2,39	1,50	4,53	0,577	23,20	5,14	2,05	11,90	3,19	1,47	28,80	2,28	6,32	1,07
65 x 50 x 6	65	50	6	6	3,0	6,58	5,16	2,04	1,29	2,13	2,39	1,51	4,52	0,575	27,20	6,10	2,03	14,00	3,77	1,46	33,80	2,27	7,43	1,06
65 x 50 x 7	65	50	7	6	3,0	7,60	5,96	2,08	1,33	2,19	2,39	1,52	4,50	0,572	31,10	7,03	2,02	15,90	4,34	1,45	38,50	2,25	8,51	1,06
65 x 50 x 8	65	50	8	6	3,0	8,60	6,75	2,11	1,37	2,23	2,39	1,53	4,49	0,569	34,80	7,93	2,01	17,70	4,89	1,44	43,00	2,24	9,56	1,05

valores estáticos perfiles laminados LD



A = Area de la sección
I = Momento de inercia
W = Módulo resistente
$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$ = Radio de giro

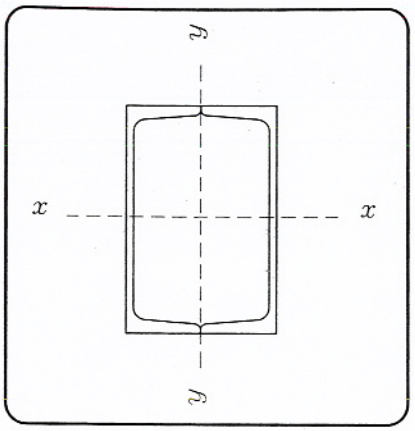
LD	Dimensiones mm					Sección A	Peso P	Posición de los ejes cm							Referido a los ejes									
															x - x			y - y			ξ − ξ		η − η	
	a	b	e	r	r_1	cm2	kg/m	c_x cm	c_y cm	v' cm	v'' cm	v''' cm	w' cm	tgα	I_x cm4	W_x cm3	i_x cm	I_y cm4	W_y cm3	i_y cm	I_ξ cm4	i_ξ cm	I_η cm4	i_η cm
75 x 50 x 5	75	50	5	7	3,5	6,05	4,75	2,39	1,17	2,03	2,65	1,32	5,15	0,436	34,4	6,74	2,38	12,3	3,21	1,43	39,6	2,56	7,11	1,08
75 x 50 x 6	75	50	6	7	3,5	7,19	5,65	2,44	1,21	2,08	2,63	1,35	5,12	0,435	40,5	8,01	2,37	14,4	3,81	1,42	46,6	2,55	8,36	1,08
75 x 50 x 7	75	50	7	7	3,5	8,31	6,53	2,48	1,25	2,13	2,63	1,38	5,10	0,433	46,4	9,24	2,36	16,5	4,39	1,41	53,3	2,53	9,57	1,07
75 x 50 x 8	75	50	8	7	3,5	9,41	7,39	2,52	1,29	2,18	2,62	1,42	5,08	0,430	52,0	10,4	2,35	18,4	4,95	1,40	59,7	2,52	10,80	1,07
80 x 40 x 5	80	40	5	7	3,5	5,80	4,56	2,81	0,84	1,51	2,40	0,91	5,24	0,260	38,2	7,55	2,56	6,49	2,06	1,06	40,5	2,64	4,19	0,85
80 x 40 x 6	80	40	6	7	3,5	6,89	5,41	2,85	0,88	1,55	2,38	0,89	5,20	0,258	44,9	8,73	2,55	7,59	2,44	1,05	47,6	2,63	4,92	0,85
80 x 40 x 7	80	40	7	7	3,5	7,96	6,25	2,90	0,92	1,61	2,36	0,97	5,17	0,256	51,4	10,10	2,54	8,63	2,81	1,04	54,4	2,61	5,64	0,84
80 x 40 x 8	80	40	8	7	3,5	9,01	7,07	2,94	0,96	1,65	2,34	1,04	5,14	0,253	57,6	11,40	2,53	9,61	3,16	1,03	60,9	2,60	6,33	0,84
80 x 60 x 6	80	60	6	8	4,0	8,11	6,37	2,47	1,48	2,50	2,92	1,72	5,57	0,548	51,4	9,29	2,52	24,8	5,49	1,75	62,8	2,78	13,40	1,29
80 x 60 x 7	80	60	7	8	4,0	9,38	7,56	2,51	1,52	2,53	2,92	1,77	5,55	0,546	59,0	10,70	2,51	28,4	6,34	1,74	72,0	2,77	15,40	1,28
80 x 60 x 8	80	60	8	8	4,0	10,60	8,34	2,55	1,56	2,58	2,92	1,80	5,53	0,544	66,3	12,20	2,50	31,8	7,16	1,73	80,8	2,76	17,30	1,27
100 x 50 x 6	100	50	6	9	4,5	8,73	6,85	3,49	1,04	1,91	3,00	1,15	6,56	0,260	89,7	13,80	3,21	15,3	3,85	1,32	95,1	3,30	9,85	1,06
100 x 50 x 7	100	50	7	9	4,5	10,10	7,93	3,54	1,08	1,93	2,98	1,15	6,52	0,259	103	16,00	3,20	17,4	4,46	1,31	109,0	3,29	11,30	1,06
100 x 50 x 8	100	50	8	9	4,5	11,40	8,99	3,59	1,12	2,00	2,96	1,18	6,49	0,257	116	18,10	3,18	19,5	5,04	1,31	123,0	3,28	12,70	1,05
100 x 50 x 10	100	50	10	9	4,5	14,10	11,10	3,67	1,20	2,08	2,93	1,22	6,43	0,253	141	22,20	3,16	23,4	6,17	1,29	149,0	3,25	15,40	1,05
100 x 65 x 7	100	65	7	10	5,0	11,20	8,77	3,23	1,51	2,66	3,48	1,73	6,83	0,415	113	16,60	3,17	57,6	7,53	1,83	128,0	3,39	22,00	1,40
100 x 65 x 8	100	65	8	10	5,0	12,70	9,94	3,27	1,55	2,68	3,47	1,73	6,81	0,414	127	18,90	3,16	52,2	8,54	1,83	144,0	3,37	24,80	1,40
100 x 65 x 10	100	65	10	10	5,0	15,60	12,3	3,36	1,63	2,78	3,45	1,78	6,76	0,410	154	23,20	3,14	51,0	10,5	1,81	175,0	3,35	30,10	1,39
100 x 75 x 8	100	75	8	10	5,0	13,50	10,60	3,10	1,87	3,12	3,65	2,19	6,95	0,547	133	19,30	3,14	64,1	11,4	2,18	163,0	3,47	34,60	1,60
100 x 75 x 10	100	75	10	10	5,0	16,60	13,00	3,19	1,95	3,23	3,65	2,24	6,92	0,544	162	23,80	3,12	77,6	14,0	2,16	197,0	3,45	42,20	1,59
100 x 75 x 12	100	75	12	10	5,0	19,70	15,40	3,27	2,03	3,34	3,65	2,29	6,89	0,540	189	28,00	3,10	90,2	16,5	2,14	230,0	3,42	49,50	1,59



valores estáticos perfiles laminados LD

A = Area de la sección
I = Momento de inercia
W = Módulo resistente
$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$ = Radio de giro

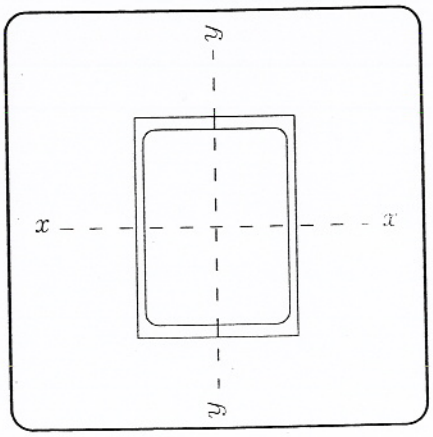
LD	Dimensiones mm					Sección	Peso	Posición de los ejes cm							Referido a los ejes							
															x - x			y - y			ξ – ξ		η – η	
	a	b	e	r	r_1	A cm2	P kg/m	c_x cm	c_y cm	v' cm	v'' cm	v''' cm	w' cm	tgα	I_x cm4	W_x cm3	i_x cm	I_y cm4	W_y cm3	i_y cm	I_ξ cm4	i_ξ cm	I_η cm4	i_η cm
120 x 80 x 8	120	80	8	11	5,5	15,5	12,2	3,83	1,87	3,27	4,23	2,16	8,23	0,437	226	27,6	3,82	80,8	13,2	2,28	260	4,10	46,6	1,73
120 x 80 x 10	120	80	10	11	5,5	19,1	15,0	3,92	1,95	3,37	4,21	2,19	8,19	0,435	276	34,1	3,80	98,1	16,2	2,26	317	4,07	56,8	1,72
120 x 80 x 12	120	80	12	11	5,5	22,7	17,8	4,00	2,03	3,46	4,20	2,25	8,15	0,431	323	40,4	3,77	114,0	19,1	2,24	371	4,04	76,6	1,71
130 x 65 x 8	130	65	8	11	5,5	15,1	11,8	4,56	1,37	2,49	3,90	1,47	8,51	0,261	263	31,1	4,17	44,8	8,2	1,72	278	4,30	28,9	1,38
130 x 65 x 10	130	65	10	11	5,5	18,6	14,6	4,65	1,45	2,58	3,86	1,54	8,44	0,258	320	38,4	4,15	54,2	10,7	1,71	339	4,27	35,2	1,37
130 x 65 x 12	130	65	12	11	5,5	22,1	17,3	4,74	1,53	2,66	3,83	1,60	8,38	0,255	375	45,4	4,12	63,0	12,7	1,69	397	4,24	41,2	1,37
150 x 75 x 9	150	75	9	11	5,5	19,6	15,4	5,27	1,57	2,90	4,50	1,72	9,81	0,262	456	46,9	4,83	78,3	13,2	2,00	484	4,97	50,4	1,60
150 x 75 x 10	150	75	10	11	5,5	21,6	17,0	5,32	1,61	2,90	4,48	1,73	9,77	0,261	501	51,8	4,81	85,8	14,6	1,99	532	4,96	55,3	1,60
150 x 75 x 12	150	75	12	11	5,5	25,7	20,2	5,41	1,69	2,99	4,45	1,81	9,71	0,259	589	61,4	4,79	99,9	17,2	1,97	624	4,93	64,9	1,59
150 x 75 x 15	150	75	15	11	5,5	31,6	24,8	5,53	1,81	3,11	4,41	1,91	9,62	0,254	713	75,3	4,75	120,0	21,0	1,94	754	4,88	78,8	1,58
150 x 90 x 10	150	90	10	12	6,0	23,2	18,2	5,00	2,04	3,60	5,03	2,24	10,1	0,361	533	53,3	4,80	146,0	21,0	2,51	591	5,05	88,0	1,95
150 x 90 x 12	150	90	12	12	6,0	27,5	21,6	5,08	2,12	3,70	5,00	2,30	10,1	0,358	627	63,3	4,77	171,0	24,8	2,49	695	5,02	104,0	1,94
150 x 90 x 15	150	90	15	12	6,0	33,9	26,6	5,21	2,23	3,84	4,98	2,46	9,98	0,354	761	77,7	4,74	205,0	30,4	2,46	841	4,98	126,0	1,93
200 x 100 x 10	200	100	10	15	7,5	29,2	23,0	6,93	2,01	3,75	6,05	2,22	13,2	0,265	1220	93,2	6,46	210,0	26,3	2,68	1290	6,65	135,0	2,15
200 x 100 x 12	200	100	12	15	7,5	34,8	27,3	7,03	2,10	3,84	6,00	2,26	13,1	0,262	1440	111,0	6,43	247,0	31,3	2,67	1530	6,63	159,0	2,14
200 x 100 x 15	200	100	15	15	7,5	43,0	33,7	7,16	2,22	3,94	5,95	2,37	13,0	0,260	1760	137,0	6,40	299,0	38,4	2,64	1860	6,58	194,0	2,12
200 x 150 x 10	200	150	10	15	7,5	34,2	26,9	5,99	3,53	5,98	7,35	4,55	14,0	0,553	1400	99,6	6,38	680,0	59,2	4,46	1710	7,07	364,0	3,26
200 x 150 x 12	200	150	12	15	7,5	40,8	32,0	6,08	3,61	6,09	7,34	4,17	13,9	0,552	1650	119,0	6,36	803,0	70,5	4,44	2030	7,05	430,0	3,25
200 x 150 x 15	200	150	15	15	7,5	50,5	39,6	6,21	3,73	6,26	7,33	3,99	13,9	0,551	2020	147,0	6,33	979,0	86,9	4,40	2480	7,00	526,0	3,23
200 x 150 x 18	200	150	18	15	7,5	60,0	47,1	6,33	3,85	6,41	7,33	3,69	13,8	0,548	2380	174,0	6,29	1150,0	103,0	4,37	2900	6,96	618,0	3,21



valores estáticos perfiles laminados 2 UPN

A = Area de la sección
I = Momento de inercia
W = Módulo resistente
$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$ = Radio de giro

2 UPN	Sección A cm2	Peso P kg/m	Referido al eje x-x			Referido al eje y-y		
			I_x cm4	W_x cm3	i_x cm	I_y cm4	W_y cm3	i_y cm
80	22	17,28	212	53,0	3,10	243	54,1	3,33
100	27	21,20	412	82,4	3,91	380	76,0	3,75
120	34	26,80	728	121,0	4,62	604	110,0	4,21
140	40,8	32,00	1210	173,0	5,45	862	144,0	4,59
160	48	37,60	1850	232,0	6,21	1210	187,0	5,03
180	56	44,00	2700	300,0	6,95	1670	239,0	5,47
200	64,4	50,60	3820	382,0	7,70	2240	298,0	5,89
220	74,8	58,80	5380	490,0	8,48	2960	370,0	6,29
240	84,6	66,40	7200	600,0	9,22	3820	450,0	6,72
260	96,6	75,80	9640	742,0	9,99	4890	544,0	7,12
280	107	83,60	12560	896,0	10,90	5980	629,0	7,49
300	118	92,40	16060	1070,0	11,70	7260	726,0	7,86

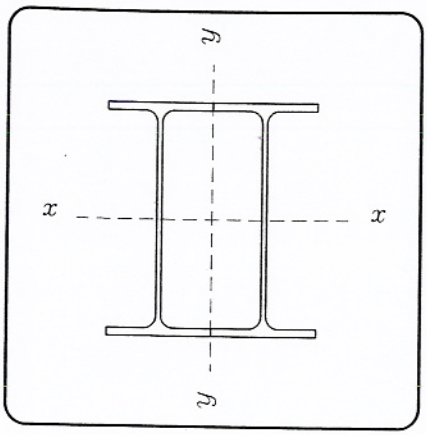


valores estáticos perfiles laminados 2 UAP

A = Area de la sección
I = Momento de inercia
W = Módulo resistente

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \text{Radio de giro}$$

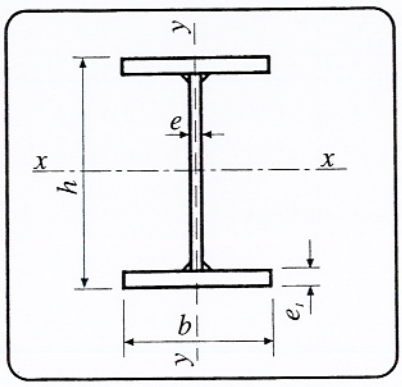
2 UAP	Sección A cm^2	Peso P kg/m	Referido al eje x-x			Referido al eje y-y		
			I_x cm^4	W_x cm^3	i_x cm	I_y cm^4	W_y cm^3	i_y cm
80	21,36	16,76	214	106	3,17	241	53,6	3,36
100	26,76	21,00	419	83,8	3,96	384	76,8	3,78
130	35,00	27,40	919	141,4	5,12	635	115,4	4,25
150	45,68	35,80	1592	212,2	5,90	1217	187,2	5,16
175	54,12	42,40	2540	290,2	6,85	1693	241,9	5,59
200	63,96	50,20	3892	389,2	7,80	2330	310,7	6,03
220	72,54	57,00	5420	492,8	8,64	3047	380,9	6,48
250	87,60	68,80	8274	661,8	9,72	4134	486,3	6,86
300	117,10	92,00	16342	1089,4	11,81	8193	819,3	8,36



valores estáticos perfiles laminados 2 IPE

A = Area de la sección
I = Momento de inercia
W = Módulo resistente
$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$ = Radio de giro

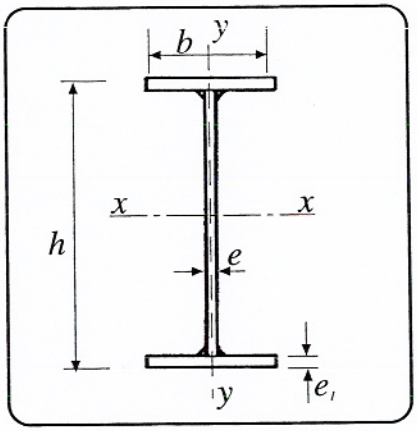
2 IPE	Sección A cm2	Peso P kg/m	Referido al eje x-x			Referido al eje y-y		
			I_x cm4	W_x cm3	i_x cm	I_y cm4	W_y cm3	i_y cm
140	32,8	25,8	1080	155	5,74	527	72,2	4,01
160	40,2	31,6	1740	218	6,58	812	99,1	4,50
180	47,8	37,6	2640	292	7,52	1190	131	4,99
200	57,0	44,8	3880	388	8,26	1710	171	5,48
220	66,8	52,4	5540	504	9,11	2430	221	6,03
240	78,2	61,4	7780	648	9,97	3380	282	6,58
270	91,8	72,2	11580	858	11,20	5020	372	7,40
300	108,0	84,4	16720	1110	12,50	7260	484	8,21
330	125,0	98,2	23540	1430	13,70	9590	599	8,75
360	145,0	114,2	32540	1810	15,00	12590	740	9,30
400	169,0	132,6	46260	2320	16,50	16330	907	9,83
450	198,0	155,2	67480	3000	18,50	21190	1120	10,4
500	232,0	181,4	96400	3860	20,40	27480	1370	10,9
550	268,0	212,0	134200	4880	22,30	34890	1660	11,4
600	312,0	244,0	184200	6140	24,30	44530	2020	11,9



valores estáticos perfiles laminados IPES

A = Area de la sección
I = Momento de inercia
W = Módulo resistente
$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$ = Radio de giro

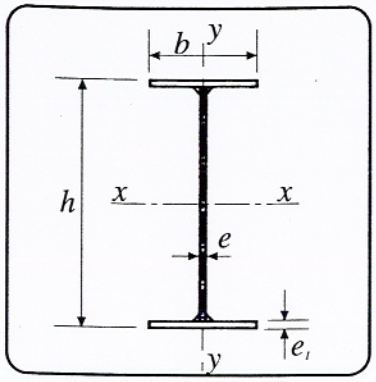
IPES	Dimensiones mm				Sección A cm2	Peso P kg/m	Referido al eje x-x			Referido al eje y-y		
	h mm	b mm	e mm	e_1 mm			I_x cm4	W_x cm3	i_x cm	I_y cm4	W_y cm3	i_y cm
650	650	225	12	20	163	128	112000	3446	26,2	3795	337	4,8
700	700	230	12	20	171	134	135101	3860	28,1	4055	352	4,9
750	750	235	15	25	222	174	197277	5260	29,8	5407	460	4,9
800	800	240	15	25	232	182	232921	5823	31,7	5760	480	5,0
850	850	245	15	25	242	190	272441	6410	33,5	6127	500	5,0
900	900	250	15	30	275	216	357925	7953	36,0	7812	624	5,3
950	950	255	15	30	286	224	411868	8670	37,9	8290	650	5,4
1000	1000	260	15	30	296	233	470773	9415	39,8	8787	675	5,4



valores estáticos perfiles laminados HEBS

A = Area de la sección
I = Momento de inercia
W = Módulo resistente
$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$ = Radio de giro

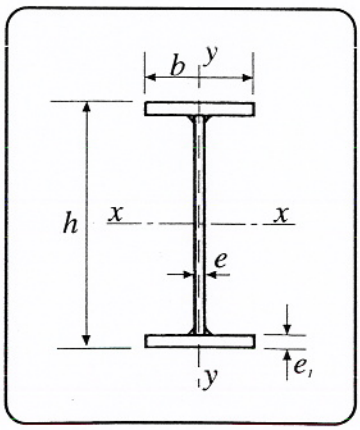
HEBS	Dimensiones mm				Sección A cm2	Peso P kg/m	Referido al eje x-x			Referido al eje y-y		
	h mm	b mm	e mm	e_1 mm			I_x cm4	W_x cm3	i_x cm	I_y cm4	W_y cm3	i_y cm
500	500	300	15	30	245	193	110052	4402	21,2	13499	899	7,4
550	550	300	15	30	253	198	136386	4959	23,2	13499	899	7,3
600	600	300	15	30	260	204	165887	5529	25,2	13499	899	7,2
650	650	300	15	30	268	210	198652	6112	27,2	13499	899	7,1
700	700	300	20	35	335	263	273842	7824	28,5	15749	1049	6,8
800	800	300	20	35	355	279	372079	9301	32,3	15749	1049	6,7
900	900	300	20	35	375	295	488115	10847	36,0	15749	1049	6,5
1000	1000	300	20	35	395	310	622952	12459	39,7	15749	1049	6,3



valores estáticos perfiles laminados HEAS

A = Area de la sección
I = Momento de inercia
W = Módulo resistente
$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$ = Radio de giro

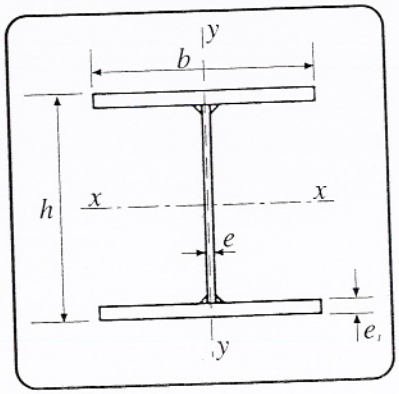
HEAS	Dimensiones mm				Sección A cm2	Peso P kg/m	Referido al eje x-x			Referido al eje y-y		
	h mm	b mm	e mm	e_1 mm			I_x cm4	W_x cm3	i_x cm	I_y cm4	W_y cm3	i_y cm
500	500	300	12	25	203	160	93721	3748	21,4	11249	749	7,4
550	550	300	12	25	209	164	115859	4213	23,5	11249	749	7,3
600	600	300	12	25	215	169	140621	4687	25,5	11249	749	7,2
650	650	300	15	25	239	188	173484	5337	26,9	11249	749	6,8
700	700	300	15	25	247	194	205187	5862	28,8	11249	749	6,7
800	800	300	15	30	290	228	317457	7936	33,0	13499	899	6,8
900	900	300	15	30	305	240	414692	9215	36,8	13499	899	6,6
1000	1000	300	15	30	320	251	527227	10544	40,5	13499	899	6,5



valores estáticos perfiles laminados HEMS

A = Area de la sección
I = Momento de inercia
W = Módulo resistente
$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$ = Radio de giro

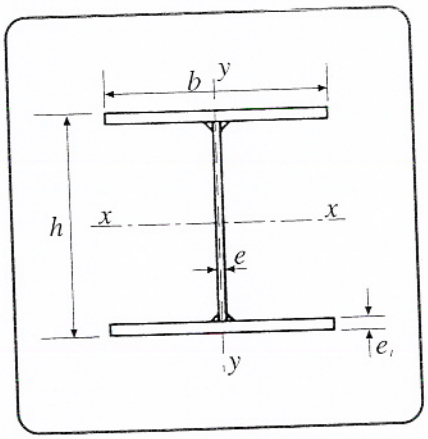
HEMS	Dimensiones mm				Sección A cm2	Peso P kg/m	Referido al eje x-x			Referido al eje y-y		
	h mm	b mm	e mm	e_1 mm			I_x cm4	W_x cm3	i_x cm	I_y cm4	W_y cm3	i_y cm
500	500	300	20	40	323	254	139308	5572	20,7	18000	1200	7,5
550	550	300	20	40	333	262	173363	6304	22,8	18000	1200	7,3
600	600	300	20	40	343	270	211594	7053	24,8	18000	1200	7,2
650	650	300	20	40	353	277	254125	7819	26,8	18000	1200	7,1
700	700	300	20	40	363	285	301081	8602	28,8	18000	1200	7,0
800	800	300	20	40	383	301	408767	10219	32,6	18000	1200	6,8
900	900	300	20	40	403	317	535654	11903	36,4	18000	1200	6,7
1000	1000	300	20	40	423	332	682741	13654	40,1	18000	1200	6,5



valores estáticos perfiles laminados PCBS

A = Area de la sección
I = Momento de inercia
W = Módulo resistente
$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$ = Radio de giro

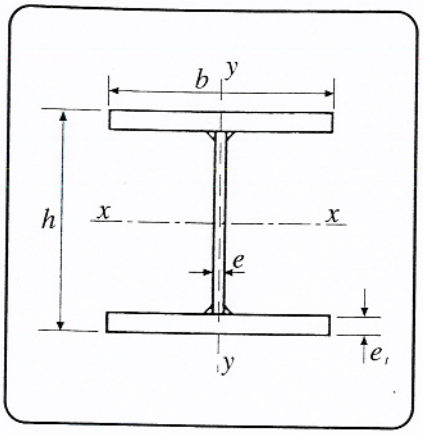
PCBS	Dimensiones mm				Sección A cm2	Peso P kg/m	Referido al eje x-x			Referido al eje y-y		
	h mm	b mm	e mm	e_1 mm			I_x cm4	W_x cm3	i_x cm	I_y cm4	W_y cm3	i_y cm
320	320	320	12	20	161	126	30995	1937	13,8	10922	682	8,2
340	340	340	12	20	171	135	37516	2206	14,8	13101	770	8,7
360	360	360	12	25	217	170	53480	2971	15,7	19440	1080	9,5
400	400	400	15	25	252	198	75671	3783	17,3	25666	1333	10,3
450	450	450	15	25	284	223	109601	4871	19,6	37968	1687	11,5
500	500	500	15	30	365	287	176322	7052	21,9	62499	2499	13,1
550	550	550	15	30	403	316	237785	8646	24,3	83187	3024	14,4
600	600	600	15	30	440	346	312092	10403	26,6	107999	3599	15,6



valores estáticos perfiles laminados PCAS

A = Area de la sección
I = Momento de inercia
W = Módulo resistente
$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$ = Radio de giro

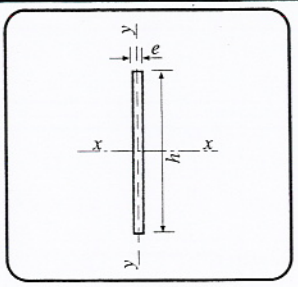
PCAS	Dimensiones mm				Sección A cm2	Peso P kg/m	Referido al eje x-x			Referido al eje y-y		
	h mm	b mm	e mm	e_1 mm			I_x cm4	W_x cm3	i_x cm	I_y cm4	W_y cm3	i_y cm
320	320	320	8	15	119	93	23951	1496	14,2	8192	512	8.3
340	340	340	10	15	132	104	29416	1730	14,9	9825	577	8.6
360	360	360	10	18	161	127	40730	2262	15,9	13996	777	9,3
400	400	400	12	20	203	159	52425	3121	17,5	21333	1066	10,2
450	450	450	12	20	229	179	90097	4004	19,8	30374	1349	11.5
500	500	500	12	25	303	238	150128	6005	22,2	52083	2083	13,1
550	550	550	12	25	334	262	201992	7345	24,6	69322	2520	14.4
600	600	600	12	25	365	287	264606	8820	26,9	89999	2999	15.7



valores estáticos perfiles laminados PCMS

A = Area de la sección
I = Momento de inercia
W = Módulo resistente
$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$ = Radio de giro

PCMS	Dimensiones mm				Sección A cm2	Peso P kg/m	Referido al eje x-x			Referido al eje y-y		
	h mm	b mm	e mm	e_1 mm			I_x cm4	W_x cm3	i_x cm	I_y cm4	W_y cm3	i_y cm
320	320	320	20	40	303	238	52480	3280	13,1	21845	1365	8,5
340	340	340	20	40	323	254	64129	3772	14,1	25202	1541	9,0
360	360	360	20	40	343	270	77386	4299	15,0	31104	1728	9,5
400	400	400	20	40	383	301	109141	5457	16,9	42666	2133	10,5
450	450	450	20	40	433	340	159732	7099	19,2	60749	2699	11,8
500	500	500	20	40	483	379	223948	8957	21,5	83333	3333	13,1
550	550	550	20	40	533	419	303413	11033	23,8	110916	4033	14,4
600	600	600	20	40	583	458	399754	13325	26,2	144000	4800	15,7



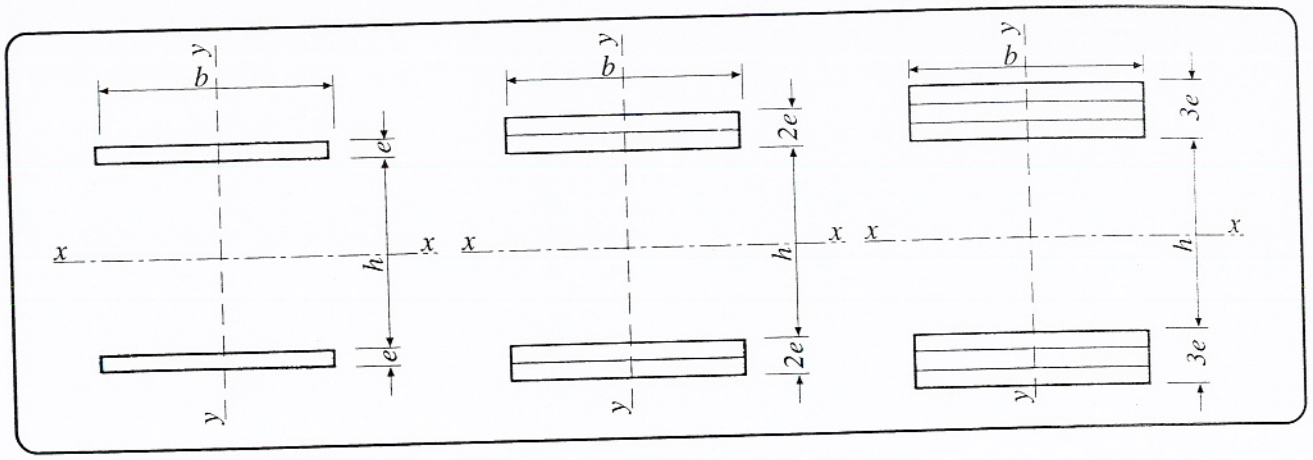
Momentos de inercia para chapas de espesor y alturas variables

valores estáticos platabandas

h mm	Expesor *e* mm							
	8		10		12		15	
	I_x cm4	I_y cm4	I_x cm4	I_y cm4	I_x cm4	I_y cm4	I_x cm4	I_y cm4
50	8,33	0,21	10,4	0,42	12,5	0,72	15,6	1,41
60	14,4	0,26	18,0	0,50	21,6	0,86	27,0	1,69
70	22,9	0,30	28,6	0,58	34,3	1,01	42,9	1,97
80	34,1	0,34	42,7	0,67	51,2	1,15	64,0	2,25
90	48,6	0,38	60,8	0,75	72,9	1,30	91,1	2,53
100	66,7	0,43	83,3	0,83	100,0	1,44	125,0	2,81
110	88,7	0,47	111,0	0,92	133,0	1,58	166,0	3,09
120	115,0	0,51	144,0	1,00	173,0	1,73	216,0	3,38
130	147,0	0,55	183,0	1,08	220,0	1,87	275,0	3,66
140	183,0	0,60	228,0	1,17	274,0	2,02	343,0	3,94
150	225,0	0,64	282,0	1,25	338,0	2,16	423,0	4,22
160	273,0	0,68	342,0	1,33	410,0	2,30	513,0	4,50
170	328,0	0,73	409,0	1,42	491,0	2,45	614,0	4,78
180	389,0	0,77	486,0	1,50	583,0	2,59	729,0	5,06
190	457,0	0,81	572,0	1,58	686,0	2,74	857,0	5,34
200	533,0	0,85	667,0	1,67	800,0	2,88	1000,0	5,63
210	617,0	0,90	772,0	1,75	926,0	3,02	1158,0	5,91
220	710,0	0,94	887,0	1,83	1065,0	3,17	1331,0	6,19
230	811,0	0,98	1014,0	1,92	1217,0	3,31	1521,0	6,47
240	922,0	1,02	1152,0	2,00	1382,0	3,46	1728,0	6,75
250	1042,0	1,07	1302,0	2,08	1563,0	3,60	1954,0	7,03
260	1172,0	1,11	1465,0	2,17	1758,0	3,74	2198,0	7,31
270	1312,0	1,15	1640,0	2,25	1968,0	3,88	2460,0	7,59
280	1463,0	1,19	1829,0	2,33	2195,0	4,03	2744,0	7,88
290	1626,0	1,24	2032,0	2,42	2439,0	4,17	3048,0	8,15
300	1800,0	1,28	2250,0	2,50	2700,0	4,32	3375,0	8,44
310	1986,0	1,32	2483,0	2,58	2979,0	4,46	3724,0	8,72
320	2184,0	1,37	2731,0	2,67	3277,0	4,61	4096,0	9,00
330	2396,0	1,41	2995,0	2,75	3594,0	4,75	4492,0	9,28
340	2620,0	1,45	3275,0	2,83	3930,0	4,90	4913,0	9,56
350	2858,0	1,49	3573,0	2,92	4288,0	5,04	5360,0	9,84
360	3110,0	1,54	3888,0	3,00	4666,0	5,18	5833,0	10,10
370	3377,0	1,58	4221,0	3,08	5065,0	5,32	6332,0	10,40
380	3658,0	1,62	4572,0	3,17	5487,0	5,47	6859,0	10,70
390	3955,0	1,66	4943,0	3,25	5932,0	5,61	7415,0	10,90
400	4267,0	1,71	5333,0	3,33	6400,0	5,76	8000,0	11,20
410	4594,0	1,75	5743,0	3,42	6892,0	5,90	8615,0	11,50
420	4939,0	1,79	6174,0	3,50	7409,0	6,05	9261,0	11,80
425	5118,0	1,81	6397,0	3,54	7677,0	6,12	9596,0	12,00
430	5300,0	1,84	6626,0	3,58	7951,0	6,19	9938,0	12,10
440	5679,0	1,88	7099,0	3,67	8518,0	6,33	10648,0	12,30
450	6075,0	1,92	7594,0	3,75	9113,0	6,48	11391,0	12,70
460	6489,0	1,96	8111,0	3,83	9734,0	6,62	12167,0	12,90
470	6922,0	2,01	8652,0	3,92	10382,0	6,76	12978,0	13,20
475	7145,0	2,03	8931,0	3,96	10717,0	6,84	13396,0	13,40
480	7373,0	2,05	9216,0	4,00	11059,0	6,91	13824,0	13,50
490	7843,0	2,09	9804,0	4,08	11765,0	7,05	14706,0	13,80

h mm	Expesor *e* mm							
	8		10		12		15	
	I_x cm4	I_y cm4	I_x cm4	I_y cm4	I_x cm4	I_y cm4	I_x cm4	I_y cm4
500	8333	2,13	10417	4,17	12500	7,20	15625	14,1
510	8843	2,18	11054	4,25	13265	7,34	16581	14,3
520	9374	2,22	11717	4,33	14061	7,49	17576	14,6
530	9925	2,26	12406	4,42	14888	7,63	18610	14,9
540	10498	2,30	13122	4,50	15746	7,78	19683	15,2
550	11092	2,35	13865	4,58	16638	7,92	20797	15,5
560	11708	2,39	14635	4,67	17562	8,06	21952	15,8
570	12346	2,43	15433	4,75	18519	8,21	23149	16,0
580	13007	2,74	16259	4,83	19511	8,35	24389	16,3
590	13692	2,52	17115	4,92	20538	8,50	25672	16,6
600	14400	2,56	18000	5,00	21600	8,64	27000	16,9
610	15132	2,60	18915	5,08	22698	8,78	28372	17,1
620	15889	2,65	19861	5,17	23833	8,90	29791	17,4
630	16670	2,68	20837	5,25	25004	9,06	31255	17,7
640	17476	2,72	21845	5,33	26214	9,20	32767	17,9
650	18308	2,77	22886	5,42	27463	9,36	34328	18,3
660	19166	2,82	23958	5,50	28750	9,50	35937	18,6
670	20050	2,86	25064	5,58	30077	9,64	37596	18,9
680	20962	2,90	26202	5,67	31442	9,76	39303	19,1
690	21900	2,94	27376	5,75	32851	9,92	41064	19,4
700	22867	2,99	28583	5,83	34300	10,1	42875	19,7
750	28125	3,20	35157	6,25	42188	10,8	52735	21,1
800	34133	3,41	42667	6,67	51200	11,5	64000	22,5
850	40949	3,63	51177	7,08	61413	12,2	76766	23,9
900	48600	3,84	60750	7,50	72900	13,0	91125	25,3
950	57158	4,05	71448	7,92	85738	13,7	107173	26,7
1000	66667	4,27	83333	8,33	100000	14,4	125000	28,1
1050	77175	4,48	96469	8,75	115763	15,1	144704	29,5
1100	88733	4,69	110916	9,17	133100	15,8	166375	30,9
1150	101392	4,91	126740	9,58	152088	16,6	190110	32,3
1200	115200	5,12	144000	10,00	172800	17,3	216000	33,8
1250	130209	5,33	162761	10,40	195313	18,0	244141	35,2
1300	146467	5,55	183083	10,80	219700	18,7	274625	36,6
1350	164025	5,76	205032	11,30	246038	19,4	307548	38,0
1400	182933	5,97	228667	11,70	274400	20,2	343000	39,4
1450	203242	6,19	254052	12,10	304863	20,9	381079	40,8
1500	225000	6,40	281250	12,50	337500	21,6	421875	42,2
1600	273066	6,83	341333	13,30	409600	23,0	512000	45,0
1700	327534	7,25	409417	14,20	491300	24,5	614125	47,8
1750	357292	7,46	446615	14,60	535938	25,2	669922	49,2
1800	388800	7,68	486000	15,00	583200	25,9	729000	50,6
1900	457266	8,10	571583	15,80	685900	27,4	857375	53,4
2000	533334	8,53	666667	16,70	800000	28,8	1000000	56,3
2100	617400	8,96	771750	17,50	926100	30,2	1157625	59,1
2200	709867	9,38	887333	18,30	1064800	31,7	1331000	61,9
2250	759375	9,60	949219	18,70	1139062	32,4	1423828	63,3
2300	811133	9,81	1013917	19,20	1216700	33,1	1520875	64,7
2400	921600	10,24	1152000	20,00	1382400	34,6	1728000	67,5
2500	1041667	10,66	1302083	20,80	1562500	36,0	1953125	70,3

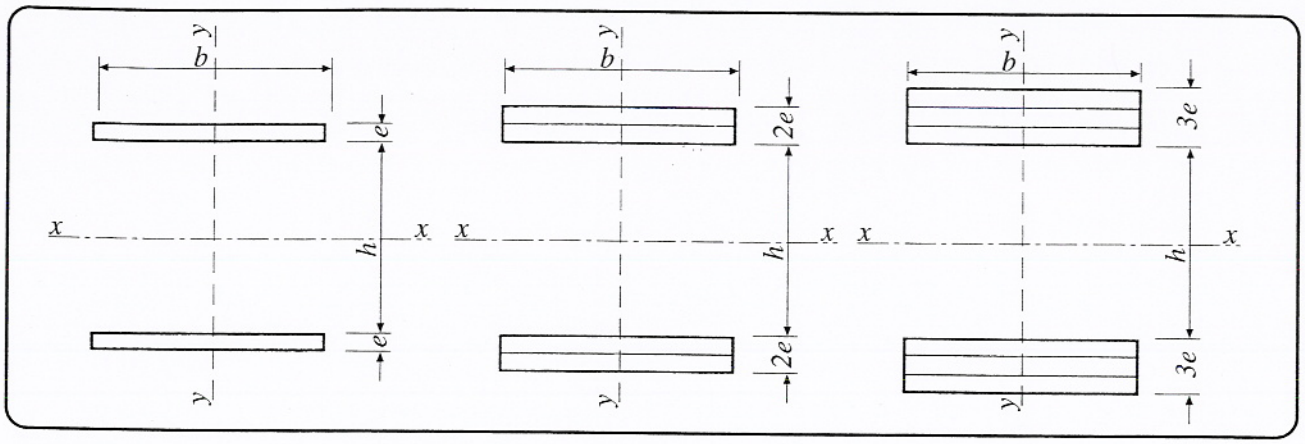
valores estáticos
platabandas



Momentos de inercia I_x para alturas h variables y anchura b = 100mm

h mm	e = 8mm			e = 10mm			e = 12mm			e = 15mm		
	Número de platabandas			Número de platabandas			Número de platabandas			Número de platabandas		
	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
0	3,413	27,31	92,16	6,667	53,33	180	11,52	92,16	311,0	22,50	180,0	607,5
80	310,6	744,1	1321	406,7	1013,3	1860	510,7	1321,0	–	682,5	1860,0	–
100	467,4	1083,3	1868	606,7	1453,3	2580	755,5	1868,2	–	997,5	2580,0	–
120	656,2	1486,5	2511	846,7	1973,3	3420	1048,3	2511,4	–	1372,5	3420,0	–
140	877,0	1953,7	3251	1126,7	2573,3	4380	1389,1	3250,6	–	1807,5	4380,0	–
150	999,4	2211,3	3656	1281,7	2903,3	4905	1577,5	3656,2	–	2047,5	4905,0	–
160	1129,8	2484,9	4086	1446,7	3253,3	5460	1777,9	4085,8	–	2302,5	5460,0	–
180	1414,6	3080,1	5017	1806,7	4013,3	6660	2214,7	5017,0	–	2857,5	6660,0	–
200	1731,4	3739,3	6044	2206,7	4853,3	7980	2699,5	6044,2	–	3472,5	7980,0	–
220	2080,2	4462,5	7167	2646,7	5773,3	9420	3232,3	7167,4	–	4147,5	9420,0	–
240	2461,0	5249,7	8387	3126,7	6773,3	10980	3813,1	8386,6	–	4882,5	10980,0	–
250	2663,4	5667,3	9032	3381,7	7303,3	11805	4121,5	9032,2	14801,0	5272,5	11805,0	–
260	2873,8	6100,9	9702	3646,7	7853,3	12660	4441,9	9701,8	15848,6	5677,5	12660,0	–
280	3318,6	7016,1	11113	4206,7	9013,3	14460	5118,7	11113,0	18051,8	6532,5	14460,0	–
300	3795,4	7995,3	12620	4806,7	10253,3	16380	5843,5	12620,2	20399,0	7447,5	16380,0	26932,5
320	4304,2	9038,5	14223	5446,7	11573,3	18420	6616,3	14223,4	22890,2	8422,5	18420,0	30127,5
340	4845,0	10145,7	15923	6126,7	12973,3	20580	7437,1	15922,6	25525,4	9457,5	20580,0	33502,5
350	5127,4	10723,3	16808	6481,7	13703,3	21705	7865,5	16808,2	26897,0	9997,5	21705,0	35257,5
360	5417,8	11316,9	17718	6846,7	14453,3	22860	8305,9	17717,8	28304,6	10552,5	22860,0	37057,5
380	6022,6	12552,1	19609	7606,7	16013,3	25260	9222,7	19609,0	31227,8	11707,5	25260,0	40792,5
400	6659,4	13851,3	21596	8406,7	17653,3	27780	10187,5	21596,2	34295,0	12922,5	27780,0	44707,5
420	7328,2	15214,5	23679	9246,7	19373,3	30420	11200,3	23679,4	37506,2	14197,5	30420,0	48802,5
425	7500,4	15565,3	24215	9462,9	19815,8	31099	11461,0	24215,2	38331,5	14525,6	31098,8	49854,4
450	8391,4	17379,3	26984	10581,7	22103,3	34605	12809,5	26984,2	42593,0	16222,5	34605,0	55282,5
475	9332,4	19293,1	29903	11762,9	24515,8	38299	14233,0	29903,2	47079,5	18013,1	38298,8	60991,9
480	9526,6	19688,1	30505	12006,7	25013,3	39060	14526,7	30505,0	48003,8	18382,5	39060,0	62167,5
500	10323,0	21307,0	32972	13007,0	27053,0	42180	15732,0	32972,0	51791,0	19898,0	42180,0	66983,0

valores estáticos platabandas

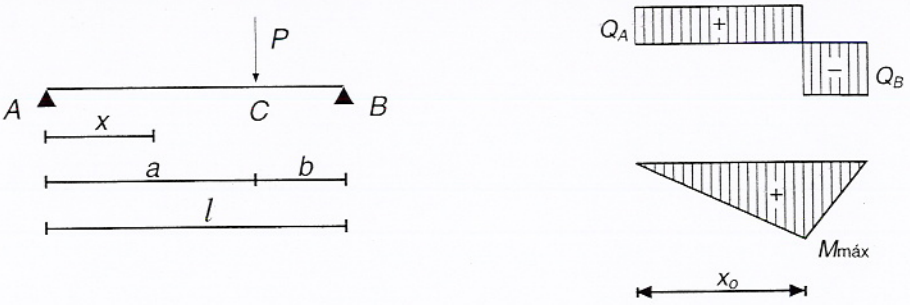


Momentos de inercia I_x para alturas h variables y anchura b = 100mm

h mm	e = 8mm			e = 10mm			e = 12mm			e = 15mm		
	Número de platabandas			Número de platabandas			Número de platabandas			Número de platabandas		
	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
550	12455	25635	39560	15682	32503	50505	18954	39560	61889	23948	50505	79808
600	14787	30363	46748	18607	38453	59580	22476	46748	72887	28373	59580	93758
650	17319	35491	54536	21782	44903	69405	26298	54536	84785	33173	69405	108833
700	20051	41019	62924	25207	51853	79980	30420	62924	97583	38348	79980	125033
750	22983	46947	71912	28882	59303	91305	34842	71912	111281	43898	91305	142358
800	26115	53275	81500	32807	67253	103380	39564	81500	125879	49823	103380	160808
850	29447	60000	91688	36982	75703	116205	44586	91688	141377	56123	116205	180383
900	32979	67131	102476	41407	84653	129780	49908	102476	157775	62798	129780	201083
950	36711	74659	113864	46082	94103	144105	55530	113864	175073	69848	144105	222908
1000	40643	82587	125852	51007	104053	159180	61452	125852	193271	77273	159180	245858
1050	44775	90915	138440	56182	114503	175005	67674	138440	212369	85073	175005	269933
1100	49107	99643	151628	61607	125453	191580	74196	151628	232367	93248	191580	295133
1150	53639	108771	165416	67282	136903	208905	81018	165416	253265	101798	208905	321458
1200	58371	118299	179804	73207	148853	226980	88140	179804	275063	110723	226980	348908
1250	63303	128227	194792	79382	161303	245805	95562	194792	297761	120023	245805	377483
1300	–	–	210380	85807	174253	265380	103284	210380	321359	129698	265380	407183
1350	–	–	226568	92482	187703	285705	111306	226568	345857	139748	285705	438008
1400	–	–	243356	99407	201653	306780	119628	243356	371255	150173	306780	469958
1450	–	–	260744	106582	216103	328605	128250	260744	397553	160973	328605	503033
1500	–	–	278732	114007	231053	351180	137172	278732	424751	172148	351180	537233
1600	–	–	316508	129607	262453	398580	155916	316508	481847	195623	398580	609008
1700	–	–	356684	146207	295853	448980	175860	356684	542543	220598	448980	685283
1750	–	–	377672	154882	313303	475305	186282	377672	574241	233648	475305	725108
1800	–	–	399260	163807	331253	502380	197004	399260	606839	247073	502380	766058
1900	–	–	444236	182407	368653	558780	219188	444236	674735	272048	558780	851333
2000	–	–	491612	202007	408053	618180	242892	491612	746231	304523	618180	941108
2100	–	–	541388	222607	449453	680580	267635	541388	821327	335497	680580	1035382
2200	–	–	593564	244207	492853	745980	293579	593564	900023	367972	745980	1134157
2250	–	–	620552	255382	515303	779805	307001	620552	940721	384772	779805	1185232
2300	–	–	648140	266807	538253	814380	320723	648140	982319	401947	814380	1237432
2400	–	–	705116	290407	585653	885780	349067	705116	1068215	437422	885780	1345207
2500	–	–	764492	315007	635053	960180	378611	764492	1157711	474397	960180	1457482

Vigas simples apoyadas en los extremos

DIAGRAMAS



REACCIONES Y SOLICITACIONES

Reacciones:

$$R_A = \frac{Pb}{l} \qquad R_B = \frac{Pa}{l}$$

Esfuerzos cortantes:

$$Q_{AC} = \frac{Pb}{l} = const. \qquad Q_{CB} = -\frac{Pa}{l} = const.$$

Momentos flectores:

$$M_{AC} = \frac{Pb}{l}\,x \qquad M_{CB} = \frac{Pa}{l}\,(l - x)$$

$$M_{máx} = M_C = \frac{Pab}{l} \quad para \;\; x_o = a$$

DEFORMACIONES

Angulos de giro:

$$\varphi_A = \frac{Pab}{6E\,Il}\,(l + b) \qquad \varphi_B = -\frac{Pab}{6E\,Il}\,(l + a) \qquad \varphi_C = -\frac{Pab}{3E\,Il}\,(b - a)$$

Ecuación de la elástica:

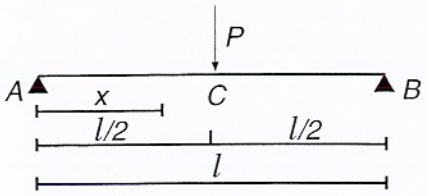
$$y_{AC} = \frac{Plbx}{6E\,I}\left(1 - \frac{b^2}{l^2} - \frac{x^2}{l^2}\right) \qquad y_{CB} = \frac{Pla\,(l - x)}{6E\,I}\left[1 - \frac{a^2}{l^2} - \left(\frac{l - x}{l}\right)^2\right]$$

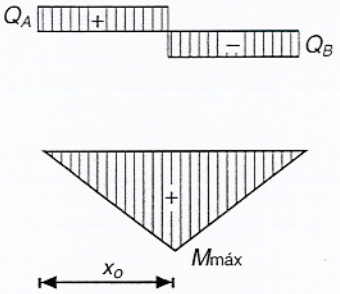
Flecha máxima ($a > b$):

$$f_{máx} = \frac{Pb}{9E\,Il\sqrt{3}}\,(l^2 - b^2)^{3/2} \qquad para\; x = \sqrt{\frac{l^2 - b^2}{3}}$$

Vigas simples apoyadas en los extremos

DIAGRAMAS





REACCIONES Y SOLICITACIONES

Reacciones:

$$R_A = R_B = \frac{P}{2}$$

Esfuerzos cortantes:

$$Q_{AC} = -Q_{BC} = \frac{P}{2} = const.$$

Momentos flectores:

$$M_{AC} = \frac{P}{2}x \qquad M_{CB} = \frac{P}{2}(l - x)$$

$$M_{máx} = M_C = \frac{Pl}{4} \quad para \; x_o = \frac{l}{2}$$

DEFORMACIONES

Angulos de giro:

$$\varphi_A = -\varphi_B = \frac{Pl^2}{16EI} \qquad \varphi_C = 0$$

Ecuación de la elástica:

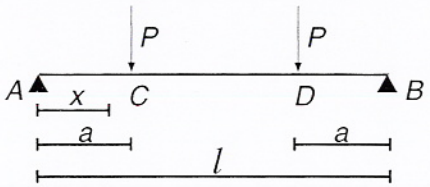
$$y_{AC} = \frac{Pl^2x}{16EI}\left(1 - \frac{4}{3}\frac{x^2}{l^2}\right)$$

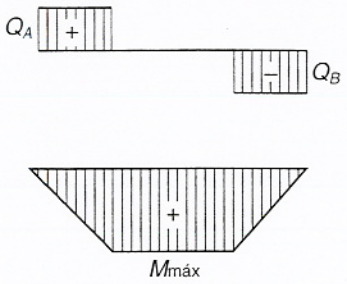
Flecha máxima:

$$f_C = \frac{Pl^3}{48EI}$$

Vigas simples apoyadas en los extremos

DIAGRAMAS





REACCIONES Y SOLICITACIONES

Reacciones:

$$R_A = R_B = P$$

Esfuerzos cortantes:

$$Q_{AC} = -Q_{DB} = P = \text{const.} \qquad Q_{DC} = 0$$

Momentos flectores:

$$M_{AC} = Px \qquad M_{DB} = P(l - x) \qquad M_{máx} = M_{CD} = Pa = \text{const.}$$

DEFORMACIONES

Angulos de giro:

$$\varphi_A = -\varphi_B = \frac{Pa(l-a)}{2EI} \qquad \varphi_C = -\varphi_D = \frac{Pa(l-2a)}{2EI}$$

Ecuación de la elástica:

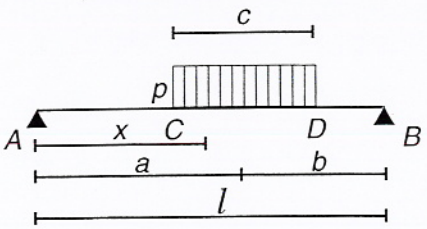
$$y_{AC} = \frac{Px}{6EI}\left(3al - 3a^2 - x^2\right) \qquad y_{CD} = \frac{Pa}{6EI}\left(3lx - 3x^2 - a^2\right)$$

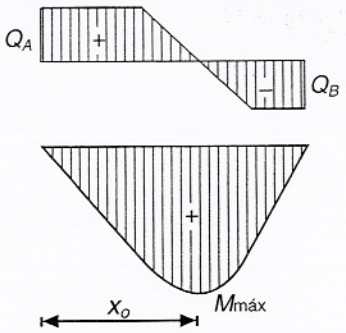
Flecha máxima:

$$f_{máx} = \frac{Pa}{24EI}\left(3l^2 - 4a^2\right) \qquad \text{para } x = \frac{l}{2}$$

Vigas simples apoyadas en los extremos

DIAGRAMAS





REACCIONES Y SOLICITACIONES

Reacciones:

$$R_A = \frac{pbc}{l} \qquad R_B = \frac{pac}{l}$$

Esfuerzos cortantes:

$$Q_{AC} = \frac{pbc}{l} \qquad Q_{CD} = \frac{pbc}{l} - p\left(\frac{c}{2} - a + x\right) \qquad Q_{DB} = -\frac{pac}{l}$$

Momentos flectores:

$$M_{AC} = \frac{pbc}{l}\,x \qquad M_{CD} = \frac{pbc}{l}\,x - \frac{p}{2}\left[x - \left(a - \frac{c}{2}\right)\right]^2$$

$$M_{DB} = \frac{pac}{l}\,(l - x) \qquad M_{máx} = \frac{pbc}{2l}\left(2a - c + \frac{bc}{l}\right) \qquad \text{para } x_o = a - \frac{c}{2} + \frac{bc}{l}$$

DEFORMACIONES

Angulos de giro:

$$\varphi_A = \frac{pabc}{6E\,Il}\left(l + b - \frac{c^2}{4a}\right) \qquad \varphi_B = -\frac{pabc}{6E\,Il}\left(l + a - \frac{c^2}{4b}\right)$$

Ecuación de la elástica:

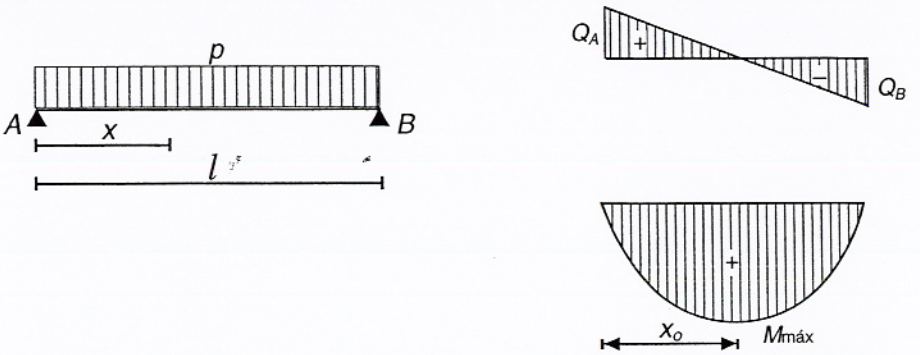
$$y_{AC} = \frac{pbc}{6l}\,\frac{x}{E\,I}\left[-x^2 + a\left(l + b - \frac{c^2}{4a}\right)\right]$$

$$y_{CD} = \frac{p}{24E\,Il}\left(l\left[x - \left(a - \frac{c}{2}\right)\right]^4 - 4bcx^3 + 4abc\left(l + b - \frac{c^2}{4a}\right)x\right)$$

$$y_{DB} = \frac{pac}{6l}\,\frac{l - x}{E\,I}\left[-(l - x)^2 + b\left(l + a - \frac{c^2}{4b}\right)\right]$$

Vigas simples apoyadas en los extremos

DIAGRAMAS



REACCIONES Y SOLICITACIONES

Reacciones:

$$R_A = R_B = \frac{pl}{2}$$

Esfuerzos cortantes:

$$Q_X = p\left(\frac{l}{2} - x\right) \qquad Q_A = -Q_B = \frac{pl}{2}$$

Momentos flectores:

$$M_X = \frac{px}{2}(l - x) \qquad M_{máx} = \frac{pl^2}{8} \qquad \text{para } x_0 = \frac{l}{2}$$

DEFORMACIONES

Angulos de giro:

$$\varphi_A = -\varphi_B = \frac{pl^3}{24EI}$$

Ecuación de la elástica:

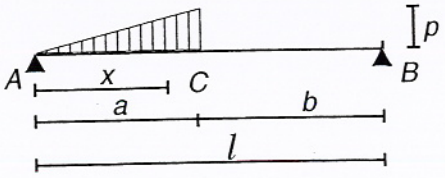
$$y_X = \frac{px}{24EI}(x^3 - 2lx^2 + l^3)$$

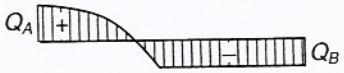
Flecha máxima:

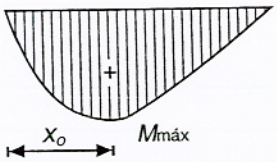
$$f_{máx} = \frac{5pl^4}{384EI} \qquad \text{para } x = \frac{l}{2}$$

Vigas simples apoyadas en los extremos

DIAGRAMAS







REACCIONES Y SOLICITACIONES

Reacciones:

$$R_A = \frac{pa}{6l}\,(3l - 2a) \qquad R_B = \frac{pa^2}{3l}$$

Esfuerzos cortantes:

$$Q_{AC} = \frac{pa}{6l}\,(3l - 2a) - \frac{px^2}{2a} \qquad Q_{CB} = -\frac{pa^2}{3l}$$

Momentos flectores:

$$M_{AC} = p\,\frac{x}{6}\left[\left(3 - \frac{2a}{l}\right)a - \frac{x^2}{a}\right] \qquad M_{CB} = p\,\frac{a^2}{3}\left(1 - \frac{x}{l}\right)$$

$$M_{máx} = p\,\frac{a^2}{3}\left(1 - \frac{2a}{3l}\right)\sqrt{1 - \frac{2a}{3l}} \qquad \text{para } x_o = a\sqrt{1 - \frac{2a}{3l}}$$

DEFORMACIONES

Angulos de giro:

$$\varphi_A = \frac{pa^2}{360E\,Il}\left(40l^2 - 45al + 12a^2\right) \qquad \varphi_B = \frac{pa^2l}{18E\,I}\left(1 - \frac{3a^2}{5l^2}\right)$$

Ecuación de la elástica:

$$y_{AC} = \frac{px}{360aE\,Il}\left[\,3lx^4 - 10\,(3l - 2a)\,a^2x^2 + a^3(40l^2 - 45al + 12a^2)\right]$$

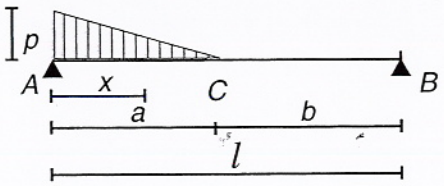
$$y_{CB} = -\frac{pa^2}{18E\,Il}\,(l - x)\left[(l - x)^2 - l^2\left(1 - \frac{3a^2}{5l^2}\right)\right]$$

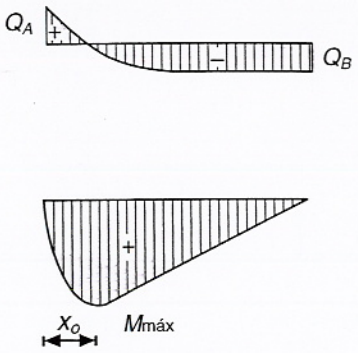
Flecha máxima:

$$f_{máx} = \frac{pa^2}{9E\,Il}\left(\frac{l^2}{3} - \frac{a^2}{5}\right)\sqrt{\frac{l^2}{3} - \frac{a^2}{5}}$$

Vigas simples apoyadas en los extremos

DIAGRAMAS





REACCIONES Y SOLICITACIONES

Reacciones:

$$R_A = \frac{pa}{6l}(3l - a) \qquad R_B = \frac{pa^2}{6l}$$

Esfuerzos cortantes:

$$Q_{AC} = \frac{pa}{6l}(3l - a) - px\left(1 - \frac{x}{2a}\right) \qquad Q_{CB} = -\frac{pa^2}{6l}$$

Momentos flectores:

$$M_{AC} = \frac{px}{6}\left[\left(3a - \frac{a^2}{l}\right) - \frac{x}{a}(3a - x)\right] \qquad M_{CB} = \frac{pa^2}{6}\left(1 - \frac{x}{l}\right)$$

$$M_{máx} = \frac{pa^2}{6}\left(1 - \frac{a}{3l}\right) - \frac{pa^3}{9l}\left(1 - \sqrt{\frac{a}{3l}}\right) \qquad \text{para } x_o = a\left(1 - \sqrt{\frac{a}{3l}}\right)$$

DEFORMACIONES

Angulos de giro:

$$\varphi_A = \frac{pa^2}{360EIl}\left(20l^2 - 15al + 3a^2\right) \qquad \varphi_B = -\frac{pa^2l}{36EI}\left(1 - \frac{3a^2}{10l^2}\right)$$

Ecuación de la elástica:

$$y_{AC} = \frac{px}{360aEIl}\left[3lx^4 - 15alx^3 + 10a^2(3l - a)x^2 - a^3(20l^2 - 15al + 3a^2)\right]$$

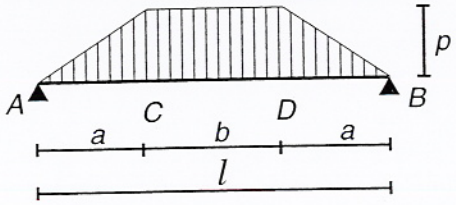
$$y_{CB} = \frac{pa^2(l - x)}{360EIl}\left[10(l - x)^2 - (10l^2 - 3a^2)\right]$$

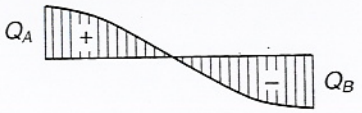
Flecha máxima:

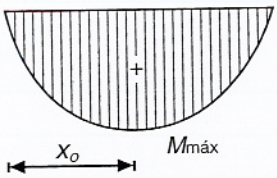
$$f_{máx} = \frac{pa^2}{18EIl}\left(\frac{l^2}{3} - \frac{a^2}{10}\right)\sqrt{\frac{l^2}{3} - \frac{a^2}{10}}$$

Vigas simples apoyadas en los extremos

DIAGRAMAS







REACCIONES Y SOLICITACIONES

Reacciones:

$$R_A = \frac{p}{2}(l-a) \qquad R_B = \frac{p}{2}(l-a)$$

Esfuerzos cortantes:

$$Q_A = \frac{p}{2}(l-a) \qquad Q_{AC} = \frac{p}{2}(l-a) - p\frac{x^3}{2a} \qquad Q_{CD} = \frac{p}{2}(l-2x)$$

$$Q_{DB} = -\frac{p}{2}(l-a) + \frac{p}{2}\frac{(l-x)^2}{a} \qquad Q_B = -\frac{p}{2}(l-a)$$

Momentos flectores:

$$M_{AC} = \frac{p}{2}(l-a)\,x - \frac{p}{6}\frac{x^3}{a} \qquad M_{CD} = \frac{p}{6}(3lx - a^2 - 3x^2)$$

$$M_{máx} = \frac{p}{24}(3l^2 - 4a^2) \qquad \text{para } x_o = \frac{l}{2}$$

DEFORMACIONES

Angulos de giro:

$$\varphi_A = -\varphi_B = \frac{pl^2}{192EI}(l+b)\left(5 - \frac{b^2}{l^2}\right)$$

Ecuación de la elástica:

$$y_{AC} = \frac{px}{EI}\left[\frac{x^4}{120a} - \frac{l-a}{12}x^2 + \frac{l^2(l+b)}{192}\left(5 - \frac{b^2}{l^2}\right)\right]$$

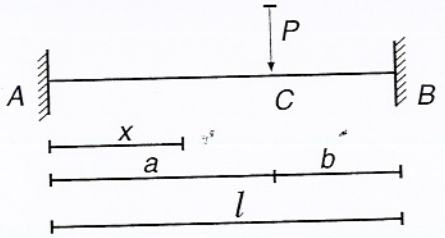
$$y_{CD} = \frac{p}{EI}\left(\frac{x^4}{24} - \frac{lx^3}{12} + \frac{a^2x^2}{12} + \frac{l}{24}(l^2 - 2a^2)x + \frac{a^4}{120}\right)$$

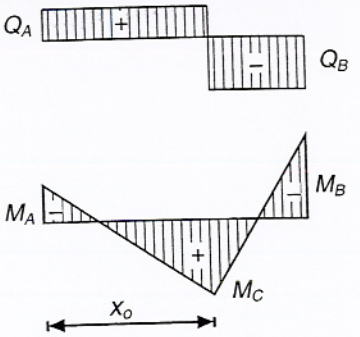
Flecha máxima:

$$f_{máx} = \frac{p}{1920EI}(5l^2 - 4a^2)^2 \qquad \text{para } x = \frac{l}{2}$$

Vigas simples empotradas en los extremos

DIAGRAMAS





REACCIONES Y SOLICITACIONES

Reacciones:

$$R_A = \frac{Pb^2}{l^3}(l + 2a) \qquad R_B = \frac{Pa^2}{l^3}(l + 2b)$$

Esfuerzos cortantes:

$$Q_{AC} = \frac{Pb^2}{l^3}(l + 2a) = \text{const.} \qquad Q_{CR} = -\frac{Pa^2}{l^3}(l + 2b) = \text{const.}$$

Momentos flectores:

$$M_A = -\frac{Pab^2}{l^2} \qquad M_B = -\frac{Pa^2b}{l^2}$$

$$M_{AC} = \frac{Pb^2}{l^3}(lx + 2ax - al) \qquad M_{CB} = \frac{Pa^2}{l^3}(lb + l^2 - lx - 2bx)$$

$$M_C = \frac{2Pa^2b^2}{l^3} \qquad \text{para } x_o = a$$

DEFORMACIONES

Ecuación de la elástica:

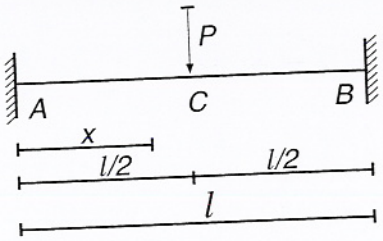
$$y_{AC} = \frac{Pb^2}{6EI}\left(3a - x - \frac{2ax}{l}\right)\frac{x^2}{l^2} \qquad y_{BC} = \frac{Pa^2}{6EI}\left[3b - (l - x) - 2b\frac{(l - x)}{l}\right]\frac{(l - x)^2}{l^2}$$

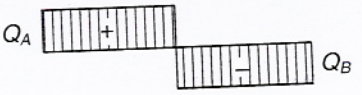
Flechas:

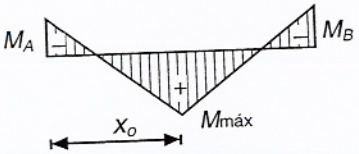
$$f_C = \frac{Pa^3b^3}{3EIl^3} \qquad f_{máx} = \frac{2Pb^2a^3}{3EI(l + 2a)^2} \qquad \text{para } x = \frac{2al}{l + 2a}$$

Vigas simples empotradas en los extremos

DIAGRAMAS







REACCIONES Y SOLICITACIONES

Reacciones:

$$R_A = R_B = \frac{P}{2}$$

Esfuerzos cortantes:

$$Q_{AC} = \frac{P}{2} = \text{const.} \qquad Q_{CB} = -\frac{P}{2} = \text{const.}$$

Momentos flectores:

$$M_A = M_B = -\frac{Pl}{8} \qquad M_{AC} = \frac{Pl}{8}\left(4\frac{x}{l} - 1\right)$$

$$M_{máx} = M_C = \frac{Pl}{8} \qquad \text{para } x_o = \frac{l}{2}$$

DEFORMACIONES

Ecuación de la elástica:

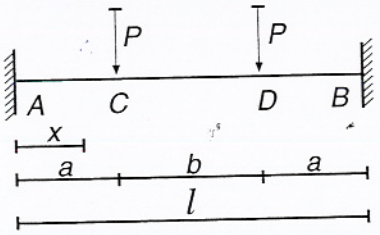
$$y_{AC} = \frac{Plx^2}{48\,E\,I}\left(3 - 4\frac{x}{l}\right)$$

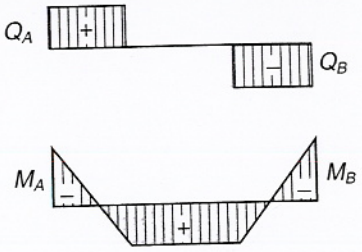
Flecha máxima:

$$f_c = \frac{Pl^3}{192\,E\,I}$$

Vigas simples empotradas en los extremos

DIAGRAMAS





REACCIONES Y SOLICITACIONES

Reacciones:

$$R_A = R_B = P$$

Esfuerzos cortantes:

$$Q_{AC} = P \qquad Q_{CD} = 0 \qquad Q_{DB} = -P$$

Momentos flectores:

$$M_A = -\frac{Pa}{l}(l - a) \qquad M_{AC} = \frac{P}{l}(lx - la + a^2)$$

$$M_{CD} = \frac{Pa^2}{l} = const.$$

DEFORMACIONES

Ecuación de la elástica:

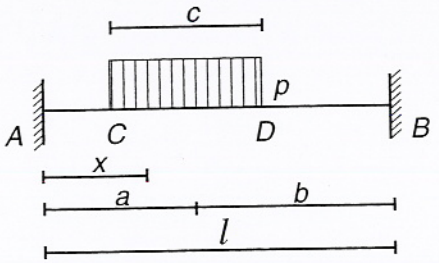
$$y_{AC} = \frac{Px^2}{6EIl}\left(3al - 3a^2 - lx\right) \qquad y_{CD} = \frac{Pa^2}{6EIl}\left(-al + 3lx - 3x^2\right)$$

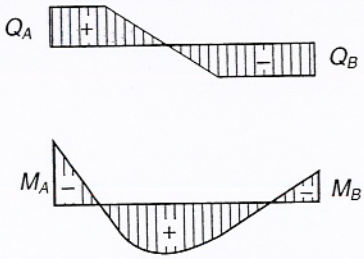
Flecha máxima:

$$f_{máx} = \frac{Pa^2}{24EI}(3l - 4a)$$

Vigas simples empotradas en los extremos

DIAGRAMAS





REACCIONES Y SOLICITACIONES

Reacciones:

$$R_A = \frac{pbc}{l} - \frac{M_A - M_B}{l} \qquad R_B = \frac{pac}{l} + \frac{M_A - M_B}{l}$$

Esfuerzos cortantes:

$$Q_{AC} = R_A = \text{const.} \qquad Q_{BD} = -R_B = \text{const.}$$

$$Q_{CD} = R_A - p\left(x - a + \frac{c}{2}\right)$$

Momentos flectores:

$$M_{AC} = R_A \cdot x + M_A \qquad M_{CD} = R_A \cdot x + M_A - \frac{p}{2}\left(x - a + \frac{c}{2}\right)^2$$

$$M_{BD} = R_B\,(l - x) + M_B \qquad M_A = -\frac{pc^3}{12\,l^2}\left(l - 3b + \frac{12ab^2}{c^2}\right)$$

$$M_B = -\frac{pc^3}{12\,l^2}\left(l - 3a + \frac{12a^2b}{c^2}\right)$$

DEFORMACIONES

Ecuación de la elástica:

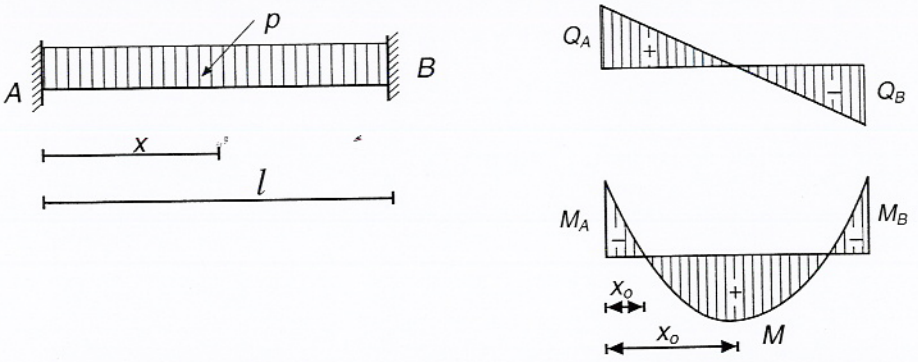
$$y_{AC} = \frac{x^2}{6\,E\,I}(-3M_A - R_A \cdot x)$$

$$y_{CD} = \frac{1}{24\,E\,I}\left[p\left(x - a + \frac{c}{2}\right)^4 - 4R_A \cdot x^3 - 12M_A \cdot x^2\right]$$

$$y_{DB} = \frac{1}{6\,E\,I}\left[R_B \cdot x^3 - 3\,(M_B + lR_B)x^2 + 3\,(2M_A + lR_B)lx - (3M_B + lR_B)l^2\right]$$

Vigas simples empotradas en los extremos

DIAGRAMAS



REACCIONES Y SOLICITACIONES

Reacciones:

$$R_A = R_B = \frac{pl}{2}$$

Esfuerzos cortantes:

$$Q_A = R_A \qquad Q_x = \frac{p}{2}(l - 2x) \qquad Q_B = -R_B$$

Momentos flectores:

$$M_A = M_B = \frac{pl^2}{12} \qquad M_x = \frac{p}{12}(l^2 - 6lx + 6x^2)$$

$$M_{(centro)} = \frac{pl^2}{24} \qquad \text{para } x = \frac{l}{2} \qquad M_x = 0 \qquad \text{para } x = 0{,}2113\, l$$

DEFORMACIONES

Ecuación de la elástica:

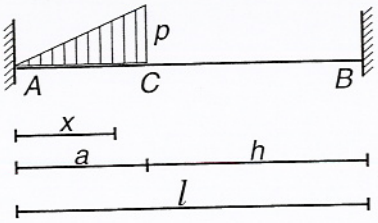
$$y_x = \frac{pl^4}{24EI}\left(\frac{x}{l} - \frac{x^2}{l^2}\right)^2$$

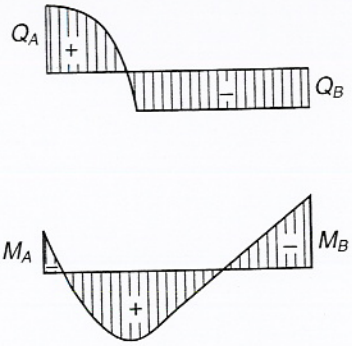
Flecha máxima:

$$f_{máx} = \frac{pl^4}{384EI} \qquad \text{para } x = \frac{l}{2}$$

Vigas simples empotradas en los extremos

DIAGRAMAS





REACCIONES Y SOLICITACIONES

Reacciones:

$$R_A = \frac{pa}{2l}\left(b + \frac{a}{3}\right) - \frac{M_A - M_B}{l} \qquad R_B = \frac{pa^2}{3l} + \frac{M_A - M_B}{l}$$

Esfuerzos cortantes:

$$Q_A = R_A \qquad Q_{AC} = R_A - \frac{px^2}{2a} \qquad Q_{CB} = -R_B$$

Momentos flectores:

$$M_A = -\frac{pa^2}{30l^2}(10l^2 - 15al + 6a^2) \qquad M_{AC} = R_A \cdot x + M_A - \frac{px^3}{6a}$$

$$M_{CB} = R_B(l - x) + M_B \qquad M_B = -\frac{pa^3}{4l}\left(1 - \frac{4a}{5l}\right)$$

DEFORMACIONES

Ecuación de la elástica:

$$y_{AC} = \frac{x^2}{120EI}\left(p\,\frac{x^3}{a} - 20R_A \cdot x - 60M_A\right)$$

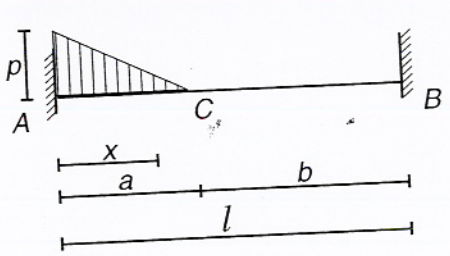
$$y_{CB} = \frac{1}{6EI}\left[R_B \cdot x^3 - 3(M_B + lR_B)x^2 + 3(2M_B + lR_B)lx - (3M_B + lR_B)l^2\right]$$

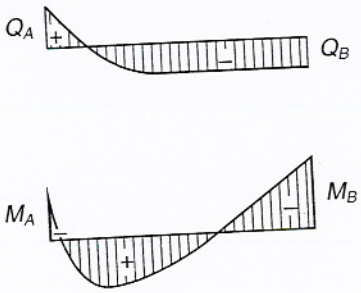
Flecha máxima:

$$f_{máx} = -\frac{2M_B^3}{3R_B^2 EI} \qquad \text{para } x = \frac{2M_B + lR_B}{R_B}$$

Vigas simples empotradas en los extremos

DIAGRAMAS





REACCIONES Y SOLICITACIONES

Reacciones:

$$R_A = \frac{pa}{6l}(3l - a) - \frac{M_A - M_B}{l} \qquad R_B = \frac{pa^2}{6l} + \frac{M_A - M_B}{l}$$

Esfuerzos cortantes:

$$Q_A = R_A \qquad Q_{AC} = R_A - px\left(1 - \frac{x}{2a}\right) \qquad Q_B = -R_B$$

Momentos flectores:

$$M_A = -\frac{pa^2}{60l^2}(10l^2 - 10al + 3a^2) \qquad M_{AC} = R_A \cdot x + M_A - p\frac{x^2}{6a}(3a - x)$$

$$M_{CB} = R_B(l - x) + M_B \qquad M_B = -\frac{pa^3}{12l}\left(1 - \frac{3a}{5l}\right)$$

DEFORMACIONES

Ecuación de la elástica:

$$y_{AC} = -\frac{x^2}{120EI}\left(\frac{px^3}{a} - 5px^2 + 20R_A \cdot x + 60M_A\right)$$

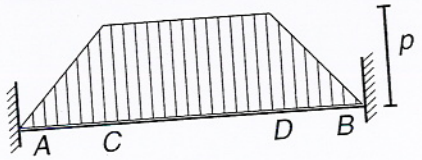
$$y_{CB} = \frac{1}{6EI}\left[R_B \cdot x^3 - 3(M_B + lR_B)x^2 + 3(2M_B + lR_B)lx - (3M_B + lR_B)l^2\right]$$

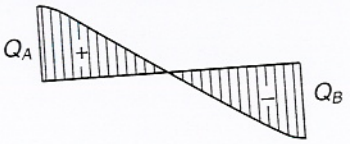
Flecha máxima:

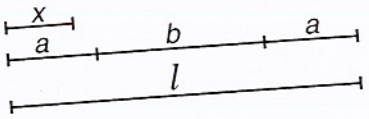
$$f_{máx} = -\frac{2M_B^3}{3R_B^2 EI} \qquad \text{para } x = \frac{2M_B + lR_B}{R_B}$$

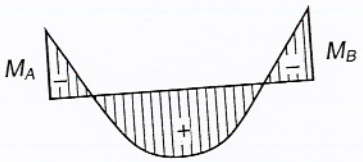
Vigas simples empotradas en los extremos

DIAGRAMAS









REACCIONES Y SOLICITACIONES

Reacciones:

$$R_A = \frac{p}{2}(l-a) \qquad R_B = \frac{p}{2}(l-a)$$

Esfuerzos cortantes:

$$Q_A = \frac{p}{2}(l-a) \qquad Q_{AC} = \frac{p}{2}(l-a) - p\,\frac{x^2}{2a} \qquad Q_{CD} = \frac{p}{2}(l-2x)$$

$$Q_{DB} = -\frac{p}{2}(l-a) + \frac{p}{2}\,\frac{(l-x)^2}{a} \qquad Q_B = -\frac{p}{2}(l-a)$$

Momentos flectores:

$$M_A = -\frac{pl}{96}(l+b)\left(5 - \frac{b^2}{l^2}\right) \qquad M_{AC} = R_A \cdot x + M_A - \frac{p}{6}\,\frac{x^3}{a}$$

$$M_{CD} = R_A \cdot x + M_A + \frac{p}{6}\,(-3x^2 + 3ax - a^2)$$

DEFORMACIONES

Ecuación de la elástica:

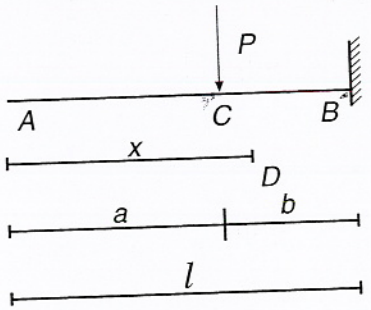
$$y_{AC} = \frac{x^2}{120EI}\left(\frac{px^3}{a} - 20R_A \cdot x + 60M_A\right)$$

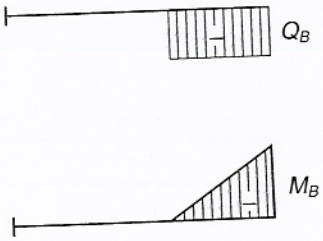
$$y_{CD} = \frac{1}{120EI}\left[5px^4 - 10(pa + 2R_A)x^3 + 10\,(pa^2 - 6M_A)x^2 - 5pa^3x + pa^4\right]$$

$$y_{DB} = \frac{(l-x)^2}{120EI}\left[p\,\frac{(l-x)^3}{a} - 20R_B(l-x) - 60M_B\right]$$

Vigas simples en voladizo

DIAGRAMAS





REACCIONES Y SOLICITACIONES

Reacciones:

$R_B = P$

Esfuerzos cortantes:

$Q_{AC} = 0$ $\qquad Q_{CB} = -P = \text{const.}$

Momentos flectores:

$M_{AC} = 0$ $\qquad M_{CB} = -P(x - a)$ $\qquad M_B = -Pb$

DEFORMACIONES

Angulos de giro:

$$\varphi_C = \varphi_A = \frac{P}{2EI} b^2$$

Ecuación de la elástica:

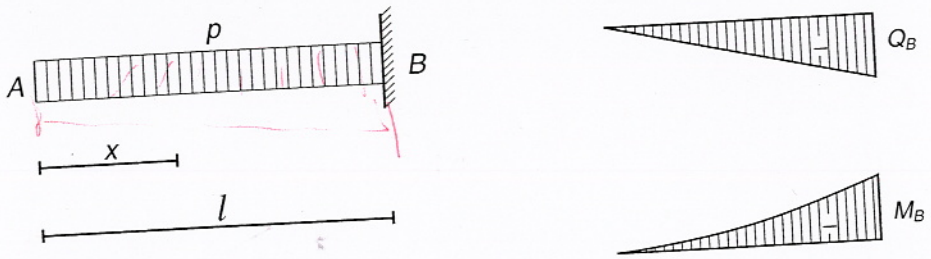
$$y_{AC} = \frac{Pb^2}{6EI}[3(l - x) - b] \qquad y_{CB} = \frac{P}{6EI}(l - x)^2(2b - a + x)$$

Flechas:

$$f_C = \frac{Pb^3}{3EI} \qquad f_A = \frac{Pb^2}{6EI}(2b + 3a)$$

Vigas simples en voladizo

DIAGRAMAS



REACCIONES Y SOLICITACIONES

Reacciones:

$$R_B = pl$$

Esfuerzos cortantes:

$$Q_X = -px \qquad Q_B = -pl$$

Momentos flectores:

$$M_X = -p\frac{x^2}{2} \qquad M_B = -p\frac{l^2}{2}$$

DEFORMACIONES

Angulos de giro:

$$\varphi_A = -\frac{pl^3}{6EI}$$

Ecuación de la elástica:

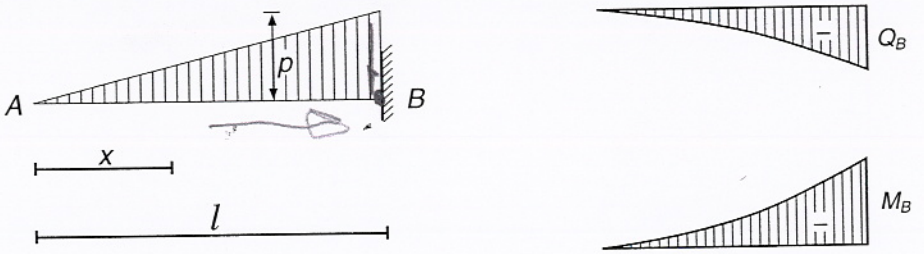
$$y_X = \frac{p}{24EI}(l-x)^2\,(3l^2 + 2lx + x^2)$$

Flecha:

$$f_A = \frac{pl^4}{8EI}$$

Vigas simples en voladizo

DIAGRAMAS



REACCIONES Y SOLICITACIONES

Reacciones:

$$R_B = \frac{pl}{2}$$

Esfuerzos cortantes:

$$Q_X = -\frac{px^2}{2l} \qquad \left[Q_B = -\frac{pl}{2} \right]$$

Momentos flectores:

$$M_X = -\frac{px^3}{6l} \qquad M_B = -\frac{pl^2}{6}$$

DEFORMACIONES

Angulos de giro:

$$\varphi_A = -\frac{pl^3}{24EI}$$

Ecuación de la elástica:

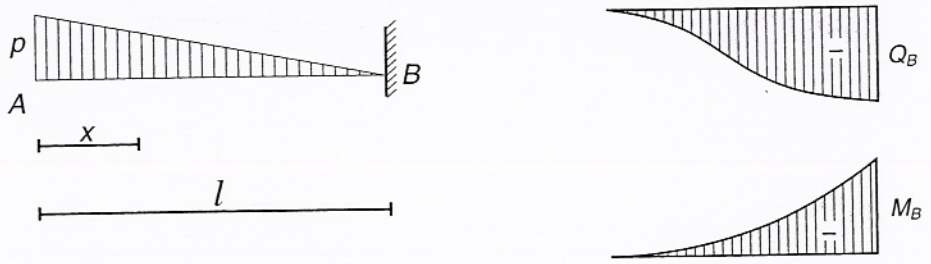
$$y_X = \frac{p(l-x)^2}{24EI}\left[2lx + (l-x)^2 - \frac{(l-x)^3}{5l}\right]$$

Flecha:

$$f_A = \frac{pl^4}{30EI}$$

Vigas simples en voladizo

DIAGRAMAS



REACCIONES Y SOLICITACIONES

Reacciones:

$$R_B = \frac{pl}{2}$$

Esfuerzos cortantes:

$$Q_X = -\frac{px}{2l}(2l - x) \qquad Q_B = -\frac{pl}{2}$$

Momentos flectores:

$$M_X = -\frac{px^2}{6l}(3l - x) \qquad M_B = -\frac{pl^2}{3}$$

DEFORMACIONES

Angulos de giro:

$$\varphi_A = -\frac{pl^3}{8EI}$$

Ecuación de la elástica:

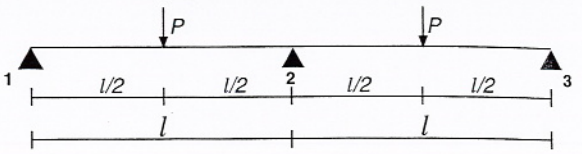
$$y_X = \frac{pl^4}{120EI}\left[11 - 15\frac{x}{l} + \frac{x^4}{l^4}\left(5 - \frac{x}{l}\right)\right]$$

Flecha:

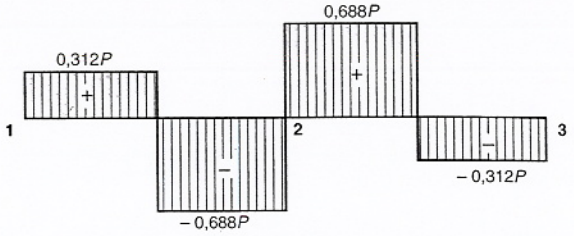
$$f_A = \frac{11pl^4}{120EI}$$

Vigas continuas dos vanos iguales

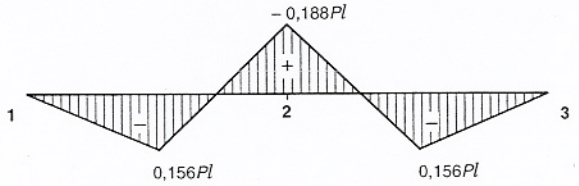
Distribución de cargas



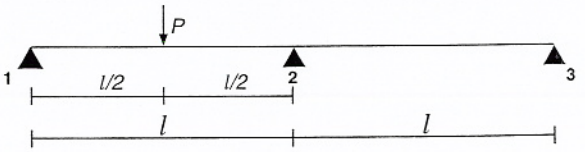
Esfuerzos cortantes



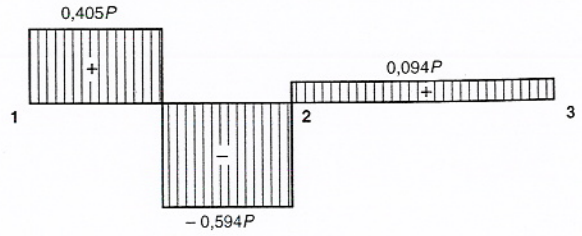
Momentos flectores



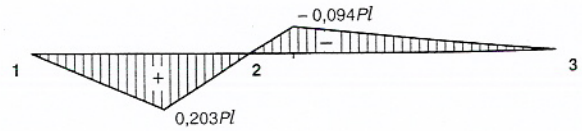
Distribución de cargas



Esfuerzos cortantes

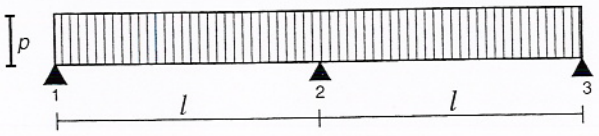


Momentos flectores

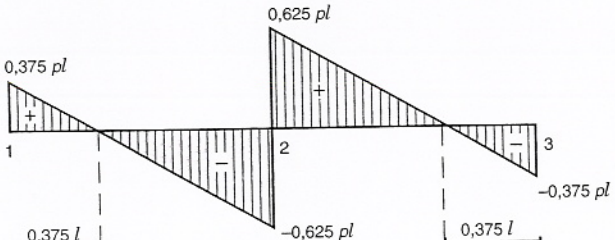


Vigas continuas dos vanos iguales

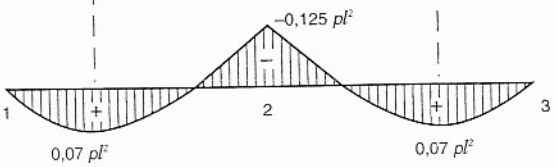
Distribución de cargas



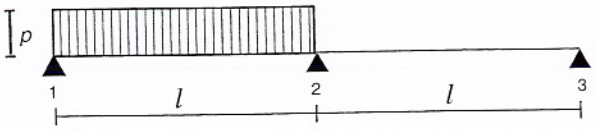
Esfuerzos cortantes



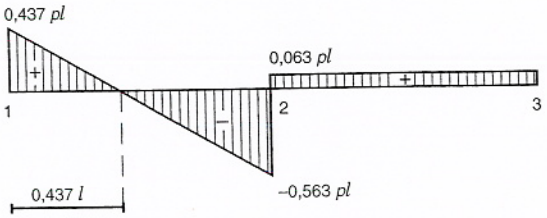
Momentos flectores



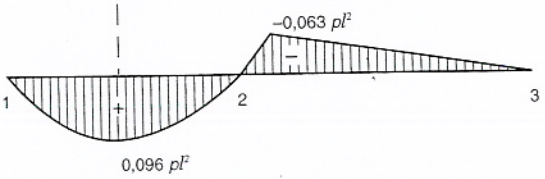
Distribución de cargas



Esfuerzos cortantes

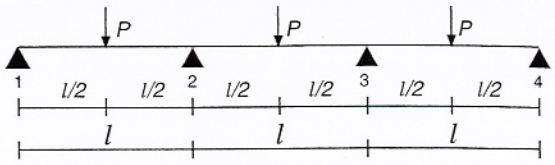


Momentos flectores

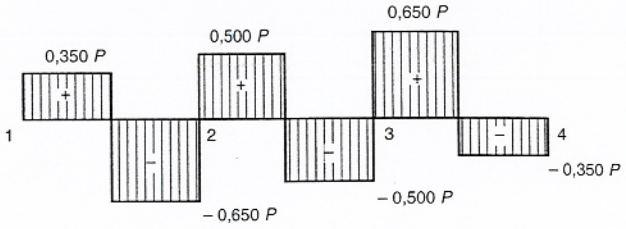


Vigas continuas tres vanos iguales

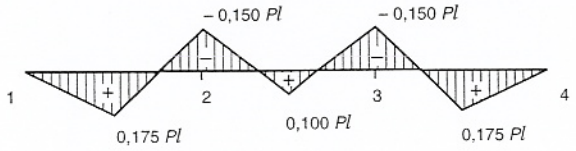
Distribución de cargas



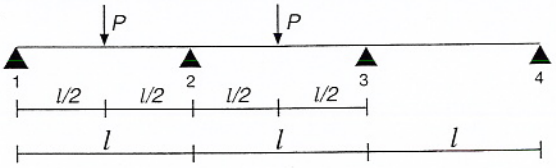
Esfuerzos cortantes



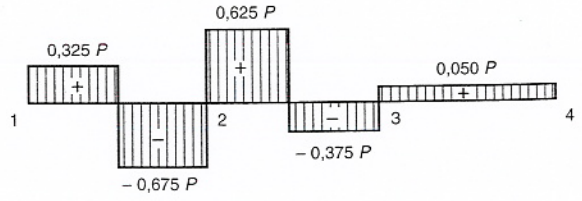
Momentos flectores



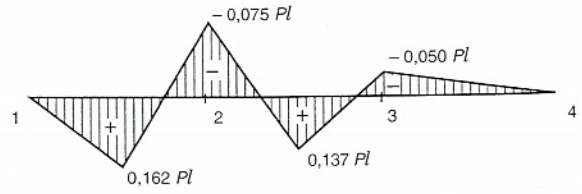
Distribución de cargas



Esfuerzos cortantes

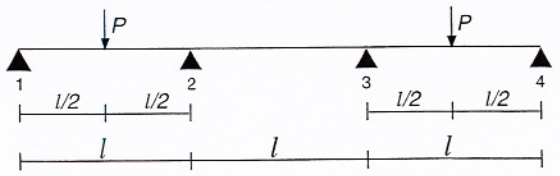


Momentos flectores

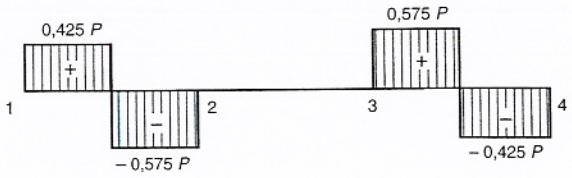


Vigas continuas tres vanos iguales

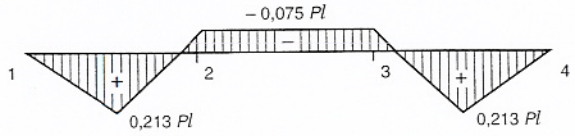
Distribución de cargas



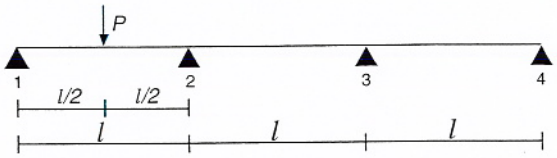
Esfuerzos cortantes



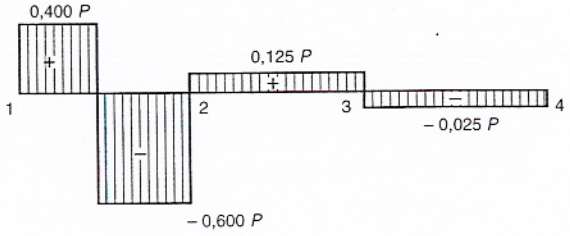
Momentos flectores



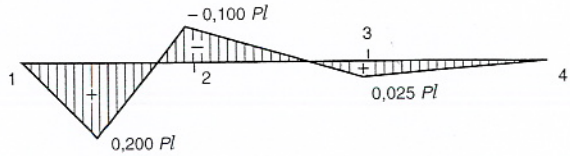
Distribución de cargas



Esfuerzos cortantes

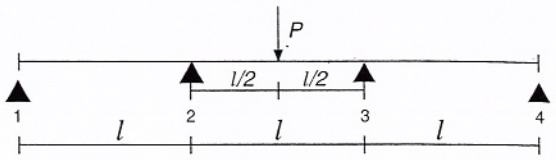


Momentos flectores

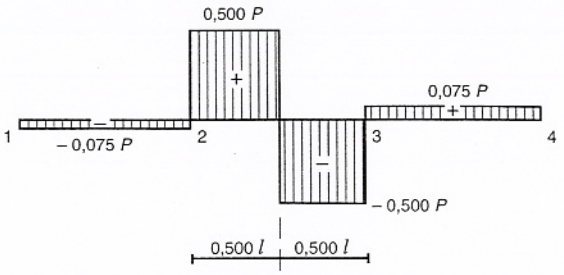


Vigas continuas tres vanos iguales

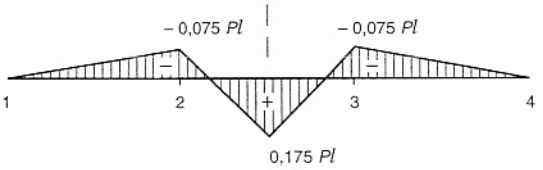
Distribución de cargas



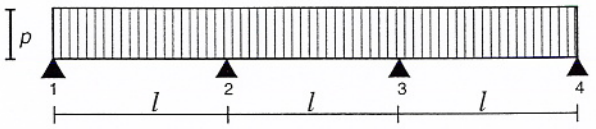
Esfuerzos cortantes



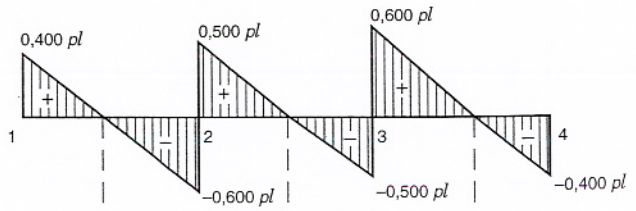
Momentos flectores



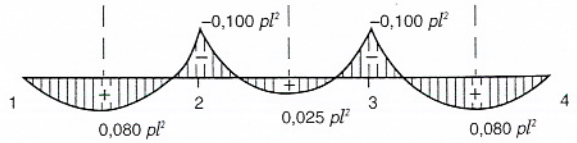
Distribución de cargas



Esfuerzos cortantes

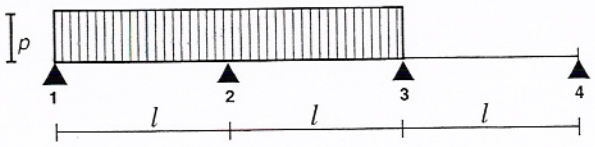


Momentos flectores

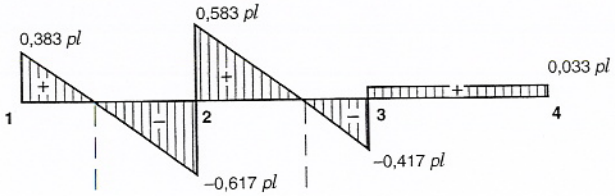


Vigas continuas tres vanos iguales

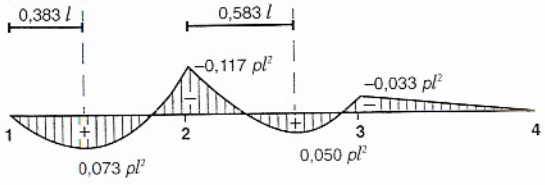
Distribución de cargas



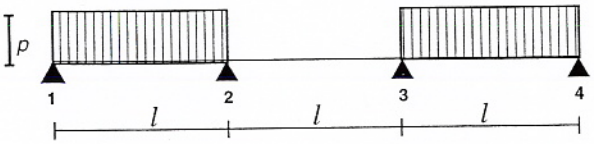
Esfuerzos cortantes



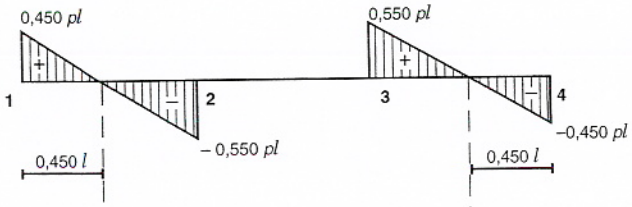
Momentos flectores



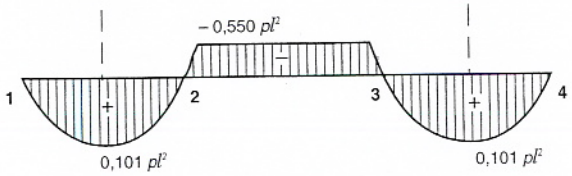
Distribución de cargas



Esfuerzos cortantes

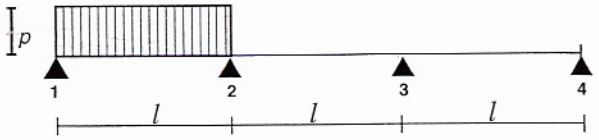


Momentos flectores

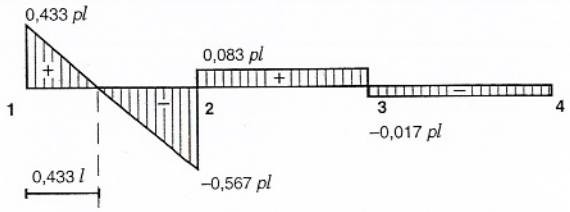


Vigas continuas tres vanos iguales

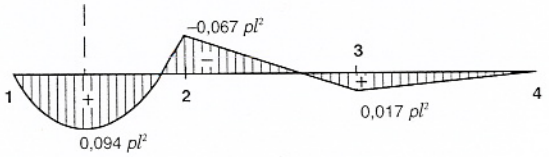
Distribución de cargas



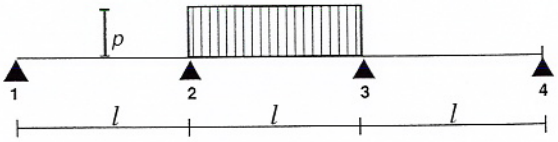
Esfuerzos cortantes



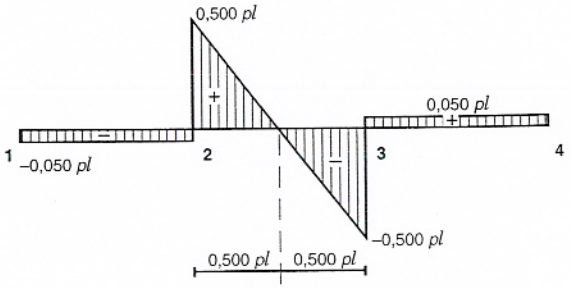
Momentos flectores



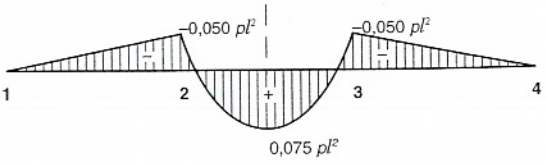
Distribución de cargas



Esfuerzos cortantes

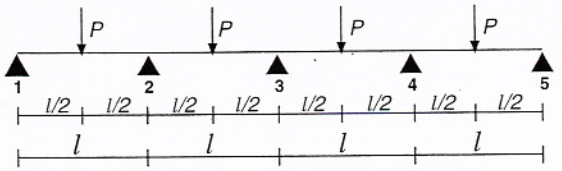


Momentos flectores

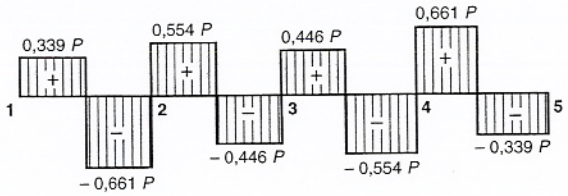


Vigas continuas cuatro vanos iguales

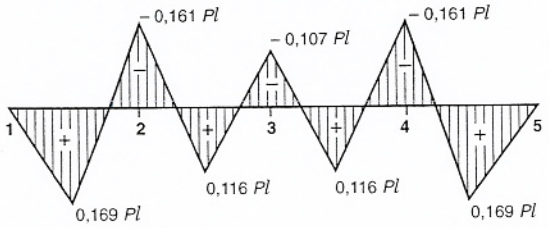
Distribución de cargas



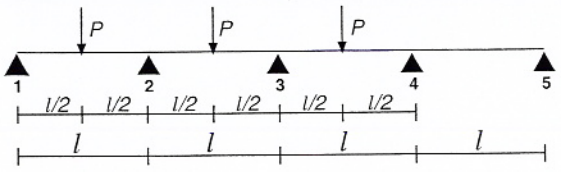
Esfuerzos cortantes



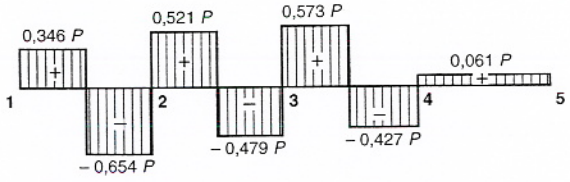
Momentos flectores



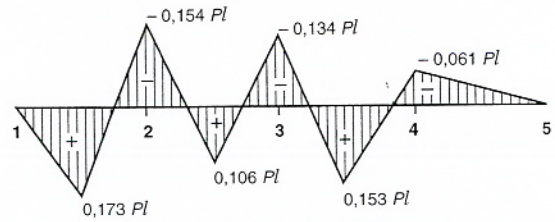
Distribución de cargas



Esfuerzos cortantes

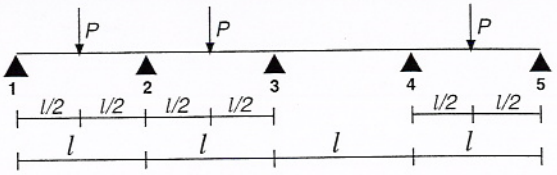


Momentos flectores

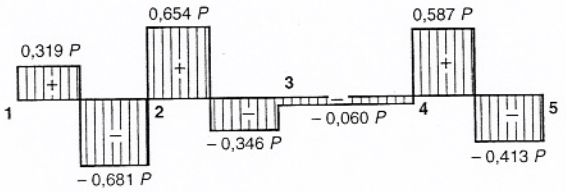


Vigas continuas cuatro vanos iguales

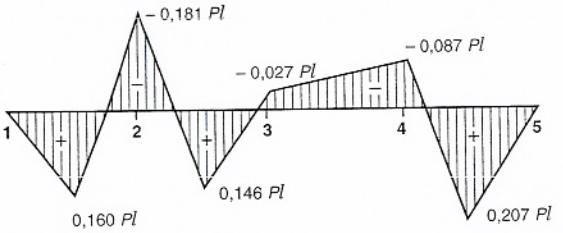
Distribución de cargas



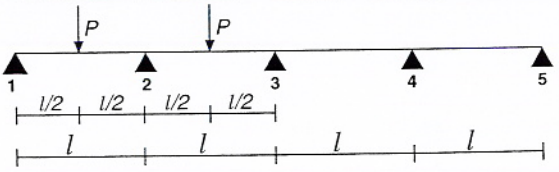
Esfuerzos cortantes



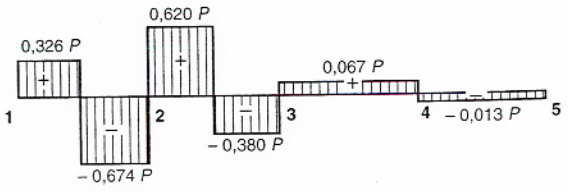
Momentos flectores



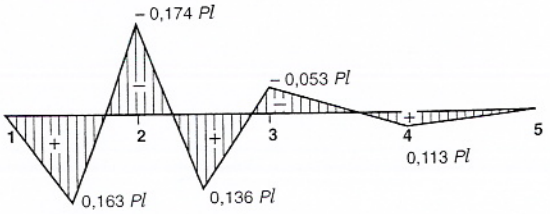
Distribución de cargas



Esfuerzos cortantes

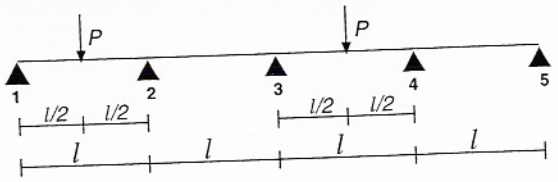


Momentos flectores

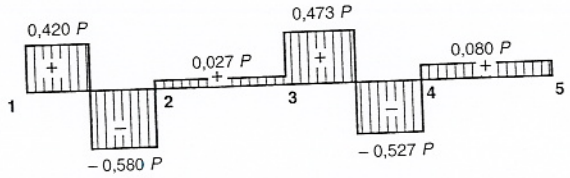


Vigas continuas cuatro vanos iguales

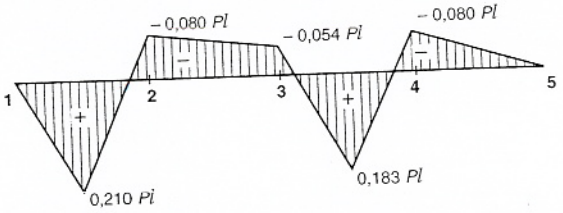
Distribución de cargas



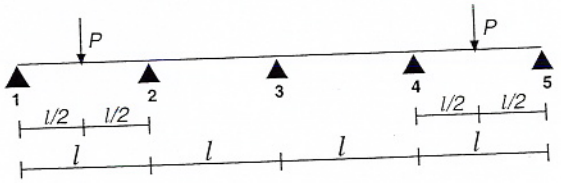
Esfuerzos cortantes



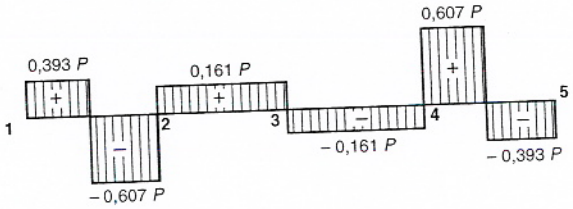
Momentos flectores



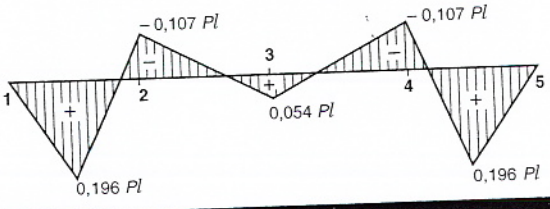
Distribución de cargas



Esfuerzos cortantes

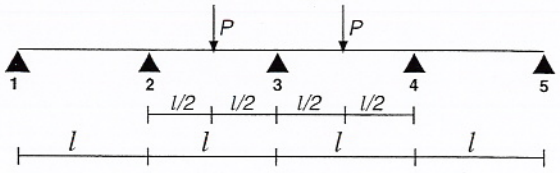


Momentos flectores

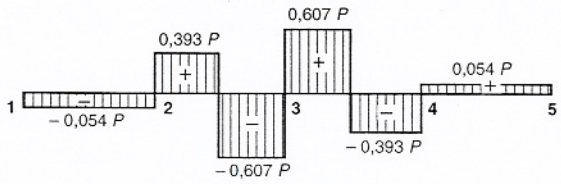


Vigas continuas cuatro vanos iguales

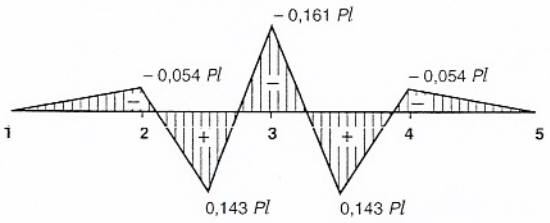
Distribución de cargas



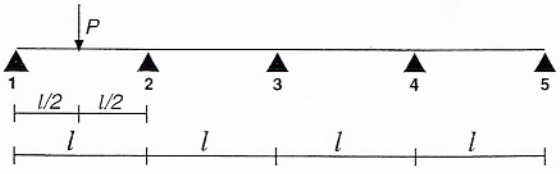
Esfuerzos cortantes



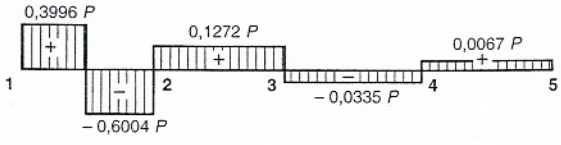
Momentos flectores



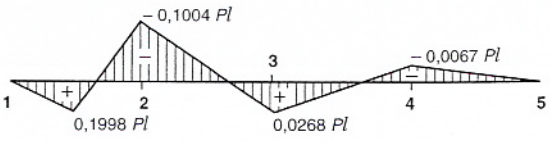
Distribución de cargas



Esfuerzos cortantes

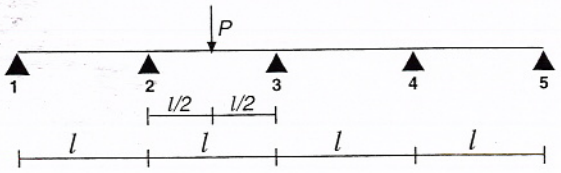


Momentos flectores

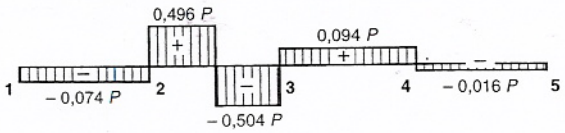


Vigas continuas cuatro vanos iguales

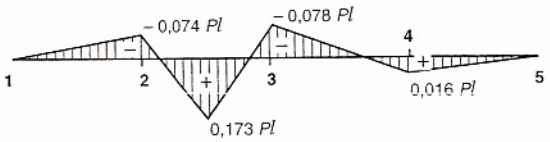
Distribución de cargas



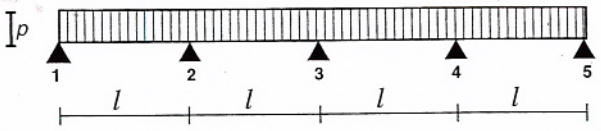
Esfuerzos cortantes



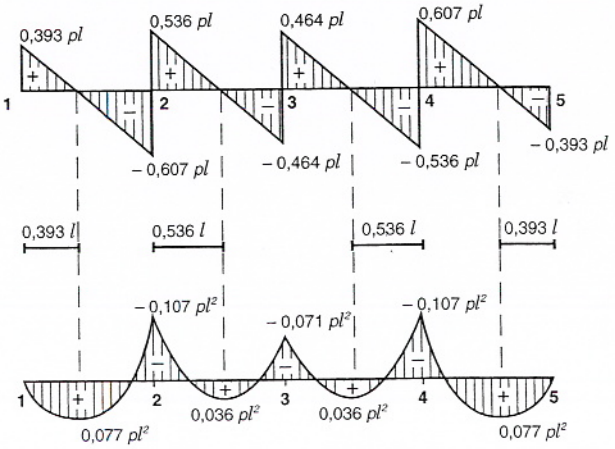
Momentos flectores



Distribución de cargas



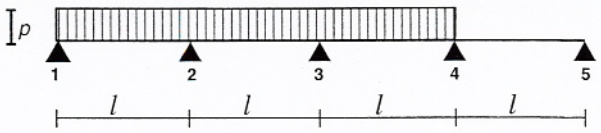
Esfuerzos cortantes



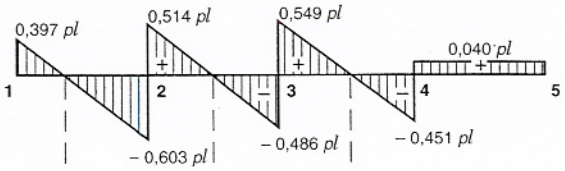
Momentos flectores

Vigas continuas cuatro vanos iguales

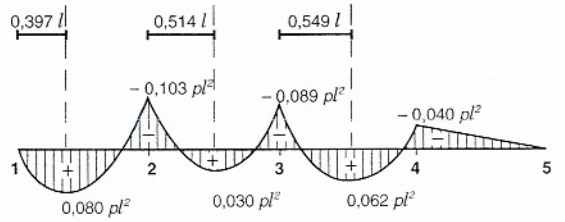
Distribución de cargas



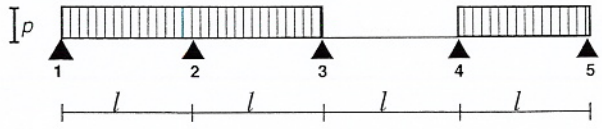
Esfuerzos cortantes



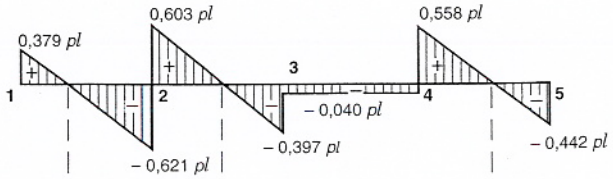
Momentos flectores



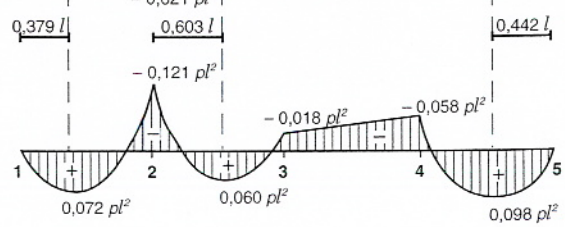
Distribución de cargas



Esfuerzos cortantes

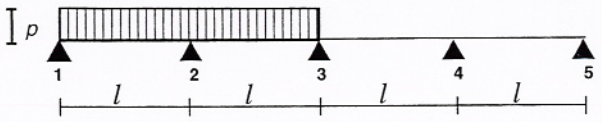


Momentos flectores

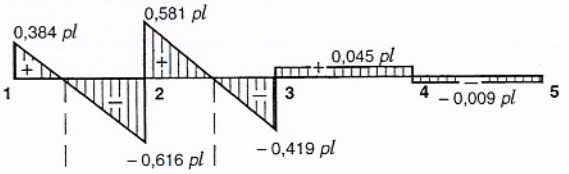


Vigas continuas cuatro vanos iguales

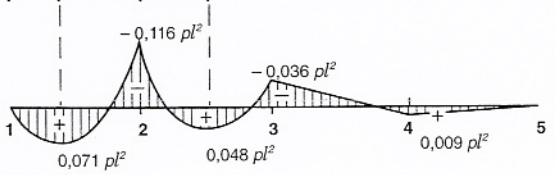
Distribución de cargas



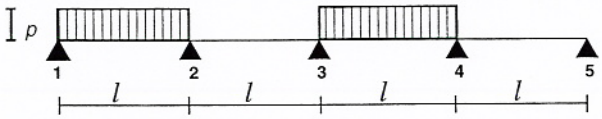
Esfuerzos cortantes



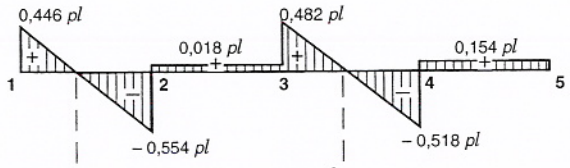
Momentos flectores



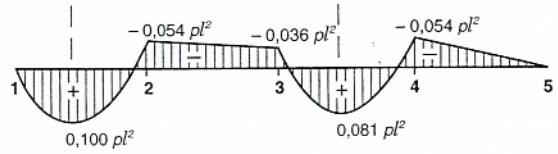
Distribución de cargas



Esfuerzos cortantes

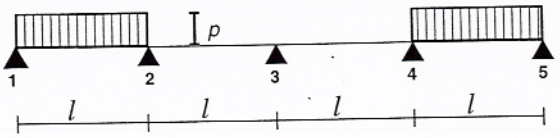


Momentos flectores

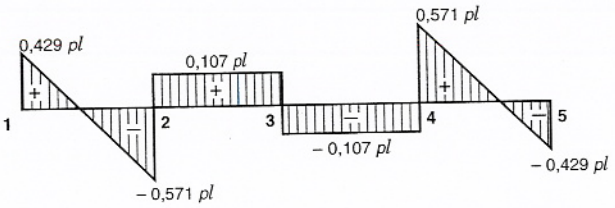


Vigas continuas cuatro vanos iguales

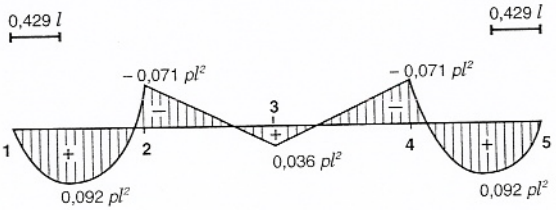
Distribución de cargas



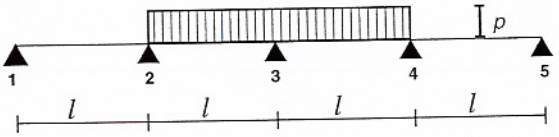
Esfuerzos cortantes



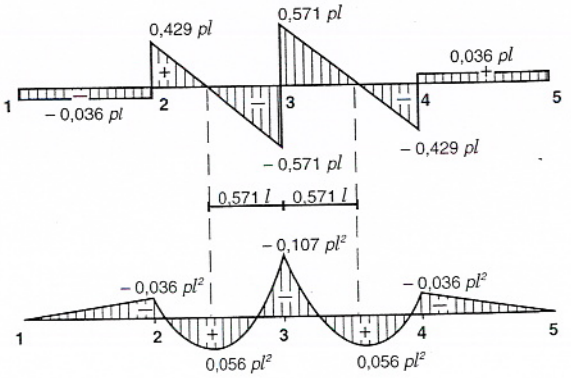
Momentos flectores



Distribución de cargas



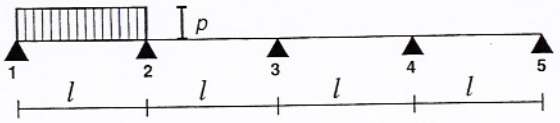
Esfuerzos cortantes



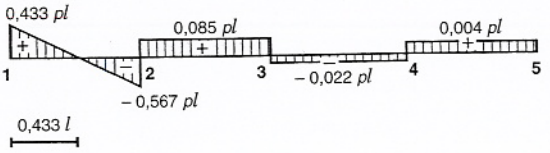
Momentos flectores

Vigas continuas cuatro vanos iguales

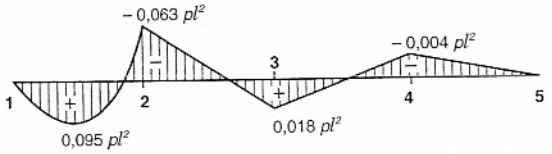
Distribución de cargas



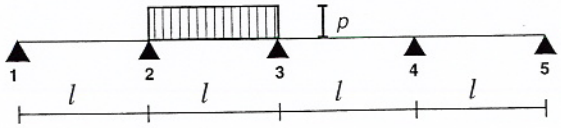
Esfuerzos cortantes



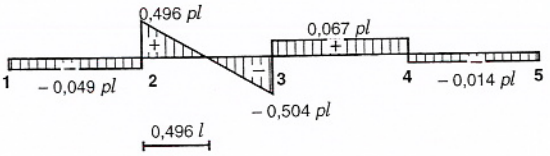
Momentos flectores



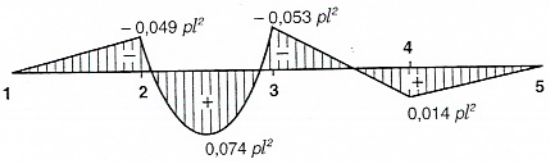
Distribución de cargas



Esfuerzos cortantes

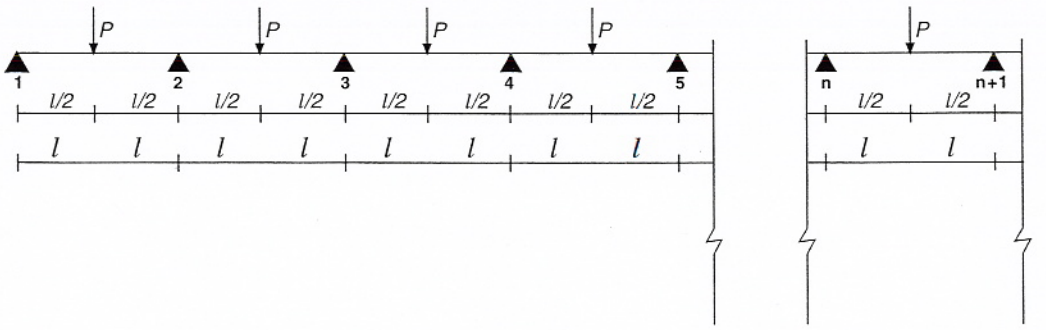


Momentos flectores

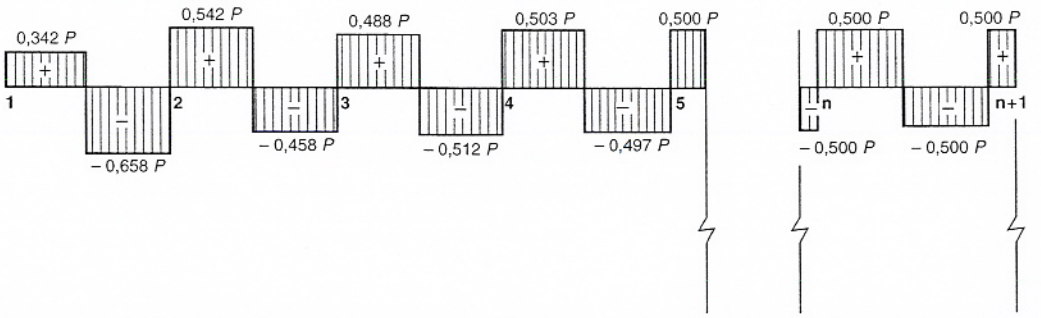


Vigas continuas infinitos vanos iguales

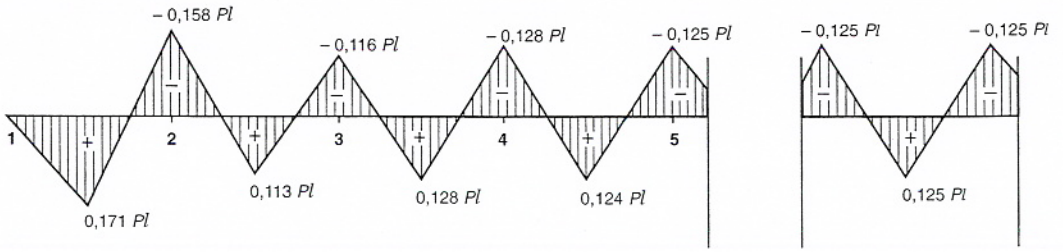
Distribución de cargas



Esfuerzos cortantes

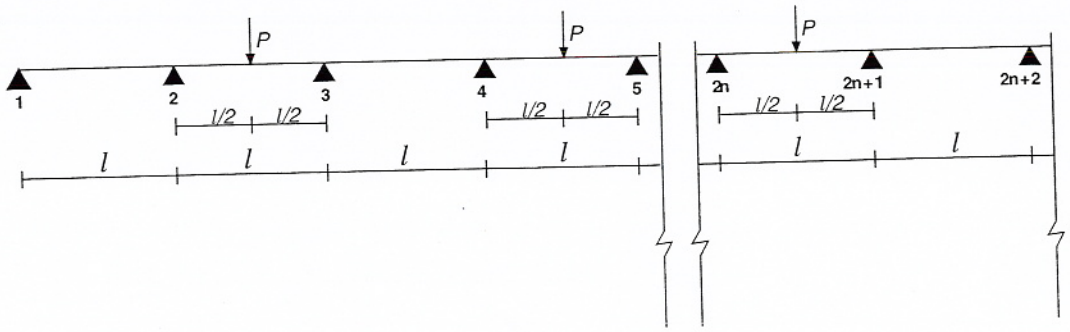


Momentos flectores

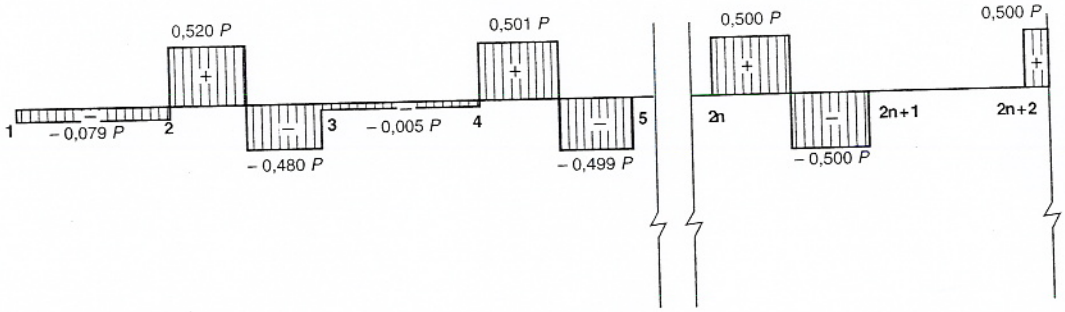


Vigas continuas infinitos vanos iguales

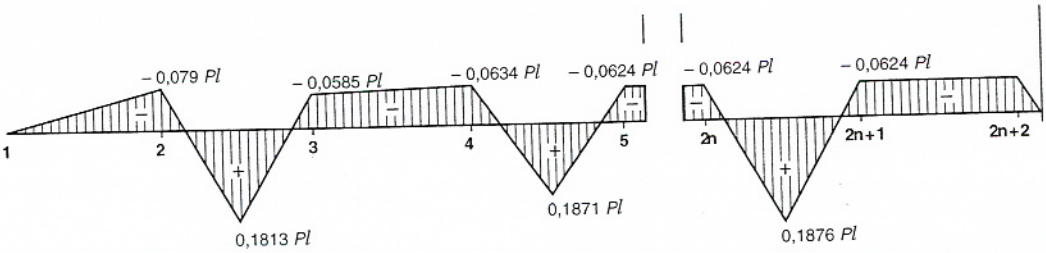
Distribución de cargas



Esfuerzos cortantes

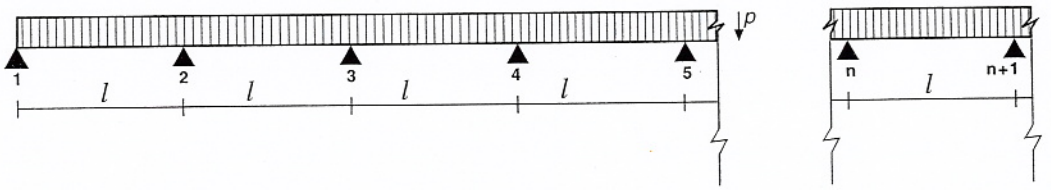


Momentos flectores

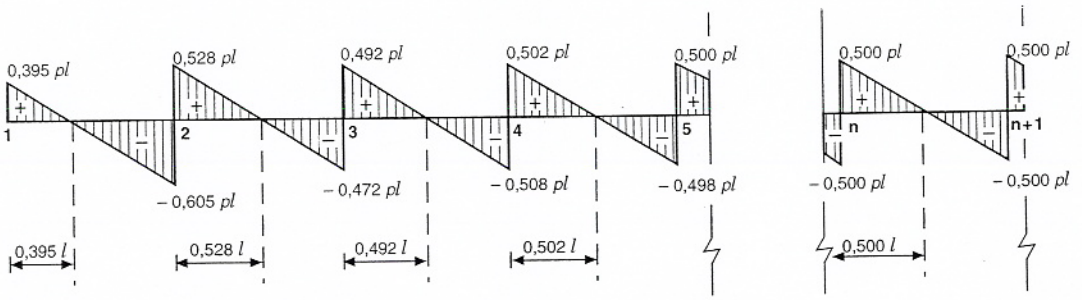


Vigas continuas infinitos vanos iguales

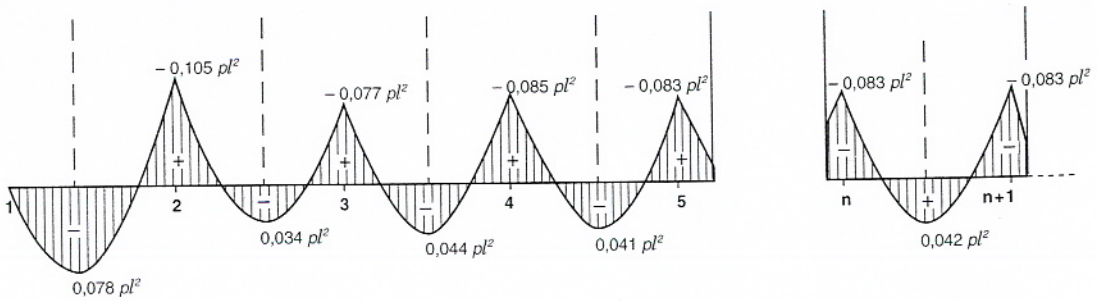
Distribución de cargas



Esfuerzos cortantes

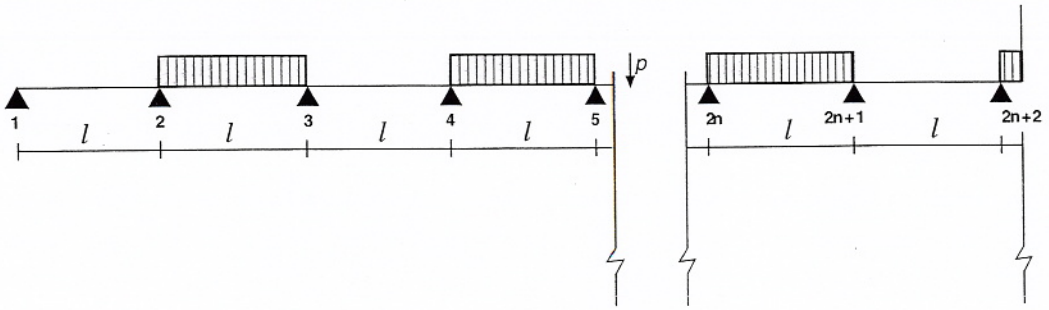


Momentos flectores

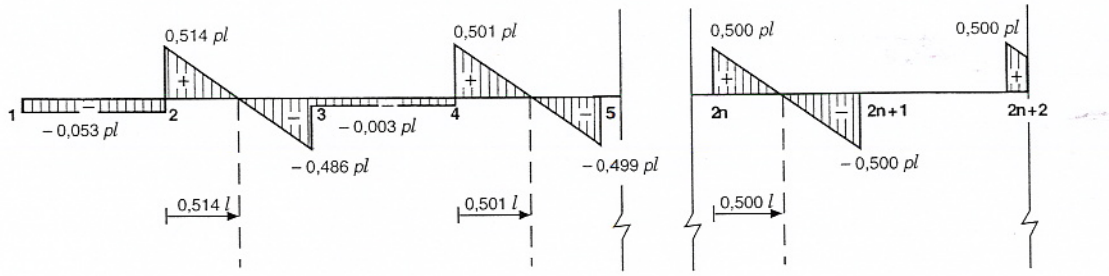


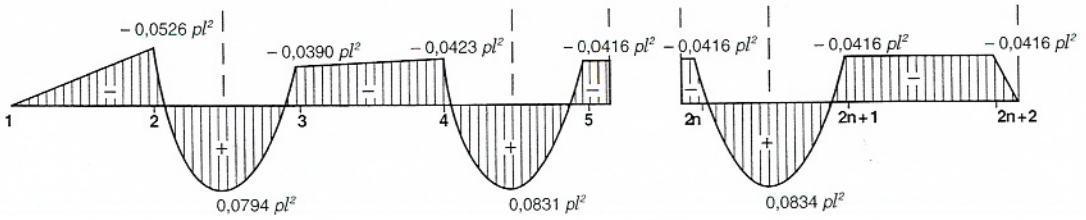
Vigas continuas infinitos vanos iguales

Distribución de cargas



Esfuerzos cortantes





A.1.3. Tablas de momentos admisibles en vigas y cargas admisibles en pilares

A continuación se presentan varias tablas para facilitar el predimensionamiento de vigas y pilares.

VIGAS

Los momentos máximos admisibles se han calculado para vigas realizadas con perfiles IPE, HEB, HEA ó UPN, para 4 tipos de acero en cada caso. Estos valores se han obtenido multiplicando el módulo resistente de la sección por la tensión de cálculo del acero correspondiente. Por tanto, deben comprobarse con el momento ponderado para cada viga concreta.

PILARES

Las cargas máximas admisibles se han determinado para pilares trabajando a compresión centrada, realizadas por perfiles HEB, HEA, HEM o por secciones compuestas formadas por 2 UPN en cajón. Estas cargas son ponderadas netas, pues se ha descontado el peso propio de cada pilar. Los coeficientes de pandeo se han determinado según la tabla que aparece en la guía, por redondeo de la esbeltez correspondiente, considerando que los extremos de los pilares son articulaciones fijas.

MOMENTOS MÁXIMOS ADMISIBLES (PONDERADOS) EN VIGAS CALCULADAS A FLEXIÓN SIMPLE

PERFIL IPE	MOMENTO MÁXIMO ADMISIBLE (m.t)			
PERFIL IPE	Acero A37	Acero A42	Acero A44	Acero A52
IPE- 80	0,48	0,52	0,56	0,72
IPE-100	0,82	0,89	0,96	1,23
IPE-120	1,27	1,38	1,48	1,91
IPE-140	1,86	2,01	2,16	2,78
IPE-160	2,62	2,83	3,05	3,92
IPE-180	3,50	3,80	4,09	5,26
IPE-200	4,66	5,04	5,43	6,98
IPE-220	6,05	6,55	7,06	9,07
IPE-240	7,78	8,42	9,07	11,66
IPE-270	10,30	11,15	12,01	15,44
IPE-300	13,37	14,48	15,60	20,05
IPE-330	17,11	18,54	19,96	25,67
IPE-360	21,70	23,50	25,31	32,54
IPE-400	27,84	30,16	32,48	41,76
IPE-450	36,00	39,00	42,00	54,00
IPE-500	46,32	50,18	54,04	69,48
IPE-550	58,56	63,44	68,32	87,84
IPE-600	73,68	79,82	85,96	110,52

MOMENTOS MÁXIMOS ADMISIBLES (PONDERADOS) EN VIGAS CALCULADAS A FLEXIÓN SIMPLE

PERFIL HEB

	MOMENTO MÁXIMO ADMISIBLE (m.t)			
PERFIL HEB	Acero A37	Acero A42	Acero A44	Acero A52
HEB - 100	2,16	2,34	2,52	3,24
HEB - 120	3,46	3,74	4,03	5,18
HEB - 140	5,18	5,62	6,05	7,78
HEB - 160	7,46	8,09	8,71	11,20
HEB - 180	10,22	11,08	11,93	15,34
HEB - 200	13,68	14,82	15,96	20,52
HEB - 220	17,66	19,14	20,61	26,50
HEB - 240	22,51	24,39	26,26	33,77
HEB - 260	27,60	29,90	32,20	41,40
HEB - 280	33,12	35,88	38,64	49,68
HEB - 300	40,32	43,68	47,04	60,48
HEB - 320	46,32	50,18	54,04	69,48
HEB - 340	51,84	56,16	60,48	77,76
HEB - 360	57,60	62,40	67,20	86,40
HEB - 400	69,12	74,88	80,64	103,68
HEB - 450	85,20	92,30	99,40	127,80
HEB - 500	102,96	111,54	120,12	154,44
HEB - 550	119,28	129,22	139,16	178,92
HEB - 600	136,80	148,20	159,60	205,20
HEB - 650	155,52	168,48	181,44	233,28
HEB - 700	176,16	190,84	205,52	264,24
HEB - 800	215,45	233,40	251,36	323,17
HEB - 900	263,52	285,48	307,44	395,28
HEB 1000	309,36	335,14	360,92	464,04

MOMENTOS MÁXIMOS ADMISIBLES (PONDERADOS) EN VIGAS CALCULADAS A FLEXIÓN SIMPLE

PERFIL HEA

	MOMENTO MÁXIMO ADMISIBLE (m.t)			
PERFIL HEA	Acero A37	Acero A42	Acero A44	Acero A52
HEA - 100	1,75	1,89	2,04	2,62
HEA - 120	2,54	2,76	2,97	3,82
HEA - 140	3,72	4,03	4,34	5,58
HEA - 160	5,28	5,72	6,16	7,92
HEA - 180	7,06	7,64	8,23	10,58
HEA - 200	9,34	10,11	10,89	14,00
HEA - 220	12,36	13,39	14,42	18,54
HEA - 240	16,20	17,55	18,90	24,30
HEA - 260	20,06	21,74	23,41	30,10
HEA - 280	24,24	26,26	28,28	36,36
HEA - 300	30,24	32,76	35,28	45,36
HEA - 320	35,52	38,48	41,44	53,28
HEA - 340	40,32	43,68	47,04	60,48
HEA - 360	45,36	49,14	52,92	68,04
HEA - 400	55,44	60,06	64,68	83,16
HEA - 450	69,60	75,40	81,20	104,40
HEA - 500	85,20	92,30	99,40	127,80
HEA - 550	99,60	107,90	116,20	149,40
HEA - 600	114,96	124,54	134,12	172,44
HEA - 650	131,38	142,32	153,27	197,06
HEA - 700	149,78	162,27	174,75	224,68
HEA - 800	184,37	199,73	215,10	276,55
HEA - 900	227,64	246,61	265,58	341,46
HEA 1000	268,56	290,94	313,32	402,84

MOMENTOS MÁXIMOS ADMISIBLES (PONDERADOS) EN VIGAS CALCULADAS A FLEXIÓN SIMPLE				
PERFIL UPN				
	MOMENTO MÁXIMO ADMISIBLE (m.t)			
PERFIL UPN	Acero A37	Acero A42	Acero A44	Acero A52
UPN - 80	0,64	0,69	0,74	0,95
UPN - 100	0,99	1,07	1,15	1,48
UPN - 120	1,46	1,58	1,70	2,19
UPN - 140	2,07	2,25	2,42	3,11
UPN - 160	2,78	3,02	3,25	4,18
UPN - 180	3,60	3,90	4,20	5,40
UPN - 200	4,58	4,97	5,35	6,88
UPN - 220	5,88	6,37	6,86	8,82
UPN - 240	7,20	7,80	8,40	10,80
UPN - 260	8,90	9,65	10,39	13,36
UPN - 280	10,75	11,65	12,54	16,13
UPN - 300	12,84	13,91	14,98	19,26
UPN - 320	16,30	17,65	19,01	24,44
UPN - 350	17,62	19,08	20,55	26,42
UPN - 380	19,90	21,55	23,21	29,84
UPN - 400	24,48	26,52	28,56	36,72

MOMENTOS MÁXIMOS ADMISIBLES (PONDERADOS) EN VIGAS CALCULADAS A FLEXIÓN SIMPLE				
	PERFIL UAP			
	MOMENTO MÁXIMO ADMISIBLE (m.t)			
PERFIL UAP	Acero A37	Acero A42	Acero A44	Acero A52
UAP - 80	0,64	0,69	0,75	0,96
UAP - 100	1,00	1,08	1,17	1,50
UAP - 130	1,69	1,83	1,97	2,54
UAP - 150	2,54	2,75	2,97	3,81
UAP - 175	3,48	3,77	4,06	5,22
UAP - 200	4,67	5,05	5,44	7,00
UAP - 220	5,91	6,40	6,89	8,87
UAP - 250	7,94	8,60	9,26	11,91
UAP - 300	13,07	14,16	15,25	19,60

CARGAS MÁXIMAS ADMISIBLES (PONDERADAS) EN PILARES CALCULADOS A COMPRESIÓN CENTRADA							
	ACERO A37						
	CARGA MÁXIMA ADMISIBLE EN PILARES (t)						
LONG. (m) / PERFIL HEB	2	3	4	5	6	7	8
HEB - 100	43,2	25,6	15,3	10,1	---	---	---
HEB - 120	65,7	44,2	28,0	18,9	13,3	---	---
HEB - 140	88,8	67,3	45,9	31,5	22,5	16,8	---
HEB - 160	117,3	95,6	69,5	49,1	36,0	26,9	20,8
HEB - 180	145,0	125,2	97,1	71,6	53,7	40,7	31,7
HEB - 200	175,0	158,6	129,9	99,9	75,5	58,7	45,9
HEB - 220	207,8	191,3	163,9	132,0	104,0	80,9	64,0
HEB - 240	244,4	228,9	203,1	170,3	135,5	108,6	85,8
HEB - 260	274,7	259,5	235,6	203,2	169,0	136,8	111,1
HEB - 280	305,0	290,8	270,6	241,3	202,2	167,4	137,6
HEB - 300	350,3	333,8	313,2	285,4	247,6	209,5	172,6
HEB - 320	378,5	360,7	338,4	308,4	267,5	226,4	186,5
HEB - 340	398,1	383,1	359,4	327,6	282,2	237,6	198,1
HEB - 360	421,4	405,5	380,4	344,0	298,7	248,6	206,7
HEB - 400	461,0	443,6	416,2	370,4	322,3	267,3	222,9
HEB - 450	507,6	488,4	454,2	407,8	350,1	294,3	241,9

CARGAS MÁXIMAS ADMISIBLES (PONDERADAS) EN PILARES CALCULADOS A COMPRESIÓN CENTRADA

	ACERO A42						
	CARGA MÁXIMA ADMISIBLE EN PILARES (t)						
LONG. (m) / PERFIL HEB	2	3	4	5	6	7	8
HEB - 100	45,3	25,9	15,4	10,1	---	---	---
HEB - 120	69,5	45,2	28,3	19,0	13,3	---	---
HEB - 140	94,6	69,7	46,6	31,8	22,7	16,8	---
HEB - 160	125,9	100,7	71,1	49,8	36,3	27,1	20,8
HEB - 180	155,6	131,4	100,2	72,9	54,2	41,0	31,8
HEB - 200	189,6	167,6	136,0	102,2	76,5	59,2	46,1
HEB - 220	223,0	203,7	172,4	135,6	106,1	82,2	64,6
HEB - 240	262,3	245,8	213,3	177,3	138,6	110,1	86,8
HEB - 260	294,8	278,6	249,0	212,5	173,7	139,4	112,4
HEB - 280	330,4	315,0	288,2	253,6	209,6	171,2	139,9
HEB - 300	375,8	361,7	336,4	299,7	259,2	215,6	175,9
HEB - 320	406,1	390,8	363,4	323,8	280,1	232,9	190,1
HEB - 340	431,3	415,0	386,0	343,9	293,6	244,9	201,9
HEB - 360	456,5	439,4	408,6	361,2	310,8	254,7	210,8
HEB - 400	499,4	476,2	443,1	392,2	335,5	275,6	227,5
HEB - 450	549,8	524,3	483,7	431,8	364,6	303,5	246,1

CARGAS MÁXIMAS ADMISIBLES (PONDERADAS) EN PILARES CALCULADOS A COMPRESIÓN CENTRADA							
	ACERO A52						
	CARGA MÁXIMA ADMISIBLE EN PILARES (t)						
LONG. (m) / PERFIL HEB	2	3	4	5	6	7	8
HEB - 100	51,6	27,1	15,7	10,2	---	---	---
HEB - 120	84,3	48,8	29,3	19,4	13,5	---	---
HEB - 140	120,8	78,4	49,1	32,7	23,1	17,0	---
HEB - 160	164,1	117,6	76,7	51,7	37,1	27,5	21,1
HEB - 180	206,1	159,7	111,2	77,0	56,2	41,9	32,3
HEB - 200	253,1	211,2	155,0	110,3	80,1	60,9	47,1
HEB - 220	303,1	261,8	203,1	149,9	112,5	85,2	66,4
HEB - 240	356,4	320,4	259,2	200,4	149,7	115,4	89,7
HEB - 260	404,3	369,1	309,7	246,5	190,7	148,4	117,2
HEB - 280	448,9	417,0	368,0	301,7	234,0	184,9	147,0
HEB - 300	515,5	482,8	432,1	364,3	295,6	236,5	187,2
HEB - 320	557,0	521,7	466,9	393,6	319,4	255,5	202,3
HEB - 340	591,6	554,1	495,9	418,1	333,7	266,7	214,9
HEB - 360	626,2	586,6	524,9	436,6	353,2	277,4	223,5
HEB - 400	685,0	635,9	569,6	471,2	380,2	298,4	240,3
HEB - 450	754,2	700,2	617,2	518,8	412,0	328,5	261,1

CARGAS MÁXIMAS ADMISIBLES (PONDERADAS) EN PILARES CALCULADOS A COMPRESIÓN CENTRADA

	ACERO A37						
	CARGA MÁXIMA ADMISIBLE EN PILARES (t)						
LONG. (m) / PERFIL HEA	2	3	4	5	6	7	8
HEA - 100	35,0	20,5	12,3	8,0	---	---	---
HEA - 120	48,5	32,4	20,5	13,7	9,6	---	---
HEA - 140	64,3	48,5	32,6	22,5	16,1	11,9	---
HEA - 160	83,0	67,8	49,1	34,5	24,8	18,6	---
HEA - 180	100,5	86,8	66,5	49,0	36,3	27,6	21,5
HEA - 200	120,5	108,3	88,8	68,1	51,3	39,4	30,8
HEA - 220	146,8	135,2	114,9	92,1	71,4	55,7	44,1
HEA - 240	177,1	164,3	146,0	121,7	97,1	76,3	61,5
HEA - 260	200,1	190,9	171,8	148,4	122,1	97,7	79,5
HEA - 280	226,5	215,9	199,2	177,8	148,2	123,0	100,9
HEA - 300	263,1	253,1	237,5	214,7	186,5	155,2	129,0
HEA - 320	288,7	277,8	260,6	235,7	204,6	172,3	141,6
HEA - 340	309,6	298,0	279,5	252,8	219,5	182,7	151,8
HEA - 360	332,9	320,4	300,6	271,8	232,7	196,4	160,9
HEA - 400	370,2	356,2	331,3	297,4	255,3	214,7	176,4
HEA - 450	414,4	398,8	370,9	330,4	285,8	237,6	194,8

CARGAS MÁXIMAS ADMISIBLES (PONDERADAS) EN PILARES CALCULADOS A COMPRESIÓN CENTRADA							
	ACERO A42						
	CARGA MÁXIMA ADMISIBLE EN PILARES (t)						
LONG. (m) / PERFIL HEA	2	3	4	5	6	7	8
HEA - 100	36,4	20,8	12,4	8,1	---	---	---
HEA - 120	50,9	33,1	20,8	13,8	9,6	---	---
HEA - 140	68,5	50,3	33,0	22,6	16,2	11,9	---
HEA - 160	89,2	70,9	50,0	35,1	25,0	18,7	---
HEA - 180	107,9	91,1	68,7	49,9	36,7	27,7	21,6
HEA - 200	130,6	114,5	92,4	69,3	52,1	39,7	31,0
HEA - 220	157,6	143,9	120,0	94,7	72,7	56,5	44,5
HEA - 240	190,0	176,5	153,3	126,8	98,9	77,5	62,1
HEA - 260	216,8	204,9	181,7	154,2	125,6	99,8	80,3
HEA - 280	243,0	231,8	212,2	185,6	153,7	125,3	102,2
HEA - 300	285,0	274,3	252,9	225,5	194,0	159,0	131,6
HEA - 320	312,8	301,0	279,9	247,5	212,9	177,4	144,4
HEA - 340	335,5	322,8	300,2	265,4	228,3	187,1	154,9
HEA - 360	360,7	347,1	320,0	285,4	242,3	201,2	164,3
HEA - 400	401,1	382,4	352,8	314,9	265,9	221,3	179,5
HEA - 450	449,0	428,0	394,9	347,2	297,7	243,8	198,3

CARGAS MÁXIMAS ADMISIBLES (PONDERADAS) EN PILARES CALCULADOS A COMPRESIÓN CENTRADA

	ACERO A52						
	CARGA MÁXIMA ADMISIBLE EN PILARES (t)						
LONG. (m) / PERFIL HEA	2	3	4	5	6	7	8
HEA - 100	41,4	21,8	12,7	8,2	---	---	---
HEA - 120	61,9	35,7	21,5	14,1	9,7	---	---
HEA - 140	86,9	56,1	34,7	23,2	16,4	12,1	---
HEA - 160	116,3	82,5	53,8	36,4	25,5	19,0	---
HEA - 180	142,9	110,8	75,7	52,5	37,9	28,4	21,9
HEA - 200	174,4	143,3	105,0	74,5	54,3	40,9	31,7
HEA - 220	214,2	185,0	140,9	104,0	77,1	58,5	45,7
HEA - 240	258,2	230,2	185,3	142,2	106,3	81,1	64,2
HEA - 260	294,6	269,1	224,5	178,2	137,8	105,4	83,6
HEA - 280	333,4	309,7	269,1	219,9	171,2	134,7	107,4
HEA - 300	390,9	366,2	325,0	272,5	220,5	173,2	139,5
HEA - 320	429,0	401,8	359,6	299,1	242,0	193,4	153,1
HEA - 340	460,1	431,0	385,7	320,8	259,5	203,8	164,2
HEA - 360	494,7	463,4	411,3	344,9	274,6	219,2	173,6
HEA - 400	550,1	510,6	450,2	378,4	300,5	239,6	190,4
HEA - 450	615,8	571,7	504,0	415,4	336,4	263,8	209,6

CARGAS MÁXIMAS ADMISIBLES (PONDERADAS) EN PILARES CALCULADOS A COMPRESIÓN CENTRADA							
	ACERO A37						
	CARGA MÁXIMA ADMISIBLE EN PILARES (t)						
LONG. (m) / PERFIL HEM	2	3	4	5	6	7	8
HEM - 100	95,1	58,4	36,3	23,8	---	---	---
HEM - 120	132,6	93,5	61,0	41,0	29,4	---	---
HEM - 140	169,5	133,2	93,6	64,8	46,3	34,8	---
HEM - 160	211,7	179,0	133,6	96,7	70,3	53,2	41,0
HEM - 180	250,9	222,0	176,8	133,1	99,5	76,8	59,8
HEM - 200	296,3	268,4	225,7	177,1	136,0	105,1	82,5
HEM - 220	340,3	316,1	276,7	227,1	180,8	140,5	111,8
HEM - 240	461,2	435,8	392,8	337,2	274,9	219,0	177,8
HEM - 260	512,2	488,3	450,5	393,1	331,0	269,5	221,4
HEM - 280	558,8	537,7	504,5	449,0	390,7	324,1	270,1
HEM - 300	712,4	685,3	648,3	599,8	529,3	455,6	382,8
HEM - 320	733,6	705,6	667,5	612,5	545,0	463,3	388,0
HEM - 340	743,0	714,7	676,1	620,3	544,1	463,5	393,0
HEM - 360	750,0	721,5	682,5	621,1	545,3	467,9	390,6
HEM - 400	766,5	737,3	691,3	629,6	549,4	466,7	389,1
HEM - 450	787,7	757,7	704,2	641,8	556,7	471,1	393,9

CARGAS MÁXIMAS ADMISIBLES (PONDERADAS) EN PILARES CALCULADOS A COMPRESIÓN CENTRADA

	ACERO A42						
	CARGA MÁXIMA ADMISIBLE EN PILARES (t)						
LONG. (m) / PERFIL HEB	2	3	4	5	6	7	8
HEM - 100	99,4	59,4	36,5	23,9	---	---	---
HEM - 120	140,2	96,2	61,6	41,3	29,5	---	---
HEM - 140	182,0	138,5	95,4	65,3	46,7	35,0	---
HEM - 160	227,2	188,1	136,9	98,2	70,8	53,6	41,2
HEM - 180	271,8	234,7	183,2	135,5	100,7	77,3	60,2
HEM - 200	318,1	285,9	236,1	182,6	137,8	106,0	83,2
HEM - 220	368,7	339,4	290,8	235,6	184,6	142,1	113,0
HEM - 240	499,6	467,9	415,3	352,9	281,6	223,0	180,5
HEM - 260	549,6	524,2	475,9	410,6	343,5	276,4	224,7
HEM - 280	605,4	577,1	537,1	475,3	406,7	334,1	275,8
HEM - 300	764,3	742,4	696,2	634,1	553,3	472,9	390,0
HEM - 320	787,0	757,3	716,8	647,7	569,7	478,4	397,6
HEM - 340	797,1	767,1	719,7	656,0	569,0	478,7	402,7
HEM - 360	804,7	774,3	726,5	657,0	566,6	483,2	400,6
HEM - 400	822,4	791,3	742,4	666,1	575,0	479,8	395,9
HEM - 450	845,1	813,2	756,3	673,8	582,9	484,7	401,1

CARGAS MÁXIMAS ADMISIBLES (PONDERADAS) EN PILARES CALCULADOS A COMPRESIÓN CENTRADA							
	ACERO A52						
	CARGA MÁXIMA ADMISIBLE EN PILARES (t)						
LONG. (m) / PERFIL HEM	2	3	4	5	6	7	8
HEM - 100	116,6	62,8	37,5	24,2	---	---	---
HEM - 120	174,3	105,6	64,2	42,2	29,9	---	---
HEM - 140	233,8	157,5	101,5	67,6	47,6	35,5	---
HEM - 160	298,6	223,8	149,0	102,7	72,9	54,6	41,8
HEM - 180	359,8	288,2	206,1	144,3	104,5	79,4	61,3
HEM - 200	428,5	362,4	273,7	197,6	144,9	109,7	85,2
HEM - 220	501,0	435,7	347,8	262,3	196,5	148,1	116,1
HEM - 240	678,9	614,9	510,0	403,7	306,7	235,7	187,2
HEM - 260	753,9	694,2	603,8	482,0	379,7	295,4	235,7
HEM - 280	830,3	770,8	690,4	571,2	460,8	361,7	291,3
HEM - 300	1048,3	1000,0	908,0	783,5	644,0	522,7	419,2
HEM - 320	1079,5	1020,3	935,0	795,3	663,1	530,6	425,1
HEM - 340	1093,3	1033,4	931,4	805,5	659,9	527,3	430,5
HEM - 360	1103,7	1043,2	940,3	801,8	654,7	532,3	428,1
HEM - 400	1127,9	1066,1	953,1	808,0	657,7	526,8	423,1
HEM - 450	1159,0	1095,5	971,5	819,0	664,7	531,7	427,0

CARGAS MÁXIMAS ADMISIBLES (PONDERADAS) EN PILARES CALCULADOS A COMPRESIÓN CENTRADA							
	ACERO A37						
	CARGA MÁXIMA ADMISIBLE EN PILARES (t)						
LONG. (m) / PERFIL 2UAP	2	3	4	5	6	7	8
2UPN - 120	74,1	62,2	45,9	32,9	24,3	18,2	14,1
2UPN - 140	90,6	78,8	61,4	45,3	33,5	25,7	20,0
2UPN - 160	107,5	96,6	79,2	60,7	45,8	35,6	27,8
2UPN - 180	126,7	116,7	100,1	78,8	61,3	48,0	38,0
2UPN - 200	147,0	137,8	120,5	99,4	78,9	62,2	49,6
2UPN - 220	172,4	163,0	145,7	124,3	101,0	80,8	64,8
2UPN - 240	196,9	186,0	170,3	148,9	124,1	101,0	81,6
2UPN - 260	224,9	214,4	199,5	177,9	151,0	125,4	102,8
2UPN - 280	249,1	239,7	224,9	203,3	176,6	147,0	122,2
2UPN - 300	277,4	266,8	252,4	229,7	203,1	173,0	144,4

CARGAS MÁXIMAS ADMISIBLES (PONDERADAS) EN PILARES CALCULADOS A COMPRESIÓN CENTRADA							
	ACERO A42						
	CARGA MÁXIMA ADMISIBLE EN PILARES (t)						
LONG. (m) / PERFIL 2UPN	2	3	4	5	6	7	8
2UPN - 120	79,5	64,9	47,4	33,3	24,5	18,3	14,1
2UPN - 140	97,2	83,4	63,7	46,1	33,9	25,9	20,1
2UPN - 160	116,5	102,1	82,4	61,9	46,5	35,9	28,0
2UPN - 180	137,2	124,3	104,5	81,1	62,4	48,5	38,2
2UPN - 200	159,3	146,7	127,6	103,1	80,9	63,0	50,0
2UPN - 220	186,8	173,4	154,1	130,2	104,2	82,3	65,6
2UPN - 240	211,3	199,7	180,0	156,7	128,2	102,8	82,7
2UPN - 260	243,6	232,3	212,5	187,0	156,5	128,2	104,4
2UPN - 280	269,9	259,7	239,4	213,5	183,7	150,6	124,6
2UPN - 300	297,6	286,4	268,7	243,0	212,5	178,7	148,1

CARGAS MÁXIMAS ADMISIBLES (PONDERADAS) EN PILARES CALCULADOS A COMPRESIÓN CENTRADA							
	ACERO A52						
	CARGA MÁXIMA ADMISIBLE EN PILARES (t)						
LONG. (m) / PERFIL 2UPN	2	3	4	5	6	7	8
2UPN - 120	104,5	76,9	51,3	34,9	25,1	18,7	14,3
2UPN - 140	128,7	101,2	70,4	48,9	35,1	26,5	20,4
2UPN - 160	155,6	127,8	93,7	66,5	48,4	36,9	28,6
2UPN - 180	184,8	158,6	122,7	88,9	66,0	50,3	39,3
2UPN - 200	216,5	189,8	153,3	115,0	86,5	66,0	51,6
2UPN - 220	253,9	228,0	188,0	148,4	112,7	86,7	68,0
2UPN - 240	289,9	264,6	225,3	183,1	141,2	109,8	86,7
2UPN - 260	331,0	307,5	271,3	222,5	176,0	138,5	110,1
2UPN - 280	370,2	346,7	307,8	258,1	208,8	164,0	132,1
2UPN - 300	408,2	385,9	347,8	296,6	246,4	196,9	158,3

CARGAS MÁXIMAS ADMISIBLES (PONDERADAS) EN PILARES CALCULADOS A COMPRESIÓN CENTRADA							
	ACERO A37						
	CARGA MÁXIMA ADMISIBLE EN PILARES (t)						
LONG. (m) / PERFIL 2UAP	2	3	4	5	6	7	8
2UAP - 100	56,3	44,2	31,1	21,6	15,7	11,7	9,1
2UAP - 130	76,3	64,1	47,4	34,5	25,2	19,1	14,8
2UAP - 150	103,4	92,9	77,2	60,2	45,6	35,4	28,1
2UAP - 175	123,7	113,9	97,6	78,7	61,2	47,9	37,9
2UAP - 200	146,1	137,0	121,8	101,6	81,2	64,7	51,6
2UAP - 220	167,4	158,2	143,8	122,6	101,2	82,1	65,9
2UAP - 250	204,1	194,6	178,1	156,8	130,5	107,8	87,6
2UAP - 300	275,5	267,6	255,4	286,1	211,3	183,6	157,0

CARGAS MÁXIMAS ADMISIBLES (PONDERADAS) EN PILARES CALCULADOS A COMPRESIÓN CENTRADA

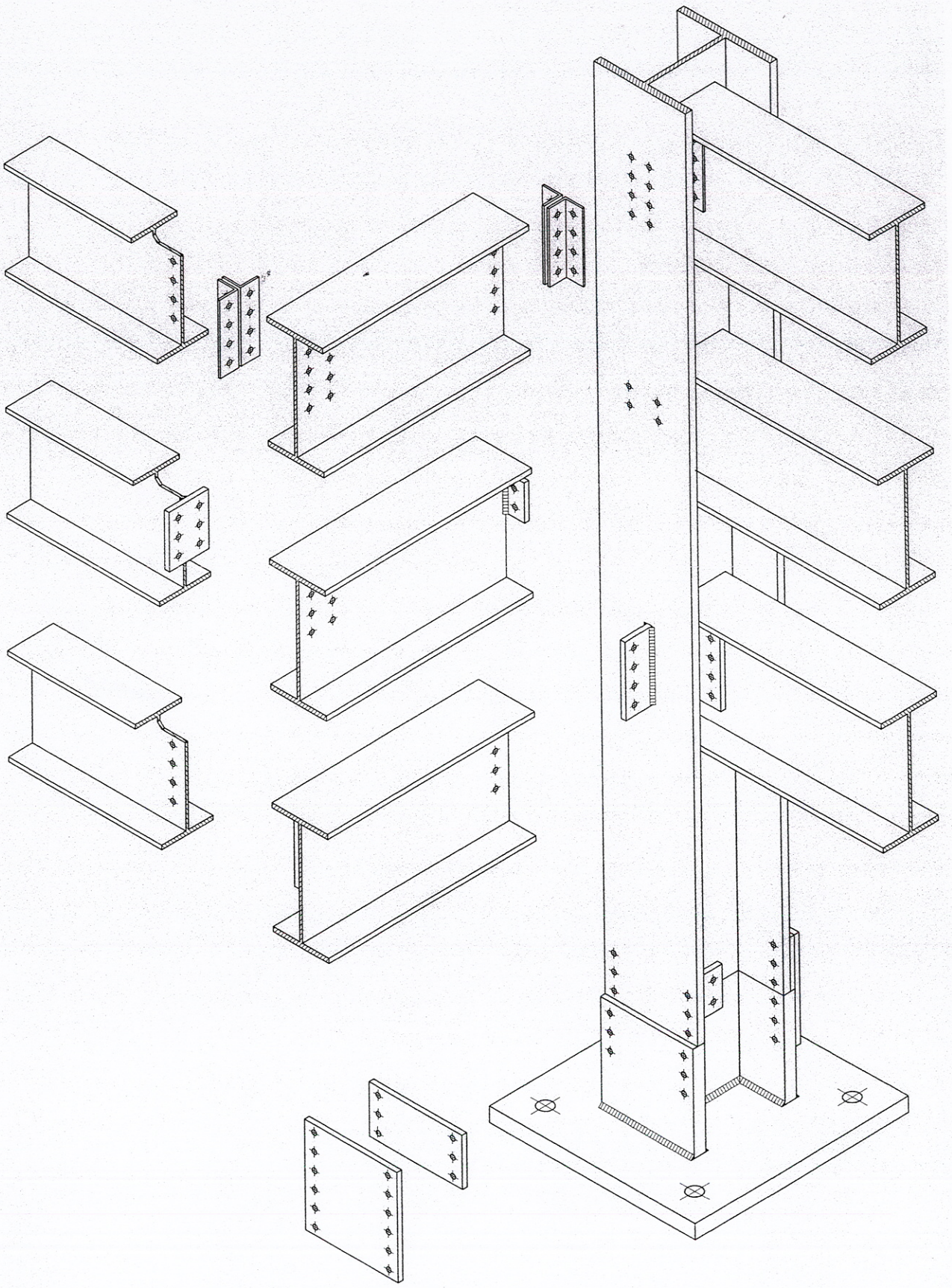
	ACERO A42						
	CARGA MÁXIMA ADMISIBLE EN PILARES (t)						
LONG. (m) / PERFIL 2UAP	2	3	4	5	6	7	8
2UAP - 100	60,5	46,0	31,7	21,8	15,8	11,7	9,1
2UAP - 130	81,9	66,9	48,9	35,0	25,4	19,2	14,9
2UAP - 150	110,9	98,1	80,7	61,8	46,3	35,7	28,2
2UAP - 175	132,7	121,3	102,7	80,8	62,5	48,5	38,3
2UAP - 200	158,3	147,1	127,9	105,9	82,7	65,7	52,1
2UAP - 220	181,3	169,9	152,1	128,3	104,2	83,8	66,8
2UAP - 250	219,0	208,9	188,2	163,8	134,7	110,5	88,9
2UAP - 300	298,4	287,2	271,8	249,5	219,0	190,2	161,0

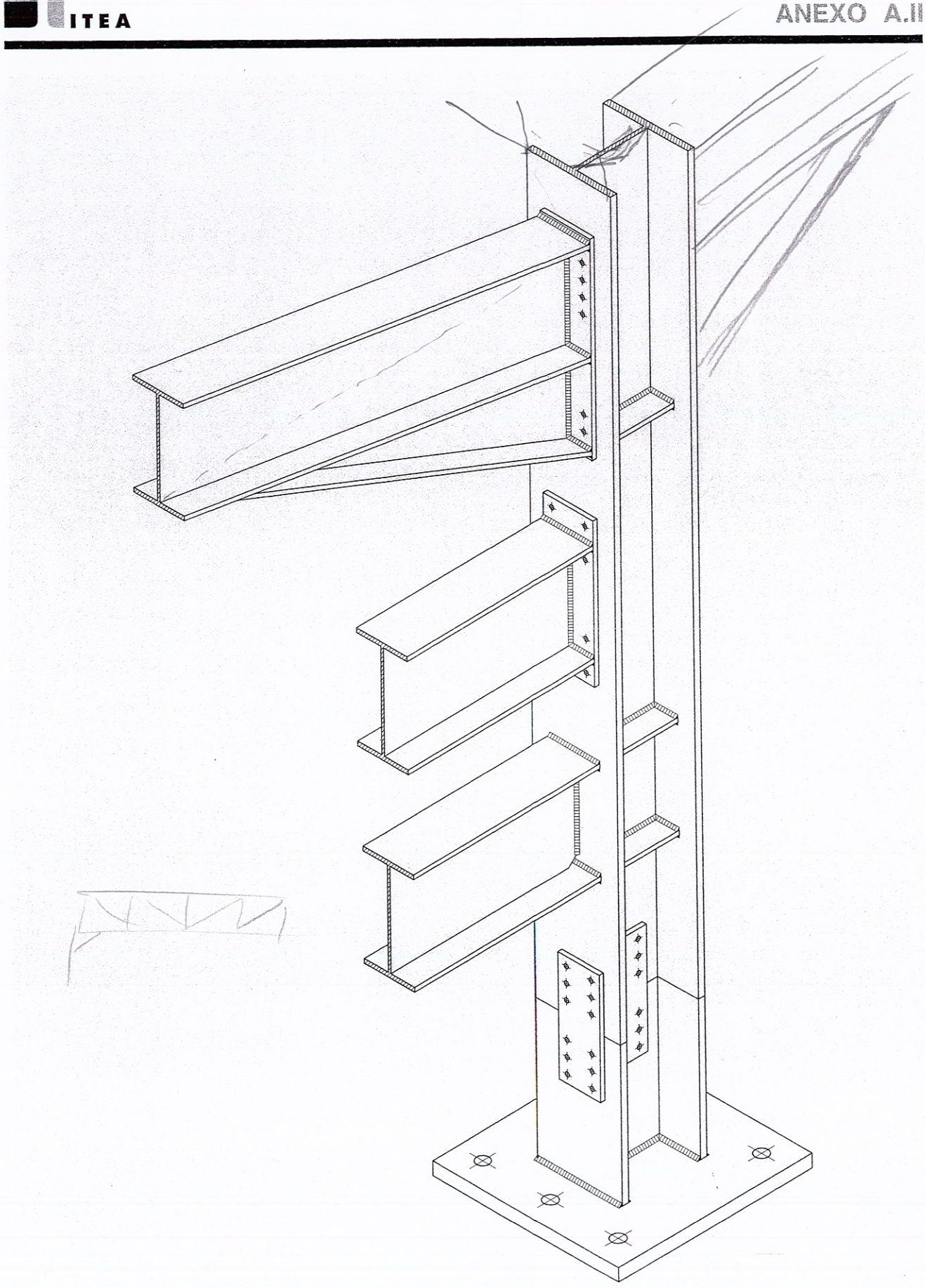
CARGAS MÁXIMAS ADMISIBLES (PONDERADAS) EN PILARES CALCULADOS A COMPRESIÓN CENTRADA							
	ACERO A52						
	CARGA MÁXIMA ADMISIBLE EN PILARES (t)						
LONG. (m) / PERFIL 2UAP	2	3	4	5	6	7	8
2UAP - 100	77,6	52,3	33,8	25,9	16,1	11,9	9,2
2UAP - 130	107,6	79,2	52,9	36,6	26,0	19,6	15,1
2UAP - 150	149,4	123,6	92,3	66,8	48,5	36,9	28,9
2UAP - 175	180,4	155,8	121,0	89,3	66,0	50,3	39,3
2UAP - 200	213,2	191,8	154,5	118,6	96,3	68,9	53,9
2UAP - 220	246,3	223,2	187,8	146,7	113,5	88,5	69,4
2UAP - 250	300,3	276,6	237,1	192,2	149,4	118,1	94,4
2UAP - 300	409,2	390,3	357,2	312,2	257,0	213,9	174,1

ANEXO II DETALLES CONSTRUCTIVOS DE UNIONES

Relación de detalles constructivos que se incluyen en el CD-ROM:

5 -1.DWG	Empalme de pilares con placa de testa
5 -2.DWG	Empalme de pilares con cubrejuntas
5 -3.DWG	Empalme de pilares con cubrejuntas de alma
5 -4.DWG	Empalme de vigas con cubrejuntas
5 -5.DWG	Empalme de vigas con chapa de testa
5 -6.DWG	Brochales articulados mediante angulares atornillados
5 -7.DWG	Brochal articulado mediante soldadura de alma
5 -8.DWG	Unión atornillada de brochales continuos
5 -9.DWG	Unión soldada de brochales continuos
5 -10.DWG	Unión de pilar continuo con viga continua
5 -11.DWG	Unión de de pilar continuo con vigas perimetrales articuladas
5 -12.DWG	Unión de pilar continuo con viga articulada mediante angulares atornillados
5 -13.DWG	Unión de pilar continuo con viga articulada mediante angulares soldados
5 -14.DWG	Unión atornillada de pilar continuo con vigas articuladas
5 -15.DWG	Unión rígida de pilar con viga con chapa de testa atornillada
5 -16.DWG	Unión rígida de pilar con viga mediante soldadura directa
5 -17.DWG	Bases de pilares
5 -18.DWG	Sistemas de anclaje en el cimiento
6 -1.DWG	Forjado compuesto con encofrado de chapa grecada de acero
6 -2.DWG	Conectores entre estructura y forjado
6 -3.DWG	Sección de forjado con encofrado de chapa grecada
6 -4.DWG	Sección de forjado con losas aligeradas
6 -5.DWG	Detalle de conexión intermedia de forjado de losas
6 -6.DWG	Detalle de conexión extrema de forjado de losas
6 -8.DWG	Detalles de forjados del tipo slimfloor
A-2-1.DWG	Uniones articuladas
A-2-2.DWG	Uniones rígidas
A-3-1-5.DWG	Disposiciones con chapa de testa





ANEXO III CÁLCULO DE UNIONES

En este Anexo se consideran únicamente, por las razones ya indicadas en el texto, las uniones atornilladas y las uniones soldadas, con exclusión de las roblonadas.

A.3.1. Uniones atornilladas

Son las más utilizadas en obra, por las ventajas que presentan frente a las soldadas, tanto en rápidez y facilidad de ejecución como en garantía de calidad.

Entre las diversas calidades de tornillos contemplados por la norma y ofrecidos en el mercado se recomienda el uso en obra de tornillos ordinarios 4.6 o de tornillos de alta resistencia 10.9.

La diferencia entre los tornillos ordinarios y los de alta resistencia, no sólo estriba en la calidad de su acero, sino, sobre todo, en su forma de trabajo. Los tornillos ordinarios trabajan a cortadura y/o tracción, según los esfuerzos que los soliciten. Los tornillos de alta resistencia que contempla la norma son pretensados por un par de apriete, de manera que las superficies que unen están sometidas a una presión que hace que, por fricción entre ellas, puedan resistir y transmitir esfuerzos perpendiculares al eje de los tornillos. Este trabajo por fricción requiere, en general, una preparación de las superficies en contacto que garantice la ausencia, en ellas, de cascarilla, pintura o cualquier otro elemento extraño al acero.

Para ciertos usos se emplean tornillos de alta resistencia, no pretensados, cuyo trabajo es análogo al de los tornillos ordinarios pero con características resistentes más elevadas, aunque sin las ventajas que las uniones por fricción presentan.

Disposiciones constructivas:

Según la norma, las distancias **s** entre centros de agujeros de diámetro **a**, que unan piezas de espesor **e**, deben cumplir las limitaciones siguientes (Fig. A.3.1.1.):

$s \geq 3{,}5\ a$ $\quad s \leq 8\ a$ $\quad s \leq 15\ e$

• Las distancias **t**, entre los centros de los agujeros y los bordes de las piezas, deben cumplir:

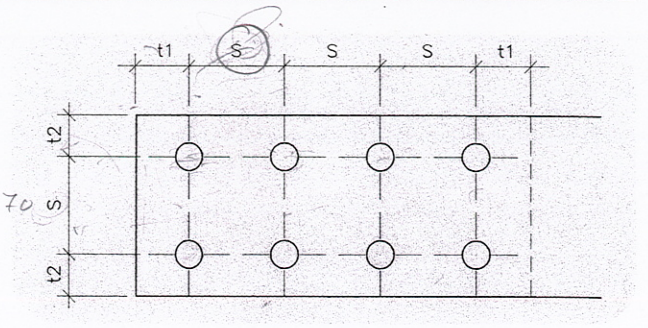


Fig. A.3.1.1.

$t_1 \geq 2\ a$ (borde frontal) $\quad t_1 \leq 3\ a$ (ambos bordes)

$t_2 \geq 1{,}5\ a$ (borde lateral) $\quad t_2 \leq 6\ e$ (ambos bordes)

A título de orientación, la norma recomienda la siguiente regla para la elección de los diámetros, **d**, de los tornillos:

$$d = \sqrt{5.e} - 0{,}2 \text{ (d y e en cm)}$$

A.3.1.1. Tornillos ordinarios

Los tornillos ordinarios utilizados habitualmente en estructuras de acero, son los T-A 4.6, que, de acuerdo con la norma NBE-EA-95 deben garantizar un valor de $\sigma_t = 2.400$ kg/cm². (Resistencia de cálculo del tornillo).

Estos tornillos únicamente pueden utilizarse para unir piezas fabricadas en acero A37 y A42.

El agotamiento a tracción lo da la expresión $0{,}80\ \sigma_t$ Ar, siendo Ar el área resistente del tornillo, resultando para cada diámetro:

Tornillo	T 10	T 12	T 16	T 20	T 22	T 24	T 27	T 30	T 33	T 36
Resistencia a tracción (t)	1,11	1,61	3,01	4,70	5,81	6,77	8,81	10,77	13,32	15,68

La tensión de agotamiento a simple cortadura es $0{,}65\ \sigma_t$ A, siendo A el área de la espiga del tornillo, resultando para cada diámetro los valores siguientes:

Tornillo	T 10	T 12	T 16	T 20	T 22	T 24	T 27	T 30	T 33	T 36
Resistencia a cortadura (t)	1,22	1,75	3,12	4,88	5,89	7,00	8,88	10,98	13,26	15,80

Si el número de secciones que resisten la fuerza cortante aumenta, el esfuerzo resistido por cada tornillo aumenta proporcionalmente. Por ejemplo,

en el caso, frecuente, de doble cortadura, la resistencia indicada en la tabla deberá multiplicarse por dos.

Es preciso, sobre todo cuando se trata de tornillos de grandes diámetros, comprobar al aplastamiento las chapas de unión.

El agotamiento del material por aplastamiento contra la espiga del tornillo se define por la expresión $2\ \sigma_u\ A_a$, siendo A_a el producto del diámetro del agujero por el espesor del elemento o elementos que transmiten o reciben el esfuerzo, y σ_u la resistencia de cálculo del acero del material (chapas o perfiles).

En la tabla siguiente se indican las resistencias al aplastamiento de chapas de espesor 10 mm para los diferentes diámetros:

TORNILLO A4.6	RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO DE CHAPAS DE ESPESOR 10 mm (t)	
	A-37	A-42
T10	5,28	5,72
T12	6,24	6,76
T16	8,16	8,84
T20	10,08	10,92
T22	11,04	11,96
T24	12,00	13,00
T27	13,44	14,56
T30	14,88	16,12
T33	16,32	17,68
T36	17,76	19,24

Como en este apartado se han utilizado esfuerzos y tensiones de agotamiento, las solicitaciones de comparación hay que considerarlas con sus valores ponderados.

A.3.1.2.Tornillos de alta resistencia

Los tornillos de alta resistencia utilizados habitualmente en estructuras de acero son los T-A10.9, que, de acuerdo con la Norma NBE-EA-95, deben garantizar un valor del límite elástico no inferior a $\sigma_e = 9000$ kg/cm2.

Estos tornillos se pueden utilizar para unir piezas fabricadas con cualquier tipo de acero.

En las uniones por fricción, los tornillos, una vez colocados, deben ser pretensados aplicándoles, con los mecanismos apropiados (llaves calibradas...), un **par de apriete**, que debe tener un valor de:

$$M_a = K.d.N_o$$

Siendo:

$N_o = 0{,}80\ \sigma_e\ A_n$ Esfuerzo de pretensado del tornillo

A_n = Area del núcleo del tornillo

d = Diámetro nominal del tornillo

K = Coeficiente que para los tornillos en estado normal de suministro vale 0,18

Para cada diámetro resultan los siguientes valores del esfuerzo de pretensado y del correspondiente par de apriete:

Tornillo	TR 12	TR 16	TR 20	TR 22	TR 24	TR 27
N_o (t)	5,5	10,3	16,2	20,2	23,3	30,6
M_a (m kg.)	11,9	29,8	58,4	80,7	101,0	149,0

El agotamiento a tracción de un tornillo se produce cuando la tracción ponderada que actúa sobre él alcanza el esfuerzo axial de pretensado N_o.

El agotamiento de un tornillo, previamente pretensado, solicitado por una fuerza perpendicular a su eje, tiene lugar cuando esta fuerza supera a la de fricción que produce ese tornillo en la unión. El valor de la fuerza de agotamiento a fricción es:

$$1{,}07\ .\ N_o\ \mu\ n$$

siendo:

N_o Fuerza de pretensado

n Número de secciones en contacto entre chapas

μ Coeficiente de rozamiento entre superficies en contacto, que adopta los siguientes valores:

- 0,30 superficies sin preparar
- 0,45 superficies preparadas de acero A 37
- 0,52 superficies preparadas de acero A 42
- 0,60 superficies preparadas de acero A 52

La preparación de la superficie puede consistir en un chorreado de la misma o en su imprimación con pinturas que garanticen el coeficiente de rozamiento.

Al sobrepasar el rozamiento estático, se produce, según la NBE, el agotamiento de la unión. No obstante, vencido el rozamiento, el tornillo pasaría a trabajar a cortadura como tornillo sin pretensar. La norma NBE no considera esta modalidad, por suponer que la pretendida rigidez que se busca con esta

unión, se pierde con el deslizamiento de la misma. Sín embargo, las **Recomendaciones Europeas para la Construcción Metálica** consideran que, al sobrepasarse el rozamiento estático de la unión, entra en acción una segunda etapa resistente, en la cual el esfuerzo se absorbe por fricción más cortadura.

Como ya se ha indicado, al llegar a esta fase, se produce un ligero desplazamiento que puede hacer que, en ciertas estructuras, no sea posible considerar esta segunda etapa por los efectos negativos que dicho movimiento puede producir sobre ellas.

Tanto si se considera esta nueva etapa resistente, como si únicamente se calcula el tornillo a cortadura con su límite elástico correspondiente, debe calcularse, además, la solicitación de agotamiento del material por aplastamiento contra la espiga del tornillo, definida para tornillos de alta resistencia pretensados por:

$$3\ \sigma_u\ A_a$$

con idénticos significados de las variables que para los tornillos ordinarios.

En la tabla siguiente se indican las resistencias al aplastamiento de chapas de espesor 10 mm unidas con tornillos de alta resistencia pretensados:

TORNILLO A-10.9	RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO DE CHAPAS DE ESPESOR 10 mm (t)			
	A-37	A-42	A-44	A-52
TR-12	9,36	10,14	10,92	14,04
TR-16	12,24	13,26	14,28	18,36
TR-20	15,12	16,38	17,64	22,68
TR-22	16,56	17,94	19,32	24,84
TR-24	18,00	19,50	21,00	27,00
TR-27	20,16	21,84	23,52	30,24

Se recuerda que en estos apartados las solicitaciones de comparación deben ser las ponderadas.

A.3.1.3.Uniones atornilladas articuladas

La consecución de una articulación, tanto en uniones entre vigas como entre viga y pilar, se recomienda que se realice por medio de la unión del alma con angulares (Figs. 5.6 y 5.12).

Como norma general la longitud l del angular debe ser mayor que la mitad de la altura del alma en su parte recta $l > h_1/2$. El espesor de los angulares será el obtenido por la condición de aplastamiento.

El eventual despalmillado de las alas exige comprobar que la sección reducida resiste los esfuerzos (Fig. A.3.1.2.):

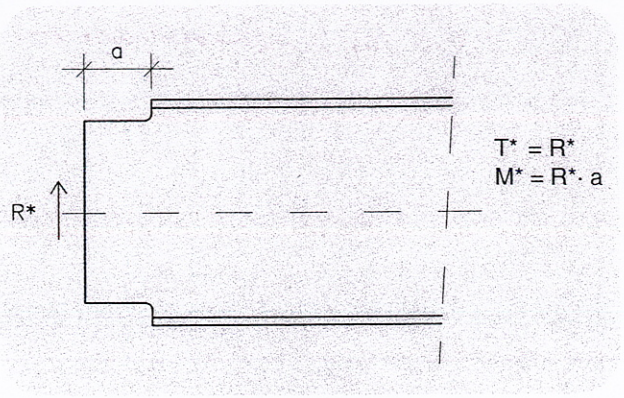


Fig. A.3.1.2.

El proceso de cálculo de una unión como la de la figura (Fig. A.3.1.3.) es el siguiente:

En primer lugar es preciso elegir el diámetro de los tornillos a emplear, para lo cual puede tenerse en cuenta la recomendación de la norma, indicada anteriormente. Conviene unificar al máximo los diámetros de los tornillos a emplear en toda la estructura.

Elegido el diámetro, se determina el número n aproximado de tornillos necesario dividiendo R* por la resistencia del tornillo a simple o doble cortadura, según se realice la unión con uno o dos angulares.

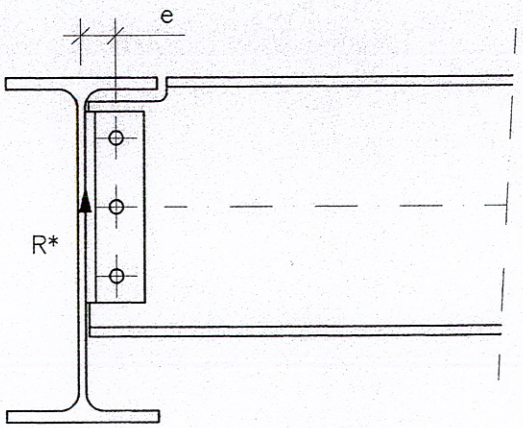


Fig. A.3.1.3.

La excentricidad de la reacción R* respecto a los tornillos origina un momento flector, que debe ser resistido por el conjunto de los tornillos, mediante unos esfuerzos H, variables, según su mayor o menor alejamiento del centro de la unión (Fig. A.3.1.4.)

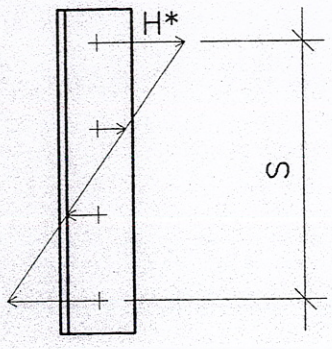


Fig. A.3.1.4.

La solicitación del tornillo más alejado es una fuerza oblicua T* de componentes V* y H*.

$$T^* = \sqrt{V^{*2} + H^{*2}} \qquad V^* = R^*/n \qquad H^* \approx R^*.\ e / s$$

Si T* supera la resistencia del tornillo, habría que aumentar su número o su diámetro.

Si T* es menor que la resistencia del tornillo a doble o simple cortadura, según la unión sea de doble angular, como es caso más frecuente, o de simple angular, el tornillo es válido. En ese caso, el paso siguiente es la comprobación del aplastamiento del alma de la viga o de los angulares, mediante las expresiones:

$$\sigma = \frac{T^*}{d\,e} \le 2\sigma_u \quad \text{Tornillos ordinarios}$$

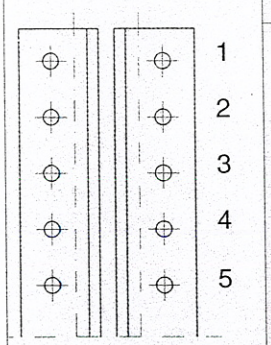
$$\sigma = \frac{T^*}{d\,e} \le 3\sigma_u \quad \text{Tornillos alta resistencia pretensados}$$

Donde:

- σ Tensión de trabajo a aplastamiento
- σ_u Resistencia de cálculo del acero de los perfiles
- e Espesor de pared de los perfiles
- T* Carga a transmitir ponderada máxima
- d Diámetro de la caña del tornillo

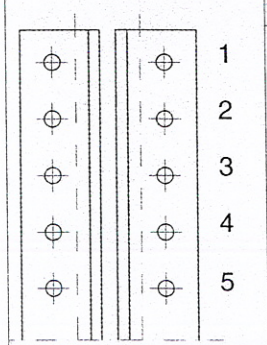
Como orientación, a título de ejemplo, se incluyen las tablas de esfuerzos cortantes máximos y esfuerzos de aplastamiento para uniones de dos angulares L120/10 y número de filas variable de 2 a 8, para espesores de alma de 10 mm y acero σ_u = 2.600 kg/cm².

UNIÓN DE ALMA (10 mm) CON DOS ANGULARES (L120/10) — Tornillos ordinarios A 4.6



Nº filas	Separación entre agujeros	Esfuerzo cortante (t)				Esfuerzo aplastamiento (t)			
		T 16	T 20	T 22	T 24	T 16	T 20	T 22	T 24
2	70	6,30	9,85	11,89	-	8,92	11,02	12,07	-
2	84	7,17	11,22	13,54	16,16	10,16	12,56	13,75	14,95
3	70	11,48	17,95	21,67	-	16,26	20,09	22,00	-
3	84	12,79	20,00	24,14	28,70	18,12	22,38	24,51	26,65
4	70	17,40	27,23	32,86	-	24,65	30,46	33,37	-
4	84	18,96	29,67	35,81	42,56	26,86	33,19	36,16	39,52
5	70	23,71	37,08	44,76	-	33,59	41,49	45,45	-
5	84	25,39	39,72	47,94	56,98	35,97	44,44	48,67	52,91
6	70	30,20	47,23	57,01	-	42,78	52,85	57,88	-
6	84	31,94	49,97	60,31	71,68	45,25	55,91	61,23	66,56
7	70	36,75	57,48	69,36	-	52,07	64,32	70,44	-
7	84	38,50	60,21	72,68	86,38	54,55	67,36	73,79	80,21
8	70	43,36	67,83	81,87	-	61,43	75,89	83,12	-
8	84	45,05	70,46	85,05	101,08	63,82	78,83	86,35	93,86

UNIÓN DE ALMA (10 mm) CON DOS ANGULARES (L 120/10) — Tornillos alta resistencia A 10.9



Nº filas	Separación entre agujeros	Esfuerzo cortante (t)				Esfuerzo aplastamiento (t)			
		TR 16	TR 20	TR 22	TR 24	TR 16	TR 20	TR 22	TR 24
2	70	11,57	18,20	22,68	-	13,39	16,54	18,12	-
2	84	13,17	20,72	25,82	28,65	15,23	18,83	20,63	22,43
3	70	21,08	33,15	41,32	-	24,39	30,13	33,01	-
3	84	23,49	36,94	46,04	51,08	27,18	33,58	36,79	39,99
4	70	31,97	50,27	62,66	-	36,99	45,70	50,07	-
4	84	34,80	54,78	68,27	75,75	40,30	49,80	54,55	59,31
5	70	43,54	68,47	85,34	-	50,38	62,24	68,18	-
5	84	46,64	73,34	91,41	101,42	53,96	66,67	73,04	79,41
6	70	55,46	87,21	108,70	-	64,17	79,27	86,85	-
6	84	58,67	92,26	114,99	127,59	67,88	83,86	91,88	99,90
7	70	67,49	106,13	132,28	-	78,09	96,47	105,69	-
7	84	70,70	118,18	138,57	153,75	81,80	101,06	110,72	120,39
8	70	79,64	125,23	156,09	-	92,14	113,83	124,72	-
8	84	82,74	130,10	162,16	179,92	95,73	118,26	129,57	140,48

Finalmente se debe comprobar la sección reducida por el eventual despalmillado de las alas para el momento flector y esfuerzo cortante indicados anteriormente.

A.3.1.4.Uniones atornilladas rígidas

La unión rígida garantiza la transmisión de momentos. Como se ha indicado en el capítulo 5, su configuración más conveniente es la formada por una placa de testa rígida soldada a la viga en taller y atornillada al pilar en obra.

La placa puede ser del tamaño del perfil, extendida a uno o a ambos lados, reforzada por otro perfil, etc... (Fig. A.3.1.5).

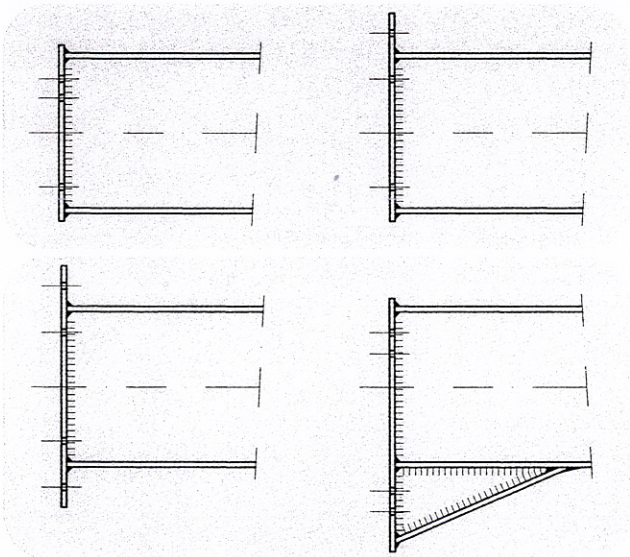


Fig. A.3.1.5.

El correcto diseño de esta unión exige las siguientes comprobaciones:

- Cálculo de los elementos de unión para resistir los esfuerzos de tracción y cortadura que en ellos se producen, debidos a las solicitaciones de la unión.

- Comprobación del material al aplastamiento.

- Comprobación de la soldadura de las alas y alma de la viga a la placa de testa.

- Cálculo del espesor de la placa.

La determinación de los elementos de unión, parte de las solicitaciones a transmitir que, en el caso más general, son un esfuerzo axial, un esfuerzo cortante y un momento flector. Su repercusión sobre los tornillos es la siguiente:

- El esfuerzo axial produce una tensión normal.
- El esfuerzo cortante produce una tensión tangencial.
- El momento flector produce asimismo una tensión normal.

Para el cálculo de estas tensiones producidas por el momento flector, la NBE-EA-95 en su anejo 3.A5 supone una distribución triangular de los esfuerzos producidos por dicho momento flector, y aplica unas fórmulas, relativamente complejas, para su cálculo. Por ello, se adopta la recomendación de la C.E.C.M. que simplifica el proceso, transformando el momento flector en un par de fuerzas T (Fig. A.3.1.6):

$$M = T \cdot h$$

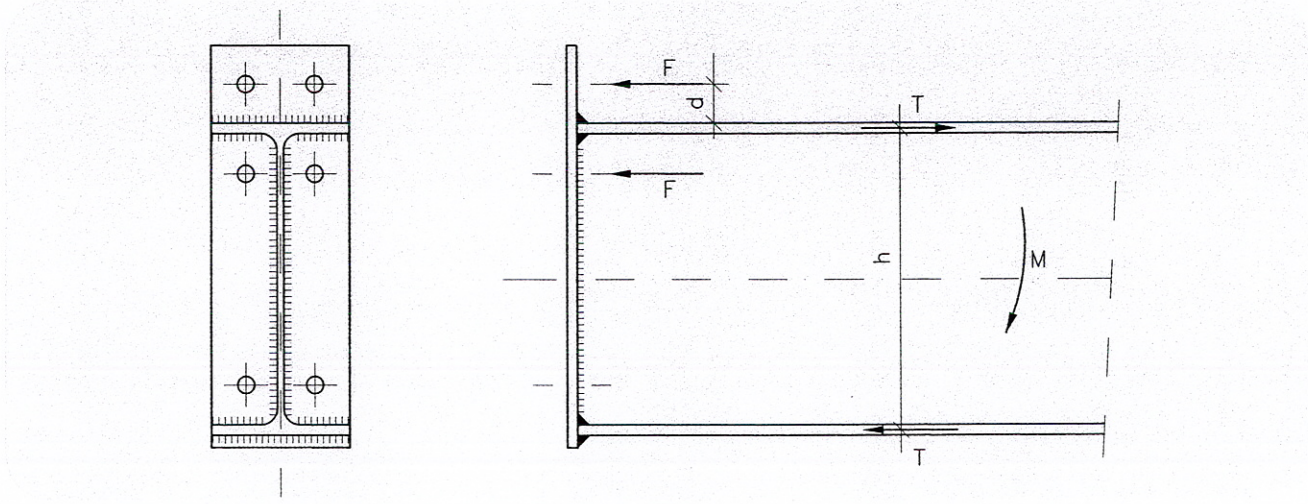


Fig. A.3.1.6.

Estas fuerzas se distribuyen a partes iguales en las filas de tornillos a tracción.

$$F = T/2.$$

A estos esfuerzos habrá que sumar los debidos a un eventual esfuerzo de tracción en la viga.

Se aconseja colocar dos filas de tornillos, tan próximos como sea posible del ala traccionada, con dos tornillos por fila, para conseguir una distribución uniforme del esfuerzo.

Para uniones con tornillos ordinarios, se obtiene la tensión normal de trabajo para cada tornillo, al dividir el esfuerzo axial de tracción ponderado por el área resistente del tornillo, y su tensión tangencial de trabajo, al dividir el esfuerzo cortante ponderado por el área de la sección de la espiga.

Las condiciones de comprobación son las siguientes:

1. $\sigma^* < 0{,}80\sigma_t$

2. $\sigma_{co} = \sqrt{\sigma^{*2} + 3\tau^{*2}} \leq \sigma_t$

siendo:

σ_t Tensión de tracción de cálculo del tornillo. (2400 kg/cm2 para calidad 4.6)

σ^* Tensión normal de trabajo.

τ^* Tensión tangencial de trabajo.

En uniones con tornillos de alta resistencia se considerará, como solicitación de agotamiento a tracción, el valor N_0 de pretensado que actúa sobre su espiga:

$$N^*_T < N_0$$

y como solicitación de agotamiento en la dirección perpendicular a su eje la dada por:

$$T^* \leq 1{,}07\ (N_0 - N^*_T)\ \mu n$$

Donde:

N^*_T Esfuerzo de tracción ponderado en la dirección del eje.

μ Coeficiente de rozamiento entre superficies en contacto (ver valores indicados)

n Número de secciones en contacto entre las chapas o perfiles que componen la unión.

El cálculo del espesor de las placas puede hacerse para placa de testa rígida, de forma que no produzca efecto palanca en los tornillos, o dimensionando la chapa para su total aprovechamiento, trabajando como placa flexible, en cuyo caso los tornillos deben absorber el efecto palanca que se produce.

El espesor de la placa de testa, diámetro de tornillos y disposición constructiva, puede obtenerse de los ábacos que se adjuntan, o en otros textos especializados.

Como norma general, se recomienda disponer rigidizadores horizontales del alma del pilar, coincidiendo con las alas de la viga, para evitar fenómenos de inestabilidad local (Fig. A.3.1.7).

En casos especiales de solicitaciones muy elevadas habrá que hacer las comprobaciones de estos fenómenos acudiendo a textos especializados.

Para el cálculo de la soldadura entre viga y chapa de testa, ver apartado A.3.2.4.

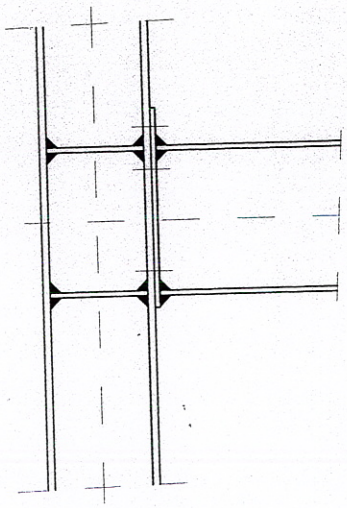


Fig. A.3.1.7.

A.3.2. Uniones soldadas

Como se ha indicado en el capítulo 5, las uniones soldadas en obra pueden resultar de dudosa calidad si no se toman las medidas adecuadas para garantizar su correcta ejecución, ya que se ven afectadas por distintos factores negativos, como son, entre otros:

- Posición de soldadura
- Viento
- Lluvia
- Bajas temperaturas

Por tanto, se recomienda que, si es posible, las uniones soldadas en obra se limiten a uniones que no transmitan grandes esfuerzos.

Las uniones soldadas en taller, con los medios disponibles actualmente, se pueden realizar con total garantía de calidad.

A.3.2.1. Tipos de soldadura

Las soldaduras se pueden clasificar en:

- Soldaduras a tope
- Soldaduras de ángulo
- Soldaduras especiales

Las soldaduras a tope son aquellas en las que el material de aportación penetra todo el espesor de las piezas a unir. Para conseguir esta penetración es necesario realizar una preparación de bordes, a partir de unos espesores determinados, dependiendo de los equipos y condiciones en las que se realice la soldadura. Esta preparación se realiza mediante el achaflanado de los bordes. Las soldaduras a tope, correctamente ejecutadas, garantizan, al menos, una resistencia igual a la de la pieza soldada.

Las soldaduras en ángulo son aquéllas en las que el material de aportación rellena el ángulo formado por las piezas a unir, con una penetración parcial del espesor de las piezas. Las soldaduras de ángulo, por su posición respecto a la dirección de los esfuerzos solicitantes, se dividen en laterales y frontales, estableciéndose diferentes tensiones de comparación para cada una de ellas. Para el cálculo se supone que, en los cordones, existe una distribución uniforme de las tensiones y una infinita rigidez de las piezas unidas.

El valor máximo de la garganta para una soldadura en ángulo es $a \leq 0{,}7\ e_{min}$, siendo e_{min} el espesor mínimo de las chapas a unir. Estos valores son aplicables también a los perfiles de caras paralelas, además de a las chapas.

Los valores mínimos de garganta en función del espesor de la pieza son los siguientes (Fig. A.3.2.1):

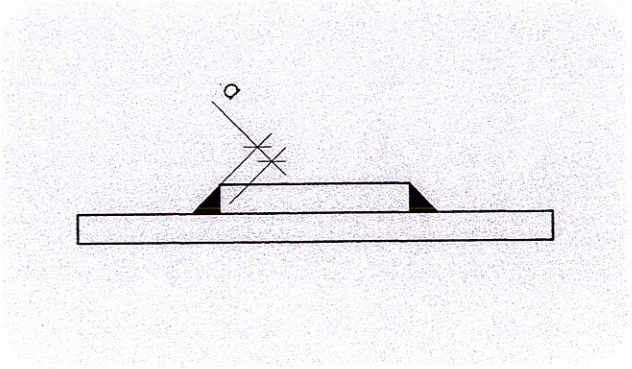


Fig. A.3.2.1.

Espesor de la pieza e mm	Garganta mínima a mm
4,0 a 6,0	2,5
6,1 a 8,0	3,0
8,1 a 10,0	3,5
10,1 a 12,0	4,0
12,1 a 14,0	4,5
14,1 a 16,0	5,0
16,1 a 18,0	5,5
18,1 a 20,0	6,0
20,1 a 24,0	6,5
24,1 a 28,0	7,0
28,1 a 32,0	7,5
32,1 a 36,0	8,0

Respecto a las longitudes de los cordones de soldadura, la norma establece que la longitud eficaz l de una soldadura lateral, en la unión de una barra de ancho b que transmite un esfuerzo axial, estará comprendida entre los siguientes valores (Fig. A.3.2.2):

$$15\ a \leq l \leq 60\ a$$

$$b \leq l \leq 12\ b$$

Se recomienda unir toda soldadura frontal con las soldaduras laterales, si existen, y, si no existieran, prolongarla en las partes laterales en una longitud igual a cuatro veces la garganta.

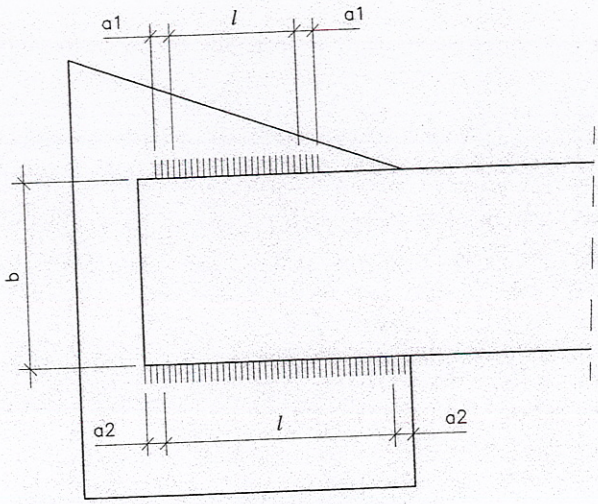


Fig. A.3.2.2.

Los defectos más habituales en las soldaduras son: mordeduras, faltas de fusión, penetración insuficiente e inclusión de escorias y/o burbujas en el cordón (Fig. A.3.2.3). Estos defectos merman la resistencia de la soldadura, y deben evitarse con una técnica adecuada y un exhaustivo control de calidad.

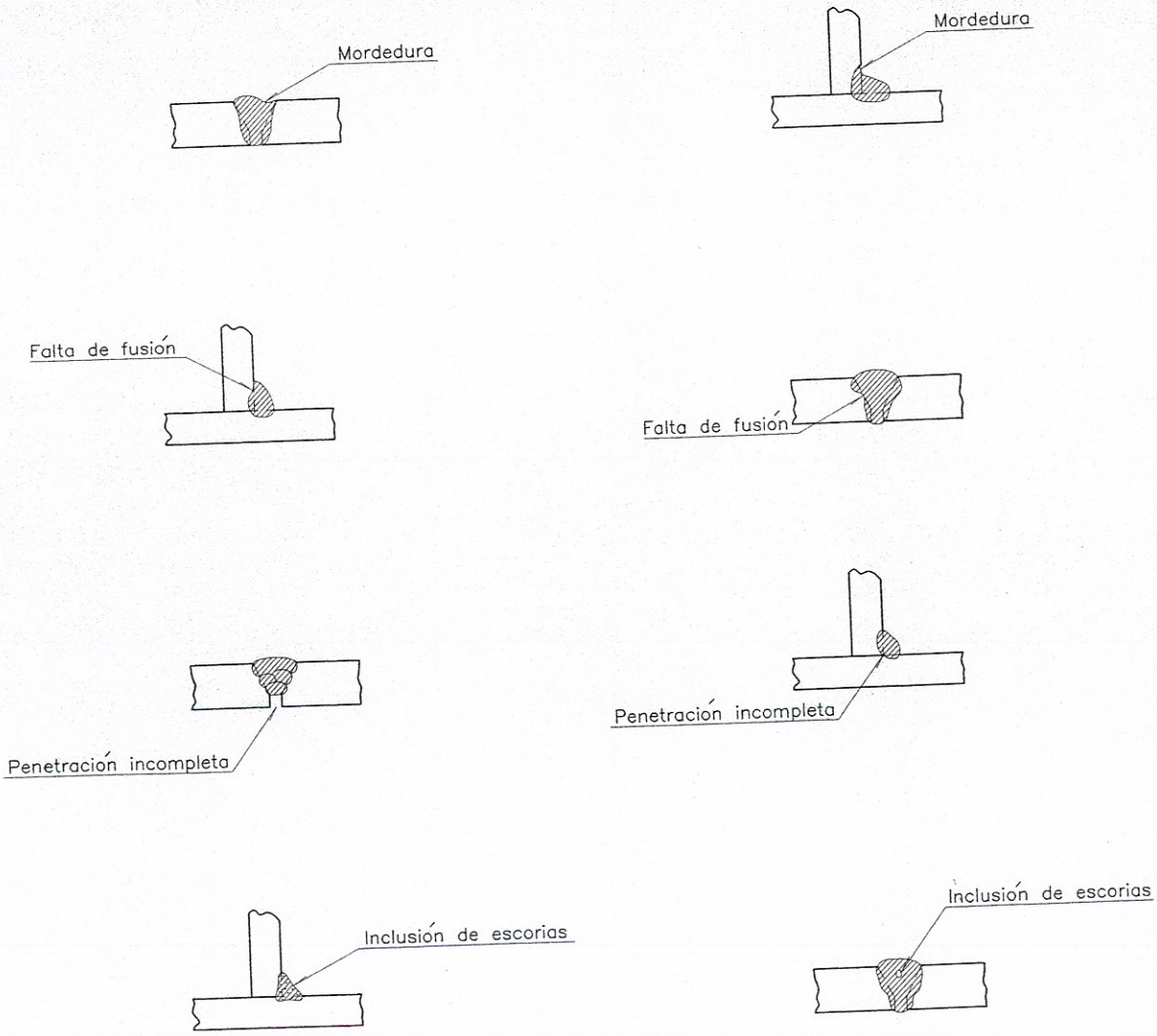


Fig. A.3.2.3.

A.3.2.2.Resistencia de las soldaduras

Las soldaduras a tope, en las estructuras objeto e ésta *guía,* no requieren comprobación siempre que su espesor sea no menor que el de la pieza más delgada, y su sobreespesor sea inferior al 10% del espesor mínimo de dicha pieza para evitar efectos de entalla.

Las soldaduras en ángulo se calculan, según la NBE-EA-95, teniendo en cuenta que la condición de agotamiento es (Fig. A.3.2.4):

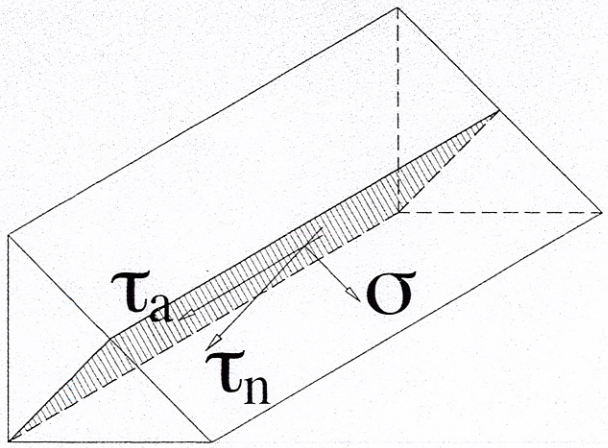


Fig. A.3.2.4.

$$\sigma_{co} = \sqrt{\sigma^{*2} + 1{,}8\,(\tau^{*2}_n + \tau^{*2}_a)} \leq \sigma_u$$

Siendo:

σ_{co}	Tensión de comparación
σ^*	Tensión normal ponderada respecto al plano de la garganta
τ^*_n	Tensión tangencial ponderada, normal a la arista, respecto al plano de la garganta
τ^*_a	Tensión tangencial ponderada, paralela a la arista, respecto al plano de la garganta
σ_u	Resistencia de cálculo del acero

La norma DIN establece una comparación similar (fig. A.3.2.5.):

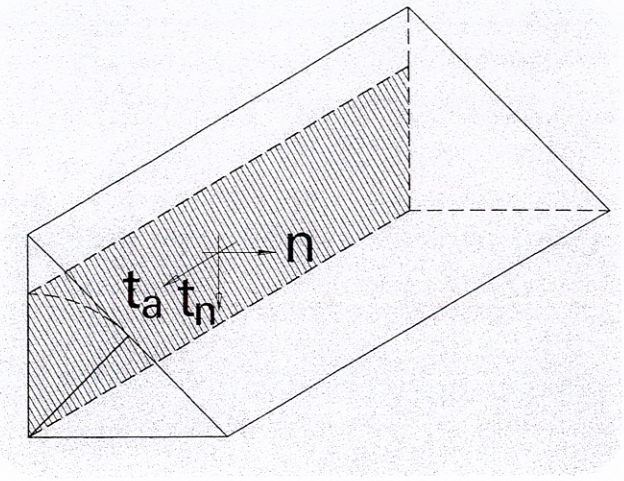


Fig. A.3.2.5.

$$\sigma_{co} = \sqrt{n^2 + t_n^2 + t_a^2} \leq 0{,}7\,\sigma_u$$

Siendo:

$$n = \frac{\sqrt{2}}{2}\,(\sigma + \tau_n)$$

$$t_n = \frac{\sqrt{2}}{2}\,(\sigma - \tau_n)$$

$$t_a = \tau_a$$

Para los casos prácticos habituales, la distribución de esfuerzos en cada cordón se recoge en el anejo 3.A6 de la NBE-EA-95. Como orientación, en los casos más simples de tracción en soldaduras laterales y frontales, las condiciones para la transmisión de un esfuerzo F* serán:

Sólo cordones laterales (Fig. A.3.2.6):

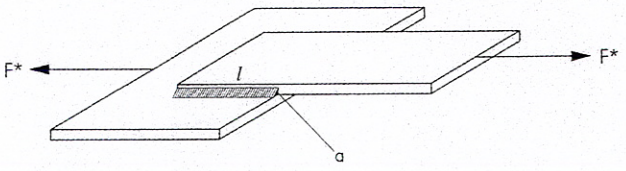


Fig. A.3.2.6.

$$\frac{F^*}{0{,}75\,\Sigma\, a l} \leq \sigma_u$$

Sólo cordones frontales (Fig. A.3.2.7):

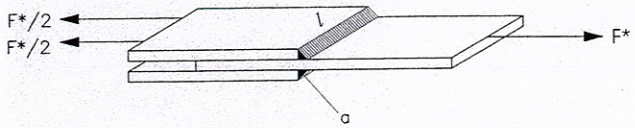


Fig. A.3.2.7.

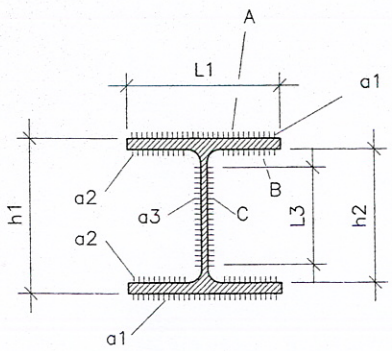
$$\frac{F^*}{0{,}85\ \Sigma\ a\!l} \leq \sigma_u$$

A.3.2.3.Uniones soldadas articuladas

En el capítulo de diseño de uniones se han presentado uniones articuladas realizadas con unión soldada por medio de angulares, en las cuales el cordón debe tener la menor longitud posible y transmitir los esfuerzos cortantes.

En la unión soldada directa, realizada en obra, la principal dificultad radica en la exactitud dimensional necesaria para que las piezas a unir queden, entre sí, a la distancia adecuada para su correcta ejecución, por lo que no es recomendable su utilización. El cálculo se hace como un cordón lateral sometido al esfuerzo cortante F* a transmitir, es decir:

$$\frac{F^*}{0{,}75\ \Sigma\ a\!l} \leq \sigma_u$$



A.3.2.4.Uniones soldadas rígidas viga - pilar

El método generalmente empleado consiste en la soldadura directa del perímetro de la viga al ala del pilar.

De la misma forma que en el caso anterior, la dificultad principal de las uniones en obra es la exactitud dimensional necesaria para conseguir que las piezas queden, entre sí, a la distancia adecuada para su correcta ejecución.

El adecuado diseño de esta unión exige las siguientes comprobaciones en el pilar y en las soldaduras:

- Cálculo de las soldaduras en ángulo necesarias en la unión de alas y alma de la viga al ala del pilar
- Comprobación del abollamiento del alma del pilar en la zona próxima al ala comprimida de la viga
- Comprobación de la flexión del ala del pilar en la zona próxima al ala traccionada de la viga
- Comprobación del cizallamiento del alma del pilar

El cálculo de las soldaduras se realiza comprobando que cada cordón aguanta las correspondientes tensiones para unos esfuerzos generales de flexión y tracción. (Se considera que la flexión es introducida por una fuerza F*, aplicada a una distancia e, originando en la unión un momento flector y un esfuerzo cortante) (fig. A.3.2.8.).

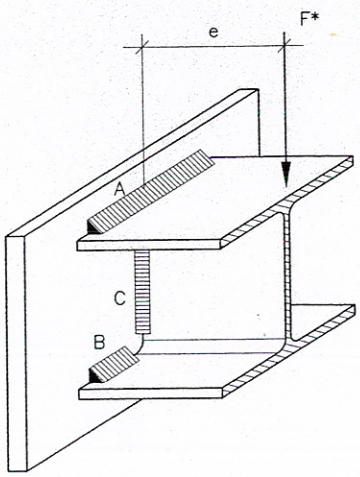


Fig. A.3.2.8.

Las tensiones de comparación para cada cordón, debidas a la flexión, vienen dadas de forma aproximada por las siguientes expresiones:

Cordones A (Parámetros L_1, a_1)

$$\sigma_{co} \approx 1{,}18 \frac{F^* e}{W}$$

Cordones B (Parámetros L_2, a_2)

$$\sigma_{co} \approx 1{,}18 \frac{h_2 - a_2}{h_1 + a_1} \frac{F^* e}{W}$$

Cordones C (Parámetros L_3, a_3)

$$\sigma_{co} = \sqrt{1{,}4 \left(\frac{F^* e}{W} \frac{L_3}{h_1 + a_1}\right)^2 + 1{,}8 \left(\frac{F^*}{2 L_3 a_3}\right)^2}$$

Siendo W el módulo resistente de dichos cordones para la distribución especificada (fig. A.3.2.9.).

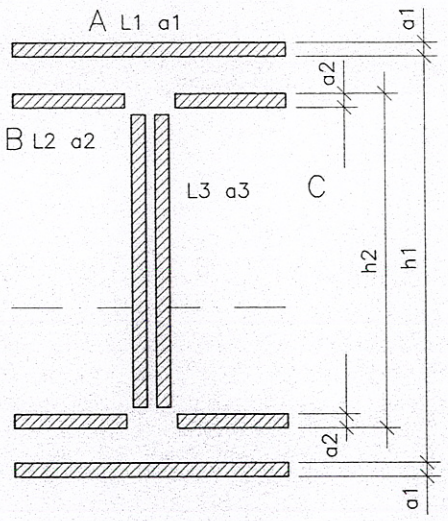


Fig. A.3.2.9.

El valor de este módulo resistente se obtendría de la forma siguiente:

$$I \approx \frac{1}{12} a_3 L_3^3 \cdot 2 + \frac{L_1 a_1 (h_1 + a_1)^2}{2} + L_2 a_2 (h_2 - a_2)^2$$

$$W = 2.I/(h_1 + 2a_1)$$

Se han despreciado los momentos de inercia de los cordones A y B por su insignificancia con respecto al resto.

Estas tensiones se deberán incrementar con las que añaden los eventuales esfuerzos axiales sobre cada cordón de soldadura, teniendo en cuenta que dichos cordones son frontales. Estas tensiones adicionales se obtendrían por la expresión:

$$\frac{N^*}{0{,}85 \Sigma a l}$$

Cada una de las tensiones resultantes debe ser menor que σ_u del acero del material.

Este cálculo es válido asimismo para las uniones entre placa de testa y extremo de la viga.

Otra forma de obtener las tensiones de comparación consiste en dimensionar los cordones A y B para absorber el momento y la fuerza axial, y los cordones C para el esfuerzo cortante.

Para evitar la flexión del ala del pilar y el abollamiento de su alma, se recomienda la colocación de rigidizadores horizontales como continuación de las alas de la viga. En casos de muy elevadas solicitaciones, se deben consultar textos especializados para el correcto dimensionamiento de dichos rigidizadores.

Las tensiones cortantes en el rectángulo formado por los dos rigidizadores horizontales y las alas del pilar pueden hacer necesario reforzar el alma de éste en esa zona. En secciones en doble T, si el momento que agota la unión es igual al momento que agota la viga, es suficiente comprobar que el espesor del alma del pilar cumple con:

$$e \geq \frac{1{,}94 W_x}{h_v h_c}$$

siendo:

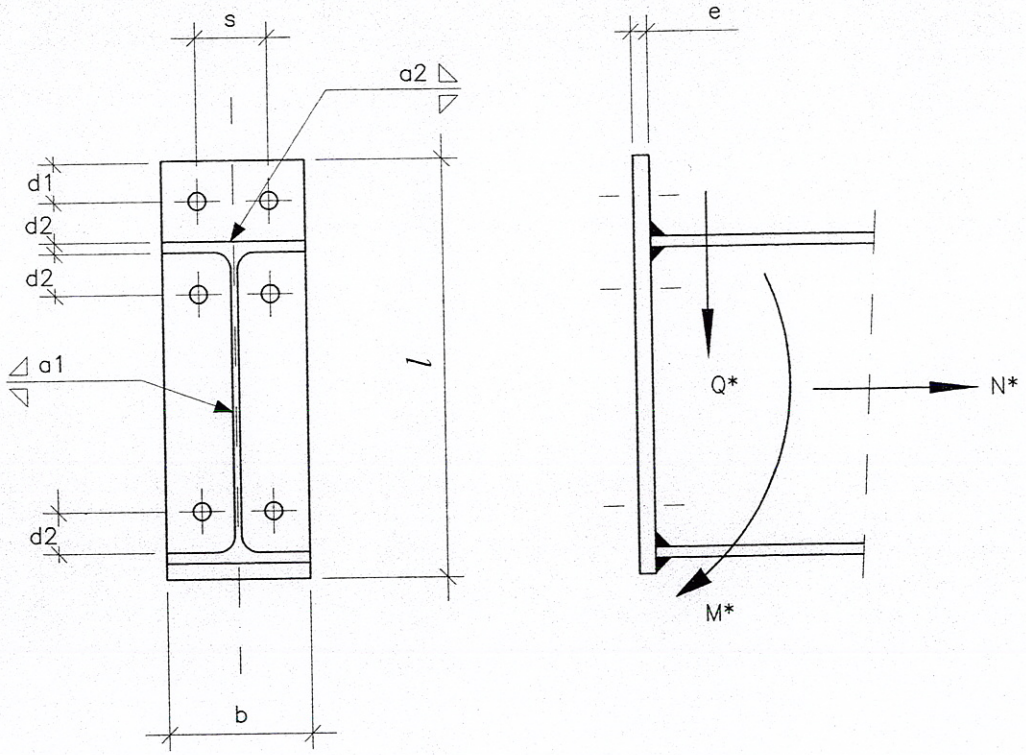
W_x	Módulo resistente de la viga
h_v	Canto de la viga
h_c	Canto del perfil del pilar

Si el espesor es inferior se debe rigidizar soldando una chapa adicional para alcanzar el espesor necesario, o soldando rigidizadores diagonales.

Para casos particulares deben consultarse textos especializados.

A.3.3. Abacos Uniones rígidas con chapa de testa

Los ábacos siguientes se han confeccionado para uniones rígidas con chapa de testa del tipo indicado en la figura:



Acero A-42
Superficies preparadas
Perfiles IPE-160 a IPE-600
Las solicitaciones de agotamiento de la sección están presentadas por las líneas de trazos y corresponden a:

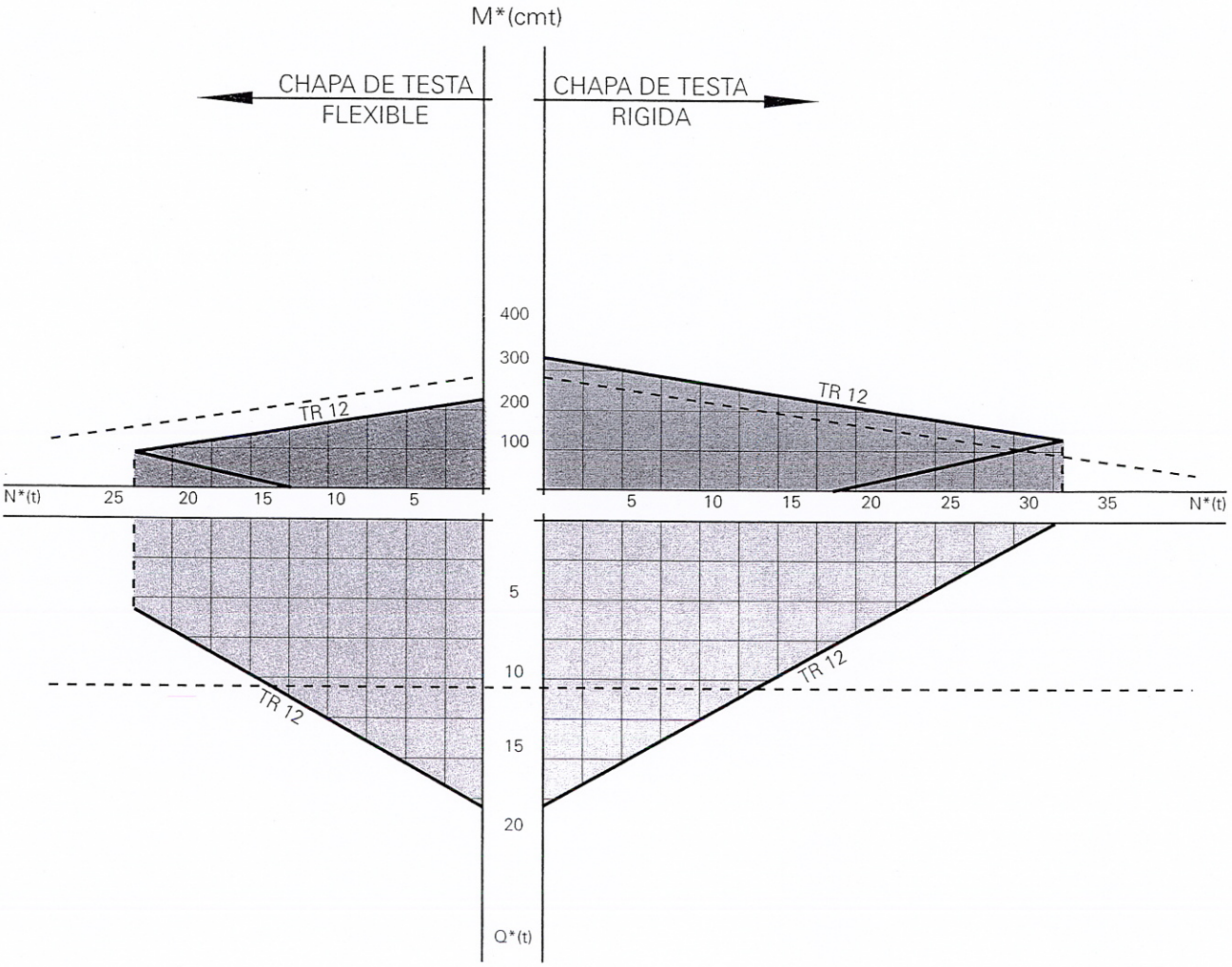
$$\sigma_u = \frac{N^*}{A} + \frac{M^*}{W_x}$$

$$\tau_u = \frac{Q^*.S_x}{I_x.e}$$

Fuente: Aceralia Corporación Siderúrgica, S.A.

IPE - 160

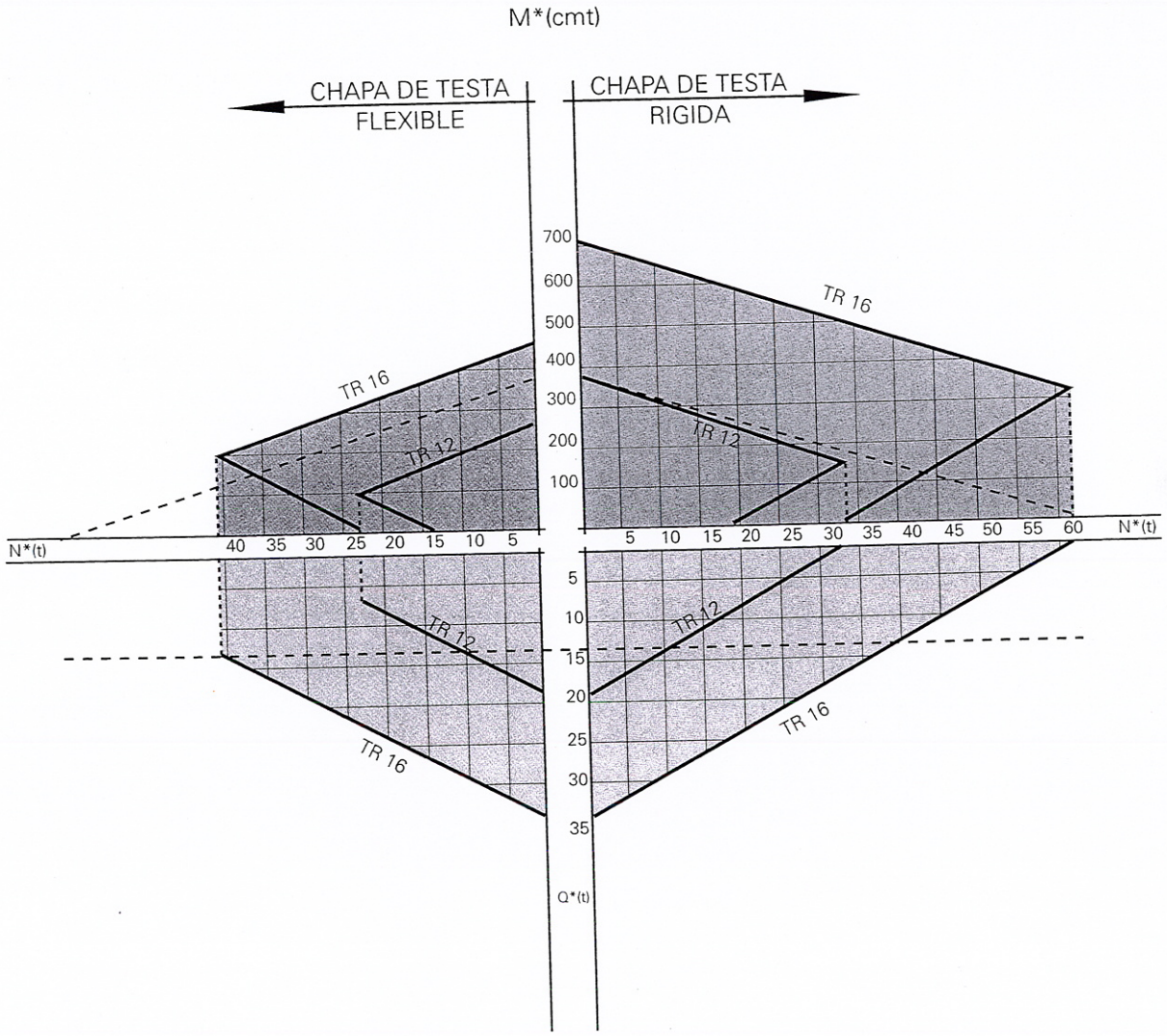
ø	d_1	d_2	s	b	l	a_1	Chapa de testa			
							Rígida		Flexible	
							Espesor mín	a_2	Espesor mín	a_2
12	18	20	44	82	208	3,0	23	T	15	T



Fuente: Aceralia Corporación Siderúrgica, S.A.

IPE - 180

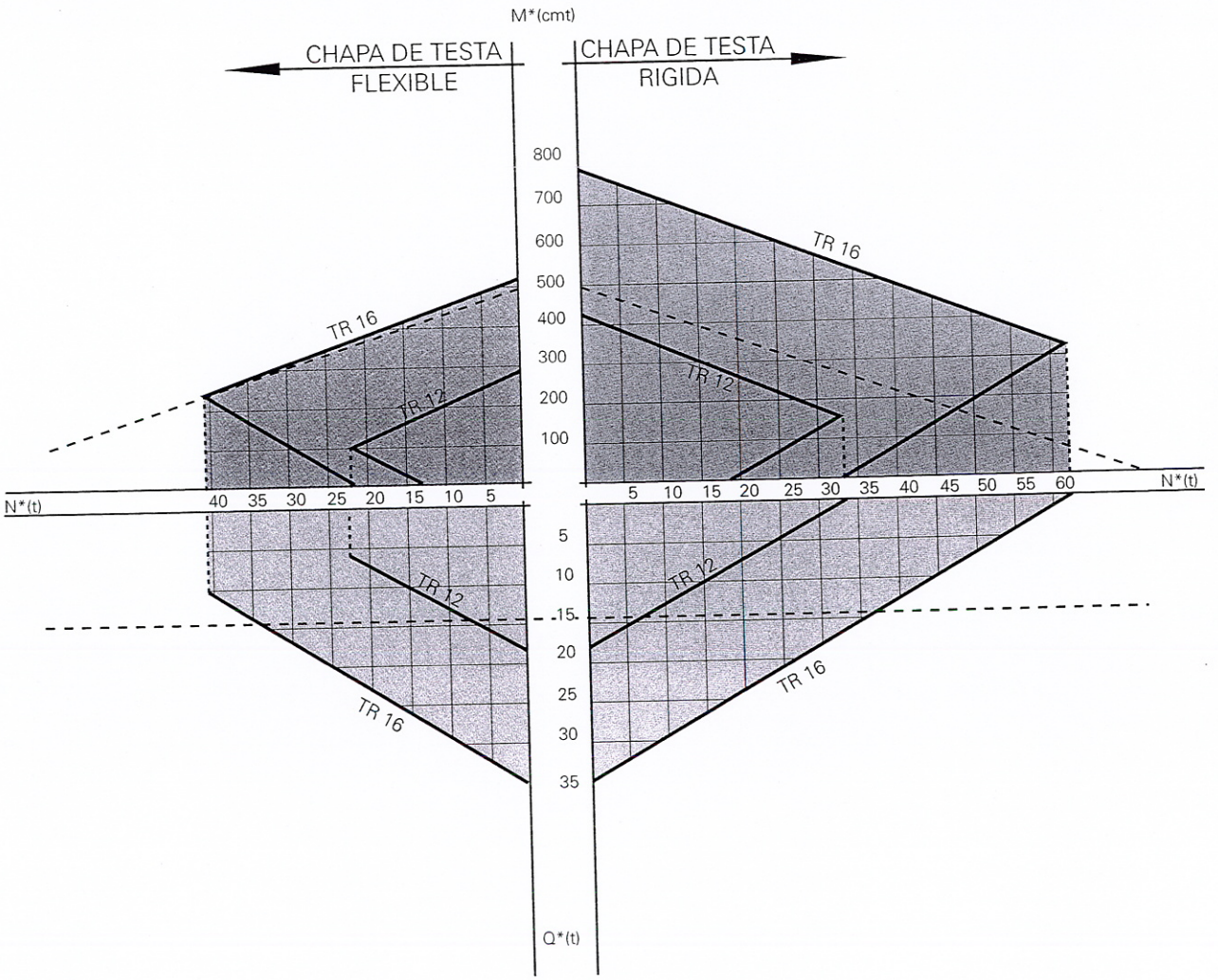
ø	d_1	d_2	s	b	l	a_1△	Chapa de testa			
							Rígida		Flexible	
							Espesor mín	a_2△	Espesor mín	a_2△
12	18	20	48	91	228	3,0	21	T	13	5,5
16	24	30	48	91	244	3,0	35	T	22	T



Fuente: Aceralia Corporación Siderúrgica, S.A.

IPE - 200

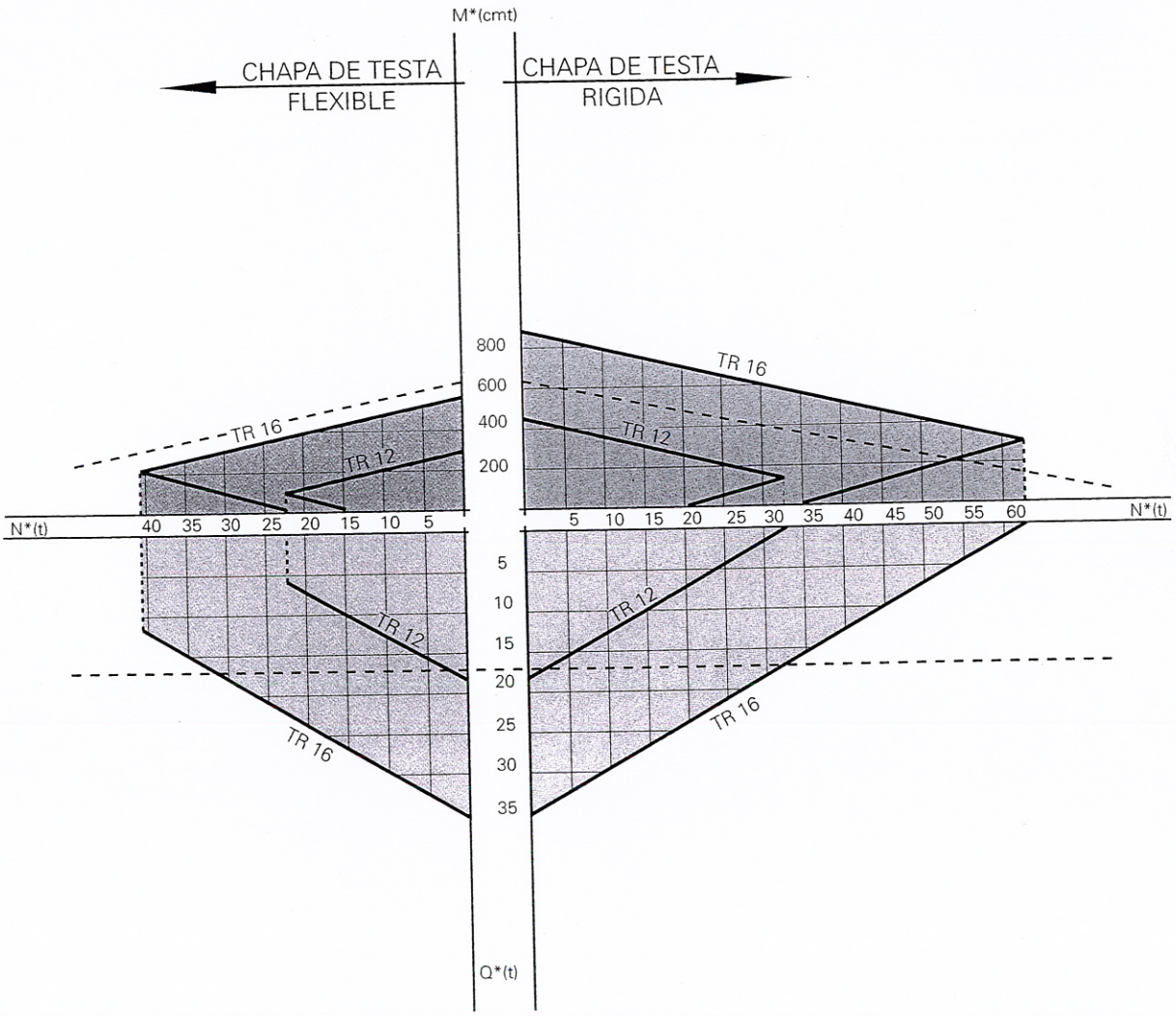
ø	d_1	d_2	s	b	l	a_1△	Chapa de testa			
							Rígida		Flexible	
							Espesor mín	a_2△	Espesor mín	a_2△
12	18	20	52	100	248	3,0	21	T	13	5,0
16	24	30	52	100	264	3,0	35	T	22	T



Fuente: Aceralia Corporación Siderúrgica, S.A.

IPE - 220

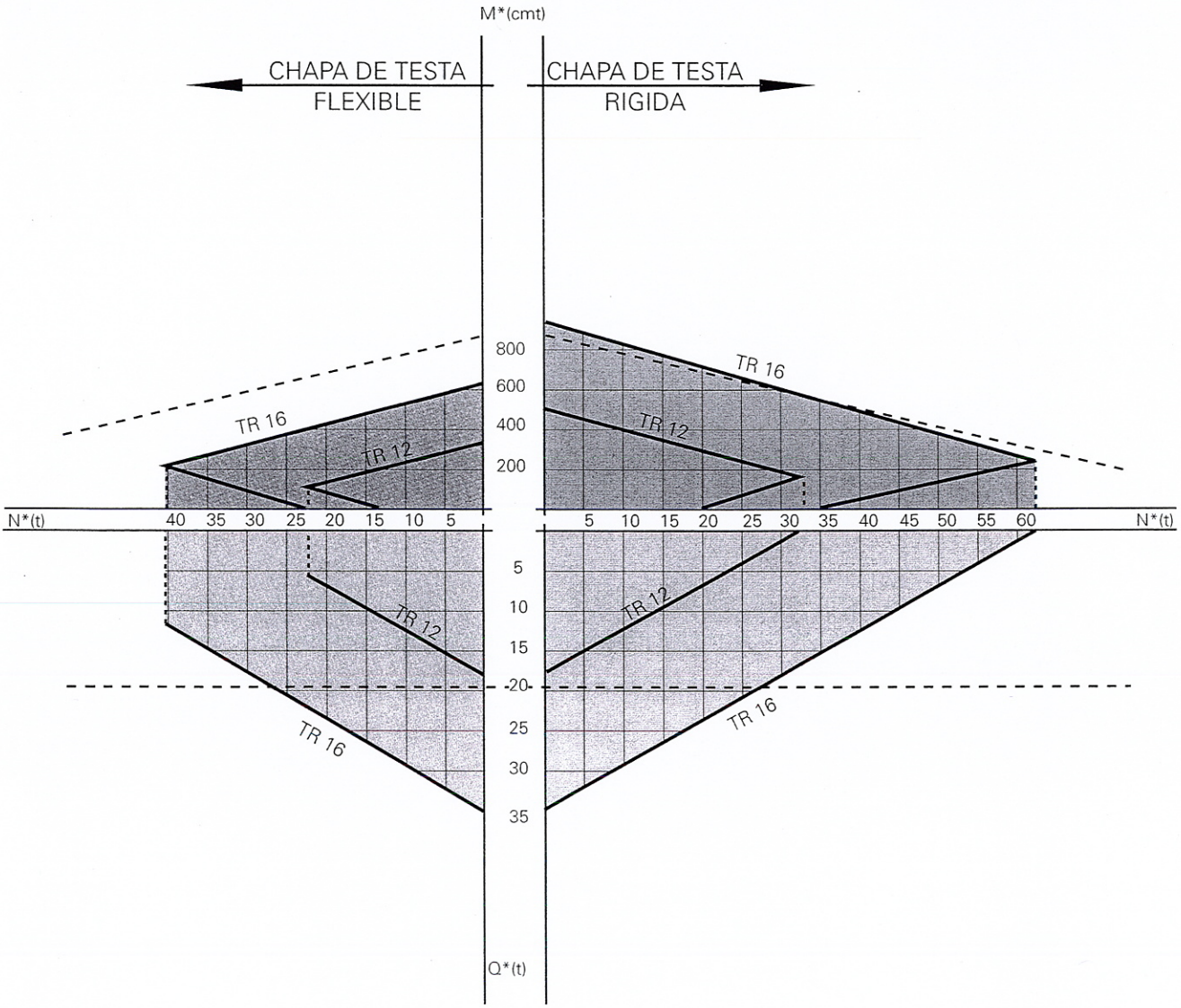
ø	d_1	d_2	s	b	l	a_1△	Chapa de testa			
							Rígida		Flexible	
							Espesor mín	a_2△	Espesor mín	a_2△
12	18	20	58	110	268	3,0	20	7,0	13	4,0
16	24	30	58	110	284	3,0	34	T	21	T



Fuente: Aceralia Corporación Siderúrgica, S.A.

IPE - 240

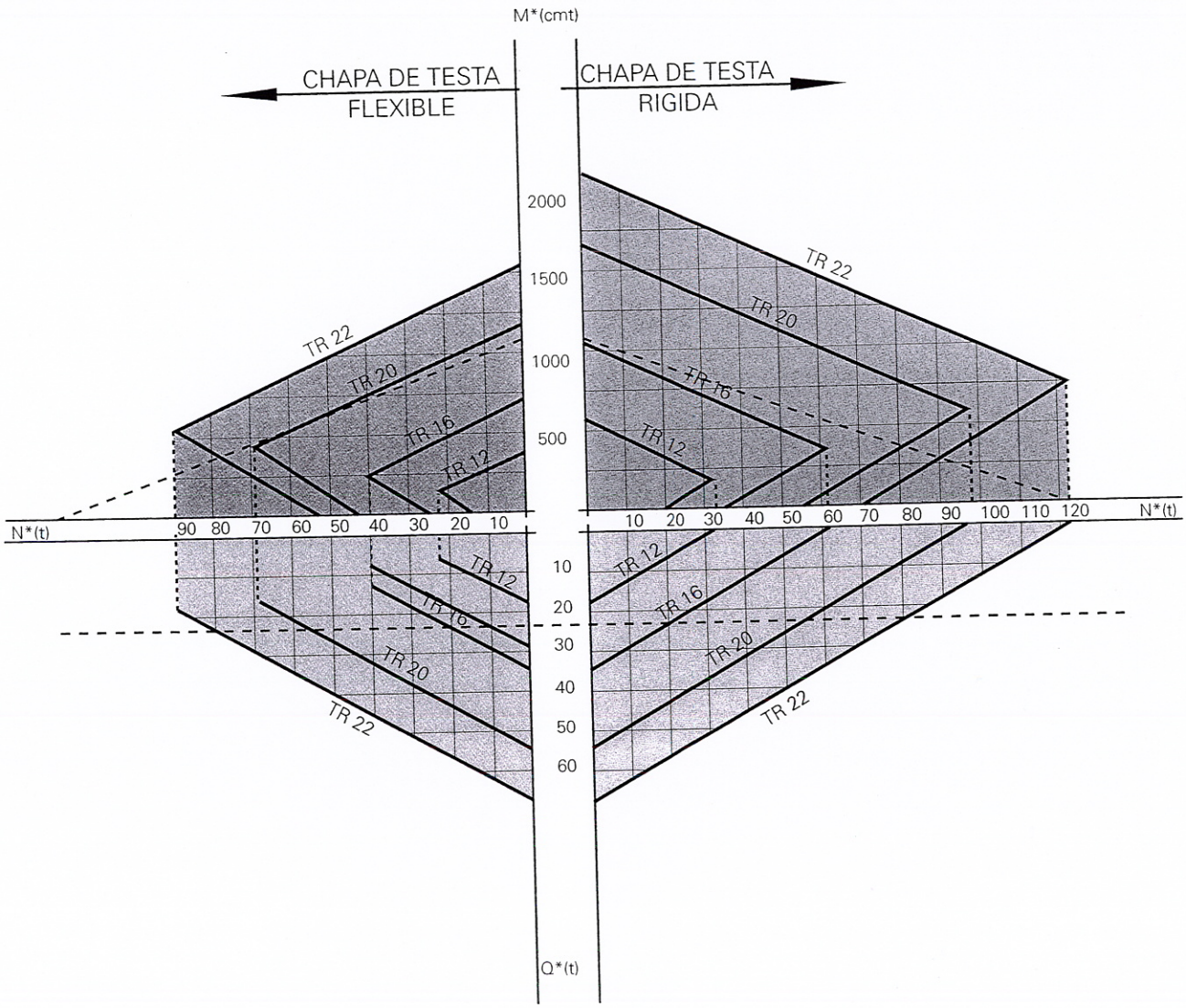
ø	d_1	d_2	s	b	l	a_1	Chapa de testa			
							Rígida		Flexible	
							Espesor mín	a_2	Espesor mín	a_2
12	18	20	65	120	288	3,0	20	6,0	12	4,0
16	24	30	65	120	304	3,0	32	T	20	8,0



Fuente: Aceralia Corporación Siderúrgica, S.A.

IPE - 270

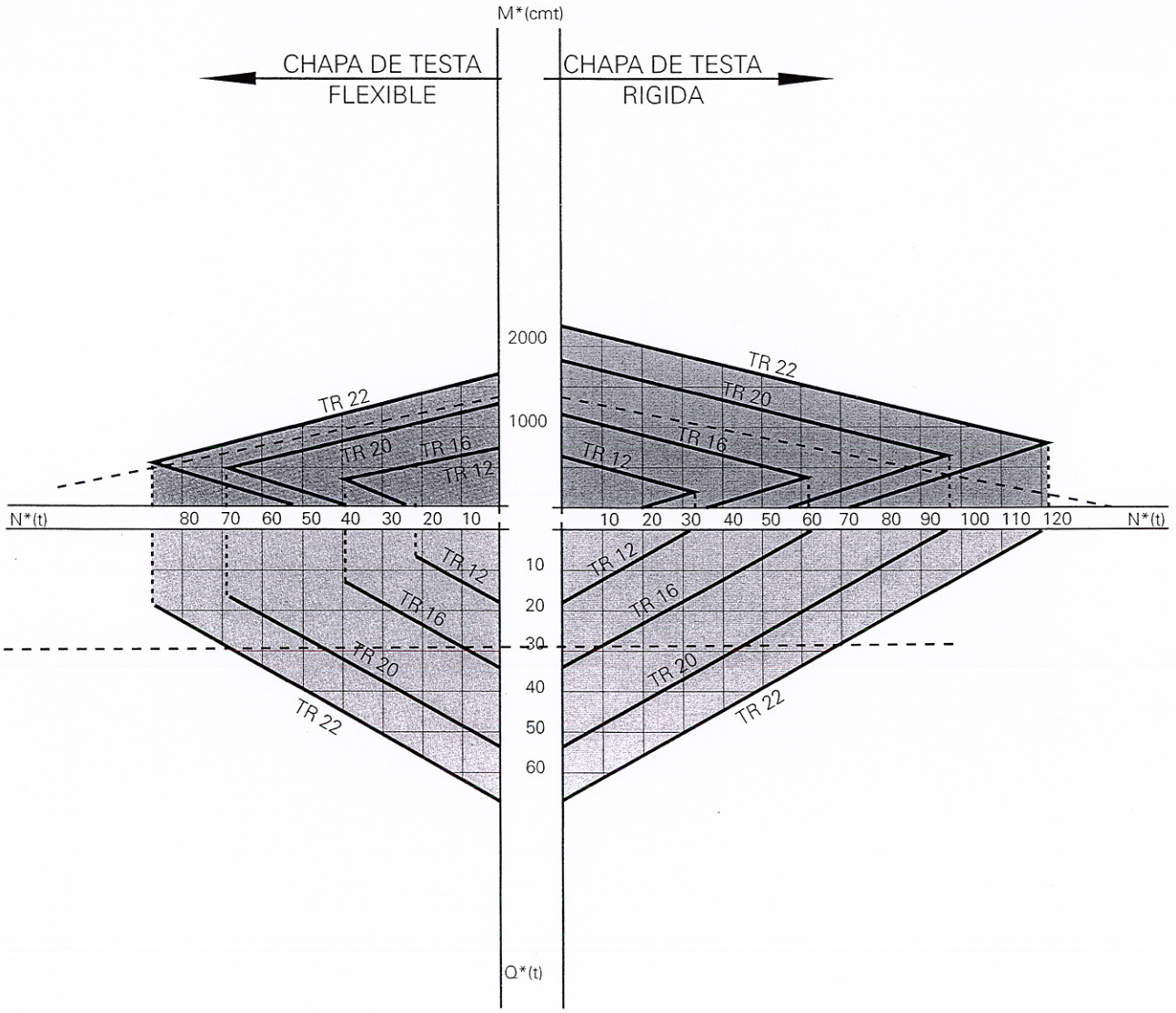
ø	d_1	d_2	s	b	l	a_1△	Chapa de testa			
							Rígida		Flexible	
							Espesor mín	a_2△	Espesor mín	a_2△
12	18	20	72	135	318	3,0	19	5,0	12	3,5
16	24	30	72	135	334	3,0	31	T	19	6,5
20	30	30	72	135	340	3,0	39	T	25	T
22	33	30	72	135	343	3,0	44	T	29	T



Fuente: Aceralia Corporación Siderúrgica, S.A.

IPE - 300

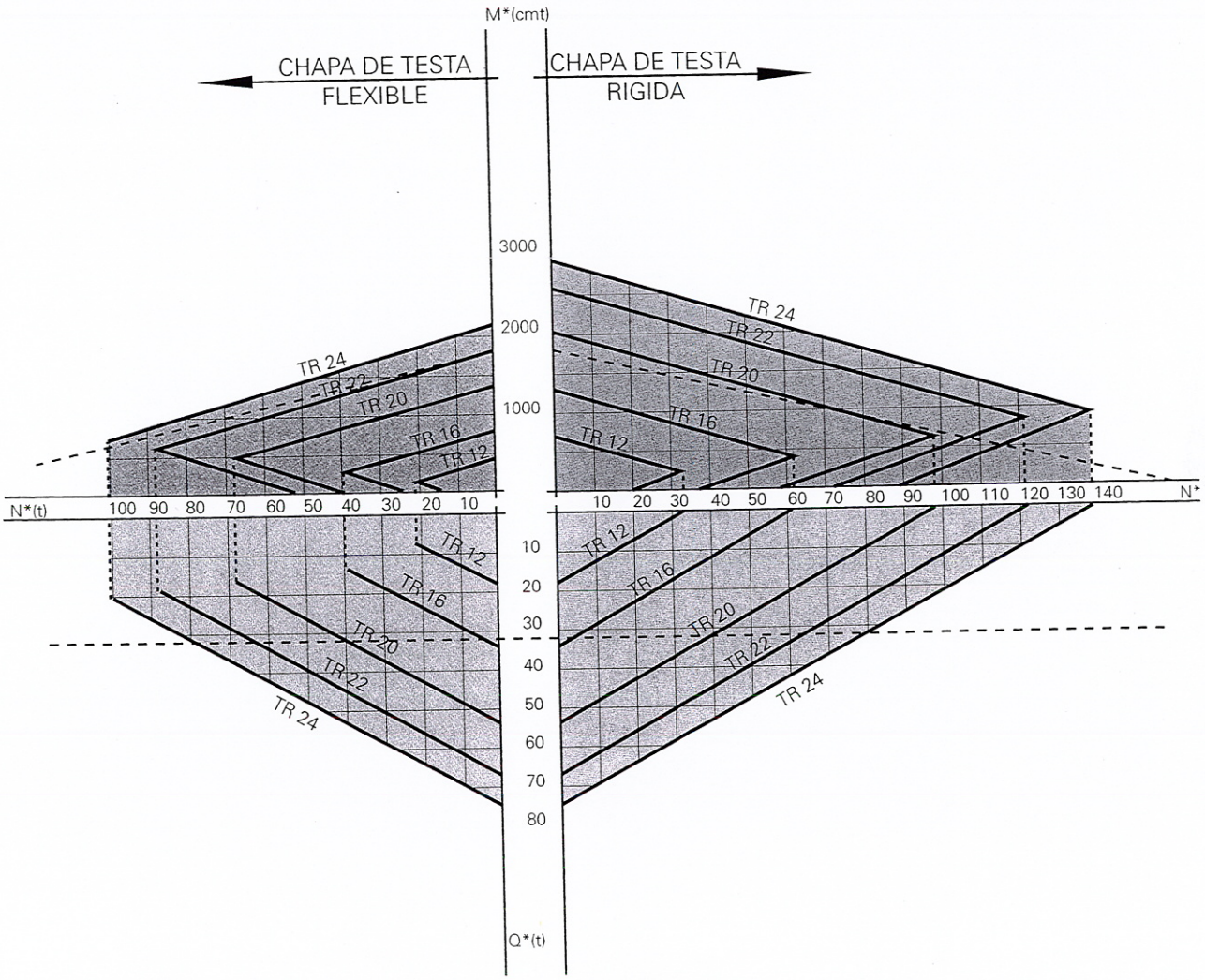
ø	d_1	d_2	s	b	l	a_1△	Chapa de testa			
							Rígida		Flexible	
							Espesor mín	a_2△	Espesor mín	a_2△
12	18	20	80	150	348	3,0	18	4,5	10	3,0
16	24	30	80	150	364	3,0	29	T	18	5,5
20	30	30	80	150	370	3,0	37	T	24	T
22	33	30	80	150	373	3,0	41	T	27	T



Fuente: Aceralia Corporación Siderúrgica, S.A.

IPE - 330

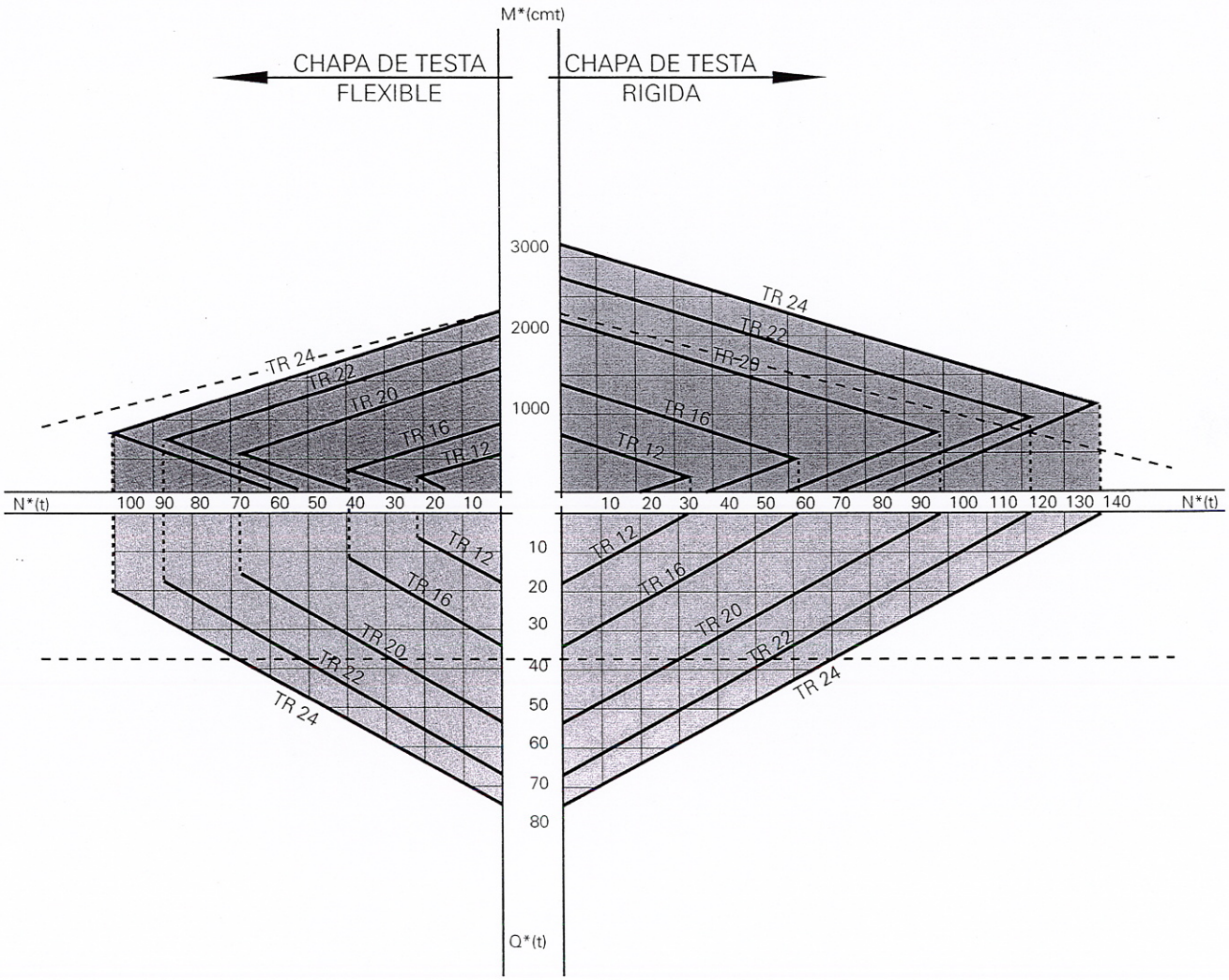
ø	d_1	d_2	s	b	l	a_1	Chapa de testa			
							Rígida		Flexible	
							Espesor mín	a_2	Espesor mín	a_2
12	18	20	85	160	378	3,0	17	4,0	11	3,0
16	24	30	85	160	394	3,5	29	T	17	5,0
20	30	30	85	160	400	3,5	36	T	23	T
22	33	30	85	160	403	3,5	40	T	26	T
24	36	32	85	160	408	3,5	44	T	29	T



Fuente: Aceralia Corporación Siderúrgica, S.A.

IPE - 360

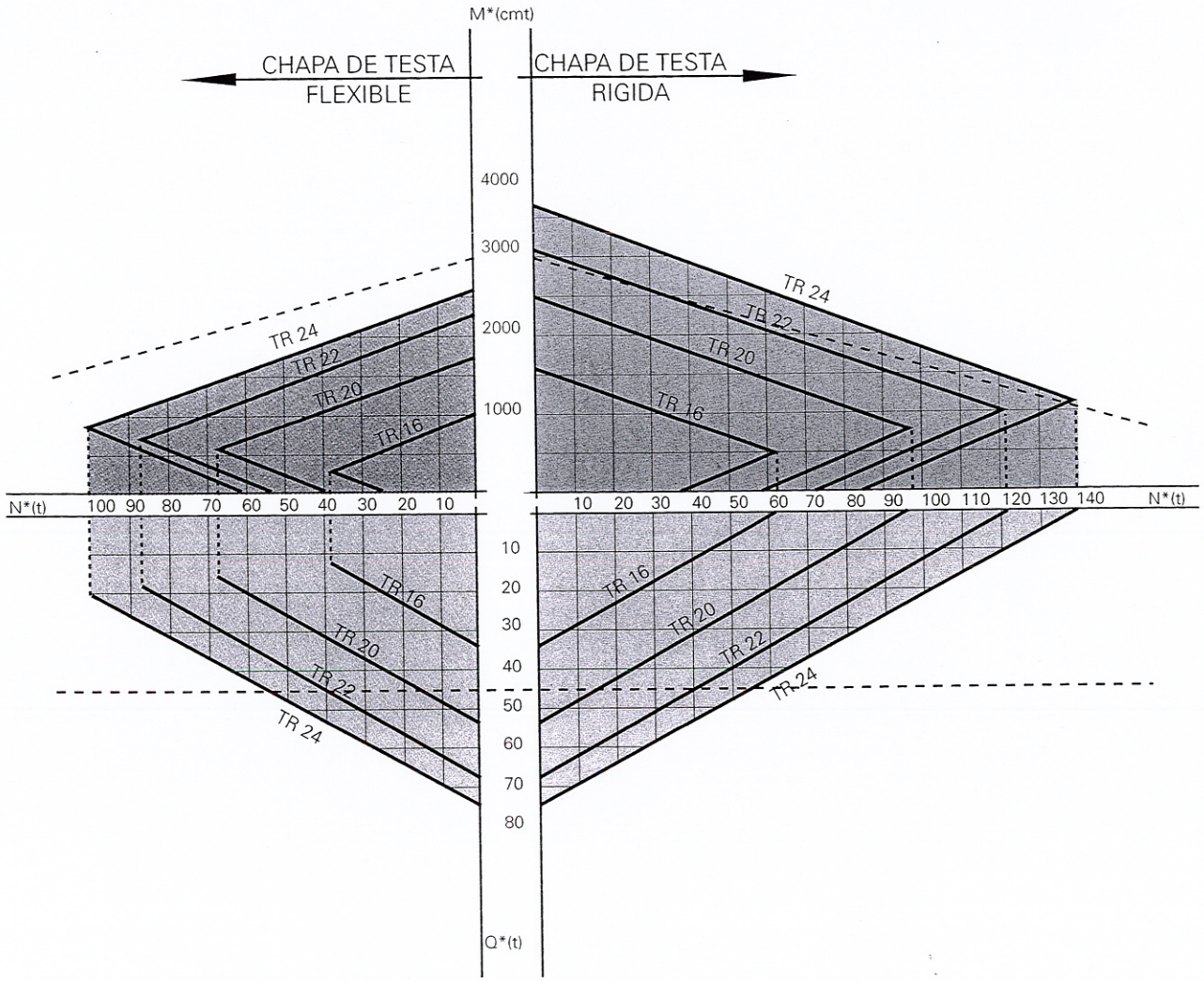
ø	d_1	d_2	s	b	l	a_1	Chapa de testa			
							Rígida		Flexible	
							Espesor mín	a_2	Espesor mín	a_2
12	18	20	90	170	408	3,0	17	4,0	10	3,0
16	24	30	90	170	424	3,0	28	7,5	17	4,5
20	30	30	90	170	430	3,5	35	T	22	8,5
22	33	30	90	170	433	3,5	39	T	25	T
24	36	32	90	170	438	3,5	43	T	28	T



Fuente: Aceralia Corporación Siderúrgica, S.A.

IPE - 400

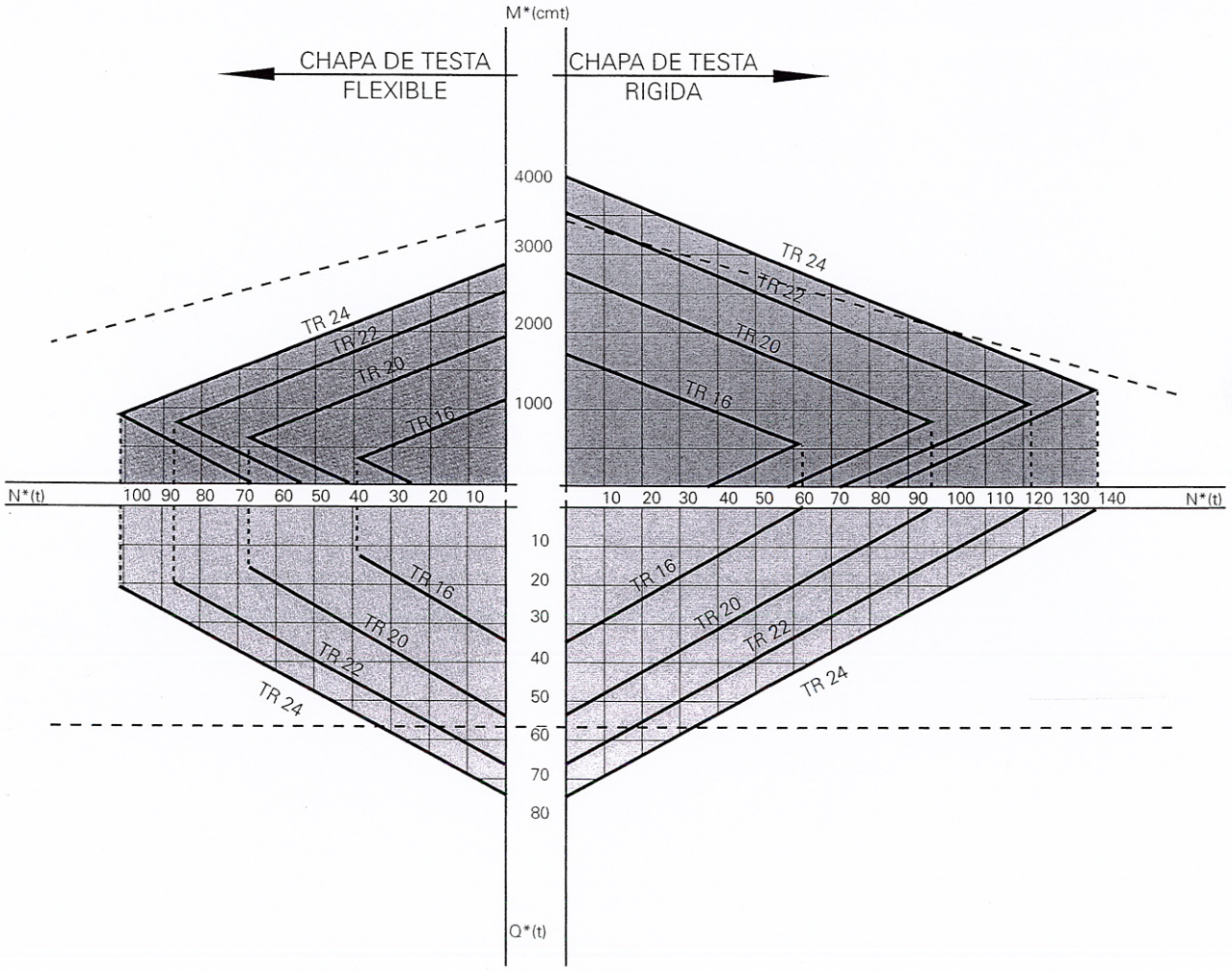
ø	d_1	d_2	s	b	l	a_1	Chapa de testa			
							Rígida		Flexible	
							Espesor mín	a_2	Espesor mín	a_2
16	24	30	95	180	464	3,0	27	7,0	16	4,5
20	30	30	95	180	470	3,5	34	T	21	8,0
22	33	30	95	180	473	3,5	38	T	24	T
24	36	32	95	180	478	3,5	42	T	27	T



Fuente: Aceralia Corporación Siderúrgica, S.A.

IPE - 450

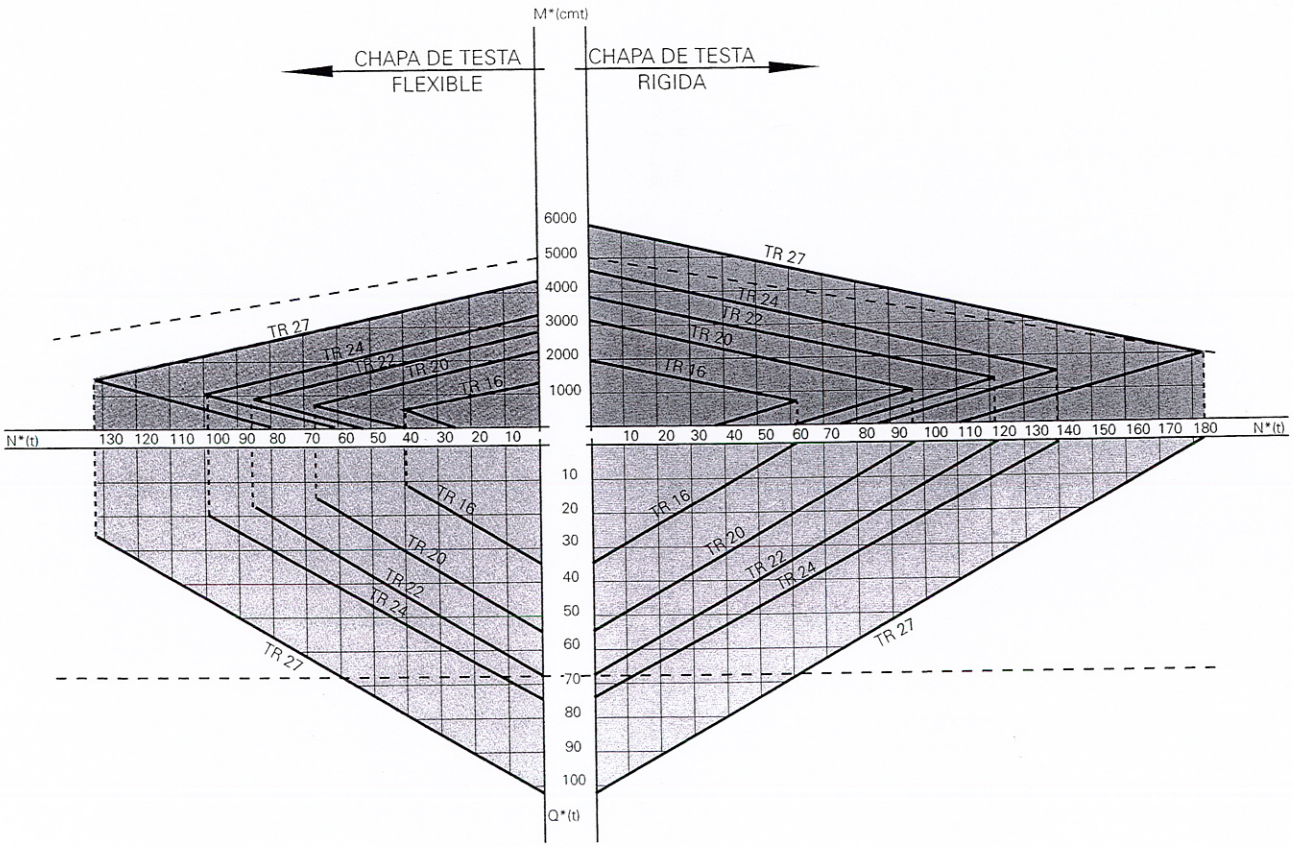
ø	d_1	d_2	s	b	l	a_1△	Chapa de testa			
							Rígida		Flexible	
							Espesor mín	a_2△	Espesor mín	a_2△
16	24	30	100	190	514	3,0	27	6,5	16	4,0
20	30	30	100	190	520	4,0	33	T	21	7,5
22	33	30	100	190	523	4,0	37	T	24	10,0
24	36	32	100	190	528	4,0	41	T	27	T



Fuente: Aceralia Corporación Siderúrgica, S.A.

IPE - 500

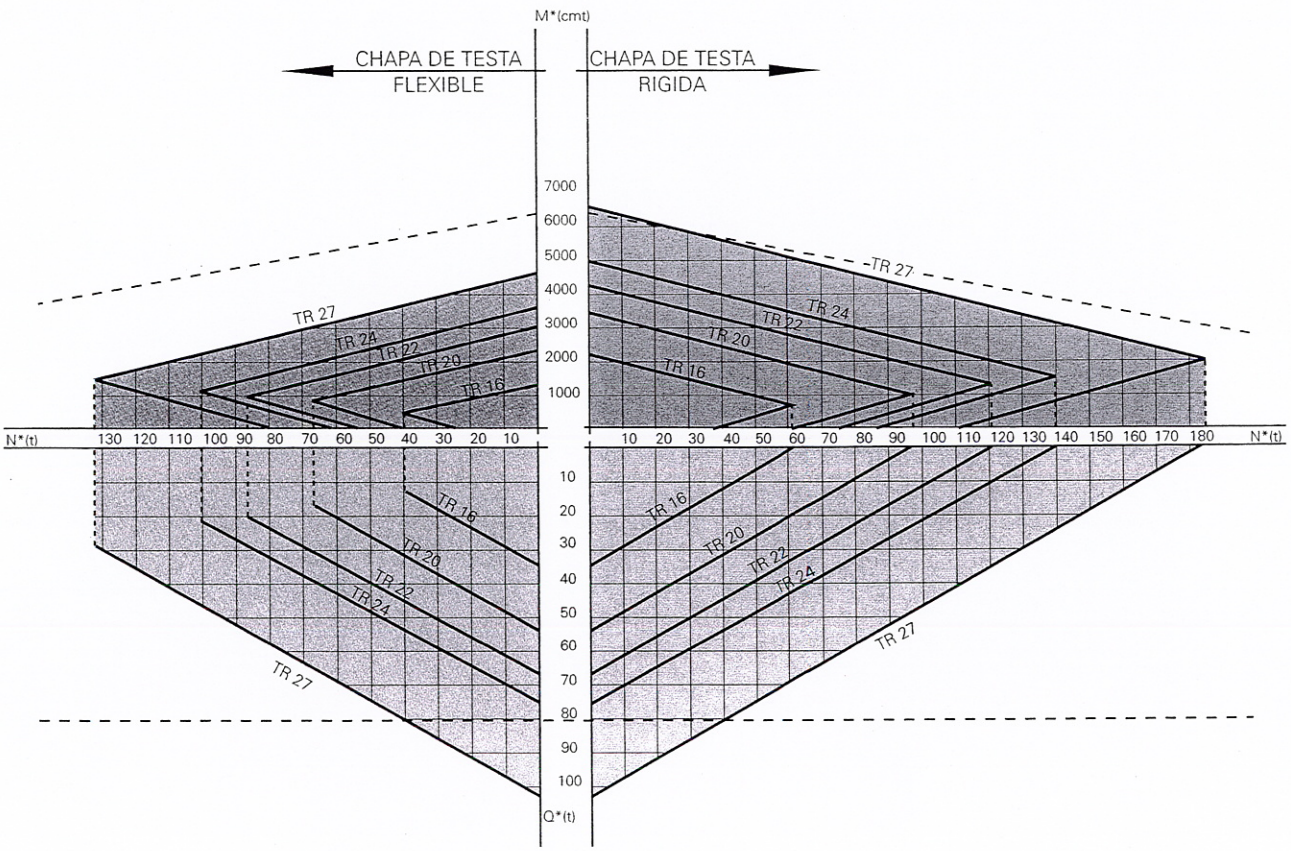
ø	d_1	d_2	s	b	l	a_1	Chapa de testa			
							Rígida		Flexible	
							Espesor mín	a_2	Espesor mín	a_2
16	24	30	110	200	564	3,0	26	6,0	15	4,0
20	30	30	110	200	570	3,5	32	T	20	7,0
22	33	30	110	200	573	4,0	36	T	23	9,0
24	36	32	110	200	578	4,0	40	T	26	T
27	40	36	110	200	586	4,0	49	T	32	T



Fuente: Aceralia Corporación Siderúrgica, S.A.

IPE - 550

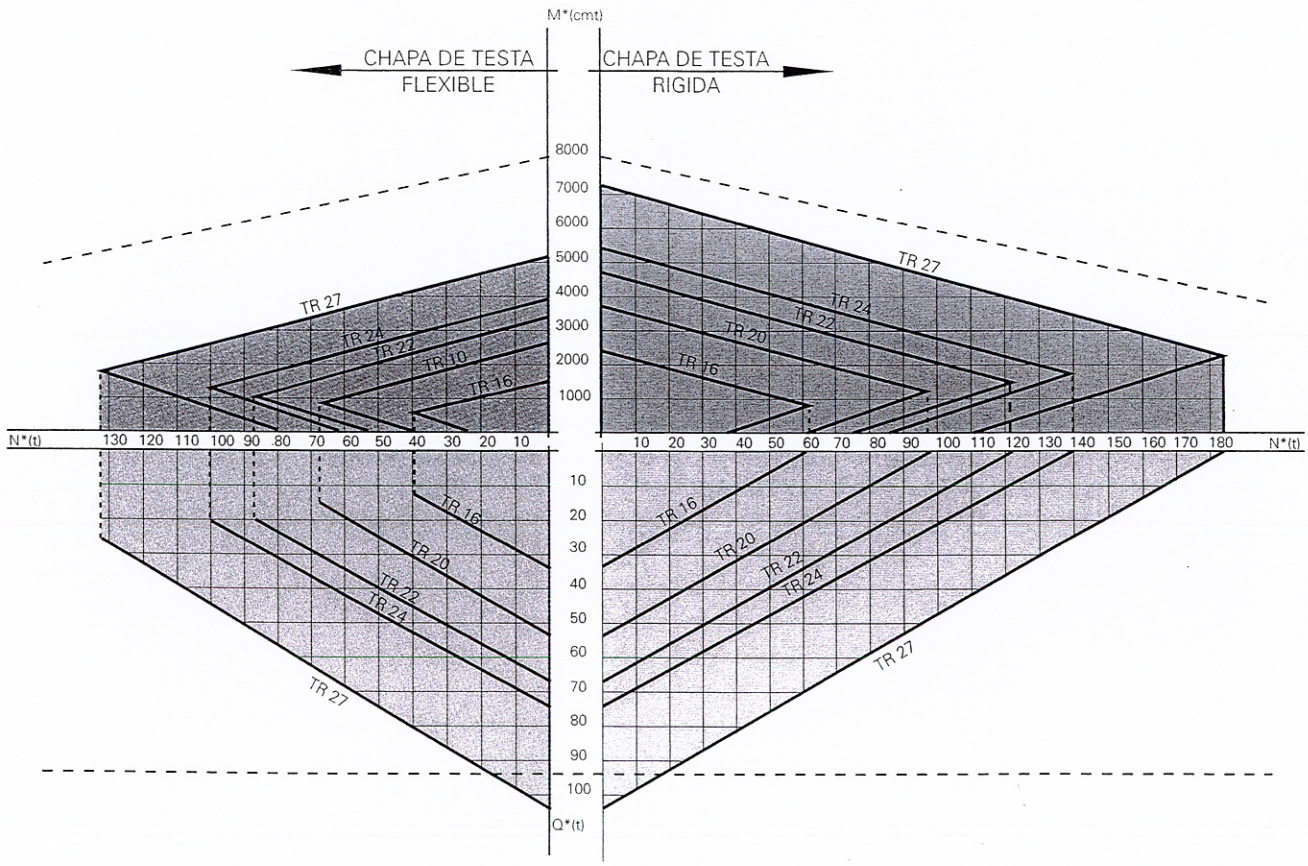
ø	d_1	d_2	s	b	l	a_1	Chapa de testa			
							Rígida		Flexible	
							Espesor mín	a_2	Espesor mín	a_2
16	24	30	115	210	614	3,0	25	6,0	15	3,5
20	30	30	115	210	620	3,0	32	10,0	20	6,5
22	33	30	115	210	623	4,0	35	T	22	8,5
24	36	32	115	210	628	4,5	39	T	25	T
27	40	36	115	210	636	4,5	48	T	31	T



Fuente: Aceralia Corporación Siderúrgica, S.A.

IPE - 600

ø	d_1	d_2	s	b	l	a_1△	Chapa de testa			
							Rígida		Flexible	
							Es-pesor mín	a_2△	Es-pesor mín	a_2△
16	24	30	120	220	664	3,0	25	5,5	15	3,5
20	30	30	120	220	670	3,0	31	9,0	19	6,0
22	33	30	120	220	673	3,5	35	T	22	8,0
24	36	32	120	220	678	4,0	38	T	25	9,5
27	40	36	120	220	686	5,0	47	T	30	T



Fuente: Aceralia Corporación Siderúrgica, S.A.

ANEXO IV EJEMPLO DE APLICACIÓN DE LA GUÍA

A.4.1. Introducción

En este anexo se desarrolla un ejemplo de aplicación de la *guía* para el diseño y predimensionamiento de la estructura de un edificio modular.

El edificio propuesto responde a una tipología frecuentemente utilizada para oficinas y usos varios. Sus características generales son las siguientes:

- Planta: Rectangular de 51 m x 18,5 m
- Número de plantas: Planta baja más 5 pisos
- Cubierta: Plana
- Alturas entre pisos 4 m
- Estructura: De acero, con nudos articulados
- Forjados. Se estudian dos soluciones:
- Forjado de losas aligeradas prefabricadas de hormigón
- Forjado de losa de hormigón con encofrado de chapa grecada de acero colaborante
- Fachadas: Organizadas a base de muros cortina con ventanales corridos

Las dimensiones en planta se basan en las indicaciones dadas en el capítulo 2 de la *guía*, habiéndose adoptado una modulación de 1,80 m. Con ella, puede plantearse una distribución de pilares como la indicada en el croquis adjunto, mediante 4 hileras longitudinales con luces transversales de 7,20 m en el centro y 5,40 m en los laterales y luces longitudinales de 7,20 m. Todas ellas múltiplos del módulo adoptado.

La distribución en planta indicada es arbitraria, respondiendo al criterio de disponer una serie de despachos en las fachadas longitudinales y una zona central de servicios generales y usos varios. En cada caso habrá que estudiarla en base a la funcionalidad requerida.

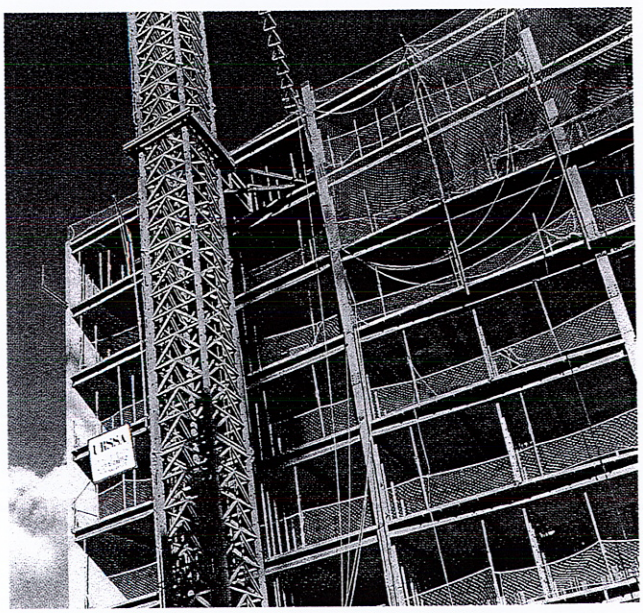
La altura entre pisos de 4 m puede responder a la siguiente distribución:

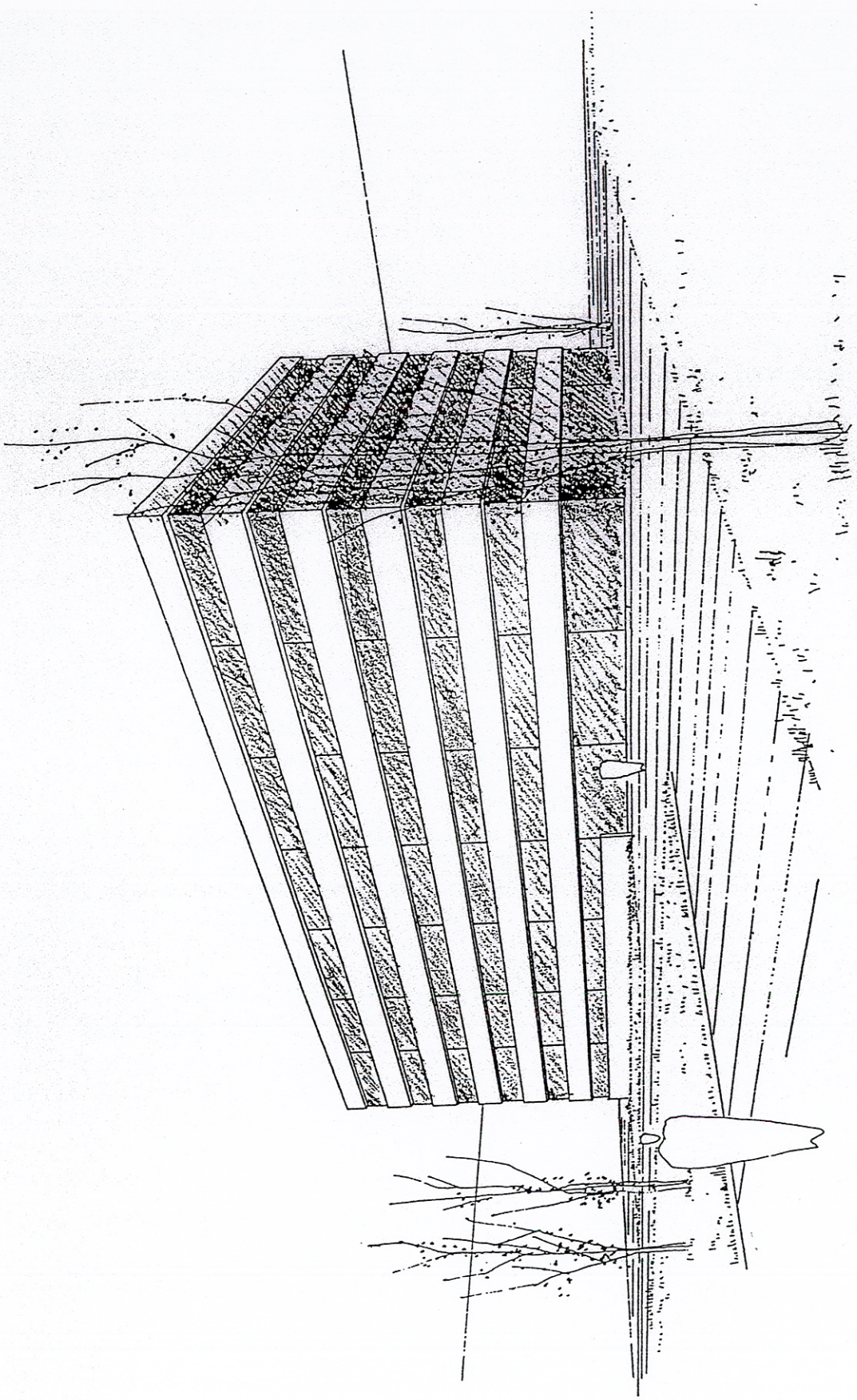
• Altura libre de suelo a techo.....	2,70 m
• Altura de suelo técnico para distribución eléctrica y de comunicaciones.....	0,20 m
• Altura mínima entre falso techo y parte inferior de las vigas para paso de instalaciones (Iluminación, calefacción, aire acondicionado, etc).....	0,35 ÷ 0,45 m
• Altura de vigas más forjado.....	0,65 ÷ 0,75 m
TOTAL	4,00 m

Esta distribución es orientativa, pudiendo reducirse notablemente la altura entre pisos si no se proyecta suelo técnico ni aire acondicionado y la altura libre entre suelo y techo se ajusta al mínimo admitido por la legislación (2,50 m).

La fachada, a efectos de cálculo, se ha previsto a base de muros cortina apoyados a nivel de los forjados, sin afectar a los pilares, pero puede ser de cualquier otro tipo.

La estructura portante se organiza mediante cuatro crujías longitudinales, dos interiores y dos de fachada, siguiendo las líneas de pilares. Esta disposición puede favorecer la distribución de los conductos primarios de las instalaciones al dejar espacios longitudinales libres de vigas transversales.





A.4.2. Diseño de la estructura

La solución estructural elegida, entre las habituales para este tipo de edificios, es la de nudos articulados, con pilares continuos empotrados en las cimentaciones y vigas biapoyadas. Estas se unen a aquellos mediante uniones articuladas materializadas por angulares atornillados a las almas de las vigas y a las alas o almas de los pilares.

Para la elección del tipo de perfil de los pilares, se siguen las recomendaciones del capítulo 3.3.1. de la *guía* y se adopta el tipo HEB. Asimismo para las vigas se adopta el perfil tipo IPE, recomendado en el capítulo 2.2. de la *guía* para las luces adoptadas.

Los elementos de arriostramiento para transmitir esfuerzos horizontales hasta las cimentaciones se organizan mediante cruces de San Andrés, distribuidas lo más simétricamente posible, en las dos direcciones principales del edificio.

Por último, como se ha indicado, se estudian dos soluciones de forjado. A efectos de cálculo, los forjados se consideran como infinitamente rígidos y solidarios con la estructura.

A.4.3. Tipo de acero

El acero adoptado es del tipo A42, incluido en la norma NBE-EA-95 y de uso habitual en nuestro país. Este acero tiene un límite elástico de 2.600 kg/cm^2.

Se hace notar que este tipo de acero no se contempla en la normativa europea y que, en el futuro será sustituido por el tipo A44 preconizado por la misma.

A.4.4. Acciones consideradas

Se tienen en cuenta las acciones indicadas en la norma NBE-AE-88, es decir:

- Acciones gravitatorias:
  - Cargas permanentes
  - Sobrecargas de uso
  - Sobrecarga de nieve
- Acción del viento

- No se consideran acciones térmicas por tratarse de una estructura interior, protegida por los paramentos, y porque en este tipo de edificios la variación térmica entre la noche y el día es relativamente pequeña (ver apartado 4.2.2. Acciones térmicas).

- No se consideran las acciones sísmicas pues se supone que el edificio se encuentra situado en una zona en la que la aceleración sísmica de cálculo es inferior a 0,06 . g (ver apartado 4.2.2. Acciones sísmicas).

Estas consideraciones son arbitrarias, debiendo estudiarse, en cada caso, si procede la aplicación de las acciones térmicas y sísmicas.

A.4.4.1. Acciones gravitatorias

Se consideran las siguientes:

- Peso propio de los elementos estructurales, según el perfil necesario.
- Peso propio de los forjados :
  - Losa de 6 cm con chapa colaborante....250 kg/m^2
  - Losa aligerada de 20 cm más 5 cm de capa de compresión.....350 kg/m^2
- Peso propio del pavimento.....100 kg/m^2
- Sobrecarga de la tabiquería.....50 kg/m^2
- Sobrecarga de uso de oficinas públicas.....300 kg/m^2
- Sobrecarga de escaleras.....400 kg/m^2
- Carga lineal de las fachadas.....800 kg/ml
- Carga lineal del antepecho de cubierta....200 kg/ml
- Peso propio del hormigón de pendientes y otros elementos de cubierta.....200 kg/m^2
- Sobrecarga de nieve (suponiendo h=500 m).....60 kg/m^2
- Sobrecarga de mantenimiento en cubierta..100 kg/m^2

Los valores adoptados para pavimentos, fachadas, pendientes, nieve, etc, son arbitrarios, debiendo considerarse en cada caso los correspondientes a las características reales de cada edificio. En este



sentido, existen soluciones de pavimentos, divisiones interiores, pendientes y fachadas que originan cargas diferentes a las consideradas en este ejemplo.

Como la sobrecarga de mantenimiento en cubierta es superior a la correspondiente de nieve, será unicamente la primera la que se considera en el cálculo, ya que no es razonable presumir la simultaneidad de ambas.

A.4.4.2. Acciones de viento

De acuerdo con la NBE-AE-88, para una altura del edificio de 24 m, considerando una situación topográfica normal, la presión dinámica del viento es de 75 kg/m^2 y el coeficiente eólico de 1,2. Por tanto, la sobrecarga de viento a considerar es de 1,2 . 75 = 90 kg/m^2.

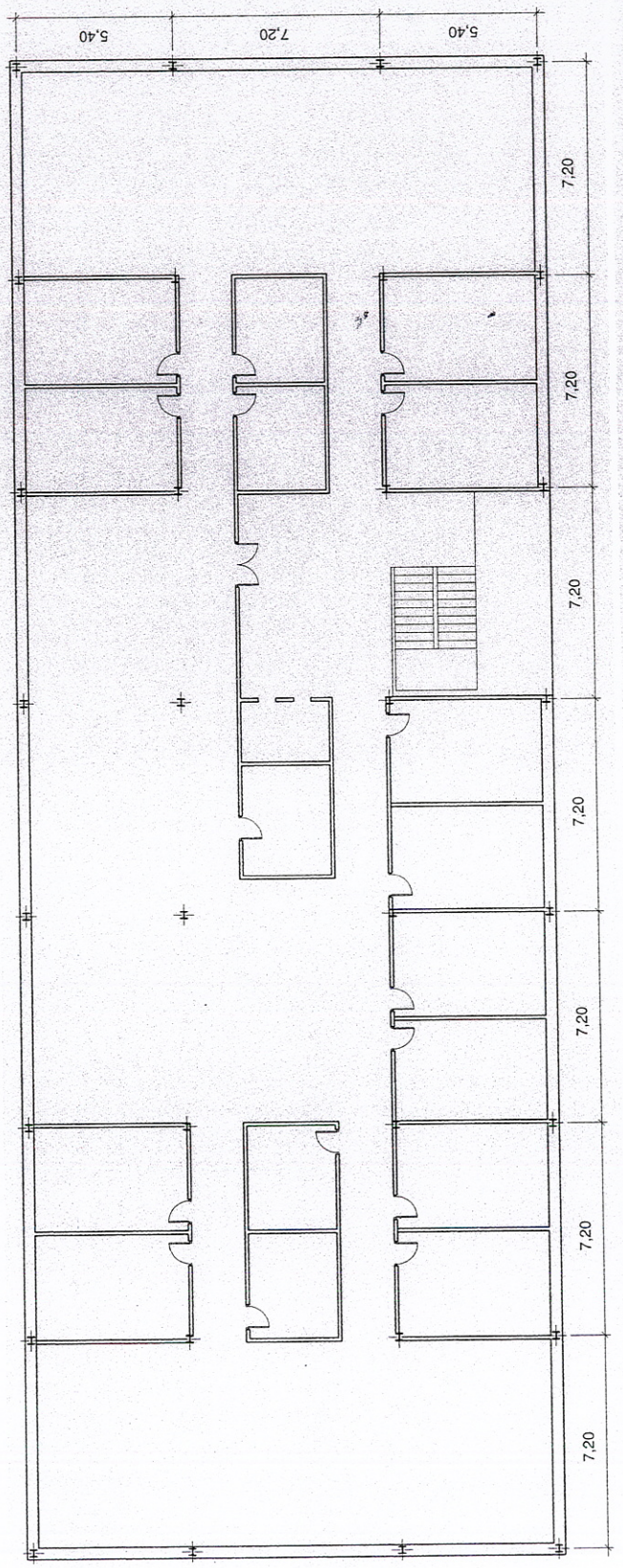
A.4.5. Predimensionado de la estructura

De acuerdo con lo indicado en el capítulo 4.2. de la *guía*, para un cálculo definitivo de la estructura sería de aplicación el artículo 3.1. de la NBE-EA-95 en el cual se establecen las bases de cálculo de las estructuras de acero. Entre ellas figuran los coeficientes de ponderación de las acciones en función de la hipótesis de carga considerada, del efecto favorable o desfavorable de dichas acciones y de si las mismas son constantes o variables.

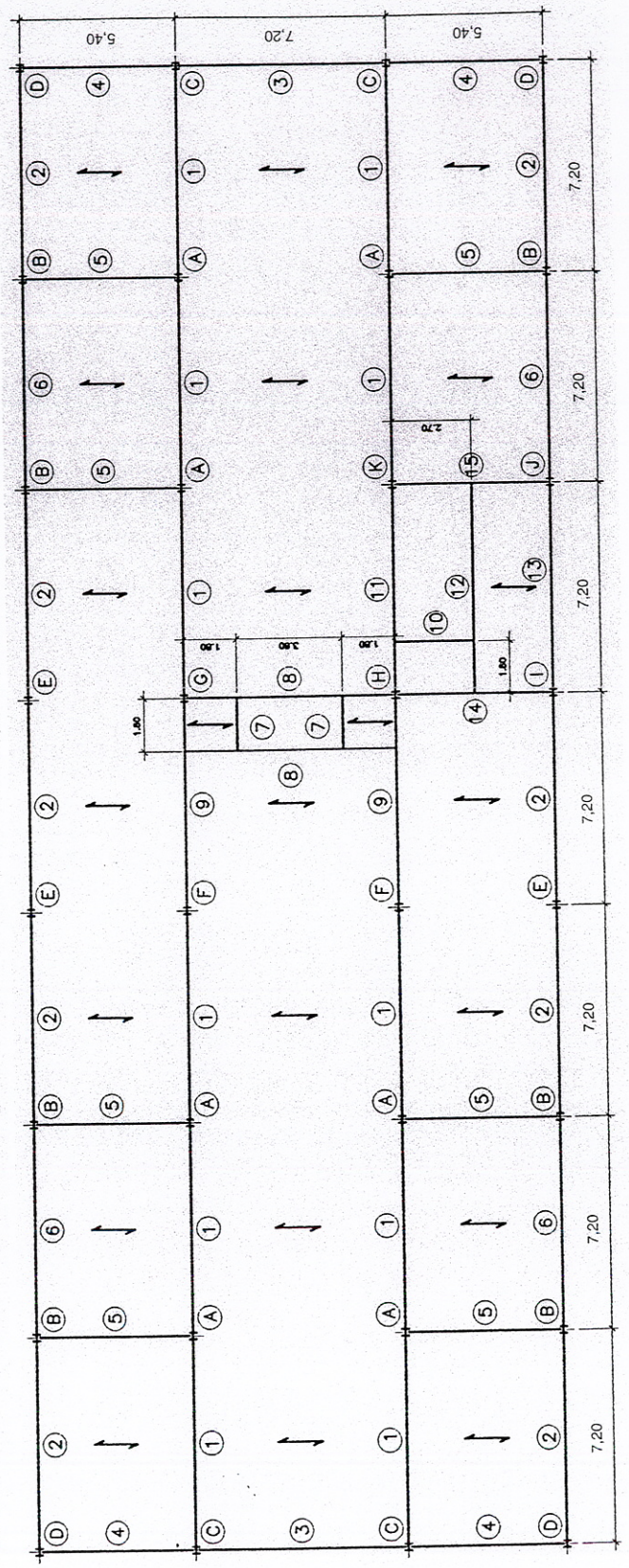
Para el tipo de estructura previsto en este ejemplo (nudos articulados) el cálculo que se realiza puede ser considerado como definitivo, por lo que la aplicación estricta de la norma lleva a considerar las distintas combinaciones de cargas para cada hipótesis y la aplicación de diferentes coeficientes de ponderación para cada tipo de acción.

Para otros tipos de estructura, dado que se trataría de un predimensionamiento de la misma para su posterior introducción en un programa de cálculo definitivo, se puede hacer la simplificación de considerar un único coeficiente de ponderación para todas las acciones, independientemente de su calificación, adoptando, por ejemplo, un coeficiente de ponderación γ_s = 1,5 que simplificaría el cálculo y, en principio, daría resultados del lado de la seguridad.

En este ejemplo, se adopta el coeficiente



Planta distribución



Planta tipo solución 1

γ_s = 1,33 para las acciones constantes y γ_s = 1,5 para las sobrecargas.

Asimismo, se considera que el acero empleado viene garantizado por el fabricante, por lo que se adopta el coeficiente de minoración γ = 1. Por tanto

$$\sigma_u = \frac{\sigma_c}{\gamma_a} = \frac{2.600}{1} = 2.600 \text{ kg/cm}^2$$

El cálculo manual que sigue a continuación, teniendo en cuenta los pasos indicados en la *guía*, puede realizarse de una forma rápida mediante el programa de predimensionado que la acompaña.

A.4.5.1.Solución con forjado de losas aligeradas

Para las luces indicadas, se puede adoptar un forjado de losas aligeradas prefabricadas de 20 cm de canto más una capa de compresión de 5 cm de espesor a hormigonar en obra. Estos datos pueden variar dependiendo del fabricante de las losas aligeradas. Normalmente cada fabricante proporciona tablas de sus productos en las que, en función del canto de las losas, se limitan las cargas totales y las luces admisibles.

A.4.5.1.1.Vigas

En el croquis adjunto se indican los tipos diferentes de vigas que se dan en cada planta de piso; en total son 15 tipos que se repiten en todas ellas.

Las cargas a considerar para su cálculo son las siguientes:

a) Acciones constantes

- Peso propio del forjado.....350 kg/m^2
- Peso propio del pavimento..... 100 kg/m^2

450 kg/m^2

b) Sobrecargas

- Sobrecarga de tabiquería.....50 kg/m^2
- Sobrecarga de uso.....300 kg/m^2

350 kg/ m^2

La carga lineal de las fachadas, de 800 kg/ml, se considera acción constante.

Por otra parte, la flecha máxima admisible para vigas de forjado de luces superiores a 5 m (ver apartado 4.3.1.) es l/400.

A continuación se expone el cálculo detallado de un tipo de viga, procediéndose de forma análoga para todos los demás:

VIGAS TIPO 1

De acuerdo con la distribución en planta adoptada, a estas vigas les corresponde una zona de carga de una anchura de:

$$\frac{7.2 + 5,4}{2} = 6,3 \text{ m}$$

luego la carga por metro lineal de viga será

p_1 = 450 kg/ m^2 x 6,3 m = 2.835 kg/m (Acciones constantes)

p_2 = 350 kg/m^2 x 6,3 m = 2.205 kg/m (Sobrecargas)

El momento flector máximo en una viga biapoyada con carga uniformemente repartida viene dado por la expresión:

$$M = \frac{p\, l^2}{8}$$

y se produce en el centro de la viga (Fig. A.4.1.).

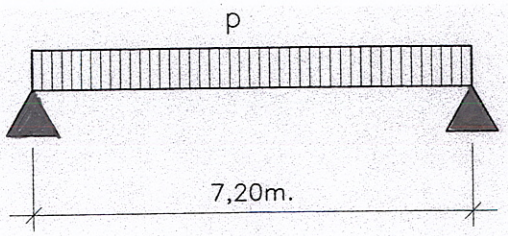


Fig. A.4.1.

A partir de aquí, se siguen las indicaciones dadas en el capítulo 4 de la *guía*:

En este caso:

$$M_1 = \frac{2.835 \text{ (Kg/m)} \cdot 7,2^2 \text{(m}^2\text{)}}{8} = 18.370 \text{m . kg} \cong 18,37 \text{ m.t.}$$

$$M_2 = \frac{2.205 \text{ (Kg/m)} \cdot 7,2^2 \text{(m}^2\text{)}}{8} = 14.288 \text{m . kg} \cong 14,28 \text{ m.t.}$$

Momentos ponderados:

$M^*_1 = \gamma_s \cdot M_1 = 1{,}33 \cdot 18{,}37 = 24{,}43$ m t

$M^*_2 = \gamma_s \cdot M_2 = 1{,}5 \cdot 14{,}28 = 21{,}42$ m t

$M^* = M^*_1 + M^*_2 = 45{,}85$ m t

Módulo resistente mínimo necesario :

$$W_x = \frac{M^*}{\sigma_u} = \frac{45{,}85 \cdot 10^5 \text{ (cm. kg)}}{2.600 \text{ (kg/cm}^2\text{)}} = 1.763 \text{ cm}^3$$

Con este dato se entra en las tablas de perfiles IPE, donde se observa que el IPE-500 tiene un módulo resistente de 1.930 cm3. Tomando este perfil y añadiendo su peso propio a la carga constante sobre la viga, se obtiene:

$p_1 = 2.835 + 90{,}7 \simeq 2.926$ kg/m $\Rightarrow M^*_1 = 25{,}21$ m t

luego:

$$M^* = 25{,}21 + 21{,}42 = 46{,}63 \text{ m t}$$

$$\sigma^*_{max} = \frac{M^*}{W_x} = \frac{4.663.000 \text{ (cm. kg)}}{1.930 \text{ (cm}^3\text{)}} \cong 2.416 \text{ kg/cm}^2$$

Por otra parte, el esfuerzo cortante máximo para una carga uniformemente distribuida, se produce en los extremos de la viga y tiene el valor:

$$T_1 = \frac{p_1 . l}{2} = \frac{2.926 \text{ (kg/m)}.7{,}2\text{(m)}}{2} = 10.533 \text{ kg}$$

$$T_2 = \frac{p_2 . l}{2} = \frac{2.205 \text{ (kg/m)}.7{,}2\text{(m)}}{2} = 7.938 \text{ kg}$$

El esfuerzo ponderado sería:

$T^*_1 = 1{,}33 \cdot T_1 = 1{,}33 \cdot 10.533 = 14.009$ kg

$T^*_2 = 1{,}5 \cdot T_2 = 1{,}5 \cdot 7.938 = 11.907$ kg

$T^* = T^*_1 + T^*_2 = 14.009 + 11.907 = 25.916$ kg

La tensión tangencial de trabajo sería:

$$\tau^*_{max} = \frac{T^*}{A_a} = \frac{T^*}{h_1 . e}$$

Para el perfil IPE-500 se obtiene (ver tablas)

$h_1 = 42{,}6$ cm e = 1,02 cm

por lo que

$$\tau^*_{max} = \frac{25.916 \text{ (kg)}}{42{,}6.1{,}02 \text{(cm}^2\text{)}} = 596{,}4 \text{kg/cm}^2$$

Para calcular la tensión de comparación

$$\sigma_{co} = \sqrt{\sigma^{*2} + 3\tau^{*2}}$$

hay que considerar las tensiones normales y tangenciales en la misma sección. En el caso de vigas biapoyadas con carga uniforme:

Para σ^*_{max} (centro del vano) $\Rightarrow \tau^* = 0$
Para τ^*_{max} (extremos) $\Rightarrow \sigma^* = 0$

Por tanto las tensiones de comparación serían:

Centro del vano $= \sqrt{2.416^2 + 0} = 2.416 < 2.600 = \sigma_u$

Extremos $= \sqrt{0 + 3 . 596{,}4^2} = 1.033 < 2.600 = \sigma_u$

Finalmente se comprueba la flecha máxima que se obtiene con este perfil, para lo que se considerarán las cargas sin mayorar.

La expresión de la flecha máxima para vigas biapoyadas es:

$$f_{max} = \frac{5 . Q . l^3}{384 E I}$$

En este caso:

$p = 2.926 + 2.205 = 5.131$ kg
$Q = p . l = 5.131 . 7{,}2 = 36.943$ kg
$E = 2{,}1 . 10^6$ kg/cm^2
$I = 48.200$ cm^4
$l = 720$ cm

$$f_{max} = \frac{5 . 36.943 . 720^3}{384 . 2{,}1 . 10^6 . 48.200} = 1{,}77\text{cm} < \frac{L}{400} = \frac{720}{400} = 1{,}8\text{cm}$$

Por tanto, se adopta el perfil IPE-500 para las vigas tipo 1.

El resto de las vigas se calculan del mismo modo, teniendo en cuenta lo siguiente:

- En las vigas de fachada se considerará, además de la banda de carga del forjado, la carga de la fachada que es de 800 kg/m.

- En las vigas paralelas a la dirección del forjado se considerará una banda de carga de 0,5 m de anchura, además de las eventuales cargas localiza-

das sobre las mismas (brochales, escaleras, etc).

• En las vigas que forman parte de las celosías de arriostramiento se tendrá en cuenta la solicitación axial adicional debida a las acciones de viento. En el apartado A.4.5.3. se estudia este caso.

Los resultados del predimensionado se dan en el apartado A.4.5.4.

A.4.5.1.2.Vigas de cubierta

Las cargas a considerar son las siguientes:

a) Acciones constantes:

• Peso propio del forjado.....350 kg/m2
• Peso propio del hormigón de pendientes e impermeabilización.....200 kg/m2

550 kg/m2

b) Sobrecargas:

• Sobrecarga de mantenimiento.....100 kg/m2

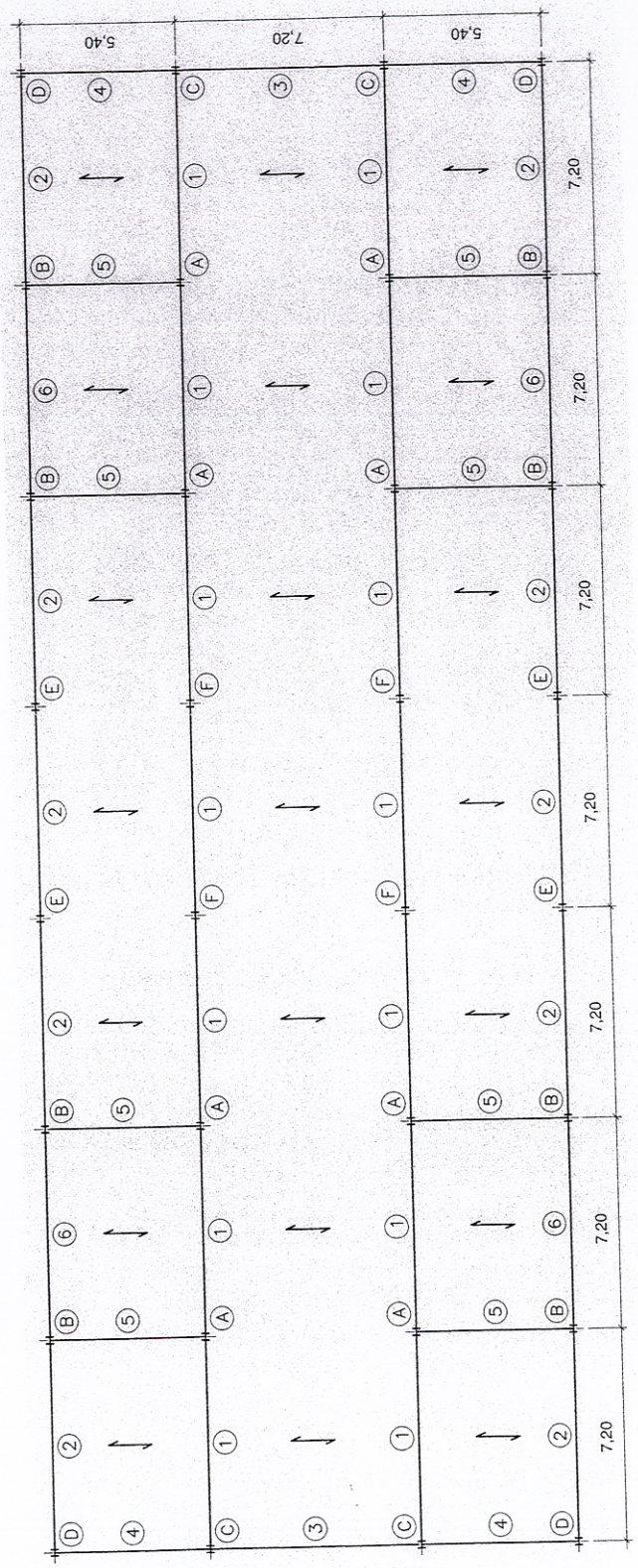
(Sólo se considera esta sobrecarga por superior a la de la nieve)

En las vigas perimetrales se considera una acción constante de 200 kg/ml debida a los antepechos de la cubierta.

Con estos datos, el cálculo se realiza siguiendo los mismos criterios que para las plantas de pisos.

En las vigas de cubierta que forman parte de las celosías de arriostramiento, se tendrá en cuenta la solicitación axial adicional debida a la acción del viento, según se indica en el apartado A.4.5.3.

En las vigas paralelas a la dirección del forjado se considerará una banda de carga de 0,5 m de anchura.



PLANTA CUBIERTA SOLUCIÓN I

Los resultados del predimensionado se dan en el apartado A.4.5.4.
Las cargas transmitidas por las vigas a los pilares, son las siguientes:

CARGAS TRANSMITIDAS POR LAS VIGAS A LOS PILARES

	CARGA PERMANENTE PISOS	SOBRECARGA PISOS	CARGA PERMANENTE CUBIERTA	SOBRECARGA CUBIERTA
VIGA 1	10.533 kg	7.938 kg	12.801 kg	2.268 kg
VIGA 2	7.533 kg	3.402 kg	6.305 kg	972 kg
VIGA 3	3.057 kg	—	850 kg	—
VIGA 4	2.257 kg	—	611 kg	—
VIGA 5	—	—	—	—
VIGA 6	7.533 kg	3.402 kg	6.305 kg	972 kg
VIGA 8	524 kg	283 kg	—	—
VIGA 9i	10.391 kg	7.796 kg	12.801 kg	2.268 kg
VIGA 9d	9.012 kg	6.662 kg	12.801 kg	2.268 kg
VIGA 11i	9.094 kg	6.480 kg	12.801 kg	2.268 kg
VIGA 11d	6.894 kg	5.022 kg	12.801 kg	2.268 kg
VIGA 13	5.304 kg	1.703 kg	6.305 kg	972 kg
VIGA 14	2.766 kg	1.823 kg	—	—
VIGA 15	2.805 kg	1.823 kg	—	—

Con estas cargas se realizará el cálculo y dimensionado de los pilares.

A.4.5.1.3.Pilares:

En el croquis adjunto (planta tipo solución *I*) se indican los distintos tipos de pilares que se dan en el edificio; en total son 11 tipos.

Las cargas transmitidas a los pilares son las correspondientes a las reacciones en los apoyos de las vigas que concurren en ellos y vienen dadas en la tabla del subapartado anterior.

PILARES TIPO A

Las cargas transmitidas a estos pilares son las correspondientes a las reacciones de las vigas tipo 1 de cada piso (N_p) y de la cubierta (N_c),que concurren en ellos (fig. A.4.2.).

siendo:

N_{p_1} y N_{c_1} las correspondientes a acciones constantes y

N_{p_2} y N_{c_2}, las debidas a sobrecargas; que en este caso son:

N_{p_1} = 10.533 kg

N_{p_2} = 7.938 kg

N_{c_1} = 12.801 kg

N_{c_2} = 2.268 kg

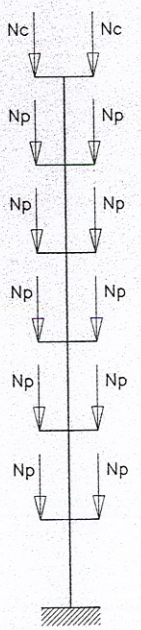


Fig. A.4.2.

que ponderadas dan:

$N^*_{p_1} = 1{,}33 \cdot N_{p_1} = 1{,}33 \cdot 10.533 \simeq 14.009$ kg

$N^*_{p_2} = 1{,}5 \cdot N_{p_2} = 1{,}5 \cdot 7.938 \simeq 11.907$ kg

$N^*_p = N^*_{p_1} + N^*_{p_2} = 25.916$ kg

$N^*_{c_1} = 1{,}33 \cdot N_{c_1} = 1{,}33 \cdot 12.801 = 17.025$ kg

$N^*_{c_2} = 1{,}5 \cdot N_{c_2} = 1{,}5 \cdot 2.268 = 3.402$ kg

$N^*_c = N^*_{c_1} + N^*_{c_2} = 20.427$ kg

Aunque las vigas atacan a los pilares en las alas, es decir con excentricidad respecto a su eje, al ser las cargas simétricas el momento flector resultante es nulo y, por tanto, el cálculo de los pilares se hace a comprensión simple.

Las cargas ponderadas que resultan, sin considerar el peso propio de los pilares, son:

Bajo cubierta = 40.855 kg

Bajo planta 5ª = 92.687 kg

Bajo planta 4ª = 144.519 kg

Bajo planta 3ª = 196.351 kg

Bajo planta 2ª = 248.183 kg

Bajo planta 1ª = 300.015 kg

→ 25916x10 + 20427 = 300.015

De acuerdo con el artículo 3.7. de la NBE-AE-88, en edificios de varios pisos dedicados a viviendas, hoteles, hospitales, cárceles, se puede considerar una reducción de sobrecargas según el número de pisos que actúan sobre un elemento. En este caso, al tratarse de un edificio de oficinas, y no estar explícitamente incluido por la norma en este artículo, no se tiene en cuenta esta posible reducción.

Los pilares tipo A forman parte de las celosías de arriostramiento por lo que, a las cargas indicadas se deben añadir las correspondientes a los esfuerzos del viento, transmitidas por dichos arriostramientos. El estudio se realiza en el apartado A.4.5.3.

Para el caso de cargas verticales se tantean los siguientes perfiles :

- Bajo planta 1ª:

$N^* = 300.015$ kg

Se tantea un perfil HEB-280. En tablas se obtiene:

$A = 131$ cm^2

$i_{min} = i_y = 7{,}09$ cm

La longitud de pandeo para este tramo, cuyos extremos inferior y superior se consideran empotrado y articulado respectivamente, será:

$l_K = 0{,}7 \cdot h = 0{,}7 \cdot 4 = 2{,}8$ m

para ambos planos de inercia.

La esbeltez máxima, por tanto, será:

$$\lambda = \frac{l_K}{i_{min}} = \frac{280(cm)}{7{,}09(cm)} \cong 39{,}5$$

Con este valor, se entra en la tabla de los coeficientes ω para el acero elegido (A42), obteniéndose el valor:

$$\omega = 1{,}07$$

Por tanto, la tensión de comparación en este tramo vale:

$$\sigma = \frac{N^* \cdot \omega}{A} = \frac{300.015(kg) \cdot 1{,}07}{131(cm^2)} = 2.450 kg/cm^2 < \sigma_u$$

En principio, se adopta el perfil HEB-280 para este tramo.

- Bajo planta 2ª:

$N^* = 248.183$ kg

Se tantea un perfil HEB-260

$A = 118$ cm^2

$i_y = 6{,}58$ cm

En este tramo, los extremos del pilar se consideran articulados, por lo que la longitud de l pandeo es:

l_K = 400 cm

$$\lambda = \frac{400}{6,58} = 60,8$$

ω = 1,23

$$\sigma = \frac{248.183 \cdot 1,23}{118} = 2.587 kg/cm^2 < \sigma_u$$

Por tanto, se adopta el perfil HEB - 260 para este tramo.

- Bajo planta 3ª:

N* = 196.351 kg

Se tantea un perfil HEB-240

A = 106 cm2

i_y = 6,08 cm

l_K = 400 cm

$$\lambda = \frac{400}{6,08} = 65,8$$

ω = 1,29

$$\sigma = \frac{196.351 \cdot 1,29}{106} = 2.390 kg/cm^2 < \sigma_u$$

En principio se adopta el perfil HEB-240 para este tramo.

- Bajo planta 4ª:

N* = 144.519 kg

Se tantea un perfil HEB-220

A = 91 cm2

i_y = 5,59 cm

$$\lambda = \frac{400}{5,59} = 71,5$$

ω = 1,37

$$\sigma = \frac{144.519 \cdot 1,37}{91} = 2.176 kg/cm^2 < \sigma_u$$

Se adopta el perfil HEB-220 para este tramo.

- Bajo planta 5ª:

N* = 92.687 kg

Se tantea un perfil HEB-180

A = 65,3 cm^2

i_y = 4,57 cm

$$\lambda = \frac{400}{4,47} = 87,5$$

ω = 1,69

$$\sigma = \frac{92.687 \cdot 1,69}{65,3} = 2.399 kg/cm^2 < \sigma_u$$

Se adopta en principio el perfil HEB -180 para este tramo.

- Bajo cubierta:

N* = 40.855 kg

Se tantea un perfil HEB-140

A = 43 cm2

i_y = 3,58 cm

$$\lambda = \frac{400}{3,58} = 111,7$$

ω = 2,39

$$\sigma = \frac{40.855 \cdot 2,39}{43} = 2.271 kg/cm^2 < \sigma_u$$

En principio se adopta el perfil HEB-140 para este tramo.

A veces, por razones constructivas, se mantiene el mismo perfil en varios tramos reduciendo de esta forma el número de uniones a realizar en obra.

De la misma forma que se ha hecho el predimensionado de este tipo de pilares, se lleva a cabo el de los demás tipos, obteniendo los resultados que se indican en el apartado A.4.5.4. Para los pilares que forman parte de las celosías de arriostramiento se debe tener en cuenta el incremento de carga que les produce la acción del viento, según se indica en el apartado A.4.5.3.

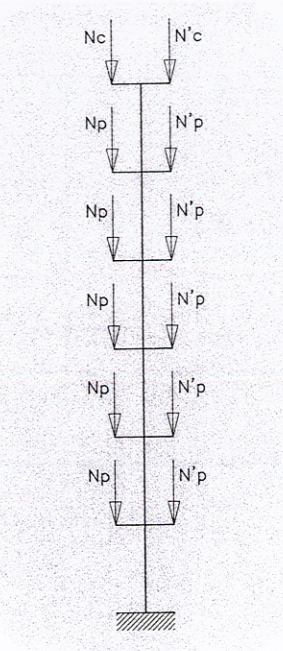


Fig. A.4.3.

A título ilustrativo, a continuación se realiza una comprobación de los pilares tipo A considerando el caso hipotético, aunque muy poco probable, de que las sobrecargas de uso sólo actúen en uno de los lados, provocando, por tanto, flexiones debidas a la excentricidad de las cargas (fig. A.4.3.).

Las cargas nominales actuantes serían:

N_{p_1} = 10.533 kg (Acción constante)

N_{p_2} = 7.938 kg (Sobrecarga)

N'_p = 10.533 kg (Acción constante)

N_{c_1} = 12.801 kg (Acción constante)

N_{c_2} = 2.268 kg (Sobrecarga)

N'_c = 12.801 kg (Acción constante)

En esta hipótesis, las cargas debidas a las acciones constantes, que actúan en el lado sin sobrecargas, tienden a compensar el momento debido a la excentricidad de las cargas, por lo que su efecto sería, en principio, favorable y por tanto el coeficiente de ponderación a aplicarles sería $\gamma_s = 1$. No obstante, se ha comprobado que, en este caso, las tensiones de trabajo son mayores si se les aplica el coeficiente $\gamma_s = 1{,}33$, ya que prevalece el efecto de los esfuerzos axiales sobre el del momento flector.

Mayorando ambas acciones constantes por 1,33 y la sobrecarga por 1,50 y teniendo en cuenta la excentricidad de las uniones, se obtienen las siguientes solicitaciones ponderadas para una planta cualquiera.

$N^* = 1{,}5 \cdot N_{p_2} + 1{,}33 \cdot (N_{p_1} + N'_p)$

$M^* = 1{,}5 \cdot N_{p_2} \cdot e$

y para la cubierta;

$N^* = 1{,}5 \cdot N_{c_2} + 1{,}33 \cdot (N_{c_1} + N'_c)$

$M^* = 1{,}5 \cdot N_{c_2} \cdot e$

siendo e la excentricidad de la carga, igual a la mitad del canto del perfil adoptado.

Para cada planta se obtiene:

Bajo cubierta: HEB-140

$N^* = 1{,}5 \cdot 2.268 + 1{,}33 \cdot (12.801 + 12.801) = 37.453$ kg

$M^*_x = 1{,}5 \cdot 2.268 \cdot 7 = 23.814$ cm . kg

Bajo planta 5ª: HEB-180

$N^* = 37.453 + 1{,}5 \cdot 7.938 + 1{,}33 \cdot 2..10.533 = 77.378$ kg

$M^*_x = 23.814 + 1{,}5 \cdot 7.938.9 = 130.977$ cm .kg

Bajo planta 4ª: HEB-220

$N^* = 117.303$ kg

$M^*_x = 261.954$ cm . kg

Bajo planta 3ª: HEB-240

$N^* = 157.228$ kg

$M^*_x = 404.838$ cm . kg

Bajo planta 2ª: HEB-260

$N = 197.153$ kg

$M^*_x = 559.629$ cm . kg

Bajo planta 1ª: HEB-280

$N^* = 237.078$ kg

$M^*_x = 726.327$ cm . kg

La tensión de comparación es :

$$\sigma = \frac{N^* \cdot \omega}{A} + \frac{M_x^*}{W_x}$$

teniendo en cuenta que puede existir pandeo en ambos planos.

- Bajo planta 1ª

Para HEB-280
$A = 131\ cm^2$
$W_x = 1.380\ cm^3$
$i_y = 7,09\ cm$

$$\lambda_x = \frac{280}{7,09} = 39,5$$

$\omega = 1,07$

$$\sigma = \frac{237.078 \cdot 1,07}{131} + \frac{726.327}{1.380} = 2.463 kg/cm^2 < \sigma_u$$

- Bajo planta 2ª

Para HEB-260
$A = 118\ cm^2$
$W_x = 1.150\ cm^3$
$i_y = 6,58\ cm$

$$\lambda_x = \frac{400}{6,58} = 60,79$$

$\omega = 1,23$

$$\sigma = \frac{197.153 \cdot 1,23}{118} + \frac{559.629}{1.150} = 2.542 kg/cm^2 < \sigma_u$$

- Bajo planta 3ª

Para HEB-240
$A = 106\ cm^2$
$W_x = 938\ cm^3$
$i_y = 6,08\ cm$

$$\lambda_x = \frac{400}{6,08} = 65,78$$

$\omega = 1,29$

$$\sigma = \frac{157.228 \cdot 1,29}{106} + \frac{404.838}{938} = 2.345 kg/cm^2 < \sigma_u$$

- Bajo planta 4ª

Para HEB-220
$A = 91\ cm^2$
$W_x = 736\ cm^3$
$i_y = 5,59\ cm$

$$\lambda_x = \frac{400}{5,59} = 71,5$$

$\omega = 1,37$

$$\sigma = \frac{117.303 \cdot 1,37}{91} + \frac{261.954}{736} = 2.122 kg/cm^2 < \sigma_u$$

- Bajo planta 5ª

Para HEB-180
$A = 65,3\ cm^2$
$W_x = 426\ cm^3$
$i_y = 4,57\ cm$

$$\lambda_x = \frac{400}{4,57} = 87,5$$

$\omega = 1,69$

$$\sigma = \frac{77.378 \cdot 1,69}{65,3} + \frac{130.977}{426} = 2.310 kg/cm^2 < \sigma_u$$

- Bajo cubierta

Para HEB-140
$A = 43\ cm^2$
$W_x = 216\ cm^3$
$i_y = 3,58\ cm$

$$\lambda_x = \frac{400}{3,58} = 111,7$$

$\omega = 2,39$

$$\sigma = \frac{37.453 \cdot 2,39}{43} + \frac{23.814}{216} = 2.192 kg/cm^2 < \sigma_u$$

Se observa que las tensiones de comparación son ligeramente inferiores a las obtenidas con toda la carga centrada, por lo que, en lo que sigue, se realiza el cálculo de los pilares considerando la totalidad de la carga.

En los pilares de esquina y de fachadas laterales hay que hacer el cálculo a compresión compuesta con toda la carga, ya que existe una excentricidad permanente. Lo mismo ocurre en pilares que, por otras circunstancias (huecos, escaleras, etc), reciben cargas asimétricas. En cualquier caso, el cálculo de los pilares considerando la flexión debida a la excentricidad de las cargas está del lado de la seguridad ya que, en realidad, el resto de los pilares estará coaccionando los desplazamientos de los nudos a través de los forjados, considerados indeformables.

A.4.5.1.4. Uniones

Como se ha indicado en el apartado A.4.1. la solución prevista para las uniones viga-pilar es la de uniones articuladas materializadas mediante angulares atornillados a los extremos de las almas de las vigas y a las alas o almas de los pilares (fig. A.4.4.).

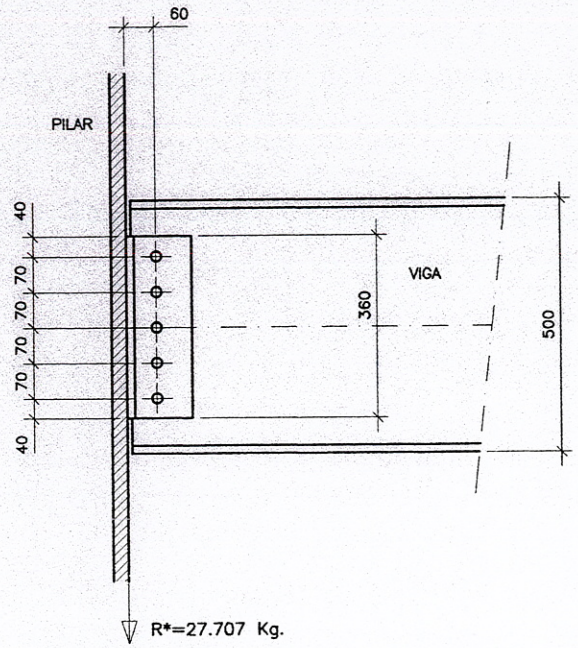


Fig A.4.4.

A título de ejemplo, se desarrolla a continuación el cálculo de la unión de las vigas tipo 1 a los pilares, siguiendo lo indicado en el capítulo A.3.1.3. del anexo 3 de la *guía*.

Se tantea la unión con dos angulares L 120/10 y 5 tornillos T20 (ordinarios).

Las solicitaciones en los tornillos extremos serían:

$$T^* = \sqrt{V^{*2} + H^{*2}}$$

$$V^* = \frac{R^*}{n}$$

$$H^* \cong \frac{R^* \cdot e}{S}$$

$R^* = 25.916$ kg

$e = 6$ cm

$S = 28$ cm

$n = 5$

$$V^* = \frac{25.916}{5} = 5.183 kg$$

$$H^* = \frac{25.916 \cdot 6}{28} = 5.553 kg$$

$$T^* = \sqrt{5.183^2 + 5.553^2} = 7.596 kg$$

Los tornillos ordinarios T20 aguantan a doble cortadura (ver tabla en A.3.1.1.)

$T = 2 \cdot 4{,}88 = 9{,}76\ t > T^*$

La condición del cálculo por aplastamiento del material es:

$$\sigma = \frac{T^*}{d \cdot e} = < 2\,\sigma_u$$

En este caso:

$T^* = 7.596$ kg

$d = 2$ cm

$e = 1{,}02$ cm (alma de IPE-500)

luego:

$$\sigma = \frac{7.596}{2 \cdot 1{,}02} = 3.723 < 2 \cdot 2600 = 5.200\ kg/cm^2$$

Los tornillos de la unión entre angulares y pilar trabajan a simple cortadura, sometidos a un esfuerzo de :

$$V^* = \frac{R^*}{n} = \frac{25.916}{10} = 2.591 < 4{,}88t$$

Podría reducirse el diámetro de los tornillos, pero no es conveniente hacerlo para no mezclar diferentes diámetros en una unión.

Por tanto, los tornillos T20 son válidos para la unión propuesta.

En la tabla añadida a título de ejemplo en el apartado. A.3.1.3. de la *guía*, puede comprobarse la validez de esta unión

Esta unión articulada también puede materializarse mediante una chapa de testa soldada al extremo del alma de la viga y atornillada al pilar (fig. A.4.5.):

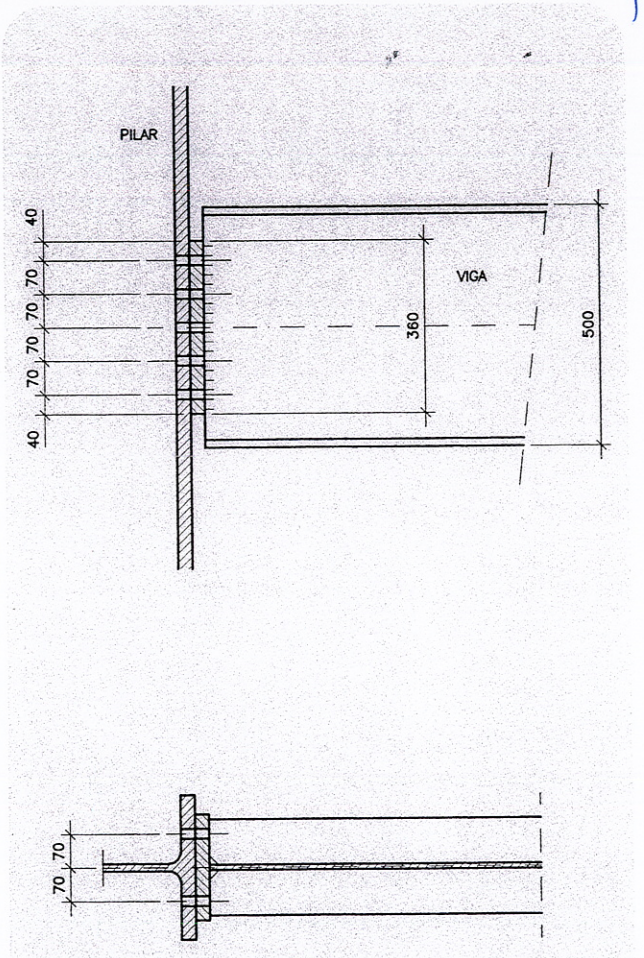


Fig A.4.5.

El cálculo de los tornillos se haría como en el caso anterior. Se adoptan 10 tornillos T20 en dos columnas.

En este caso, el espesor de la placa de testa debe comprobarse a aplastamiento.

Se tantea una placa de e = 10 mm.

$$\sigma = \frac{V^*}{d \cdot e} = \frac{2.951\ (kg)}{2 \cdot 1\ (cm^2)} = 1.295 kg/cm^2 < 2\sigma_u = 5.200 kg/cm^2$$

Se adopta placa de testa de espesor 10 mm.

Para determinar los cordones de soldadura, en primer lugar se toma de la tabla del apartado A.3.2.1. el espesor mínimo de garganta correspondiente al espesor de la pieza a soldar. Al grosor del alma de la viga (1,02 cm) le corresponde un espesor de garganta mínimo de a = 4 mm.

A continuación se comprueba su validez según el apartado A.3.2.2., teniendo en cuenta que su forma de trabajo es como cordones laterales:

$$\sigma = \frac{F^*}{0{,}75 \sum a \cdot l} \leq \sigma_u$$

En este caso:

F* = 25.916 kg

a = 0,4 cm

$l \simeq 34$ cm (Se descuenta 1 cm en cada extremo del cordón para tener en cuenta los eventuales cráteres extremos).

$$\sigma = \frac{25.916}{0{,}75 \cdot 2 \cdot 0{,}4 \cdot 34} = 1.270 kg/cm^2 < \sigma_u = 2.600 kg/cm^2$$

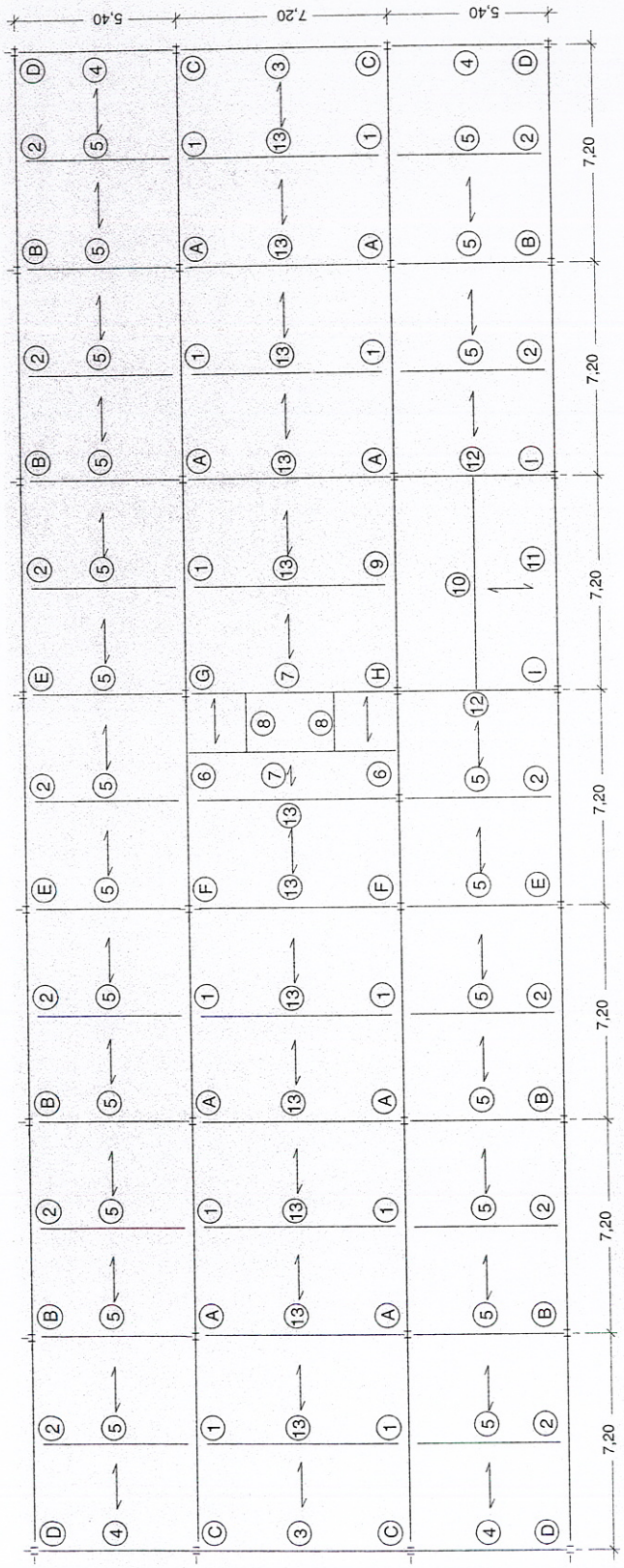
Por tanto el espesor mínimo propuesto es válido.

A.4.5.2.Solución con forjado de losa con encofrado de chapa colaborante

Para aplicar esta solución al edificio que se estudia y aprovechar una de las principales ventajas de este tipo de forjados, como es la posibilidad de realizar el hormigonado sin sopandas ni puntales, es preciso modificar la distribución de vigas en las plantas, introduciendo unas vigas secundarias que limiten la luz del forjado.

Los suministradores de las chapas para este tipo de forjados proporcionan las tablas o cálculos correspondientes para determinar los tipos de chapa, espesores, luces admisibles, espesores de hormigón, etc, en función de las sobrecargas.

En este caso, se introducen vigas secundarias cada 3,6 m lo que permite disponer un forjado formado por:



Planta tipo solución II

• Chapa colaborante de 1 mm de espesor y 76 mm de greca.

• Losa de hormigón H-200 de 6 cm de espesor con un mallazo de Ø4 en cuadrícula de 150 x 300 mm.

4.5.2.1.Vigas

En el croquis adjunto se indican los tipos diferentes de vigas que se dan en cada planta; en total son 13 tipos que se repiten en todas ellas.

Las cargas consideradas en el cálculo para las vigas de piso son las siguientes:

a) Acciones constantes:

- Peso propio del forjado..... 250 kg/m^2
- Peso propio del pavimento..... 100 kg/m^2

350 kg/m^2

b) Sobrecargas:

- Sobrecarga de tabiquería..... 50 kg/m^2
- Sobrecarga de uso.....300 kg/m^2

350 kg/m^2

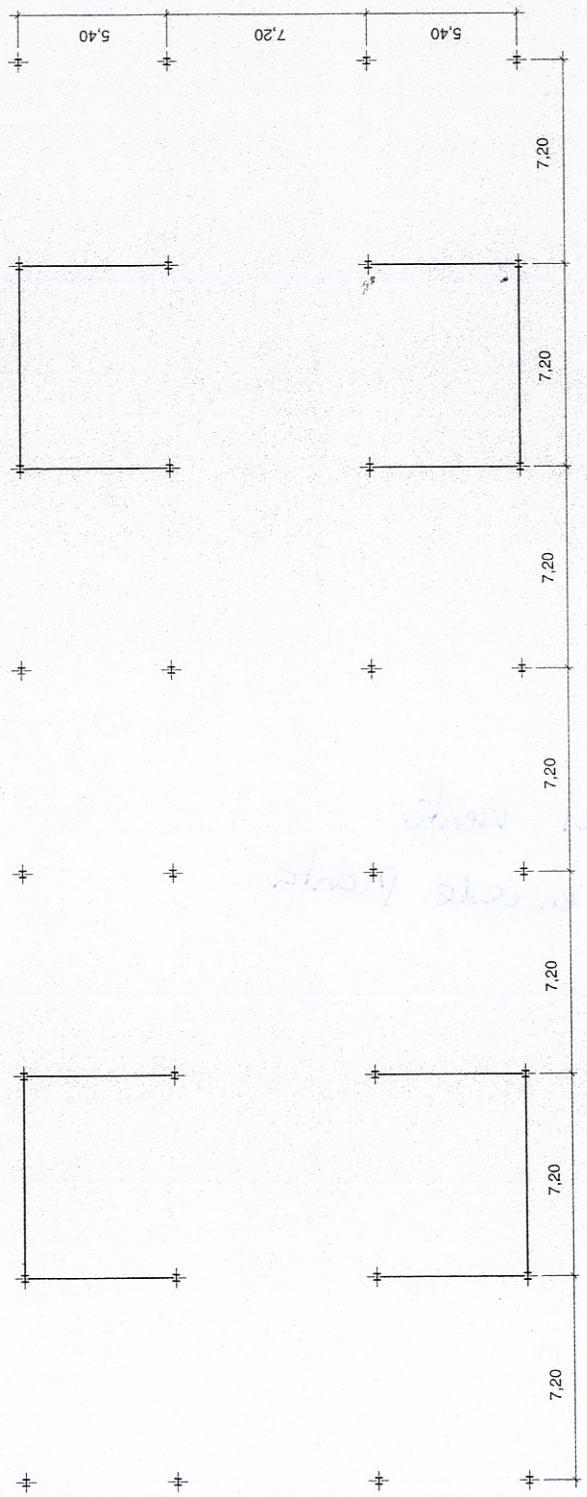
La flecha máxima admisible es l/400.

El proceso de cálculo sería análogo al expuesto para las vigas y pilares de la solución de forjado con placas aligeradas.

Se observa que el peso propio del forjado es menor que el anterior, por lo que las secciones de vigas y pilares pueden ser inferiores en alguno de los casos.

A.4.5.3.Celosías contra esfuerzos horizontales

En la figura adjunta se indica la situación de los elementos capaces de absorber esfuerzos horizontales. Estos elementos deben calcularse para soportar las acciones del viento en exclusiva, al no proceder la aplicación de las acciones sísmicas, como se ha indicado en el apartado A.4.4.



Elementos de arriostramiento

La consideración del forjado como un elemento infinitamente rígido hace posible el reparto equitativo de los esfuerzos de viento sobre las celosías verticales diseñadas para soportarlos, debido a la distribución indicada. Los puntos de aplicación de estos esfuerzos son los nudos de dicha celosía.

En el caso general de un edificio de 5 plantas de pisos, como el que se estudia, si se denomina H al esfuerzo de viento aplicado en cada planta, las solicitaciones en las distintas barras son las indicadas en la figura A.4.6. y en las expresiones siguientes.

$$T5 = H/2 \cos\alpha$$

$$T4 = 3H/2 \cos\alpha$$

$$T3 = 5H/2 \cos\alpha$$

$$T2 = 7H/2 \cos\alpha$$

$$T1 = 9H/2 \cos\alpha$$

$$T0 = 11H/2 \cos\alpha$$

Estos resultados son fácilmente deducibles a partir del equilibrio de nudos.

En este caso:

Altura del edificio = 24 m

Sobrecarga de viento = 90 kg/m^2

Los esfuerzos globales en cada dirección serían:

$V_x = 90 \cdot 24 \cdot 18{,}5 = 39.960$ kg

$V_y = 90 \cdot 24 \cdot 51 = 110.160$ kg

Los esfuerzos ponderados (hipótesis de carga caso Ib, apartado 4.2) para combinar con cargas permanentes y sobrecargas, serían:

$V^*_x = V_x \cdot \gamma_s = 39.960 \cdot 1{,}5 = 59.940$ kg

$V^*_y = V_y \cdot \gamma_s = 110.160 \cdot 1{,}5 = 165.240$ kg

En cada celosía se tendrá:

Dirección X (4 celosías): $X = \frac{V^*_x}{4} = 14.985$kg.

Dirección Y (8 celosías): $Y = \frac{V^*_y}{8} = 20.655$kg

En dirección X, el reparto en altura de este esfuerzo global será el indicado en la figura (fig. A.4.7.) y en dirección Y, el indicado en la figura (fig. A.4.8.)

En pilares y vigas se obtienen unas solicitaciones que deben añadirse a las obtenidas por las cargas verticales. A continuación se indican las variaciones conforme a los resultados del apartado A.4.5.1.

Teniendo en cuenta que el viento no puede actuar simultáneamente en dos direcciones, en los pilares tipo A se produce un incremento de la carga de compresión en planta baja del mayor de los siguientes valores (Fig. A.4.6) :

$$18\ H_1\ t_g\ \alpha_1$$
$$118\ H_2\ t_g\ \alpha_2$$

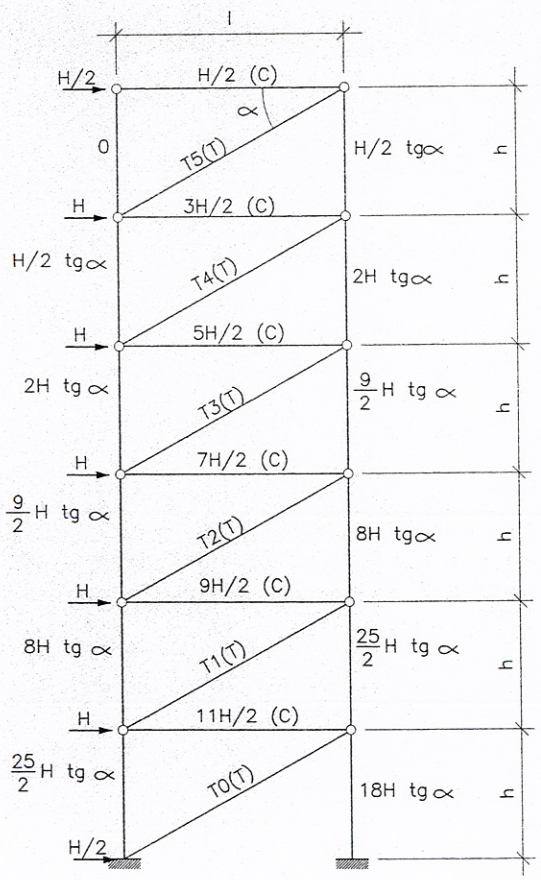


Fig. A.4.6.

siendo:

$H_1 = X/6 = 2.497,5$ kg

$tg\ \alpha_1 = 400/720 = 0,55$

$18\ H_1\ tg\alpha_1 = 24.725$ kg

$H_2 = Y/6 = 3.442,5$ kg

$tg\ \alpha_2 = 400/540 = 0,74$

$18\ H_2\ tg\ \alpha_2 = 45.854$ kg

Por tanto, la carga adicional en la planta baja sería $18\ H_2\ tg\ \alpha_2 = 45.854$ kg

Por tanto: $N^*_t = N^* + \Delta N^* = 300.015 + 45.854 = 345.869$ kg

Para HEB-280 bajo planta 1ª:

$$\sigma^* = \frac{345.869\ .\ 1,07}{131} = 2.825 kg/cm^2 > \sigma_u$$

Luego no es válido. Con un perfil HEB-300 se obtiene:

$$\sigma^* = \frac{345.869\ .\ 1,06}{149} = 2.460 kg/cm^2 \leq \sigma_u$$

Se adopta el perfil HEB-300 para este tramo.

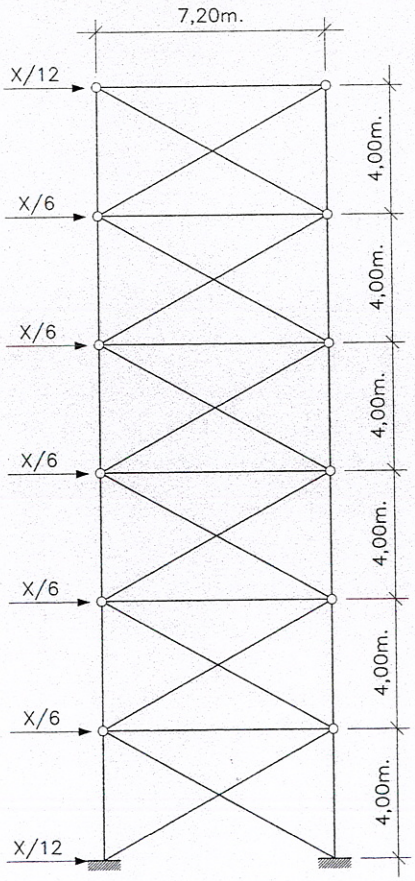


Fig. A.4.7.

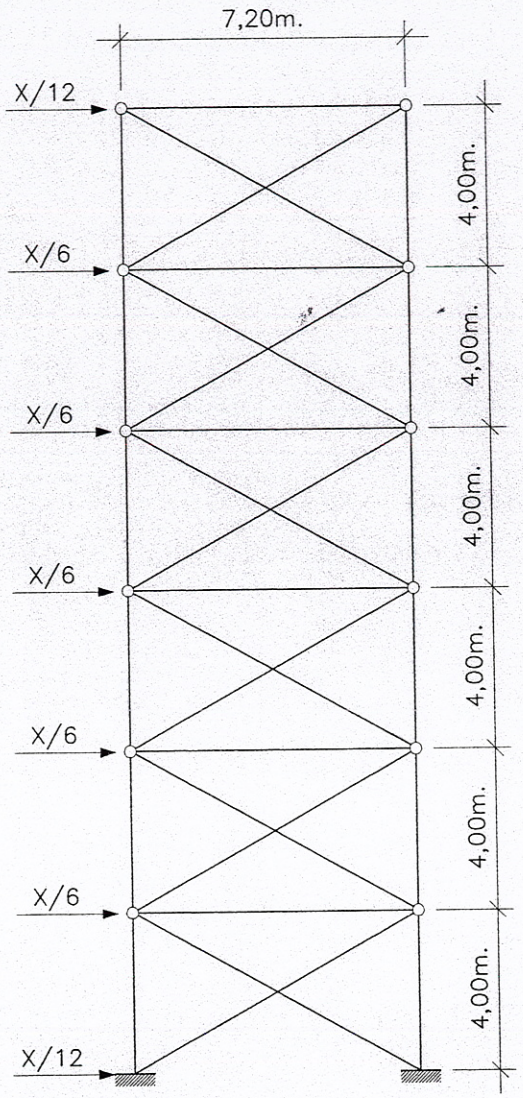


Fig. A.4.8.

Como se puede observar, se incrementa el perfil obtenido únicamente para cargas verticales. Este mismo proceso debe repetirse para cada planta y para cada pilar que forma parte de las celosías verticales, obteniendo los resultados que se muestran en el cuadro de pilares.

Asimismo, las vigas sufren un incremento de su tensión de trabajo debido al esfuerzo de compresión que soportan al formar parte de las celosías verticales. Así, por ejemplo, en la viga tipo 6 de la primera planta se produce una compresión $11\ H_1/2 = 13.736,25$ kg que para el perfil IPE-450, teniendo en cuenta que no es necesario aplicar el coeficiente de pandeo por estar la viga solidamente unida al forjado, supone:

$$\Delta\sigma^* = 13.736,25/98,8 = 139,03\ kg/cm^2$$

Por tanto:

$$\sigma^*_t = \sigma^* + \Delta\sigma^* = 1.770 + 139,03 = 1.909,03\ kg/cm^2 < \sigma_u$$

Por tanto, sirve el perfil IPE-450.

En la viga tipo 5 de la primera planta, el esfuerzo de compresión es $11\ H_2/2 = 18.933,75$ kg.

Para el perfil IPE-200,

$$\Delta\sigma^* = \frac{18.933,75}{28,5} = 664,34 kg/cm^2$$

$$\sigma^*_t = 1.127,3 + 664,3 = 1.791,6\ kg/cm^2 < \sigma_u$$

Por tanto este perfil es válido.

Por razones constructivas se adopta este perfil para todas las plantas.

Las diagonales se dimensionan para soportar las tracciones por medio de la expresión:

$$\sigma^* = N^*/A < \sigma_u \text{ (para cargas centradas).}$$

En el caso de disponer angulares simples enlazados por una de sus alas, la expresión sería $\sigma^* = 1,25 \cdot N^*/A < \sigma_u$ (con esta expresión se tiene en cuenta la excentricidad de la carga).

Así por ejemplo, en la planta baja, para el viento en dirección X, el esfuerzo en las diagonales es:

$$N^* = T^*_o = 11\ H^*_1/2 \cos\alpha_1 = 11 \cdot 2497,5 / 2 \cdot 0,87 = 15.789\ kg$$

Si se dispone de un angular simple, la sección necesaria aproximada sería:

$$A \approx \frac{1,25 \cdot N^*}{\sigma_u} = \frac{1,25 \cdot 15.789}{2.600} = 7,59\ cm^2$$

Con un angular L 70/70/7 ; $A = 9,40\ cm^2$, sería suficiente.

Hay que tener cuidado en el montaje de estos elementos muy esbeltos, para evitar que queden flexados por su propio peso.

A.4.5.4.Cuadros de resultados del predimensionado de vigas y pilares

En los cuadros adjuntos se indican los resultados del predimensionado de vigas y pilares, obtenidos siguiendo la metodología y los criterios de cálculo expuestos en los apartados A.4.5.1 y A.4.5.3

CUADRO DE RESULTADOS VIGAS DE PISOS			
VIGA	CARGA PERMANENTE	SOBRECARGA	PERFIL
TIPO 1	p = 2.835 kg/m	p = 2.205 kg/m	IPE-500
TIPO 2	p = 2.015 kg/m	p = 945 kg/m	IPE-450
TIPO 3	p = 1.025 kg/m	p = 175 kg/m	IPE-330
TIPO 4	p = 1.025 kg/m	p = 175 kg/m	IPE-270
TIPO 5	p = 225 kg/m	p = 175 kg/m	IPE-200
TIPO 6	p = 2.015 kg/m	p = 945 kg/m	IPE-450
TIPO 7	p = 405 kg/m	p = 315 kg/m	IPE-100
TIPO 8	p = 225 kg/m P_1 = 372 kg (180 cm) P_2 = 372 kg (540 cm)	p = 175 kg/m P_1 = 283 kg (180 cm) P_2 = 283 kg (540 cm)	IPE-300
TIPO 9	p_1 = 2.835 kg/m (0-540 cm) p_2 = 1.620 kg/m (540-720 cm) P = 524 kg (540 cm)	p_1 = 2.205 kg/m (0-540 cm) p_2 = 1.260 kg/m (540-720 cm) P = 283 kg (540 cm)	IPE-500
TIPO 10	p = 1.620 kg/m	p = 1.080 kg/m	IPE-180
TIPO 11	p_1 = 1.620 kg/m p_2 = 810 kg/m (0-180 cm) P = 2.212 kg (180 cm)	p_1 = 1.260 kg/m p_2 = 540 kg/m (0-180 cm) P = 1.458 kg (180 cm)	IPE-500
TIPO 12	p_1 = 607 kg/m p_2 = 810 kg/m (0-180 cm) P = 2.212 kg (180 cm)	p_1 = 473 kg/m p_2 = 540 kg/m (0-180 cm) P = 1.458 kg (180 cm)	IPE-400
TIPO 13	p = 1.407 kg/m	p = 473 kg/m	IPE-400
TIPO 14	p = 225 kg/m P = 5.120 kg (270 cm)	p = 175 kg/m P = 3.647 kg (270 cm)	IPE-360
TIPO 15	p = 225 kg/m P_1 = 2.920 kg (270 cm) P_2 = 2.212 kg (270 cm)	p = 175 kg/m P_1 = 2.189 kg (270 cm) P_2 = 1.458 kg (270 cm)	IPE-360

* P_2 en viga tipo 15 corresponde al pie de apoyo de las mesetas intermedias de la escalera.

CUADRO DE RESULTADOS VIGAS DE CUBIERTA			
VIGA	CARGA PERMANENTE	SOBRECARGA	PERFIL
TIPO 1	p = 3.465 kg/m	p = 630 kg/m	IPE-500
TIPO 2	p = 1.685 kg/m	p = 270 kg/m	IPE-400
TIPO 3	p = 475 kg/m	p = 50 kg/m	IPE-270
TIPO 4	p = 475 kg/m	p = 50 kg/m	IPE-220
TIPO 5	p = 275 kg/m	p = 50 kg/m	IPE-200
TIPO 6	p = 1.685 kg/m	p = 270 kg/m	IPE-400

CUADROS DE RESULTADOS PILARES

PILAR		BAJO CUBIERTA	BAJO P.5ª	BAJO P.4ª	BAJO P.3ª	BAJO P.2ª	BAJO P.1ª
TIPO A (Viento)	N^*_v N^*_h Perfil	40.855 kg 1.274 kg HEB-140	92.676kg 5.095 kg HEB-180	144.486 kg 11.464 kg HEB-220	196.281 kg 20.380 kg HEB-260	248.076 kg 31.843 kg HEB-280	299.855 kg 45.854 kg HEB-300
TIPO B (Viento)	N^*_v N^*_h Perfil	19.687 kg 1.274 kg HEB-120	49.920 kg 5.095 kg HEB-160	80.142 kg 11.464 kg HEB-180	110.349 kg 20.380 kg HEB-200	140.556 kg 31.843 kg HEB-220	170.747 kg 45.854 kg HEB-240
TIPO C (Fachada lateral)	N* M* Perfil	22.370 kg 142.989 cm.kg HEB-140	55.354 kg 376.233 cm . kg HEB-180	88.338 kg 661.309 cm . kg HEB-220	121.322 kg 972.301 cm . kg HEB-240	154.306 kg 1.335.125 cm .kg HEB-280	187.290 kg 1.723.865 cm . kg HEB-300
TIPO D (Esquina)	N* M* Perfil	10.656 kg 49.220 cm . kg HEB-100	28.780 kg 139.952 cm . kg HEB-120	46.904 kg 245.806 cm . kg HEB-140	65.028 kg 366.782 cm . kg HEB-160	83.152 kg 502.880 cm . kg HEB-180	101.276 kg 654.100 cmkg HEB-200
TIPO E	N* Perfil	19.687 kg HEB-120	49.931 kg HEB-160	80.175 kg HEB-180	110.419 kg HEB-200	140.663 kg HEB-220	170.907 kg HEB-200
TIPO F	N* Perfil	40.855 kg HEB-140	92.285 kg HEB-180	143.715 HEB-220	195.145 HEB-240	246.575 kg HEB-260	298.005 kg HEB-280
TIPO G (Cargas asimétricas)	N* M* Perfil	40.855 kg — HEB-140	898,71 kg 35.433 cm . kg HEB-180	138.887 kg 78.740 cm kg HEB-220	187.903 kg 125.984 cm . kg HEB-240	236.919 kg 181.102 cm . kg HEB-280	285.935 kg 236.220 cm kg HEB-280
TIPO H ≈ TIPO F		HEB-140	HEB-180	HEB-220	HEB-240	HEB-260	HEB-280
TIPO I (Cargas asimétricas)	N* M* Perfil	19.687 kg — HEB-120	50.831 kg 44.104 cm . kg HEB-160	81.975 kg 93.721 cm . kg HEB-180	113.119 kg 148.851 cm . kg HEB-200	144.263 kg 209.494 cm . kg HEB-220	175.407 kg 270.137 cm .kg HEB- 220
TIPO J ≈ TIPO I (Viento)		HEB-120	HEB-160	HEB-200	HEB-220	HEB-240	HEB-240
TIPO K (Cargas asimétricas)	N* M* Perfil	40.855 kg — HEB-140	89.938 kg 82.926 cm . kg HEB-180	139.021 kg 184.280 cm . kg HEB-220	188.104 kg 304.062 cm . kg HEB-260	237.187 kg 433.058 cm . kg HEB-280	286.270 kg 571.268 cm .kg HEB-300

N^*_h es la carga máxima normal de compresión que recibe el pilar como componente de las celosías de arriostramiento frente a los esfuerzos horizontales

A.4.5.5. CONSIDERACIONES SOBRE SOLUCIONES ESTRUCTURALES DE NUDOS RÍGIDOS

Si la solución estructural adoptada hubiera sido de nudos rígidos, la determinación exacta de los perfiles necesarios implicaría la resolución de la estructura mediante un programa informático, ya que el cálculo manual es sumamente laborioso.

Para el dimensionado previo de los elementos a introducir en dicho programa, se pueden utilizar distintos artificios de cálculo, que proporcionan valores más o menos aproximados a los reales. Uno de ellos es el considerar las vigas de los pórticos como vigas continuas apoyadas en los pilares y, para la absorción de los esfuerzos de viento, considerar los pilares como elementos empotrados en los pisos, con una articulación en el punto medio de la altura entre pisos, en la que se aplica el esfuerzo horizontal proveniente de las plantas superiores (Fig. A.4.9.).

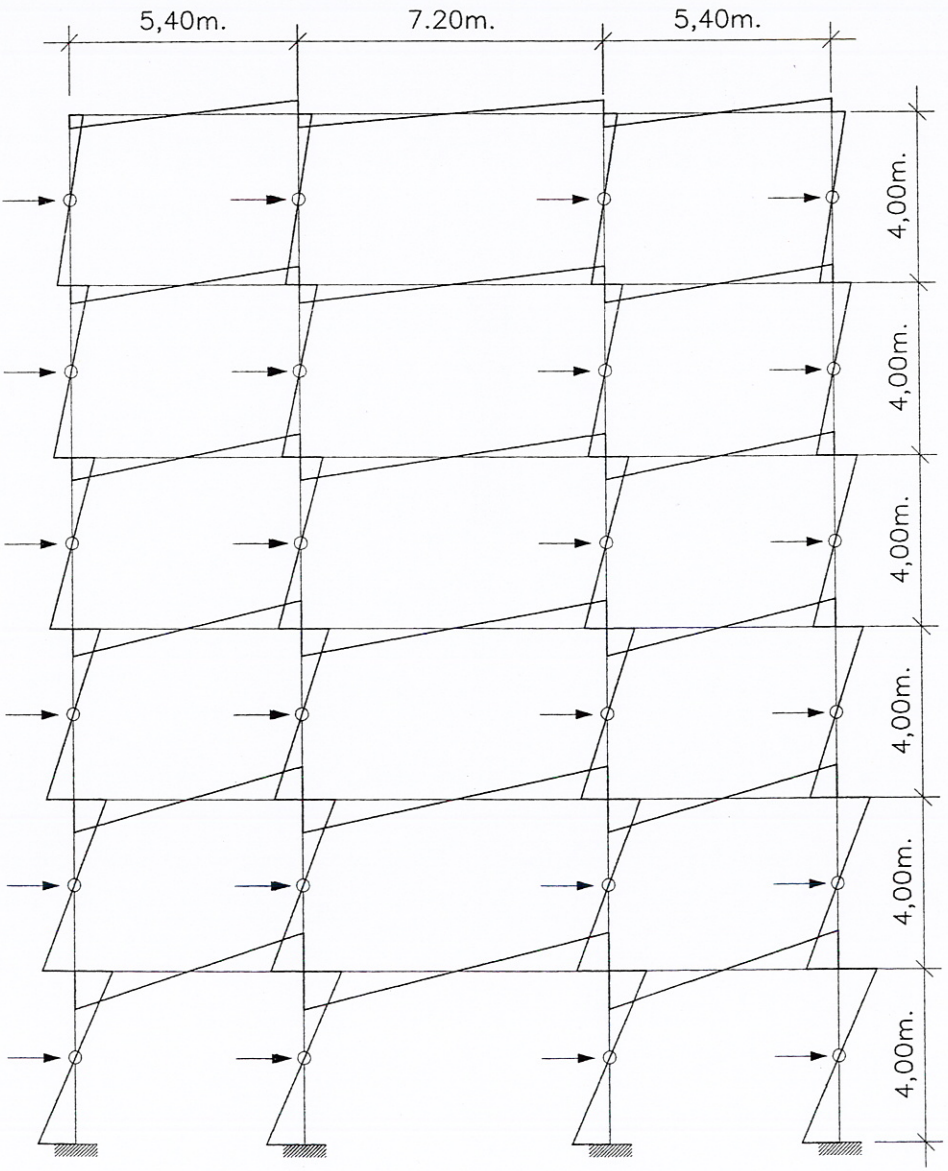


Fig. A.4.9.

Así, en el caso del ejemplo, las vigas de carga longitudinales (vigas tipo 1 fig. A.4.10.) serían:

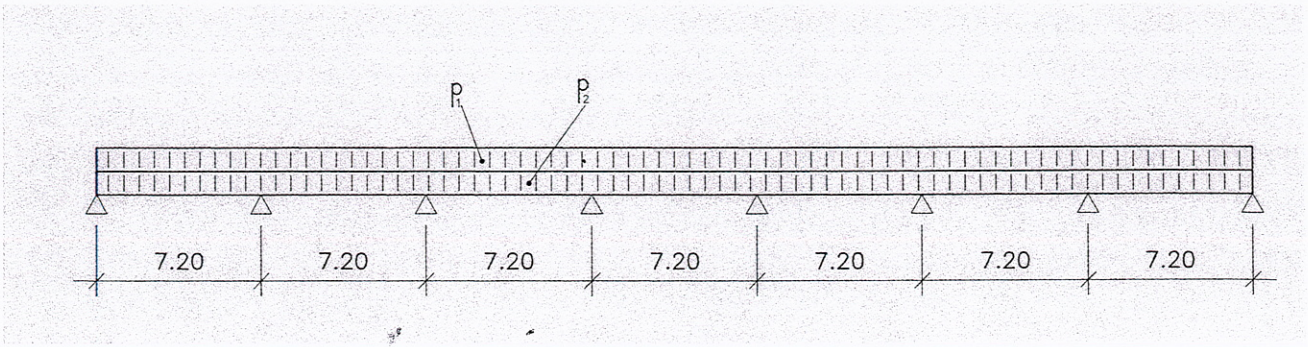


Fig. A.4.10.

p_1 = 2.835 kg/m (Acciones constantes)

p_2 = 2.205 kg/m (Sobrecargas)

Como se trata de un predimensionado, por simplificar el cálculo, se podría adoptar un coeficiente de ponderación γ_s = 1,5 tanto para las acciones constantes como para las sobrecargas, no obstante, se aplican los indicados por la norma:

γ_s = 1,33 Acciones constantes
γ_s = 1,5 Sobrecargas

Así, las acciones ponderadas serían:

$p^*_1 = 1{,}33 \cdot 2.835 = 3.770$ kg/m
$p^*_2 = 1{,}5 \cdot 2.205 = 3.307$ kg/m

De acuerdo con los gráficos de vigas continuas de infinitos vanos del Anexo I, los momentos máximos combinados se dan en el primer apoyo interior y en el primer vano. Son los siguientes:

Acciones constantes:

Apoyos: $M^*_{1\ máx} = -0{,}105\ p^*_1\ l^2 = -0{,}105 \cdot 3.770 \cdot 7{,}2^2$ = –20521 m . kg (1er apoyo)

Vanos: $M^*_{1\ máx} = 0{,}078\ p^*_1\ l^2 = 0{,}078 \cdot 3.770 \cdot 7{,}2^2$ = 15.244 m . kg (1er vano)

Sobrecargas:

Apoyos: $M^*_{2\ máx} = -0{,}105\ p^*_2\ l^2 = -0{,}105 \cdot 3.307 \cdot 7{,}2^2 =$ –18.000 m . kg (1er apoyo)

Vanos: $M^*_{2\ máx} = 0{,}078\ p^*_2\ l^2 = 0{,}078 \cdot 3.307 \cdot 7{,}2^2$ = 13.371 m . kg (1er vano)

Es decir:

Apoyos: $M^*_{máx} = -(20.521 + 18.000) = -38.521$ m . kg

Vanos: $M^*_{máx} = 15.244 + 13.371 = 28.615$ m . kg

Por tanto, la viga se predimensionaría para un momento de M* = 38,52 m . t en una primera aproximación. (Faltaría el incremento correspondiente a la acción del viento).

En cuanto a los esfuerzos de viento, todos los pilares de la estructura colaboran en su absorción de acuerdo con sus rigideces relativas. Para simplificar, se considerará que se reparten por igual entre todos ellos, en cada planta.

Así, por ejemplo, si se considera la acción del viento en el sentido longitudinal del edificio, en los pórticos interiores, correspondientes a las vigas tipo 1, en la planta baja se tienen 8 pilares.

El ancho de banda correspondiente a estos pórticos es de (5,4 + 7,2)/2 = 6,3 m y la altura contada desde la articulación ficticia es de 22 m. Por tanto, los esfuerzos por pilar (Fig. A.4.11) son :

$$H = \frac{90\ (kg/m^2)\ .\ 22\ (m)\ .\ 6{,}3\ (m)}{8} = 1.559 kg$$

Y se obtiene un momento en el pilar de:

$M \simeq 1.559\ .\ 2 = 3.118\ m\ .\ kg$

$M^* \simeq 1{,}5\ .\ 3.118 = 4.677\ m\ .\ kg$

Los momentos adicionales en los nudos de las vigas de la primera planta son del mismo orden de magnitud que éste, por lo que los momentos máximos de estas vigas se consideran $M^* \simeq 38{,}52 + 4{,}67 = 43{,}19$ m t

Estas consideraciones habría que hacerlas en cada planta y en cada dirección del viento para obtener el predimensionado final.

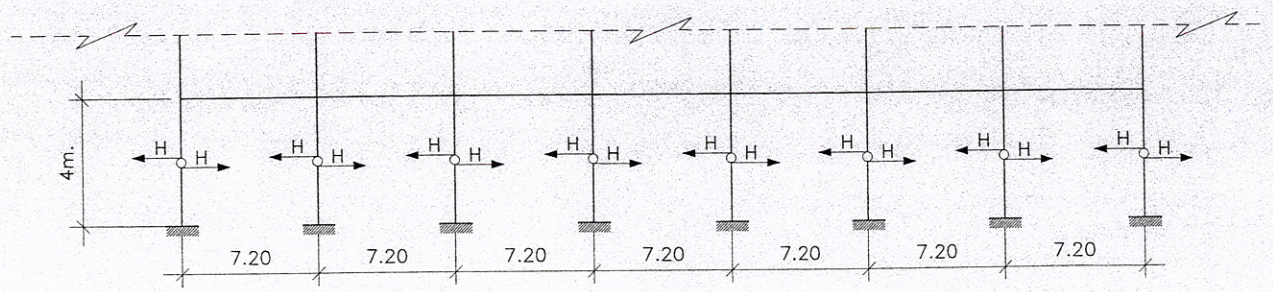


Fig. A.4.11.

ANEXO V
MANUAL DE UTILIZACIÓN DEL PROGRAMA DE PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS DE ESTRUCTURAS METÁLICAS

A.5.1. Introducción

El programa permite el predimensionado de vigas, pilares y elementos de arriostramiento para la posterior introducción de los datos obtenidos en un programa de cálculo de estructuras definitivo.

Asimismo, el programa proporciona una estimación aproximada del peso total de acero de una estructura a partir de los datos obtenidos en el cálculo de los elementos resistentes.

También puede utilizarse para la obtención del peso aproximado de una estructura cuyos datos se hayan obtenido por otros procedimientos, introduciendo estos datos manualmente.

El programa se ha desarrollado en el entorno MICROSOFT WINDOWS, siendo compatible con las versiones 3.1, 3.11, Windows NT y Windows 95.

A.5.2. Criterios de cálculo

Dado que se trata de un programa de predimensionado, se han utilizado unos criterios de cálculo simplificados, con objeto de proporcionar al usuario una herramienta cómoda con un número reducido de datos de partida a introducir.

El programa contempla la separación entre cargas constantes y sobrecargas para poder aplicarles distintos coeficientes de ponderación de acuerdo con la normativa vigente.

Asimismo, el programa considera automáticamente el peso propio de los elementos estructurales.

A.5.2.1. Vigas

El programa permite el cálculo de vigas de un solo vano, de vigas continuas y voladizos. En todos los casos es posible el cálculo solo por resistencia o por resistencia y rigidez, a elección del usuario.

En las vigas de un solo vano el cálculo obtiene los momentos flectores en los puntos de aplicación de las cargas, en el caso de cargas puntuales; en el centro del vano, para cargas uniformes repartidas en todo el vano; en el centro de la faja de carga, para cargas uniformes repartidas en parte del vano; y en un punto función de la luz de la viga y de la longitud de la carga, para cargas triangulares.

En las vigas biempotradas se obtienen también los momentos de empotramiento en los extremos.

El programa realiza la combinación de los momentos obtenidos en cada punto, calculando el momento flector máximo y con éste obtiene la tensión normal de trabajo para el primer perfil de la serie elegida por el usuario, comparándola con la admisible e iterando el cálculo con perfiles sucesivos hasta obtener una tensión de trabajo inferior a la admisible, en cuyo caso toma como válido el perfil tanteado.

Por tanto, para el predimensionado no se tiene en cuenta la tensión tangencial debida a esfuerzos cortantes.

En las vigas continuas se obtiene el máximo momento flector a partir de las tablas internas del programa, que tienen en cuenta la posibilidad de alternancia de sobrecargas, siguiendo a continuación el cálculo con los mismos criterios expuestos anteriormente.

En los voladizos se calcula el momento en el empotramiento.

El cálculo de la flecha se realiza en todos los casos de vigas en el centro de los vanos (en los voladizos en el extremo) y se compara con la flecha máxima admisible, definida por el usuario.

A.5.2.2. Pilares

El cálculo de los pilares puede realizarse a compresión simple o a compresión compuesta, de acuerdo con los criterios expuestos en la *guía*.

El programa determina para el primer perfil de la serie las esbelteces del pilar en los planos XX e YY, en función de las longitudes de pandeo y de los radios de giro respectivos. Con la esbeltez máxima

obtiene el coeficiente de pandeo, para el acero elegido, en las tablas internas, y mediante las fórmulas correspondientes calcula la tensión de comparación, iterando el cálculo para perfiles sucesivos hasta que ésta sea inferior a la admisible, en cuyo caso, considera el perfil como válido.

Los coeficientes de pandeo para los distintos aceros son los que figuran en las tablas incluídas en la *guía*, con el siguiente criterio:

Acero de límite elástico ≤ 2.400 kg/cm2 Tabla A-37

2.400 < Límite elástico ≤ 2.800 kg/cm2 Tabla A-42

Límite elástico > 2.800 kg/cm2 Tabla A-52

La esbeltez máxima admisible se ha limitado a 200.

A.5.2.3. Elementos de arriostramiento

Se calculan como elementos a tracción o a compresión dependiendo de su forma de trabajo.

Si trabaja a compresión, el cálculo se realiza como el de pilares, pero limitando la esbeltez máxima admisible a 250.

Si trabaja a tracción el programa utiliza las mismas fórmulas que a compresión, tomando siempre el coeficiente de pandeo igual a 1. En este caso, la esbeltez máxima admisible es de 400.

En el caso particular de perfiles en L simple con los extremos unidos por una de su alas (caso habitual), trabajando a tracción, el cálculo se realiza mediante la expresión:

$$\sigma^* = \frac{1{,}25 \cdot N^*}{A\ perfil} \leq \sigma_u$$

con lo que, de acuerdo con la NBE-EA-95, se tiene en cuenta la excentricidad permanente existente.

A.5.2.4. Peso de la estructura

El programa obtiene automáticamente el peso aproximado de los elementos calculados, agrupándolos en vigas, pilares y elementos de arriostramiento.

Para la obtención del peso total, el programa aplica un coeficiente de 1,10 para tener en cuenta las piezas auxiliares, soldaduras, tornillería y excesos de laminación.

Para poder contabilizar el peso de otros elementos de acero que no formen parte de la estructura portante propiamente dicha, el programa permite la entrada manual de elementos adicionales.

Asimismo, el programa puede ser utilizado para calcular el peso aproximado de una estructura calculada por otros medios, introduciendo manualmente todos los datos de los distintos elementos.

A.5.3. Instalación y ejecución

Como se ha indicado, el programa se ha desarrollado en el entorno MICROSOFT WINDOWS y es compatible con las versiones 3.1, 3.11, Windows NT y Windows-95.

La instalación se realiza desde el sistema operativo MS-DOS, mediante la expresión :

A: INSTALAR

quedando instalada la aplicación en un directorio llamado ITEA.

Al igual que otras aplicaciones del mismo entorno, la configuración en las versiones indicadas se efectúa mediante los siguientes pasos:

- ***En Windows 3.1. :***

- Crear un nuevo grupo de programas:

- Archivo - Nuevo - Grupo de programas del Administrador.

- Añadir el icono de la aplicación en ese grupo:

- Archivo - Nuevo - Elemento de Programa.

- Y seleccionar el archivo ejecutable elegido.

• ***En Windows - 95:***

- Inicio - Configuración - Barra de tareas - Programas de Menú de Inicio - Agregar.

- Y añadir el fichero ejecutable.

El fichero ejecutable se denomina ITEA_EDI.EXE y está incluido en el directorio creado.

Al ejecutar este fichero, aparece en pantalla la ventana inicial de la aplicación. En ella se distinguen tres partes:

En la parte inferior izquierda se puede optar por el cálculo de vigas, pilares o elementos de arriostramiento, eligiendo el botón correspondiente.

Bajo éstos aparece una ventana que permite optar por el cálculo de elementos de la estructura mediante el programa o por introducir manualmente los datos correspondientes a otros elementos estructurales para la determinación automática del peso.

En la parte inferior derecha se van mostrando los pesos totales de cada serie de elementos (vigas, pilares y elementos de arriostramiento) y el peso total de la estructura.

En la parte superior se muestra una ventana con la lista de elementos que forman parte del fichero (edificio) de trabajo. Cada elemento incluido ocupa una línea de la ventana, y en ella se visualiza la denominación del elemento, su longitud, el número de elementos iguales, el tipo de perfil, así como el peso total de todos los elementos iguales. Seleccionando una línea, se puede optar por la modificación manual de dicho elemento, por medio del botón EDITAR, o por su eliminación de la lista, por medio del botón ELIMINAR, o por la repetición del cálculo del elemento. Esta última opción también es válida para los elementos introducidos manualmente y se lleva a cabo por el botón RECALCULAR.

Los ficheros de datos de los edificios se almacenan con la extensión EDI. La gestión de ficheros (abrir, cerrar, guardar, ...), se realiza desde el menú principal y es similar a otras aplicaciones del entorno Microsoft Windows.

A.5.4. Cálculo de elementos

A.5.4.1. Vigas

El predimensionado de vigas se compone de cuatro pantallas.

Las tres primeras son de introducción de datos y la última es la presentación de resultados.

Previamente a la aparición de la primera pantalla se solicita el nombre de la viga, que es la denominación con la que posteriormente se va a archivar con la que podrá ser identificado en la lista de elementos de la ventana principal.

En la primera pantalla se introducen los siguientes datos:

- Límite elástico del material en kg/cm^2 o en MPa.

- Elección del dimensionado por resistencia y rigidez, o sólo por resistencia. En el primer caso, se determina también la máxima flecha admisible en función de la luz.

- Elección del tipo de perfil. Se han incluido los siguientes:

IPE
IPN
IPEA
IPEO
IPER
HEA
HEB
HEM
UPN

Igualmente se incluyen las secciones armadas tipificadas en las tablas de valores estáticos de los perfiles sigientes:

IPES
HEAS
HEBS

Se da al usuario la posibilidad de elegir otro perfil diferente, debiéndose determinar los siguientes valores:

- Momento de inercia en X
- Sección
- Espesor del alma
- Canto de la sección

En la segunda pantalla se determina el tipo de viga a calcular. Las posibilidades son:

- Viga biapoyada
- Viga biempotrada
- Viga continua de vanos iguales
- Voladizo

La luz entre apoyos y el número de vanos, en el caso de vigas continuas, se determina en esta pantalla.

En la tercera pantalla se definen las cargas que actúan sobre la viga. En el caso de vigas de un solo vano o voladizos los tipos de carga posibles son:

- Carga uniforme
- Carga puntual
- Carga triangular

En el caso de vigas continuas:

- Carga puntual en el centro de todos los vanos

- Carga uniforme en todos los vanos

En el caso de vigas continuas existe la posibilidad de considerar alternancia de sobrecargas.

La introducción se realiza eligiendo el tipo de carga y , a continuación, seleccionando el botón DEFINIR, aparece una ventana con los datos a introducir para cada tipo. Las cargas uniforme y triangular pueden actuar en todo el vano o en parte, y se deben referenciar siempre con respecto al extremo izquierdo del vano. Las unidades pueden ser t/m ó kN/m. Las cargas puntuales se referencian también con respecto al extremo izquierdo y se introducen en t ó kN.

Tras aceptar la introducción de la carga, ésta aparece dibujada en el gráfico superior de la pantalla, y es añadida a la lista de cargas introducidas. Cualquier carga de dicha lista puede seleccionarse para proceder a su modificación, por medio de EDITAR, o para su eliminación de la lista de cargas, por medio de ELIMINAR.

El cambio de pantallas se realiza por medio de los botones ANTERIOR y SIGUIENTE. El botón CANCELAR permite volver a la ventana inicial de la aplicación sin realizar el cálculo.

Tras elegir la realización del cálculo, CALCULAR, se muestran los datos en la pantalla de presentación de resultados. En vigas de un solo vano, éstos son:

- Perfil obtenido y su peso propio por metro.
- Flecha en el centro del vano.
- Reacciones en los extremos.
- Tensión normal máxima y su situación.
- Momentos flectores en los puntos de aplicación de las cargas.

En el caso de voladizos:

- Perfil obtenido y su peso propio.
- Flecha en el extremo.
- Reacción y momento flector en el empotramiento.
- Tensión normal máxima.

En el caso de vigas continuas:

- Perfil obtenido y su peso propio.
- Flecha máxima.
- Reacciones en un apoyo extremo y en un apoyo central.
- Momento flector máximo y su situación.
- Tensión normal máxima.

En la parte inferior de las ventanas de resultados aparecen cuatro botones:

- AÑADIR A LA LISTA permite grabar el resultado en el fichero del edificio sobre el que se está trabajando. Para ello solicita también el número de vigas iguales a la calculada.

- IMPRIMIR permite obtener un listado con los datos de entrada y los resultados de la viga calculada.

- CANCELAR permite volver a la ventana inicial de la aplicación sin grabar la viga.

- COMENZAR permite repetir el cálculo del mismo elemento, modificando alguno de los datos de entrada

A.5.4.2. Pilares

El predimensionado de pilares consta de tres pantallas, dos de introducción de datos y una tercera de presentación de resultados.

Tras definir el nombre del pilar a calcular aparece la primera pantalla en la que se introducen los datos siguientes:

- Límite elástico del material en kg/cm^2 o en MPa.
- Carga permanente y sobrecarga en t o en kN.

- Coeficientes de mayoración de carga permanente y de sobrecarga.

- Altura del pilar entre vinculaciones.

- Tipo de cálculo deseado a compresión simple o a compresión compuesta. En el caso de compresión compuesta se deben introducir los momentos flectores en dirección X y en dirección Y, en mt o en mkN.

- Tipo de sección elegida si es el usuario quien la determina. Las secciones incluidas son:

HEB
HEA
HEM
2UPN en cajón
2IPE en cajón

Se permite elegir otro perfil distinto, introduciendo los siguientes valores:

- Momento de inercia en X.

- Momento de inercia en Y.

- Sección

- Módulo resistente en X

- Módulo resistente en Y

Se puede elegir también la opción RECOMENDADO, por medio de la cual el programa nos da la posibilidad de seleccionar entre los resultados obtenidos para cuatro tipos de secciones distintas que son 2UPN en cajón, HEA, HEB y HEM, que ha calculado previamente.

En la segunda pantalla se elige el tipo de vinculación en cada plano, que sirve para determinar la esbeltez mecánica en el plano YY y en el plano XX (Fig. A.5), según señala la NBE-EA-95 en su artículo 3.2.5.1.

Al seleccionar CALCULAR aparece la pantalla de resultados, presentando:

- Perfil obtenido y su peso propio.

- Tensión normal máxima.

Igualmente aparecen los cuatro botones descritos en el apartado anterior.

En el caso de haber seleccionado en Tipo de perfil la opción RECOMENDADO, aparecen las cuatro secciones descritas. El usuario debe decidir cual elige para su inclusión en la lista.

A.5.4.3.Elementos de arriostramiento

El predimensionado de elementos de arriostramiento presenta una pantalla de introducción de datos y una de presentación de resultados.

Tras la denominación del elemento a calcular, aparece la primera pantalla, en la cual se introducen los siguientes datos:

- Límite elástico del material en kg/cm^2 o en MPa.

- Esfuerzo sobre el elemento y coeficiente de mayoración

- Tipo de esfuerzo: Tracción o Compresión (Habitualmente el elemento trabajará a tracción)

- En el caso que exista excentricidad en la aplicación de la carga (separación entre el punto de amarre y el c.d.g. del perfil) se definen las excentricidades respecto a los ejes X e Y en cm.

• Tipo de perfil. Se han incluido:

L
UPN
IPE

Se puede elegir otro perfil diferente introduciendo:

- Momento de inercia en X

- Momento de inercia en Y

- Sección

- Módulo resistente en X

- Módulo resistente en Y

Al seleccionar CALCULAR aparece la pantalla de resultados, obteniéndose:

- Perfil obtenido y su peso propio

- Tensión normal máxima

Aparecen también los cuatro botones descritos en el apartado correspondiente a las vigas.

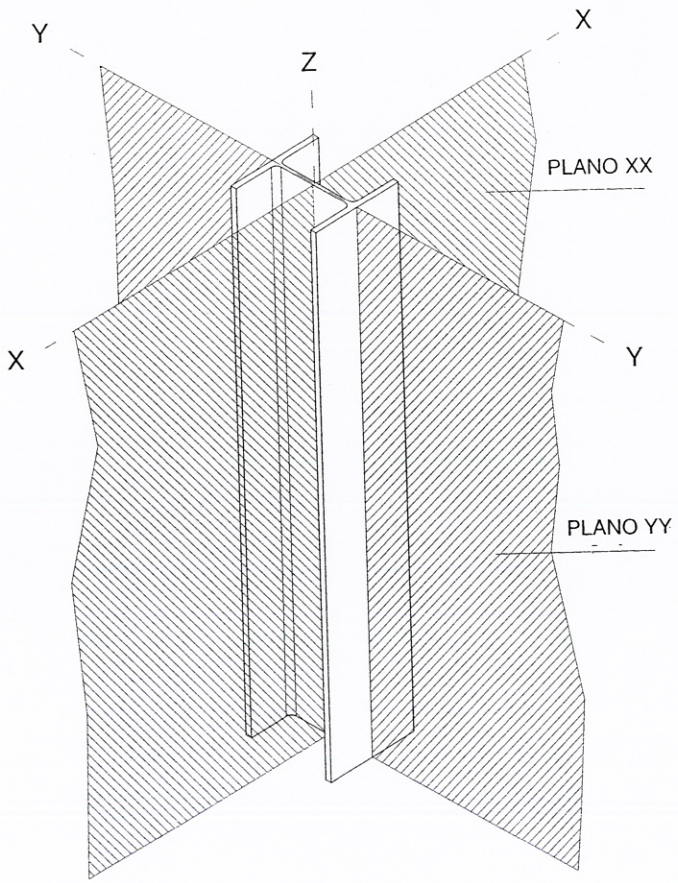


Fig. A.5.

A.5.5. Introducción manual de elementos

Seleccionando en la ventana inicial de la aplicación, en su parte inferior izquierda, el botón correspondiente a ENTRADA MANUAL, se pueden introducir elementos que no se han calculado con la aplicación.

Para ello, se selecciona el tipo de elemento que se desea (viga, pilar o elemento de arriostramiento), apareciendo una ventana donde se deben definir los siguientes parámetros:

- Nombre del elemento

- Número de elementos iguales

- Longitud de dicho elemento

- Tipo de perfil

La entrada manual de elementos puede realizarse sobre un fichero que ya contenga elementos previamente calculados por el programa, pudiendo así completar el fichero con la totalidad de elementos de acero existentes en un edificio, aunque no tengan un fin estrictamente estructural.

Si en el cálculo el usuario elige la opción otro tipo de perfil, el programa comprueba la validez de éste, y si esta sección definida es válida, solicita el peso por metro lineal para su inclusión en la lista de elementos. Se puede también definir manualmente otro tipo de perfil distinto a los tipificados en la lista de la ventana de introducción manual.

A.5.6. Cierre de aplicación

Como se ha indicado, los ficheros de datos de los distintos edificios se almacenan con la extensión EDI.

La gestión de estos ficheros (abrir, cerrar, guardar .....), se realiza desde el menú principal en la forma habitualmente utilizada para las aplicaciones del entorno MICROSOFT WINDOWS.

ANEXO VI PLIEGO DE CONDICIONES TECNICAS DE ESTRUCTURAS DE ACERO

MATERIALES: ACERO LAMINADO

a) Condiciones técnicas exigibles

Los productos de acero laminados en caliente que se empleen en las estructuras de edificación, cumplirán las características y tolerancias determinadas en la NBE-EA-95 "Estructuras de acero en edificación" (2.1).

b) Condiciones particulares de recepción

Se constatará que las marcas que, preceptivamente, deben llevar los productos laminados, garantía de las características mecánicas y la composición química, son las que corresponden a la clase de acero especificado, según determina la NBE-EA-95 (2.1.6.).

En cada lote compuesto por 20 T. o fracción, se determinarán las siguientes características, según las normas de ensayo que se especifican:

1. Dimensiones, tolerancias, NBE-EA.95 (2.1.6.3)

2. Límite elástico, UNE 7474-1 (EN-10002-1)

3. Resistencia a la tracción, UNE 7474-1 (EN-10002-1)

4. Alargamiento de rotura, UNE 7474-1 (EN-10002-1)

El tamaño de la muestra será de 1,50 m

MATERIALES: TORNILLOS DE ACERO

a) Características técnicas exigibles

Cumplirán las características y tolerancias determinadas en la NBE-EA-95:

NBE-EA-95-(2.5) "Tornillos"

b) Condiciones particulares de recepción

La recepción se realizará según especifica la Norma Básica citada.

Se acompañará Certificado de Origen Industrial.

EJECUCIÓN

a) Materiales

Cumplirán lo establecido en el capítulo anterior.

b) Condiciones generales

La estructura será, en su forma y dimensiones, conforme a lo señalado en los planos de proyecto. El Contratista no podrá hacer ningún tipo de modificación sin la autorización previa de la Dirección Facultativa.

En caso de que el Contratista subcontrate toda o parte de la ejecución de la estructura, deberá demostrar la adecuada capacitación técnica de dicha subcontrata.

Para todos aquellos extremos que no hayan sido totalmente definidos en los documentos de proyecto se tendrá en cuenta la norma NBE-EA-95 o las UNE que les afecten.

c) Ejecución

Se realizará conforme a lo dispuesto en la NBE-EA-95 (Parte 5) "Ejecución de las Estructuras de acero".

Las normas UNE que deberán cumplir las distintas operaciones que conlleva la ejecución de las estructuras serán las relacionadas en el Apéndice 1 de la NBE-EA-95.

- Perforaciones. Se realizarán de acuerdo con NBE-EA-95 (5.3.6)

- Tolerancias: Están recogidas en la norma NBE-EA-95 (5.5)

- Uniones atornilladas: Se realizarán de acuerdo a la norma NBE-EA-95 (5.1)

- Uniones soldadas: Será de aplicación lo dispuesto en la norma NBE-EA-95 (5.2)

- Personal: Los operarios encargados de la

realización de las soldaduras estarán calificados de acuerdo con la norma UNE-EN 287-1.

• Preparación de los bordes: Los biselados de las piezas a unir se ejecutarán con máquina herramienta, plasma y oxicorte automático y se ajustarán a lo dispuesto en la norma NBE-EA-95 (5.2.5).

• Procedimiento de soldeo: El Contratista presentará a la Dirección Facultativa una memoria de soldeo en la que se indique las técnicas a utilizar y los tipos de materiales de aportación.

• Inspección de la soldadura: La inspección de las uniones soldadas se realizará de acuerdo con la norma UNE 14.044.

A propuesta del Contratista, la Dirección Facultativa podrá autorizar el realizar empalmes en piezas de laminación de longitudes inferiores a las habituales para no producir un despunte excesivo. En este caso, figurará en los planos de taller la zona de la pieza en donde puede efectuarse el empalme y el número máximo de piezas que pueden ser empalmadas. En ningún caso se autorizará mas de un empalme por pieza que no sea estrictamente necesario.

No se cortarán nunca las chapas o perfiles de forma que queden ángulos entrantes con arista viva. Estos ángulos, cuando no se puedan eludir, se redondearán siempre en su arista con el mayor radio posible. Todas las preparaciones de borde se efectuarán de acuerdo a la NBE-EA-95 (5.2.5), así como el orden de ejecución de los distintos cordones de soldadura.

En general, se suspenderán los trabajos de soldeo cuando la temperatura baje de lo 0°C, aunque, previa autorización de la Dirección Facultativa, se podrá seguir soldando hasta la temperatura de -5°C, adoptando medidas para evitar un enfriamiento rápido del metal depositado.

La calidad de las soldaduras vendrá definida por la norma UNE 14.011, desde la calidad 1 (soldadura perfecta) a la calidad 5 (soldadura muy mala). La clase designada por estos números vendrá determinada por los defectos de la soldadura definidos en dicha norma.

Las superficies de las piezas a unir mediante tornillos estarán absolutamente planas, sin pintar y completamente limpias.

Control y criterios de aceptación y rechazo

a) Materiales : Se aceptarán los materiales una vez realizados los ensayos de control de recepción especificados en los diferentes apartados, con el cumplimiento de las características técnicas en ellos exigibles.

b) Ejecución : Los criterios de aceptación y rechazo se ajustarán a las tolerancias especificadas en la NBE-EA-95 (Parte 5) y norma UNE 76.100 principalmente, así como del resto de la normativa y condiciones que se mencionan a continuación.

Soldaduras:

A lo largo de todo el proceso de fabricación el Contratista dispondrá de los procedimientos de control adecuados a cada caso. Asimismo habrá constancia de las soldaduras realizadas por cada soldador.

Por parte de la Dirección Facultativa o Inspector en quien se delegue, se efectuará una inspección visual de todas las soldaduras, que se completará con métodos no destructivos de detección de defectos, normalmente rayos X. Para la inspección radiográfica, se aplicarán las normas UNE 14.604, 14.041, 14.602 y 14.605. Para la calificación de las soldaduras, según los defectos observados, se aplicará la norma UNE 14.011 y para la inspección ultrasónica se aplicarán las normas UNE 14.611 y 14.613.

Como resultado de la aplicación de la normativa anterior y de la inspección visual, la soldadura podrá ser calificada como correcta, aceptable o inaceptable, tomando en cada caso las decisiones oportunas.

Tornillos :

Se comprobará que todos los tornillos colocados en taller son del mismo diámetro y de la calidad indicada en el proyecto, que disponen de las arandelas precisas bajo la cabeza y bajo tuerca y que la rosca asoma por lo menos en un filete por fuera de la tuerca.

Asimismo, se comprobará que la superficie de todas las uniones a efectuar mediante tornillos de alta resistencia, trabajando a rozamiento, han recibi-

do el tratamiento indicado en los documentos del proyecto.

El par de apriete será el indicado en la norma NBE-EA-95 (3.6.2).

Control dimensional :

Las tolerancias máximas admitidas en la estructura montada, así como en la obra de fábrica y otras partes adyacentes serán las que define la norma UNE 76.100 "Estructuras metálicas de edificios de varias alturas". Las tolerancias que se refieren a componentes y partes adyacentes, deben ser consideradas como requisitos mínimos para asegurar el cumplimiento de las tolerancias de la estructura montada. Asimismo, se tendrán en cuenta las que define la NBE-EA-95 (5.5).

En las tolerancias de la estructura montada indicadas en la norma UNE 76.100, se considera que la estructura no está cargada.

Es de reseñar que, como regla general, las operaciones de verificación deben limitarse únicamente a las desviaciones dimensionales que tengan importancia para la seguridad o para el montaje y que la precisión de los aparatos de medida utilizados, siempre estará en consonancia con el fin perseguido.

Imprimaciones:

Previamente a la imprimación antioxidante, se eliminará la posible cascarilla de laminación, los óxidos y los materiales extraños con el denominado "Chorreado abrasivo comercial" que define la norma INTA 160.705 y que en general, corresponderá al grado Sa 2 de la norma SIS 055900.

La primera mano de impregnación antioxidante se dará en taller, dejando sin pintar las superficies que vayan a soldarse, en una anchura mínima de 5 cm desde el borde de la soldadura. No se dará nunca una segunda mano, sin haber realizado todas las uniones y aplicado sobre ellas la primera mano.

Las superficies que vayan a quedar unidas mediante tornillos de alta resistencia trabajando a rozamiento, no recibirán ninguna capa de protección.

ANEXO VII. PRECIO DESCOMPUESTO EN ESTRUCTURAS DE ACERO

En este anexo se presentan, para tres tipos diferentes de elementos estructurales, las distintas unidades que, en cada caso, es preciso tener en cuenta para poder hacer un cálculo aproximado del precio de los mismos. Los valores indicados para cada precio descompuesto pueden tener un margen de variación debido a la diversidad del equipamiento de los talleres de fabricación, del tipo de perfiles empleados y del proceso de montaje.

1.- kg acero EN PERFILES LAMINADOS A-42B EN SOPORTES, incluso corte y elaboración, montaje, preparación superficial, imprimación antioxidante con 40 micras; p.p. de soldadura, de chapas de cabeza base, casquillos y piezas especiales, construidos según norma NBE-EA-95. medido el peso teórico.

Descripción	nº unidades
Soporte perfil A-42B	1,050 kg
Imprimación antioxidante	0,010 kg
Oficial soldador	0,016 h ÷ 0,022 h
Ayudante	0,016 h ÷ 0,022 h
Oficial pintor	0,005 h
Costes Indirectos	4% (suma)

2.- kg acero EN PERFILES LAMINADOS A-42B EN VIGAS DISEÑADAS MEDIANTE UNIÓN ATORNILLADA, incluso corte y elaboración, montaje, preparación superficial, imprimación antioxidante con 40 micras; p.p. de unión con tornillos A4T, pletinas, casquillos y piezas especiales, construido según norma NBE-EA-95. Medido el peso teórico.

Descripción	nº unidades
Vigas perfil A-42B	1,050 kg
Imprimación antioxidante	0,010 kg
Oficial 1ª	0,018 ÷ 0,025 h
Ayudante	0,018 ÷ 0,025 h
Oficial pintor	0,005 h
Costes Indirectos	4% (suma)

3.- kg acero EN PERFILES LAMINADOS A-42B EN VIGAS DISEÑADAS MEDIANTE UNIÓN SOLDADA, incluso corte y elaboración, montaje, preparación superficial, imprimación antioxidante con 40 micras; p.p. de soldadura previa limpieza de bordes, pletinas, casquillos y piezas especiales, construido según norma NBE-EA-95. Medido el peso teórico.

Descripción	nº unidades
Vigas perfil A-42B	1,050 kg
Imprimación antioxidante	0,010 kg
Oficial soldador	0,020 ÷ 0,027 h
Ayudante	0,020 ÷ 0,027 h
Oficial pintor	0,005 h
Costes Indirectos	4% (suma)

ANEXO VIII BIBLIOGRAFÍA DE INTERÉS

- Bases de cálculo. Dimensionamiento de elementos estructurales.....P. Ensidesa
- La seguridad de las estructuras de acero ante el incendio.....P. Ensidesa
- Acero para estructuras de edificación.....P. Ensidesa
- Protección anticorrosiva.....P. Ensidesa
- Construir arquitectura en España con acero.....P. Ensidesa
- La estructura metálica hoy.....R. Argüelles
- El proyectista de estructuras metálicas.....R. Nonnast
- Estructuras metálicas de edificios.....A.H.V.
- Estructuras. Manuales AJ.....Allan Hodgkinson
- Steel Designer's Manual.....Crosby Lockwood
- Design of Steel Structures.....Gaylor, E.H.
- The design of building structures.....Schueller, Wolfgang
- Industrial buildings.....New Architecture
- Manual of steel construction.....A.I.S.C.
- Structural Steel Detailing.....A.I.S.C.
- Structural Steel Work Connections.....Owens & Cheal
- Connections in Steel Structures Behaviour.....Bjorhovde,R.
- Joints in Steel Construction Moment Connections.....BCSA
- Joints in Simple Construction.....BCSA
- Introduction to the Welding of Structural Steelwoork.....Pratt, J.L.
- Design Guide for Slim Floors With Built-in-Beams.....CECM
- El Atlas de la construcción metálica.....Hart/Henn/Sontag
- Arte de proyectar en arquitectura.....Neufert

ANEXO IX SOCIOS DEL ITEA

Productores de Perfiles Estructurales, Angulares y Chapa gruesa

ACERALIA PRODUCTOS LARGOS OLABERRIA
Ctra. Irún-Madrid, Km. 418
20212-OLABERRIA (Guipúzcoa)

Tfno.: (943) 80 50 00
Fax: (943) 16 07 67
e-mail: info@sao.es
http://www.sao.es

ACERALIA PRODUCTOS LARGOS MADRID
Ctra. de Toledo, Km. 9
28021-MADRID

Tfno.: (91) 797 23 00
Fax: (91) 505 02 57
e-mail: mdlazaro@sam.es
http://www.sao.es

ACERALIA PRODUCTOS LARGOS ZARAGOZA
Camino de Corbera baja, s/n
50015-ZARAGOZA

Tfno.: (976) 46 61 71
Fax: (976) 51 76 48
e-mail: ventas@rye.es
http://www.sao.es

ACERALIA PRODUCTOS LARGOS BERGARA
Ibarra, 6
20570-BERGARA (Guipúzcoa)

Tfno.: (943) 76 19 40
Fax: (943) 76 52 43
e-mail: ahb-admon@futurnet.es
http://www.sao.es

ACERALIA PRODUCTOS LARGOS GIJÓN
Factoría de Veriña
Apdo. 520
33280-GIJÓN (Asturias)

Tfno.: (985) 18 72 15
Fax: (985) 18 75 43
e-mail: galvareza-largos@nexo.es
http://www.aceralia.es

Fabricantes de Estructura de Acero

CALLFER, S.A.
Metalúrgicos, 1 - Pol. Callfersa
28940-FUENLABRADA

Tfno.: (91) 645 33 00
Fax: (91) 645 00 21
e-mail: callfer@teleline.es
http://www.callfersa.es

URSSA, S. COOP. LTDA.
Campo de los Palacios, 18
01006-VITORIA

Tfno.: (945) 13 57 44
Fax: (945) 13 57 92
e-mail: zelorag-comercial@urssa.es
http://www.jet.es/urssa

Centros de Distribución y Servicios

Grupo	*COMERCIAL DE LAMINADOS, S.A.* Pso. de la Castellana, 135 - 13 28046-MADRID	Tfno.: (91) 449 23 70 Fax: (91) 571 41 71 e-mail: webmaster@cdl.es http://www.cdl.es
Grupo	*ROS CASARES, CENTRO DE SERVICIOS DEL ACERO, S. L.* Pol. Ind. Ali - Gobeo. Urartea, 13 01010-VITORIA	Tfno.: (945) 24 03 00 Fax: (945) 24 09 58 e-mail:info@froscasares.es http://www.froscasares.es
Grupo	*LAMINADOS VELASCO, S.A.* Larrazábal, 2 48970-BASAURI (Vizcaya)	Tfno.: (94) 487 25 00 Fax: (94) 426 03 43 e-mail: comercial@laminadosvelasco.es http://www.cimv.es/adimde/velasco.htm
Grupo	*HIEMESA* Pol. Ind. Zona Franca - sector nº c/z 08040-BARCELONA	Tfno.: (93) 223 75 02 Fax: (93) 223 47 57 e-mail: hiemesa@hiemesa.com http://www.hiemesa.com
	EUSEBIO CALVO Y CÍA, S.A. Pol. Ind. Los Ángeles Fundidores, 1 28906-GETAFE (Madrid)	Tfno.: (91) 696 93 61 Fax: (91) 695 48 56 e-mail: ecalvo@nauta.es http://www.nauta.es/eusebiocalvo
	FREIRE HERMANOS, S.A. Joaquín Planells Riera, 104 15008-LA CORUÑA	Tfno.: (981) 16 81 14 Fax: (981) 24 52 82 e-mail: correo@freirehnos.es http://www.freirehnos.es
	HIESCOSA Pol. Ind. Leganés, Ramón y Cajal, 25 28914-LEGANÉS (Madrid)	Tfno.: (91) 688 94 44 Fax: (91) 686 09 86
	MARCELIANO MARTÍN, S.A. Camino de Hormigueras, 106 28031-MADRID	Tfno.: (91) 777 61 62 Fax: (91) 777 53 63 e-mail: m-martin-sa@jet.es

Asociación

UNIÓN DE ALMACENISTAS DE HIERROS DE ESPAÑA Príncipe de Vergara, 74 28006-MADRID	Tfno.: (91) 411 06 98 Fax: (91) 411 18 34 e-mail: uahe@mad.servicom.es http://www.uahe.es