

b) La caza de aves acuáticas entre el segundo domingo de enero y el primer domingo de marzo podrá practicarse todos los días de la semana en las rías y costas de la provincia.

c) Queda prohibida la caza de todas las especies en las islas de Ons y Cíes.

## SALAMANCA

Queda prohibida la caza de la especie corzo.

## SANTA CRUZ DE TENERIFE

a) Queda prohibida la caza de las especies muflón y gamo en las islas de Tenerife y La Palma.

b) Queda prohibida la caza de las palomas aborígenes torcaz y rabiche y de la chocha perdiz o gallinuela en toda la provincia.

c) Queda prohibida la caza de la perdiz en las islas de La Palma y Hierro.

d) Queda prohibida la caza con hurón en la zona de Los Lajiales en la isla de Hierro.

## SANTANDER

Queda prohibida la caza del mirlo y del zorzal común o malvis.

## SEGOVIA

a) Queda prohibida la caza de la especie corzo.

b) En toda clase de terrenos el período hábil de caza de la avutarda terminará el último domingo de marzo.

## SEVILLA

Queda prohibida la caza de la especie ciervo en los términos municipales de Aznalcóllar, El Madroño y Castillejo de las Guardas.

## SORIA

a) Queda prohibida la caza de la especie gamo.

b) Dentro de su período hábil la caza del jabalí queda limitada a los jueves, domingos y festivos de carácter nacional.

c) En toda clase de terrenos el período hábil de la caza menor terminará el segundo domingo de enero y el de la caza mayor el primer domingo de febrero.

d) Queda prohibida la caza del ciervo en toda la provincia, excepto en la zona comprendida entre la carretera N-111, tramo Soria, Logroño; la N-122, tramo Soria-Zaragoza, y los límites de la provincia de Soria con las de Logroño y Zaragoza.

e) Queda prohibida la caza del corzo en la zona de la provincia situada al sur de la carretera N-122, tramo Valladolid-Soria-Zaragoza.

## TARRAGONA

a) Queda prohibida la caza de aves acuáticas en una faja de 100 metros de anchura alrededor de la laguna de «La Encañizada», salvo en la zona del «Embut», que alcanzará hasta la carretera de Riu Vell, limitada por la «Acequia del Ala» y «Cerdón de Ortiz».

b) Queda prohibida la caza de aves acuáticas en una faja de 50 metros de anchura alrededor de la laguna de «Tancada».

c) La caza de aves acuáticas en los cotos privados y en los terrenos de aprovechamiento cinegético común del delta del Ebro queda limitada a los viernes, sábados, domingos y festivos de carácter nacional del período comprendido entre el día 12 de octubre y el primer domingo de marzo.

d) Queda prohibida la caza de la especie cabra montés en toda la provincia.

e) La caza de tordos, estorninos y zorzales durante el período hábil de caza menor y durante su período de prórroga estará permitida todos los días de la semana en los términos municipales de Alcanar, Aldover, Aleixar, Alfara de Carles, Alforja, Almoster, Amellá de Mar, Amposta, Borjas del Campo, Botarell, Castellvell, Cenia, Cherta, Freginals, La Galera, Godall, Mas de Barberáns, Masdenverge, Maspujols, Perelló, Riudecañas, Riudecolls, Roquetas, San Carlos de la Rápita, Santa Bàrbara, Tortosa, Uldecona, Vandellós y Vilaplana, debiendo practicarse en puestos fijos y en las condiciones que determine la Jefatura Provincial del ICONA.

## TERUEL

Queda prohibida la caza de todas las especies de caza mayor, excepto el jabalí.

## TOLEDO

a) La caza de la especie corzo sólo podrá ser practicada por el procedimiento de rececho, a cuyo efecto la Jefatura Provincial del ICONA expedirá los oportunos permisos, que serán nominales, gratuitos y para una sola pieza por cazador.

b) A propuesta del Consejo de Caza, queda prohibida la caza de todas las especies en los términos municipales de Villatobas, Corral de Almaguer y Quero.

## VALENCIA

a) Desde el primer domingo de septiembre hasta la fecha de apertura del período hábil de la caza menor estará permitida la caza del conejo y de la liebre en toda clase de terrenos sólo con perros y en las condiciones que determine la Jefatura Provincial del ICONA. La caza de estas especies con armas de fuego estará autorizada, también en toda clase de terrenos, desde el comienzo del período hábil de caza menor hasta el último domingo de diciembre.

b) La Jefatura Provincial del ICONA, oído el Consejo Provincial de Caza, definirá los terrenos pantanosos a que hace referencia el artículo 1.º de esta Orden cuando trata de la caza de aves acuáticas.

## VIZCAYA

a) Queda prohibida la caza de las especies ciervo y gamo.

b) Queda prohibida la caza de la paloma torcaz durante el período de media veda en toda clase de terrenos.

## ZAMORA

Queda prohibida la caza de las especies gamo, corzo y ciervo.

## ZARAGOZA

Queda prohibida la caza de las especies ciervo y gamo.

Art. 21. Infracciones.—La caza de cualquier especie fuera del período hábil que para la misma se señala en la presente Orden será considerada como el hecho de cazar en época de veda, infracción administrativa grave especificada en el artículo 48.1.18 del Reglamento de Caza.

Lo que comunico a V. I. para su conocimiento y efectos.

Dios guarde a V. I. muchos años.

Madrid, 22 de junio de 1973.

ALLENDE Y GARCIA-BAXTER

Ilmo. Sr. Director del Instituto Nacional para la Conservación de la Naturaleza.

## MINISTERIO DE LA VIVIENDA

DECRETO 1353/1973, de 12 de abril, por el que se establece la Norma Básica MV 103/1972, «Cálculo de las estructuras de acero laminado en edificación».

Dentro de las Normas Básicas que regulan los distintos componentes de la edificación y que, junto a otras Reglamentaciones y Normas de este carácter, constituyen el fundamento de las Normas Tecnológicas NTE, se dicta ahora la relativa al «Cálculo de las estructuras de acero laminado en edificación», que, con las ya promulgadas MV ciento dos/mil novecientos sesenta y cuatro, «Acero laminado para estructuras de edificación»; MV ciento cuatro/mil novecientos sesenta y seis, «Ejecución de las estructuras de acero laminado en la edificación»; MV ciento cinco/mil novecientos sesenta y siete, «Roblones de acero»; MV ciento seis/mil novecientos sesenta y ocho, «Tornillos ordinarios y calibrados, tuercas y arandelas de acero», y MV ciento siete/mil novecientos sesenta y ocho, «Tornillos de alta resistencia y sus tuercas y arandelas», completa el cuerpo de Normas Básicas correspondientes a las estructuras de acero laminado para la edificación.

La norma que por este Decreto se aprueba ha sido redactada por la Comisión de Expertos constituida en el Ministerio de la Vivienda, que, de acuerdo con las empresas siderúrgicas y de construcción metálica, elaboró en su día las Normas anteriormente citadas y ha sido objeto de los informes preceptivos.

En su virtud, y a propuesta del Ministro de la Vivienda y previa deliberación del Consejo de Ministros en su reunión del día nueve de febrero de mil novecientos setenta y tres,

DISPONGO:

Artículo primero.—Se aprueba la Norma Básica MV ciento tres/mil novecientos setenta y dos, «Cálculo de las estructuras de acero laminado en edificación», que se publicará como anexo al presente Decreto en el «Boletín Oficial del Estado».

Artículo segundo.—Esta Norma Básica será de obligatoria observancia en todas las edificaciones públicas o privadas que utilicen estructuras de acero laminado cuyas obras se inicien con fecha posterior al día uno de septiembre de mil novecientos setenta y tres.

Artículo tercero.—Quedan derogadas todas las disposiciones anteriores que se opongan a lo establecido en el presente Decreto.

Artículo cuarto.—Se autoriza al Ministro de la Vivienda para dictar las disposiciones necesarias para el cumplimiento de lo prevenido en este Decreto.

Así lo dispongo por el presente Decreto, dado en Madrid a doce de abril de mil novecientos setenta y tres.

FRANCISCO FRANCO

El Ministro de la Vivienda,  
VICENTE MORTES ALFONSO

NORMA BÁSICA MV 103/1972. «CÁLCULO DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO LAMINADO EN EDIFICACIÓN».

CAPÍTULO PRIMERO

1. GENERALIDADES

1.1. *Ambito de aplicación.*—La Norma MV 103/1972 es aplicable en el proyecto de la estructura o elementos estructurales de acero de toda edificación cualquiera que sea su clase y destino.

1.2. *Aplicación de la Norma.*—El Arquitecto o el Ingeniero autor del proyecto de una edificación con estructura o elementos estructurales de acero laminado está obligado a conocer y tener en cuenta esta Norma, pero puede, bajo su personal responsabilidad, emplear métodos de cálculo, valores o disposiciones que se aparten de lo que en ella se prescribe, reseñando explícitamente en la Memoria del proyecto todo aquello que se aparte de la Norma y justificando técnicamente las razones por las que se emplean tales métodos, valores o disposiciones.

Cuando se exija el cumplimiento de esta Norma, los colegios profesionales, u otros organismos, para extender visado formal de un proyecto, comprobarán que en él figura lo exigido en el artículo 1.3.

Los organismos que extiendan visado técnico de un proyecto comprobarán que se ajusta a la Norma, en todo lo referente a su estructura o elementos estructurales.

1.3. *Datos del proyecto.*—Los documentos del proyecto de una edificación con estructura o elementos estructurales de acero laminado cumplirán lo establecido en la legislación vigente y además, a los efectos de esta Norma, lo que se especifica en los artículos 1.4, 1.5 y 1.6.

1.4. *Memoria.*—En la Memoria se incluirá ordenadamente, por lo menos, lo siguiente:

- Justificación funcional de la solución estructural adoptada.
- Materiales empleados.
- Acciones previstas en el cálculo, ajustadas a la Norma MV - 101.
- Condiciones de seguridad.
- Métodos de cálculo e hipótesis utilizados.
- Dimensionado de los distintos elementos.
- Proceso de ejecución previsto.

Se señalará explícitamente que todo ello se ajusta a la Norma o, en su caso, se justificará técnicamente la razón de su no cumplimiento.

1.5. *Planos.*—En los planos se representarán gráficamente todos los elementos estructurales, con las cotas en milímetros necesarias para establecer sus dimensiones, de modo que no se precise obtenerlas por medición, y se definirán los perfiles empleados, las clases de acero, las disposiciones de armado y las diferentes uniones.

1.6. *Pliego de condiciones.*—En el pliego de condiciones se incluirán los artículos precisos para establecer las condiciones exigibles a los materiales y las de la ejecución, haciéndolo siempre que sea posible por referencia a las Normas vigentes para cada materia.

CAPÍTULO II

2. BASES DE CÁLCULO

2.1. *Condiciones de seguridad.*—Se admite que la seguridad de una estructura es aceptable cuando mediante cálculos realizados por los métodos definidos en el artículo 2.3, y sometiendo la estructura a las acciones ponderadas establecidas en el artículo 2.5, en la combinación que resulte más desfavorable, se comprueba que la estructura y cada elemento suyo son estáticamente estables y elásticamente estables, y que las tensiones calculadas no sobrepasan la correspondiente condición de agotamiento.

2.1.1. *Arriostramientos.*

Toda estructura de edificación tiene que proyectarse para que sea estable a los esfuerzos horizontales que actúen sobre ella. Si está constituida por vigas y pilares, y los nudos no son rígidos, es decir, no pueden transmitir momentos flectores, para resistir los esfuerzos horizontales hay que disponer los necesarios recuadros arriostrados, por triangulaciones o por macizado con muros, y dimensionar todos los elementos considerando el efecto de aquellos esfuerzos.

Un muro puede considerarse como macizado de arriostramiento si carece de huecos de puertas y ventanas; su grueso es no inferior a 11,5 centímetros, excluidos revestimientos; está enlazado convenientemente en todo su perímetro a las vigas y pilares de un recuadro; y su resistencia al esfuerzo cortante es suficiente. Si falta alguna de las condiciones, no puede considerarse como macizado de arriostramiento.

2.2. *Condiciones de deformabilidad.*—Se admite que la deformabilidad de una estructura es aceptable cuando, mediante cálculos realizados por los métodos definidos en el artículo 2.3 y sometiendo la estructura a las acciones características establecidas en el artículo 2.4, en la combinación que resulte más desfavorable, se comprueba que las deformaciones calculadas no sobrepasan en ningún punto los límites de deformación prescritos.

2.3. *Métodos de cálculo.*—La comprobación de la estabilidad estática y de la estabilidad elástica, el cálculo de las tensiones y el cálculo de las deformaciones se realizarán por los métodos establecidos en la Norma, basados en la mecánica y, en general, en la teoría de la elasticidad, que en alguna ocasión admiten de modo implícito la existencia de estados tensionales plásticos locales.

Estos métodos de cálculo pueden complementarse o sustituirse por otros métodos científicos de base experimental fundados asimismo en la teoría de la elasticidad. Cuando el método utilizado no sea de uso común se justificarán en la Memoria del proyecto sus fundamentos teóricos y experimentales.

Pueden emplearse además métodos que explícitamente tienen en cuenta la plasticidad del acero, admitiendo la formación de rótulas plásticas en puntos determinados de la estructura, en los casos y bajo las condiciones que se prescriben para ellos.

Los cálculos podrán sustituirse parcial o totalmente por ensayos sobre modelos a tamaño natural o reducido dirigidos por especialistas para verificar las condiciones de deformación bajo las acciones características y que se llevarán hasta rotura o hasta sobrepasar las máximas acciones ponderadas, para determinar la seguridad de la estructura.

2.3.1. *Cálculos con ordenador electrónico.*

Cuando se efectúen los cálculos con ayuda de ordenadores se incluirán en el Anejo de Cálculo de la Memoria correspondiente anejos especiales conteniendo, por separado, cada una de las etapas del cálculo resueltas con ordenador, debiendo dichos anejos constituir por sí mismos unidades completas y ordenadas.

En particular, se indicarán en estos anejos:

1) Las simplificaciones efectuadas sobre la estructura real al asimilarse a otra apta para su tratamiento en ordenadores; la posible repercusión en los resultados de dichas simplificaciones; y las correcciones que deben efectuarse en los mismos, en su caso, para tener en cuentas estos efectos.

2) Las propiedades supuestas para los materiales, tales como diagramas tensión-deformación, módulos de elasticidad, coeficiente de dilatación térmica, capacidad de carga y deformabilidad de terreno, etc.

3) La descripción detallada de la estructura ideal calculada, acompañada de croquis siempre que sea conveniente, incluyendo dimensiones, áreas e inercias de las secciones necesarias, tipos de conexiones en los nudos y condiciones de sustentación.

4) Las acciones y las combinaciones entre las mismas que se hayan considerado.

5) Nombre del programa, tipo de ordenador y centro de cálculo utilizado.

6) Método de cálculo que utiliza el programa y, especialmente, las bases del mismo y sus posibles simplificaciones, indicando referencias a las publicaciones consultadas si la formulación y marcha del cálculo no son habituales.

7) Métodos, aproximaciones y simplificaciones empleados en la programación.

8) Resultados de cálculo, especificando unidades y signos.

9) Análisis de dichos resultados, acompañando, siempre que sea conveniente, diagramas de esfuerzos o tensiones.

2.4. *Acciones características.*—Valor característico de una acción es el que tiene la probabilidad de 0,05 de ser sobrepasado durante la ejecución y la vida de la estructura, o eventualmente en las pruebas de carga especificadas.

Las acciones características que se tendrán en cuenta en los cálculos serán las prescritas en la Norma MV 101, «Acciones en la edificación», y eventualmente las especificadas en el proyecto para las pruebas de carga.

2.5. *Acciones ponderadas.*—Acción ponderada es el producto de una acción característica por el coeficiente de ponderación que le corresponda, en la combinación de acciones que se esté considerando.

A efectos de aplicación de coeficientes de ponderación, las cargas se clasifican en dos grupos: constantes y variables.

Se consideran como cargas o acciones constantes las que actúan o puedan actuar en todo momento o durante largo período de tiempo con valor fijo en posición y magnitud.

Se incluyen en este tipo:

- La concarga.
- Las cargas permanentes.
- El peso y empuje del terreno.
- Las acciones térmicas por variación de temperatura.
- Los asientos de las cimentaciones.

Como sobrecargas y acciones variables se consideran:

- Las sobrecargas de uso o explotación variables.
- Las sobrecargas de ejecución que pueden presentarse durante el período de montaje y construcción.
- Las acciones de viento.
- La sobrecarga producida por la nieve.
- Las acciones sísmicas.

Los coeficientes de ponderación según la hipótesis de carga, la clase de acción y el efecto favorable o desfavorable de la acción sobre la estabilidad o las tensiones se dan en la TABLA 2.1.

Cuando se utilicen métodos analíticos, se utilizarán los coeficientes de ponderación definidos en la tabla 2.1, multiplicados por el factor 1,12.

TABLA 2.1  
COEFICIENTES DE PONDERACIÓN

Caso de carga		Clase de acción	Coeficientes de ponderación si el efecto de la acción es:		
			Desfavorable	Favorable	
Caso I Acciones constantes y combinación de dos acciones variables independientes.	I a	Acciones constantes .....	1,33	1,33	1,00
		Sobrecarga .....	1,33	1,50	0
		Viento .....	1,50	1,33	0
	I b	Acciones constantes .....	1,33		1,00
		Sobrecarga .....	1,50		0
		Nieve .....	1,50		0
	I c	Acciones constantes .....	1,33		1,00
		Viento .....	1,50		0
		Nieve .....	1,50		0
Caso II		Acciones constantes .....	1,33		1,00
Acciones constantes y combinación de tres acciones variables independientes.		Sobrecarga .....	1,33		—
		Viento .....	1,33		—
		Nieve .....	1,33		—
Caso III		Acciones constantes .....	1,00		1,00
Acciones constantes y combinación de cuatro acciones variables independientes, incluso las acciones sísmicas.		Sobrecarga .....	r (1)		0
		Viento .....	0,25 (2)		0
		Nieve .....	0,50 (3)		0
		Acciones sísmicas .....	1,00		0

NOTAS A LA TABLA 2.1

(1) r es el coeficiente reductor para las sobrecargas (tabla VIII de la Norma Sismorresistente P. G. S.-1, parte A), que indica:

Caso 1.º.—Azoteas, viviendas, hoteles (salvo locales de reunión): r = 0,50.

Caso 2.º.—Oficinas, comercios, calzadas y garajes: r = 0,60.

Caso 3.º.—Hospitales, cárceles, edificios docentes, iglesias, edificios de reunión y espectáculos y salas de reunión de hoteles: r = 0,80.

(2) Sólo se considerará en construcciones en situación topográfica expuesta o muy expuesta (Norma MV-101).

(3) En caso de lugares en los que la nieve permanece acumulada habitualmente más de treinta días, en el caso contrario el coeficiente será cero.

2.6. **Condición de agotamiento.**—En un estado triple de tensión, definido por sus tensiones principales  $\sigma_I, \sigma_{II}, \sigma_{III}$ , la condición de agotamiento es:

$$\sqrt{\frac{1}{2}[(\sigma_I - \sigma_{II})^2 + (\sigma_{II} - \sigma_{III})^2 + (\sigma_{III} - \sigma_I)^2]} = \sigma_u$$

siendo  $\sigma_u$  la resistencia de cálculo del acero, definido en el artículo 2.7.

Si el estado de tensión está definido en ejes cualesquiera, la condición de agotamiento se convierte en:

$$\sqrt{\frac{1}{2}[(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2 + 3(\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2)]} = \sigma_u$$

Si el estado es de tracción triple ( $\sigma_I \geq \sigma_{II} \geq \sigma_{III} > 0$ ), existe una segunda condición de agotamiento, que es:

$$\sigma_I = 2\sigma_u$$

En un estado plano de tensión, o sea, con una tensión principal nula, definido en su plano XOY, la condición de agotamiento es:

$$\sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \sigma_y + 3\tau_{xy}^2} = \sigma_u$$

Si el estado plano está definido por sus tensiones principales:

$$\sqrt{\sigma_I^2 + \sigma_{II}^2 - \sigma_I \sigma_{II}} = \sigma_u$$

En un estado simple, de tracción o compresión, la condición de agotamiento es:

$$\sigma = \sigma_u$$

En un estado cortadura simple ( $\sigma_x = \sigma_y = 0$ ), la condición de agotamiento es:

$$\tau_u = \frac{\sigma_u}{\sqrt{3}} = 0,576 \sigma_u$$

2.7. **Resistencia de cálculo del acero.**—El límite elástico  $\sigma_e$  del acero (1), que se tomará para establecer su resistencia de cálculo, será el siguiente:

- a) Aceros laminados fabricados según la Norma MV-102: Acero laminado para estructuras de edificación.

Tipo de acero	Límite elástico (2) Kg/cm <sup>2</sup>
A 37	2.400
A 42	2.600
A 52	3.600

Estos aceros se sirven con garantía de las características exigidas en la Norma MV-102, y pueden realizarse ensayos de recepción.

- b) Otros aceros laminados:

El límite elástico mínimo garantizado por el fabricante verificado mediante ensayos de recepción.

(1) El límite elástico  $\sigma_e$  es la tensión que en la Norma MV 102-1964 se define con el nombre de límite de fluencia y la notación  $\sigma_f$ . En la próxima revisión de la MV 102, se recogerá esta modificación de nomenclatura y notación.

(2) Estos valores se aplicarán hasta espesores de 40 mm. en los aceros A37 y A42 y 35 mm. en acero A52. Para espesores mayores se tomarán los valores correspondientes de tabla 1.2 de la MV 102.

Si no existe este mínimo garantizado, se obtendrá el límite elástico  $\sigma_e$  mediante ensayos, de acuerdo con los métodos estadísticos, y se tomará:

$$\sigma_e = \sigma_m (1 - 2 \delta)$$

siendo  $\sigma_m$  el valor medio y  $\delta$  la desviación cuadrática media relativa de los resultados de los ensayos.

La resistencia de cálculo del acero viene fijada por la expresión:

$$\sigma_u = \frac{\sigma_e}{\gamma_a}$$

siendo  $\gamma_a = 1$  para los aceros con límite elástico mínimo garantizado, entre ellos los incluidos en la Norma MV-102, y  $\gamma_a = 1,1$  para aceros no incluidos en dicha Norma cuyo límite elástico sea determinado por métodos estadísticos.

2.8. **Elección del tipo de acero.**—La elección entre los tres tipos de acero A37, A42 y A52, que se definen en la Norma MV 102-1964, se basa fundamentalmente en razones económicas, y en la facilidad de obtención en el mercado de los productos requeridos.

Dentro del tipo de acero adoptado, para estructuras soldadas, se elige la calidad que se empleará para los elementos estructurales en función de su susceptibilidad a la rotura frágil y del grado de responsabilidad del elemento en la estructura. En el anejo I se recogen algunas recomendaciones orientativas para la elección de la calidad de acero para estructuras soldadas.

2.9. **Constantes elásticas del acero.**—En los cálculos, cualquiera que sea la clase de acero, se tomará:

- Módulo de elasticidad  $E = 2.100.000 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de rigidez  $G = 810.000 \text{ kg/cm}^2$
- Coefficiente de POISSON  $\nu = 0,30$

2.10. **Coefficiente de dilatación térmica del acero.**—Para el cálculo de esfuerzos, tensiones y deformaciones debidos a las acciones térmicas, se tomará:

Coefficiente de dilatación térmica  $\alpha = 0,000012$ , valor fijado en el artículo 6.4 de la Norma MV-101.

### CAPITULO III

#### 3. PIEZAS DE DIRECTRIZ RECTA SOMETIDAS A COMPRESIÓN

3.1. **Clases de piezas.**—Las piezas comprimidas de directriz recta se clasifican, según su constitución, en piezas simples y piezas compuestas.

##### 3.1.1. Piezas simples.

Son las piezas constituidas por:

- a) Un solo perfil.
- b) Perfiles y/o chapas yuxtapuestas (fig. 3.1), unidos entre sí mediante roblones o tornillos, a distancias  $s$  que cumplan las condiciones (Norma MV — 104, artículo 2.2):

$$s \leq 8a \qquad s \leq 15e$$

siendo  $a$  el diámetro del agujero y  $e$  el mínimo espesor de las piezas unidas; o mediante soldadura continua o discontinua a separaciones  $s$  cumpliendo la condición (Norma MV — 104, artículo 3.3.2).

$$s \leq 15e \qquad s \leq 300 \text{ mm.}$$

c) Perfiles con forro discontinuo de chapa (fig. 3.2) con uniones mediante roblones, tornillos, o soldadura, a distancias  $s$  que cumplan la condición:

$$s \leq 15i$$

siendo  $i$  el radio de giro mínimo de los perfiles.

##### 3.1.2. Piezas compuestas.

Son las piezas constituidas por dos o más cordones longitudinales, enlazados entre sí.

Cada cordón tendrá la constitución de una pieza simple. Los elementos de enlace pueden ser:

**Presillas,** o sea, chapas o perfiles resistentes a flexión y con unión rígida a los cordones (fig. 3.3).

**Celosía,** o sea, red triangular formada por diagonales o montantes y diagonales. Los principales esquemas de las piezas con celosía se describen en la figura 3.4.

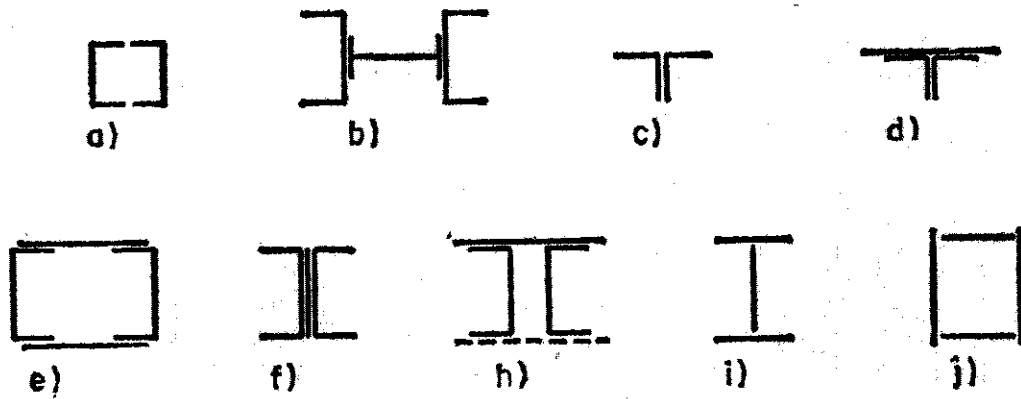


Fig. 3.1. Ejemplos de piezas simples construidas por perfiles y/o chapas yuxtapuestas

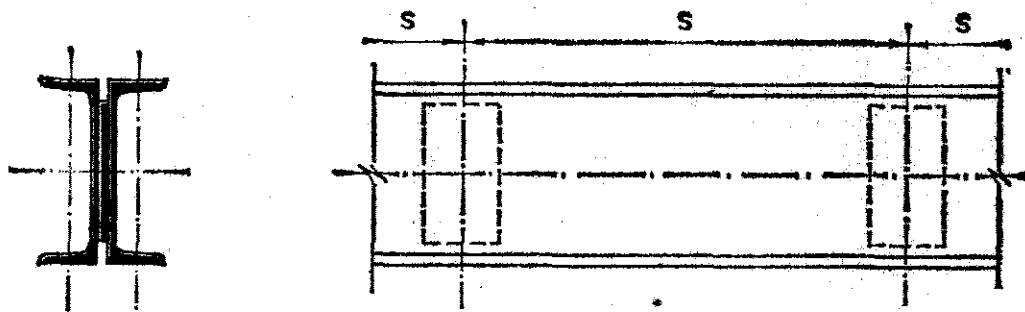


Fig. 3.2. Ejemplo de pieza simple constituida por perfiles y forro discontinuo de chapa

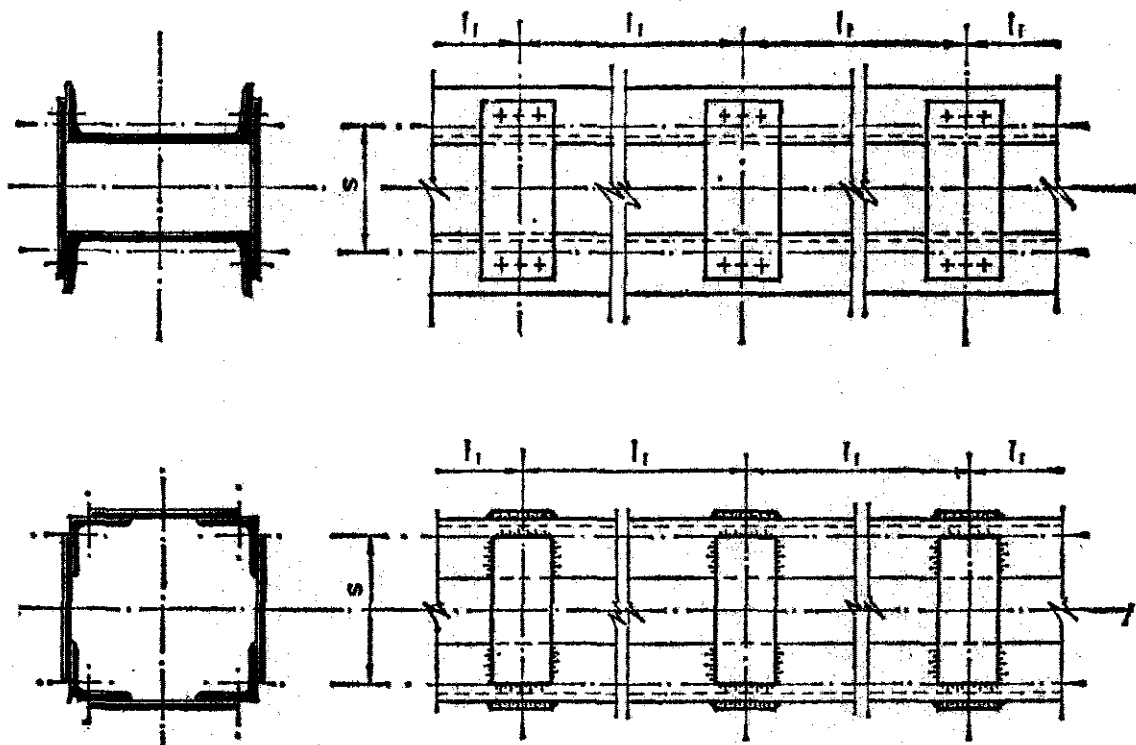


Fig. 3.3. Ejemplos de piezas compuestas con presillas

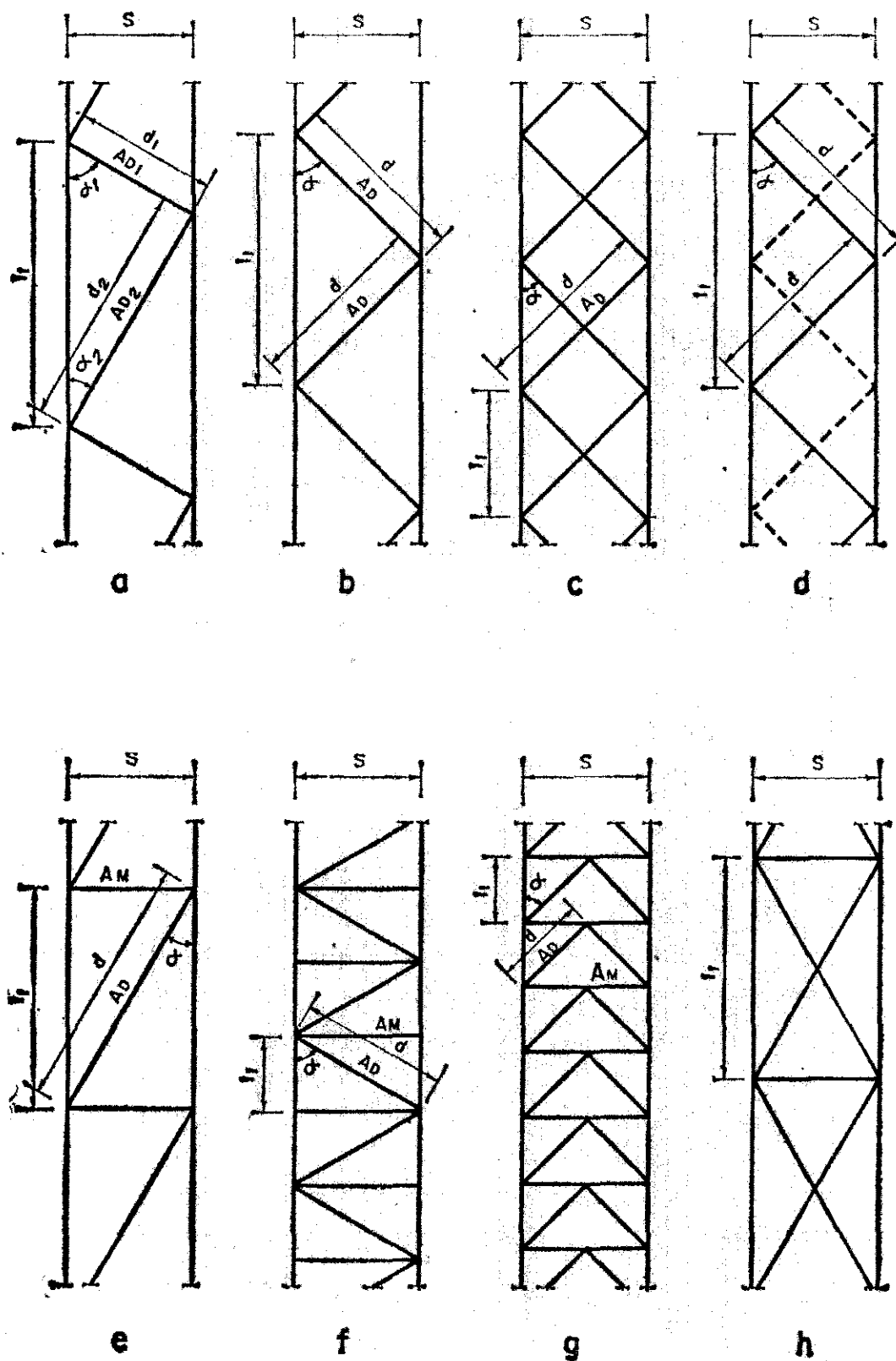


Fig. 3.4.

### 3.1.3. Elementos de enlace de una pieza compuesta.

Los enlaces se dispondrán de modo que cumplan las condiciones a) a e) de este apartado. En casos especiales, y justificándolo, puede no cumplirse alguna condición.

a) El número de tramos en que se divida la pieza será igual o mayor que 3. Siempre que sea posible, la longitud  $l_i$  de los tramos será constante en toda la pieza.

b) La longitud de todo tramo cumplirá la condición:

$$l_i \leq 50i$$

siendo  $i$  el radio de giro mínimo del cordón.

c) La disposición y dimensiones de los enlaces se mantendrán constantes en toda la pieza. Se exceptúan las piezas con cambios bruscos en la sección transversal.

d) En las piezas con celosía se recomienda que el ángulo de las diagonales con el eje de la pieza esté comprendido entre  $30^\circ$  y  $60^\circ$ .

e) En los extremos de toda pieza compuesta, con presillas o con celosía, se dispondrán presillas, o cartelas de nudo, unidas a cada cordón rigidamente, con no menos de tres roblones, o tornillos, del mínimo diámetro autorizado (norma MV 104, TABLA 2.1), o con soldadura de resistencia equivalente.

No se emplearán celosías con diagonales dobles y montantes (figura 3.4 h), o con otras disposiciones internamente hiperestáticas, a menos que se determinen los esfuerzos en las barras de la celosía estudiando la deformación a flexión de la pieza compuesta.

3.2. *Solicitaciones consideradas.*—Se consideran en este capítulo las solicitaciones de compresión centrada y de compresión excéntrica.

#### 3.2.1. Compresión centrada.

Se calcularán solamente con esfuerzo normal de compresión, las piezas en que se considere esta única sollicitación en las hipótesis de cálculo, habida cuenta de su vinculación efectiva y de la forma de aplicación de las cargas.

En las estructuras trianguladas, cargadas sólo en los nudos, puede considerarse, en general, que las barras comprimidas tienen sollicitación de compresión centrada, es decir, prescindir de los momentos flectores debidos a la rigidez de las uniones de nudos.

Se exceptúan las retículas muy irregulares, las que tengan barras que formen entre sí ángulos pequeños, las que tengan barras de gran rigidez, y algunas retículas con hiperestaticidad interna. En ellas se estudiará la posible influencia de los momentos secundarios para introducirlos en el cálculo, según el artículo 3.2.2.

En las estructuras de retícula triangular puede prescindirse siempre de la flexión debida a la acción directa del viento sobre las barras. La flexión debida al peso propio de cualquier barra sólo se considerará en aquellas cuya proyección horizontal exceda de seis metros.

El cálculo a compresión centrada se realiza según el artículo 3.7.

#### 3.2.2. Compresión excéntrica.

La sollicitación en cada sección se compone de un esfuerzo normal de compresión y de un momento flector, que equivalen al esfuerzo normal actuando con excentricidad.

Se tendrán en cuenta los momentos flectores transmitidos, los que provengan de excentricidades geométricas en las vinculaciones de extremo, o los debidos a la aplicación excéntrica de cargas.

Puede prescindirse de la excentricidad debida a cambios de posición de la directriz en un cordón de sección variable (figura 3.5), si se toma como nudo el punto medio entre los baricentros de las dos secciones del cordón a un lado y otro de aquél.

En las barras de arriostamiento cuya directriz no esté en el plano de la unión, puede prescindirse, en general, de esta excentricidad.

El cálculo a compresión excéntrica se realizará según el artículo 3.9.

3.3. *Términos de sección.*—En una pieza que tenga uniones realizadas mediante roblones o tornillos, se distinguen para el cálculo, según los casos, tres secciones:

- Sección bruta, en la que no se excluyen los agujeros que llevan roblón o tornillo.
- Sección neta, en la que se excluyen los agujeros, lleven o no roblón o tornillo, no solamente los que atraviesan una sección recta, sino eligiendo la línea oblicua o quebrada que dé área mínima (fig. 3.6).
- Sección semineta, en la que se excluyen los agujeros de la zona sometida a tracción, pero no los de la sometida a compresión.

Los términos de sección: área, momento de inercia, módulo resistente, radio de giro, etc., se obtendrán de la sección bruta, neta o semineta, según los casos.

En la sección neta, o en la sección semineta, dichos términos de sección se referirán a los ejes de inercia de la sección bruta, sin tener en cuenta su posible variación de posición debida a la existencia de agujeros.

En las piezas sometidas a compresión centrada, se considerará siempre la sección bruta, incluso cuando se trate de los fenómenos de pandeo.

3.4. *Longitud de pandeo.*—Se denomina longitud de pandeo  $l_k$  de una pieza sometida a un esfuerzo normal de compresión a la longitud de otra pieza ideal recta prismática, biarticulada y cargada en sus extremos, tal que tenga la misma carga crítica que la pieza real considerada.

La longitud de pandeo viene dada por:

$$l_k = \beta \cdot l$$

en donde:

$l$  = longitud real de la pieza,

$\beta$  = coeficiente cuyo valor se indica en los artículos 3.4.1 a 3.4.5 para los casos que más frecuentemente se presentan en la práctica.

3.4.1. Piezas de sección constante sometidas a compresión centrada y uniforme.

a) Pieza biarticulada. Es una pieza en la que cada sección extrema tiene impedido el corrimiento de su baricentro con componente normal a la directriz, pero no el giro sin rozamiento de dicha sección alrededor de cualquier recta de ella que pase por su baricentro.

En este caso:

$$\beta = 1$$

b) Pieza biempotrada, sin posibilidad de corrimiento relativo de los extremos normalmente a la directriz:

$$\beta = 0.5$$

c) Pieza empotrada en un extremo y articulada en el otro, sin posibilidad de un corrimiento relativo de éstos, normal a la directriz

$$\beta = 0.7$$

d) Pieza biempotrada, con posibilidad de un corrimiento relativo de éstos, normal a la directriz

$$\beta = 1$$

e) Pieza empotrada en un extremo y libre en el otro

$$\beta = 2$$

No se considerará que una vinculación es un empotramiento a menos que se adopten las medidas necesarias para que quede impedido efectivamente el giro después de construída.

Si no se tiene esta seguridad, la vinculación se considerará como una articulación, aunque se prevea un empotramiento parcial, cuya eficacia pueda utilizarse para otros fines.

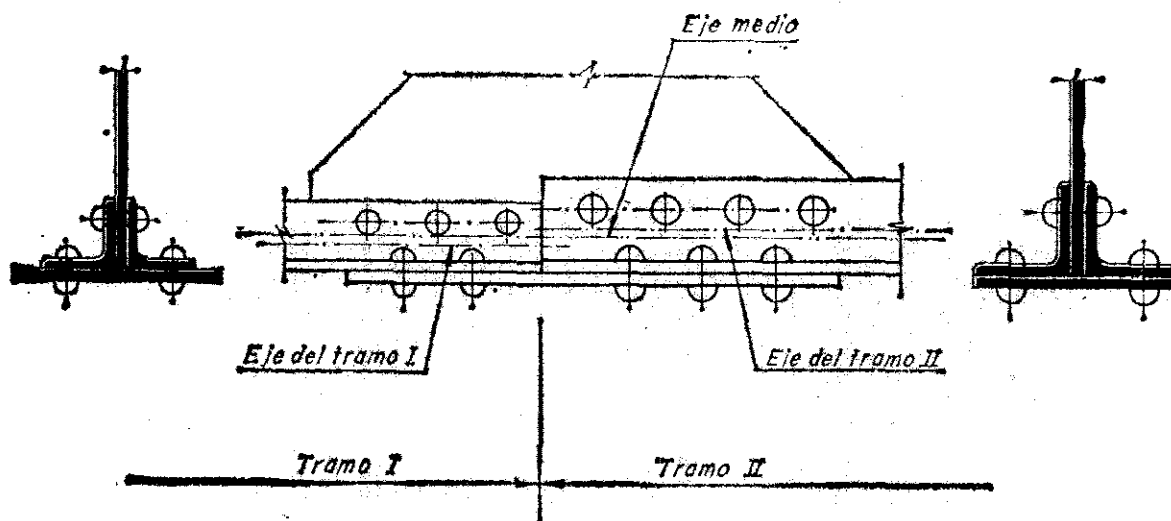


Fig. 3.5. Nudo en un cordón de sección variable

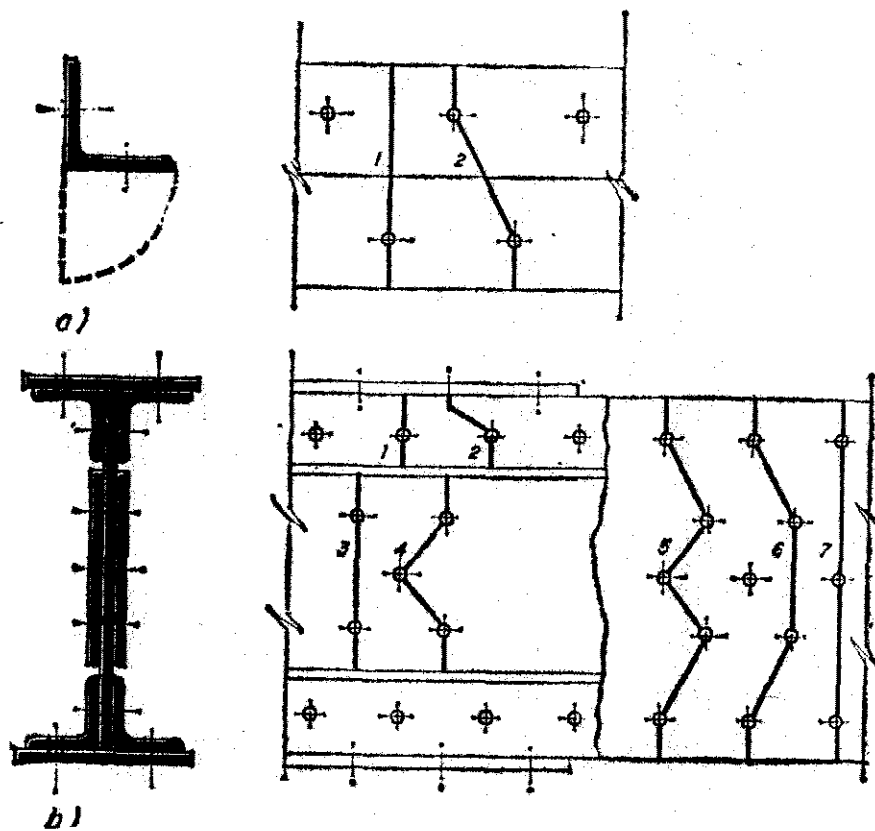


Fig. 3.6. Líneas rectas o quebradas para elegir la sección recta de área mínima



3.4.2. Barras de estructuras trianguladas.

En las estructuras trianguladas, mencionadas en el artículo 3.2.1, los coeficientes  $\beta$  son:

a) En el plano de la estructura

1) Cordón comprimido

$$\beta = 1$$

2) Diagonales extremas de las vigas de contorno trapecial

$$\beta = 1$$

3) Montantes y diagonales

$$\beta = 0,8$$

4) Si la barra cruza con otra y el enlace entre ambas lleva por lo menos la cuarta parte de los roblones, tornillos o cordones de soldadura necesarios para la unión de dicha barra en su extremo, el punto de cruce podrá considerarse como inmovilizado en el plano del reticulado.

b) Perpendicularmente al plano de la estructura

1) Cordón comprimido

$$\beta = 1$$

2) Si existe un nudo intermedio no inmovilizado, y los esfuerzos normales  $N_1, N_2$  a cada lado son diferentes ( $N_1 > N_2$ )

$$\beta = 0,75 + 0,25 \frac{N_2}{N_1}$$

3) Montantes y diagonales

$$\beta = 1$$

4) Cuando una diagonal comprimida con un esfuerzo  $N$  cruza con otra de longitud  $d$ , sometida a un esfuerzo normal de tracción  $N_t$ , y se mantiene la continuidad de la barra comprimida cumpliendo el enlace de cruce las condiciones indicadas en a), se tomará:

$$\beta = \sqrt{1 - 0,75 \frac{N_t}{N} \frac{d}{d_t}} \leq 0,5$$

5) En un montante de una celosía de montantes y jabalones

$$\beta = 0,75 + 0,25 \frac{N_2}{N_1} \leq 0,5$$

siendo:  $N_1$  y  $N_2$  los esfuerzos normales a cada lado ( $N_1 > N_2$ ) y tomando  $N_2$  con signo menos si es de tracción.

En la tabla 3.1 se resumen los distintos casos considerados y los valores de  $\beta$  correspondientes.

3.4.3. Soportes de estructuras porticadas de una altura.

En la tabla 3.2 se resumen los valores del coeficiente  $\beta$ , para los soportes de algunos tipos de estructuras porticadas de una altura. Se supone en todas ellas que los nudos del pórtico tienen libertad de giros y corrimientos dentro del plano del mismo, y que están impedidos los corrimientos en dirección perpendicular al plano del pórtico.

3.4.4. Pilares de los edificios.

En una estructura de edificación, constituida por vigas y pilares, se toma como longitud  $l$  de un pilar la distancia entre el supradós de los dos forjados consecutivos, o la distancia entre el apoyo de la base en el cimiento y el supradós del primer forjado.

En el extremo superior o inferior de un pilar, con unión rígida al nudo, se define como grado de empotramiento  $k$  del pilar en el plano de un pórtico el valor:

$$k = \frac{\frac{I_v}{l_v} + \frac{I_w}{l_w}}{\frac{l}{l} + \frac{I_p}{l_p} + \frac{l}{l_v} + \frac{l}{l_w}}$$

siendo:

$I$  el momento de inercia, y  $l$  la longitud del pilar.  
 $I_p, l_p$  los del pilar superior o inferior en el nudo.  
 $I_v, l_v$  los de la viga izquierda, si está unida rigidamente.  
 $I_w, l_w$  los de la viga derecha, si está unida rigidamente.

no incluyendo en la expresión de  $k$  los términos de las vigas o pilares que no existan, o no estén rigidamente unidos. En un pilar es  $k = 0$  si la unión del extremo considerado al nudo no es rígida o si enlaza a una rótula en la cimentación, y  $k = 1$  si se empotra en la cimentación.

En una estructura de nudos no rígidos con recuadros arriostros, por triangulaciones o por macizado con muros, según el artículo 2.1.1., se tomará para sus pilares:

$$\beta = 1$$

y si tiene algunos nudos rígidos, el coeficiente  $\beta$  de un pilar cuyo grado de empotramiento en el nudo inferior sea  $k_1$  y en el nudo superior  $k_2$  puede calcularse por la expresión:

$$\beta = \frac{3 - 1,6(k_1 + k_2) + 0,84k_1k_2}{3 - (k_1 + k_2) + 0,28k_1k_2}$$

cuyos valores se dan en la tabla 3.3.

TABLA 3.1  
COEFICIENTES  $\beta$  EN BARRAS DE ESTRUCTURAS TRIANGULADAS

a. Pandeo en el plano de la estructura	Caso	Esquema	Cordón comprimido.	$\beta$
	1		Diagonales extremas.	1
2		Montantes y diagonales.	0,8	
3		Barra que cruza con otra con condiciones de unión.	Se considera el punto del cruce como inmóvilizado.	
4		Cordón comprimido.	1	
b. Pandeo perpendicularmente al plano de la estructura	1		Cordón con nudo intermedio no inmóvilizado con esfuerzos $N_1$ y $N_2$ ( $N_1 > N_2$ ).	$0,75 + 0,25 \frac{N_2}{N_1}$
	2		Montantes y diagonales.	1
	3		Diagonal que se cruza con otra sometida a tracción ( $N_t$ ) con condiciones de unión.	$\sqrt{1 - 0,75 \frac{N_t}{N} \frac{d}{d_t}} \leq 0,5$
	4		Montantes con esfuerzos $N_1$ y $N_2$ ( $N_1 > N_2$ ).	$0,75 + 0,25 \frac{N_2}{N_1} \leq 0,5$
	5			

TABLA 3.2

CASO	FORMA DEL PORTICO	COEFICIENTE $\beta$	MAGNITUDES AUXILIARES
0		$\sqrt{0,5(1+m) \sqrt{4+4(c+6n)+0,02(c+6n)^2}}$	$m = \frac{P_1}{P} \approx 1$ $c = \frac{I_0 \cdot b}{I_0 \cdot l} \approx 10$ $n = \frac{4 \cdot I}{b \cdot A} \approx 0,2$
b		$\sqrt{4+4(c+6n)+0,02(c+6n)^2}$	$c = \frac{2I \cdot b}{I_0 \cdot l} \approx 10$ $n = \frac{I}{b^2} \left( \frac{1}{A} + \frac{1}{A_1} \right) \approx 0,2$
c		$\sqrt{0,5(1+m) \sqrt{1+0,35(c+6n)-0,017(c+6n)^2}}$	$m = \frac{P_1}{P} \approx 1$ $c = \frac{I_0 \cdot b}{I_0 \cdot l} \approx 10$ $n = \frac{4 \cdot I}{b \cdot A} \approx 0,2$
d		$\sqrt{1+0,35(c+6n)-0,017(c+6n)^2}$	$c = \frac{2I \cdot b}{I_0 \cdot l} \approx 10$ $n = \frac{I}{b^2} \left( \frac{1}{A} + \frac{1}{A_1} \right) \approx 0,2$
e		$\sqrt{1+0,36n} \sqrt{4+4(c+6n)+0,02(c+6n)^2}$	$n = \frac{P_1}{P} \approx 2$ $c = \frac{2I \cdot b}{I_0 \cdot l} \approx 10$
f		$\sqrt{1+0,36n} \sqrt{1+0,35(c+6n)-0,017(c+6n)^2}$	$n = \frac{I}{b^2} \left( \frac{1}{A} + \frac{1}{A_1} \right) \approx 0,2$
g		$\sqrt{0,5(1+m) \sqrt{4+4(c+6n)+0,02(c+6n)^2}}$	Se tomara como esfuerzo de compresión el valor de $V_2$ $m = 1$

TABLA 32 (Continuación)

CASO	FORMA DEL PORTICO	COEFICIENTE $\beta$	MAGNITUDES AUXILIARES
2		<p>En los soportes extremos:</p> $\frac{1+0,4cn}{1+0,2cn} \sqrt{\frac{2+p}{2+t}} \leq 3$ <p>En el soporte intermedio:</p> $\frac{1+0,4cn}{1+0,2cn} \sqrt{\frac{2+p}{2+t}} \sqrt{\frac{t}{p}} \leq 3$	$cn = c + \frac{9}{4} s$ $p = \frac{P_2}{P}$ $t = \frac{I_2}{I_1}$
		<p>En los soportes extremos:</p> $\frac{1+0,4cn}{1+0,2cn} \sqrt{\frac{1+p}{1+t}} \leq 3$ <p>En los soportes intermedios:</p> $\frac{1+0,4cn}{1+0,2cn} \sqrt{\frac{1+p}{1+t}} \sqrt{\frac{1}{p}} \leq 3$	$c = \frac{I_2 b}{I_1 h} \leq 10$ $s = \frac{4 I}{b^2 A} \leq 0,2$
		<p>Como en 2a y 2b</p> <p>Sustituyendo <math>\frac{1+0,4cn}{1+0,2cn}</math> por <math>\frac{6+1,2cn}{3+0,1cn}</math></p> <p>Límite de validez <math>\beta \leq 6</math></p>	$c = c + \frac{9}{4} s$ $p = \frac{P_2}{P}$ $t = \frac{I_2}{I_1}$ $c = \frac{I_2 b}{I_1 l} \leq 10$ $s = \frac{4 I}{b^2 A} \leq 0,2$
		$\sqrt{0,5(1+m) \cdot \sqrt{4+1,4(c+6s)+0,02(c+6s)^2} \times \sqrt{1+0,48 \cdot n}}$	$m = \frac{P_2}{P} \leq 1$ $c = \frac{I_2 b}{I_1 l} \leq 10$
		$\sqrt{0,5(1+m) \cdot \sqrt{1+0,35(c+6s)-0,017(c+6s)^2} \times \sqrt{1+0,43 \cdot n}}$	$s = \frac{4 I}{b^2 A} \leq 0,2$ $n = \frac{P_2}{P} \leq 2$
3		$0,80+0,05 \left(1 + \frac{P_2}{P_1}\right)^2$	<p>19,0 II V 4 III 6,0</p> <p>Para P vertical</p> $\frac{P_2}{P_1} z + 1$ <p>Para P horizontal</p> $\frac{P_2}{P_1} z - 1$
		$0,44+0,12 \left(1 + \frac{P_2}{P_1}\right) + 0,03 \left(1 + \frac{P_2}{P_1}\right)^2$	
		$\beta = 1$ <p>Validez: <math>0,05 \leq \frac{P}{L} \leq 0,2</math></p>	<p>Se tomará como valor del esfuerzo de compresión el correspondiente al cuarto de luz</p>

**TABLA 3.3**  
**COEFICIENTE  $\beta$  PARA PILARES DE ESTRUCTURAS CON RECUADROS ARRIOSTRADOS**

Grado de empotramiento en el nudo inferior $k_1$	Coeficiente $\beta$ , siendo el grado de empotramiento en el nudo superior $k_2$										
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
0	1,00	0,97	0,95	0,93	0,90	0,88	0,85	0,81	0,78	0,74	0,70
0,1	0,97	0,95	0,93	0,91	0,88	0,86	0,83	0,80	0,76	0,72	0,69
0,2	0,95	0,93	0,91	0,89	0,86	0,84	0,81	0,78	0,75	0,71	0,67
0,3	0,93	0,91	0,89	0,87	0,84	0,82	0,79	0,76	0,73	0,69	0,66
0,4	0,90	0,88	0,86	0,84	0,82	0,80	0,77	0,74	0,71	0,67	0,64
0,5	0,88	0,86	0,84	0,82	0,80	0,77	0,75	0,72	0,69	0,65	0,63
0,6	0,85	0,83	0,81	0,79	0,77	0,75	0,72	0,70	0,67	0,63	0,61
0,7	0,81	0,80	0,78	0,76	0,74	0,72	0,70	0,67	0,64	0,61	0,58
0,8	0,78	0,76	0,75	0,73	0,71	0,69	0,67	0,64	0,61	0,58	0,56
0,9	0,74	0,72	0,71	0,69	0,67	0,65	0,63	0,61	0,58	0,56	0,53
1	0,70	0,69	0,67	0,66	0,64	0,63	0,61	0,58	0,56	0,53	0,50

En una estructura sin recuadros arriostrados, por triangulaciones o por macizado con muros, cuya estabilidad se confie a pórticos con nudos rígidos, en estos pórticos el coeficiente  $\beta$  de un pilar cuyo grado de empotramiento en el nudo inferior sea  $k_1$  y en el nudo superior sea  $k_2$ , puede calcularse por la expresión:

$$\beta = \sqrt{\frac{1,6 + 2,4(k_1 + k_2) + 1,1k_1k_2}{(k_1 + k_2) + 5,5k_1k_2}}$$

cuyos valores se dan en la tabla 3.4.

Para los restantes pilares, se tomará  $\beta = 1$ .

**TABLA 3.4**  
**COEFICIENTE  $\beta$  PARA PILARES DE ESTRUCTURAS SIN RECUADROS ARRIOSTRADOS**

Grado de empotramiento en el nudo inferior $k_1$	Coeficiente $\beta$ , siendo el grado de empotramiento en el nudo superior $k_2$										
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
0	—	4,29	3,23	2,78	2,53	2,37	2,24	2,17	2,10	2,04	2,00
0,1	4,29	2,89	2,39	2,15	1,98	1,88	1,80	1,74	1,69	1,66	1,62
0,2	3,23	2,39	2,05	1,85	1,78	1,64	1,58	1,53	1,49	1,46	1,43
0,3	2,78	2,15	1,85	1,69	1,56	1,52	1,44	1,40	1,36	1,33	1,31
0,4	2,53	1,98	1,73	1,56	1,48	1,41	1,35	1,31	1,28	1,24	1,22
0,5	2,37	1,88	1,64	1,52	1,41	1,34	1,29	1,24	1,21	1,18	1,16
0,6	2,24	1,80	1,58	1,44	1,35	1,29	1,24	1,20	1,18	1,14	1,11
0,7	2,17	1,74	1,53	1,40	1,31	1,24	1,20	1,16	1,12	1,10	1,08
0,8	2,10	1,69	1,49	1,36	1,28	1,21	1,16	1,12	1,09	1,07	1,05
0,9	2,04	1,66	1,46	1,33	1,24	1,18	1,14	1,10	1,07	1,04	1,02
1	2,00	1,62	1,43	1,31	1,22	1,16	1,11	1,08	1,05	1,02	1,00

3.4.5. Piezas de sección constante sometidas a compresión variable.

En una pieza solicitada por un esfuerzo normal de compresión, variable en forma lineal o parabólica a lo largo de su directriz, el coeficiente  $\beta$  se tomará de la tabla 3.5.

El cálculo de la pieza se hará considerando el máximo esfuerzo normal ponderado  $N^*_{max}$  que actúa sobre ella. Para que sea aplicable este procedimiento abreviado es necesario que el esfuerzo normal conserve invariable su dirección durante el pandeo. Esta condición puede, en general, darse por satisfecha en

TABLA 3.5

PIEZAS CON ESPUEZO NORMAL VARIABLE

Coeficiente  $\beta = \sqrt{\frac{1 + CN'/N}{K}}$  según el caso:

C	0,88	0,51	1,65	0,93	2,18	
K	1,88	3,09	5,42	7,72	3,18	
$\frac{N'}{N}$	$\downarrow N' \leq N$	$\downarrow N' \leq N$	$\downarrow N' \leq N$	$\downarrow N' \leq N$	$\downarrow N' \leq N$	
	0	0,729	0,569	0,429	0,359	1,122
	0,1	0,761	0,582	0,462	0,376	1,238
	0,2	0,792	0,596	0,495	0,392	1,346
	0,3	0,818	0,610	0,524	0,407	1,440
	0,4	0,846	0,623	0,553	0,421	1,532
	0,5	0,875	0,636	0,579	0,434	1,620
	0,6	0,901	0,648	0,605	0,449	1,704
	0,7	0,927	0,663	0,629	0,462	1,784
	0,8	0,950	0,675	0,654	0,474	1,856
0,9	0,975	0,687	0,676	0,488	1,928	
1	1,000	0,700	0,700	0,500	2,000	
C	2,18	0,93	1,09	0,35	1,09	
K	3,18	7,72	2,09	5,40	2,09	
$\frac{N'}{N}$	$\downarrow N' \leq N$	$\downarrow N' \leq N$	$\downarrow N' \leq N$	$\downarrow N' \leq N$	$\downarrow N' \leq N$	
	0	0,561	0,359	0,692	0,430	1,384
	0,1	0,619	0,376	0,728	0,436	1,456
	0,2	0,673	0,392	0,764	0,445	1,528
	0,3	0,720	0,407	0,797	0,451	1,594
	0,4	0,766	0,421	0,830	0,459	1,660
	0,5	0,810	0,434	0,858	0,465	1,716
	0,6	0,852	0,449	0,888	0,473	1,776
	0,7	0,892	0,462	0,917	0,479	1,834
	0,8	0,928	0,474	0,946	0,486	1,892
0,9	0,964	0,488	0,973	0,492	1,946	
1	1,000	0,500	1,000	0,500	2,000	

el estudio simplificado del pandeo, fuera del plano de la viga, de los cordones comprimidos de vigas y ménsulas de alma llena que no estén arriostradas transversalmente.

3.4.6. Piezas de sección constante sometidas a compresión variable debida a cargas puntuales.

En el caso de compresión producida por la actuación de una carga puntual actuando en un punto intermedio de la pieza, la longitud de pandeo se calculará mediante la expresión:

$$l_k = \beta \cdot l$$

obteniéndose  $\beta$  de la tabla 3.6 en función de la vinculación de la pieza en sus extremos y de la relación  $l_1/l$  que define la posición de la carga.

En el caso de actuación de  $n$  cargas puntuales  $P_i$ , la longitud de pandeo  $l_k$  de la pieza viene dada por:

$$l_k = \beta \cdot l \quad \text{siendo:} \quad \beta = \sqrt{\sum_1^n a_i \beta_i^2}$$

$$a_i = \frac{P_i}{\sum_1^n P_i}$$

y  $\beta_i$  el coeficiente correspondiente a  $P_i$ , como si actuase aisladamente.

En la tabla 3.6 se recogen los valores de  $\beta$  y  $\beta^2$  en función de la vinculación de la pieza y de la relación  $l_1/l$  que define la posición de la carga puntual.

El cálculo de la pieza se hará considerando el máximo esfuerzo normal ponderado que actúa sobre ella.

3.5. *Esbeltz mecánica de una pieza.*—La esbeltz mecánica de una pieza simple de sección constante se determinará según el apartado 3.5.1; la de una pieza compuesta de sección constante según los apartados 3.5.2 y 3.5.3; la de las piezas de sección variable según el artículo 3.5.4 y la de piezas en las que exista la posibilidad de pandeo con torsión o con flexión, según el artículo 3.5.5.

Si un pilar tiene en su plano, y a ambos lados, muros de las características definidas en el artículo 2.1.1, no es preciso considerar el pandeo en dicho plano.

3.5.1. *Esbeltz mecánica de una pieza simple de sección constante.*

Esbeltz mecánica  $\lambda$  de una pieza simple de sección constante, en un plano perpendicular a un eje de inercia de la sección, es el valor

$$\lambda = \frac{l_k}{i}$$

siendo:

$l_k$  la longitud de pandeo en dicho plano, determinada según el artículo 3.4.

$i$  el radio de giro de la sección bruta de la pieza respecto al eje de inercia considerado.

3.5.2. *Esbeltz mecánica de una pieza compuesta.*

En las piezas compuestas se denomina eje de inercia material, al que pasa por el baricentro de las secciones de todos los perfiles simples que forman la pieza. Al eje que no cumple esta condición se le denomina eje de inercia libre (fig. 3.7).

La esbeltz mecánica de una pieza compuesta en un plano perpendicular a un eje de inercia material es el valor

$$\lambda = \frac{l_k}{i}$$

siendo:

$l_k$  la longitud de pandeo en el plano considerado, determinada según el artículo 3.4.

$i$  el radio de giro de la sección bruta de la pieza respecto al eje de inercia material considerado.

Esbeltz mecánica ideal  $\lambda_1$  de una pieza compuesta, en un plano perpendicular a un eje de inercia libre, es el valor

$$\lambda_1 = \sqrt{\left(\frac{l_k}{i}\right)^2 + \frac{m}{2} \lambda_1^2}$$

siendo:

$l_k$  la longitud de pandeo de la pieza en el plano considerado.

$i$  el radio de giro de la sección bruta de la pieza respecto al eje de inercia libre considerado.

$m$  el número de perfiles simples cortados por el plano de pandeo considerado.

$\lambda_1$  la esbeltz complementaria, calculada según se indica en el artículo 3.5.3.

3.5.3. *Esbeltz complementaria.*

La esbeltz complementaria  $\lambda_1$  en una pieza compuesta, se calcula, en función del tipo de enlace, mediante las expresiones siguientes:

Presillas (fig. 3.3.)

$$\lambda_1 = \frac{l_1}{i}$$

Diagonales desiguales (fig. 3.4 a).

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{A}{n l_1 s^2} \left( \frac{d_1^3}{A_{D1}} + \frac{d_2^3}{A_{D2}} \right)}$$

Diagonales iguales (fig. 3.4 b).

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{2A}{n A_D} \cdot \frac{d^3}{l_1 s^2}}$$

Diagonales dobles unidas (fig. 3.4 c).

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{A}{2n A_D} \cdot \frac{d^3}{l_1 s^2}}$$

Dos celosías de diagonales contrapuestas (fig. 3.4 d).

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{A}{A_D} \cdot \frac{d^3}{l_1 s^2}}$$

Montantes y diagonales (fig. 3.4 e).

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{A}{n l_1 s^2} \left( \frac{d^3}{A_D} + \frac{s^3}{A_M} \right)}$$

Montantes sueltos y diagonales (fig. 3.4 f).

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{A}{n A_D} \cdot \frac{d^3}{l_1 s^2}}$$

Montantes y jabalcones (fig. 3.4 g).

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{A}{2n l_1 s^2} \left( \frac{d^3}{A_D} + \frac{s^3}{A_M} \right)}$$

siendo:

$l_1$  máxima luz parcial del cordón.

$i_1$  radio de giro mínimo del cordón.

$A$  área de la sección bruta del total de los cordones.

$A_D, A_{D1}$  y  $A_{D2}$  área de la sección bruta de una diagonal.

$A_M$  área de la sección bruta de un montante.

$d, d_1$  y  $d_2$  longitud de una diagonal.

3.5.4. *Piezas de sección variable.*

La esbeltz mecánica de una pieza de sección variable se calculará tomando como valor del radio de giro el siguiente:

$$i = \sqrt{\frac{c \cdot I_{max}}{A_m}}$$

TABLA 3.6

PIEZAS CON UNA CARGA PUNTUAL INTERMEDIA

$\frac{l_1}{l}$	PIEZA BIARTICULADA		PIEZA LIBRE Y EMPOTRADA		PIEZA EMPOTRADA Y APOYADA		PIEZA BIEMPOTRADA	
	$\beta$	$\beta^2$	$\beta$	$\beta^2$	$\beta$	$\beta^2$	$\beta$	$\beta^2$
0,0	1,000	1,000	2,00	4,000	0,699	0,4896	0,500	0,2500
0,1	0,898	0,806	1,80	3,240	0,605	0,3662	0,494	0,2446
0,2	0,805	0,649	1,60	2,560	0,533	0,2850	0,471	0,2219
0,3	0,741	0,549	1,40	1,960	0,481	0,2319	0,430	0,1851
0,4	0,711	0,506	1,200	1,440	0,458	0,2101	0,387	0,1502
0,5	0,707	0,500	1,000	1,000	0,456	0,2085	0,364	0,1326
0,6	0,703	0,494	0,800	0,640	0,440	0,1942	0,362	0,1311
0,7	0,671	0,451	0,600	0,360	0,392	0,1543	0,340	0,1159
0,8	0,592	0,351	0,400	0,160	0,306	0,0938	0,279	0,0781
0,9	0,440	0,194	0,200	0,040	0,173	0,0310	0,168	0,0285
1,0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,0000	0,000	0,0000



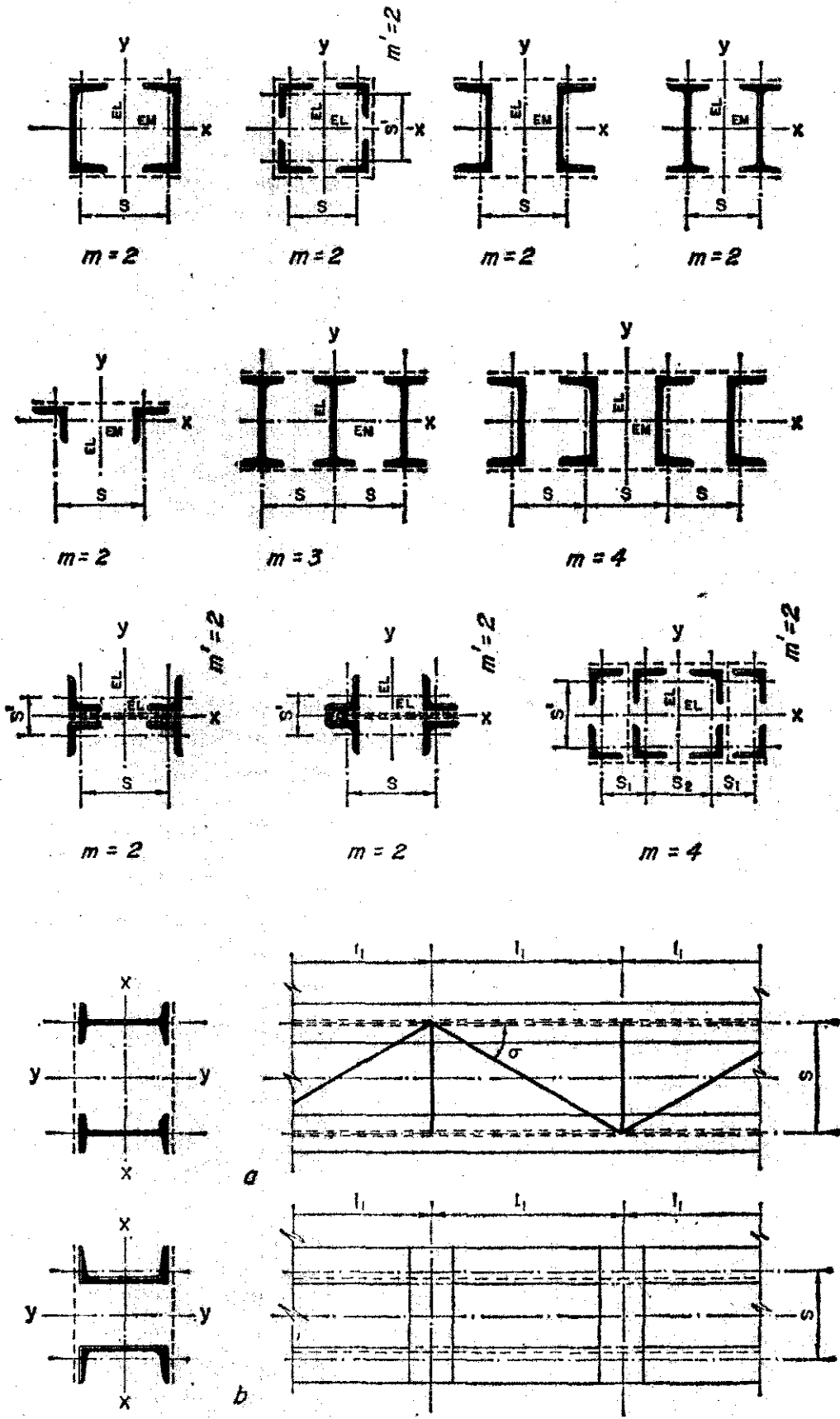


Fig. 3.7. Secciones de piezas compuestas

TABLA 3.7  
PIEZAS DE SECCIÓN VARIABLE

Variación de la sección		Coeficiente c siendo $v = \sqrt{I_{min} : I_{max}}$									
v		0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
	0	0.121	0.220	0.316	0.412	0.509	0.606	0.703	0.801	0.900	1.000
	0.1	0.140	0.247	0.348	0.447	0.542	0.636	0.729	0.820	0.911	1.000
	0.2	0.166	0.284	0.391	0.490	0.585	0.675	0.761	0.844	0.923	1.000
	0.3	0.203	0.333	0.446	0.547	0.639	0.722	0.800	0.871	0.938	1.000
	0.4	0.257	0.403	0.521	0.620	0.705	0.779	0.844	0.902	0.953	1.000
	0.5	0.340	0.502	0.620	0.711	0.784	0.843	0.892	0.933	0.969	1.000
	0.6	0.477	0.641	0.745	0.815	0.867	0.906	0.936	0.961	0.982	1.000
	0.7	0.697	0.814	0.875	0.913	0.938	0.957	0.971	0.983	0.992	1.000
	0.8	0.922	0.951	0.966	0.976	0.983	0.988	0.992	0.995	0.998	1.000
	≥ 0.9	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
	0	0.259	0.389	0.493	0.583	0.665	0.740	0.810	0.877	0.940	1.000
	0.1	0.308	0.448	0.555	0.643	0.719	0.786	0.846	0.902	0.953	1.000
	0.2	0.371	0.520	0.625	0.707	0.775	0.832	0.881	0.925	0.965	1.000
	0.3	0.453	0.605	0.703	0.775	0.830	0.876	0.914	0.947	0.975	1.000
	0.4	0.558	0.702	0.784	0.841	0.883	0.915	0.942	0.965	0.984	1.000
	0.5	0.686	0.801	0.861	0.900	0.927	0.948	0.965	0.979	0.990	1.000
	0.6	0.819	0.890	0.925	0.946	0.962	0.973	0.982	0.989	0.995	1.000
	0.7	0.925	0.954	0.968	0.978	0.984	0.989	0.992	0.996	0.998	1.000
	0.8	0.982	0.988	0.992	0.994	0.996	0.997	0.998	0.999	0.999	1.000
	≥ 0.9	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
	0.273	0.402	0.506	0.595	0.676	0.749	0.817	0.882	0.942	1.000	
	0.536	0.652	0.728	0.786	0.834	0.875	0.911	0.943	0.973	1.000	
	0,1	0.221	0.626	0.846	0.924	0.958	0.976	0.986	0.993	0.997	1.000
	0.2	0.060	0.220	0.421	0.605	0.743	0.837	0.902	0.946	0.977	1.000
	0.3	0.027	0.105	0.221	0.359	0.502	0.635	0.753	0.852	0.933	1.000
	0.4	0.016	0.061	0.134	0.231	0.345	0.472	0.606	0.741	0.873	1.000
	0.5	0.010	0.040	0.090	0.160	0.250	0.360	0.490	0.640	0.810	1.000

(1) La variación lineal o parabólica se refiere al canto de la pieza y no a su momento de inercia.

Valores intermedios pueden interpolarse linealmente

siendo:

$I_{max}$  el momento de inercia máximo respecto al eje normal al plano de pandeo considerado.

$$A_m = \int_0^L \frac{A_x dx}{L} \text{ valor medio, a lo largo de la pieza, de la sección bruta.}$$

$c$  coeficiente función de los parámetros  $\alpha$  y  $\nu$ , cuyos valores vienen recogidos en la tabla 3.7.

Este apartado es únicamente aplicable a piezas biarticuladas.

3.5.5. Piezas simples con sección abierta de pequeño espesor.

En las piezas simples con sección abierta de pequeño espesor sometidas a compresión centrada, será necesaria la consideración del pandeo por torsión o con flexión y torsión. Para ello, el cálculo de su esbeltez se efectuará de acuerdo con lo indicado en los apartados 3.5.5.1, 3.5.5.2 y 3.5.5.3.

3.5.5.1. Radio de torsión.

En una pieza simple con sección abierta de débil espesor y ejes de inercia principales X e Y, se define como radio de torsión la magnitud

$$i_T = \sqrt{\frac{I_A}{I_y} \left( \frac{\beta l}{\beta_0 d_0} \right)^2 + 0,039 (\beta l)^2} \cdot \frac{I_T}{I_y}$$

siendo:

$I_A$  el módulo de alabeo de la sección referido al centro de esfuerzos cortantes.

$I_T$  el módulo de torsión.

$$I_T = \frac{1}{3} \sum b_i e_i^3$$

siendo:

$b_i$  y  $e_i$  los anchos y espesores respectivamente de los distintos rectángulos en que puede considerarse descompuesta la sección.

$I_y$  el momento de inercia de la sección con respecto al eje principal que lo tenga menor.

$l$  la longitud de la pieza.

$\beta$  un coeficiente que mide la coacción a la flexión en los extremos de la pieza;  $\beta = 1$  significa apoyo articulado;  $\beta = 0,5$ , apoyo perfectamente empotrado.

$\beta_0$  un coeficiente que mide la coacción al alabeo en los extremos de la pieza;  $\beta_0 = 1$  corresponde a un alabeo libre de las secciones extremas,  $\beta_0 = 0,5$  a un alabeo totalmente impedido en las mismas.

$d_0$  la distancia, medida en el plano, entre centros de gravedad de los roblones, tornillos o cordones de soldadura de los extremos normales de la pieza; con suficiente aproximación en la práctica puede tomarse  $d_0 = 0,8 l$ .

Las expresiones  $I_A$  e  $I_T$  y las coordenadas  $x_0$ ,  $y_0$  del centro de esfuerzos cortantes, referidas al baricentro, se dan en la tabla 3.8.

3.5.5.2. Piezas simples con sección abierta de pequeño espesor con doble simetría o simetría puntual.

En piezas simples con sección abierta de pequeño espesor con simetría doble o puntual, el centro de esfuerzos cortantes coincide con el baricentro (casos 1 y 2 de la tabla 3.8). En ellas puede presentarse un pandeo por torsión pura cuando se cumple que:

$$i_0 > i_T$$

siendo:

$i_0$  el radio de giro polar

$$i_0 = \sqrt{i_x^2 + i_y^2}$$

En este caso, la esbeltez de la pieza se tomará:

$$\lambda = \frac{\beta l}{i_y} \cdot \frac{i_0}{i_T}$$

siendo:

$i_y$  el radio de giro de la sección respecto al eje principal de inercia que lo tenga menor.

3.5.5.3. Piezas simples con sección abierta de pequeño espesor, con un solo eje de simetría.

En este tipo de piezas (casos 3 a 8 de la tabla 3.8) en que el centro de esfuerzos cortantes no coincide en general con el baricentro, si el pandeo se produce en un plano distinto al de simetría, se presenta un pandeo con flexión y torsión. Entonces la esbeltez de la pieza viene dada por:

$$\lambda_T = \frac{\beta l}{i_y} \sqrt{\frac{i_T^2 + i_A^2}{2i_T^2} \left[ 1 + \sqrt{1 - \frac{4i_T^2 [i_0^2 + 0,093 (\frac{\beta^2}{\beta_0^2} - 1) y_0^2]}{(i_T^2 + i_A^2)^2}} \right]}$$

siendo:

$y_0$  la ordenada del centro de esfuerzos cortantes referida al baricentro (tabla 3.8).

$$i_0 = \sqrt{i_x^2 + y_0^2}$$

el radio de giro polar referido al centro de esfuerzos cortantes.

En estas piezas se tomará como eje Y el de simetría.

3.5.6. Recomendaciones sobre la esbeltez.

Se recomienda que la esbeltez mecánica de las piezas no supere el valor 200 en los elementos principales, pudiendo llegarse a 250 en los elementos secundarios o de arriostramiento.

En el caso de estructuras sometidas a cargas dinámicas, se recomienda rebajar prudentemente los valores anteriores.

3.6. Espesores de los elementos planos de piezas comprimidas.—Cada elemento plano de una pieza comprimida tendrá espesor suficiente para que no sufra abollamiento antes del agotamiento de la pieza por pandeo del conjunto.

Se considera que un elemento plano de cualquier tipo de acero tiene espesor suficiente si cumple la limitación

$$\frac{h}{e} \leq \eta \sqrt{\frac{2.400}{\sigma_u}}$$

con los valores de  $\eta$  que se establecen en la tabla 3.9.

Esta limitación puede ser rebasada si se realiza una comprobación rigurosa del abollamiento.

3.7. Cálculo a pandeo de piezas sometidas a compresión centrada.—En las piezas sometidas a compresión centrada ha de verificarse que:

$$\sigma^* = \frac{N^* \omega}{A} \leq \sigma_u$$

siendo:

$\sigma_u$ , resistencia de cálculo del acero.

$N^*$ , esfuerzo normal ponderado de compresión.

$A$ , área de la sección bruta de la pieza.

$\omega$ , coeficiente de pandeo, función de la esbeltez mecánica  $\lambda$  de la pieza determinada según el artículo 3.5 y del tipo de acero.

Los valores del coeficiente  $\omega$  para los aceros A37, A42 y A52 se dan en la tabla 3.10.

3.8. Cálculo de los enlaces en las piezas compuestas.—Los enlaces de las piezas compuestas sometidas a compresión centrada, se dimensionarán para resistir las solicitaciones que en ellos provoca un esfuerzo cortante ideal ponderado  $T_i$ , cuyo valor se da en los apartados 3.8.1 y 3.8.2.

3.8.1. Cálculo del enlace con presillas.

En una pieza compuesta enlazada con presillas (fig. 3.3), siendo:

$s$ , separación entre ejes de cordones consecutivos.

$l_i$ , longitud de tramo, en los cordones.

$i_0$ , radio de giro mínimo de los cordones.

$n$ , número de planos de presillas iguales.

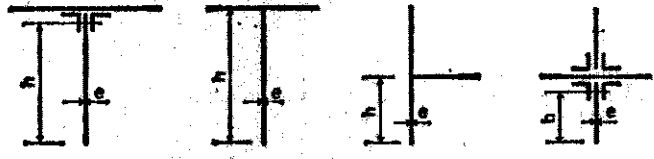
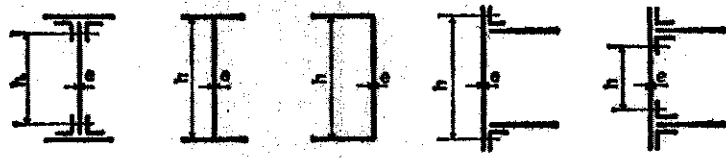
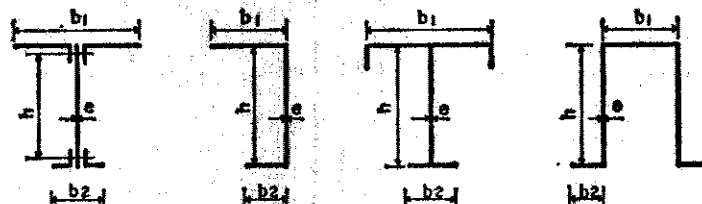
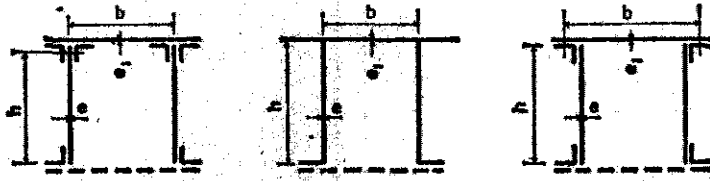
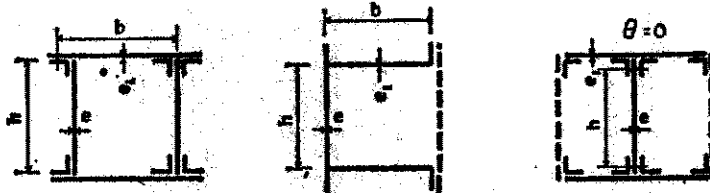
$A$ , área de la sección bruta total de los perfiles principales.

TABLA 3.8  
CARACTERÍSTICAS DE TORSIÓN DE ALGUNAS SECCIONES

1	$I_T I_A$	Coordenadas del centro de esfuerzos cortantes M	Módulo de torsión $I_T$ , cm <sup>4</sup>	Módulo de alabeo $I_A$ , cm <sup>6</sup>
1		$x_0 = 0$ $y_0 = 0$	$\frac{2 b e^3 \cdot b_1 e_1^3}{3}$	$I_y \frac{h^2}{4}$
2		$x_0 = 0$ $y_0 = 0$	$\frac{2 b e^3 + b_1 e_1^3}{3}$	$I_s \frac{h^2}{4}$
3		$x_0 = 0$ $y_0 = d$	$\frac{2 b_1 e^3}{3}$	$\frac{b_1^3 e^3}{18}$
4		$x_0 = 0$ $y_0 \neq d$	$\frac{b e^3 + b_1 e_1^3}{3}$	$\frac{b^3 e^3}{144} + \frac{h^3 e_1^3}{36}$
5		$x_0 = 0$ $y_0 = \frac{d_2 I_{2Y} - d_1 I_{1Y}}{I_{1Y} + I_{2Y}}$	$\frac{b_1 e_1^3 + b_2 e_2^3 + b_3 e_3^3}{3}$	$\frac{I_{1Y} I_{2Y}}{I_{1Y} + I_{2Y}} h^2$
6		$x_0 = 0$ $y_0 = d \left( 1 + \frac{h^2 A}{4 I_y} \right)$	$\frac{2 b e^3 + b_1 e_1^3}{3}$	$\left[ I_x + d^2 A \left( 1 - \frac{h^2 A}{4 I_y} \right) \right] \frac{h^2}{4}$
7		$x_0 = 0$ $y_0 = d \left( 1 + \frac{h^2 A}{4 I_y} \right) - 2h \frac{I_{2s}}{I_y}$	$\frac{b_1 e_1^3 + 2 b_2 e_2^3 + 2 b_3 e_3^3}{3}$	$\left[ I_x + d^2 A \left( 1 - \frac{h^2 A}{4 I_y} \right) \right] \frac{h^2}{4} + 2 (I_{2s} - b_1 c A) h^2 + \frac{I_{2s} h^2 d A - 4 \frac{I_{2s}^2}{I_y} h^2}{I_y}$
8		$x_0 = 0$ $y_0 = d + \sqrt{\frac{2}{3}} \left( c b_1^2 \frac{A^2}{I_y} - b_1 \frac{I_{2s}}{I_y} \right)$	$\frac{2 b_1 e_1^3 + 2 b_2 e_2^3}{3}$	$I_y (2d^2 - y_0^2) + 2 I_{2s} b_1 (b_1 - 2d) + 4 d b_1^2 c A_2$

TABLA 3.9

LÍMITE DE ESPESOR EN PIEZAS COMPRIMIDAS

Elementos planos de las piezas	Coeficiente $\gamma$ para piezas de esbeltez mecánica $\lambda$
<p>1. Con un borde no rigidizado</p> 	$0,2 \lambda \leq 15$
<p>2. Con dos bordes igualmente rigidizados</p> 	$0,6 \lambda \leq 45$
<p>3. Con dos bordes desigualmente rigidizados</p> 	$(0,2 + 0,4 \sqrt{\frac{b_2}{b_1}}) \lambda \leq$ $\leq 15 + 30 \sqrt{\frac{b_2}{b_1}}$
<p>4. En secciones cajón, con un borde arriostrado y otro empotrado elásticamente</p> 	$(0,7 - 0,1 \theta^2) \lambda \leq$ $\leq 52,5 - 7,5 \theta^2$ $\theta = \frac{be}{h_e} \geq 1$
<p>5. En secciones cajón, con ambos bordes empotrados elásticamente</p> 	$(0,8 - 0,2 \theta^2) \lambda \leq$ $\leq 60 - 15 \theta^2$ $\theta = \frac{be}{h_e} \geq 1$



El esfuerzo cortante  $T_i$  viene dado por:

$$T_i = \frac{A \sigma_u}{80} \eta$$

siendo:

$$\eta = \frac{s}{20 l_1} < 1$$

El esfuerzo cortante  $T_i$  origina en las presillas una solici- ción de flexión, con esfuerzo cortante  $T_p$  y momento flector  $M_p$ , que, según los casos, tiene la distribución indicada en la fi- gura 3.8, y cuyos valores son:

Piezas de dos cordones:

$$T_p = \frac{T_i l_1}{n s} \quad M_p = \frac{T_i l_1}{2 n}$$

Piezas de tres cordones:

$$T_p = 0,5 \frac{T_i l_1}{n s} \quad M_p = \frac{T_i l_1}{3 n}$$

Piezas de cuatro cordones:

Presillas extremas:  $T_p = 0,3 \frac{T_i l_1}{n s} \quad M_p = \frac{T_i l_1}{4 n}$

Presillas centrales:  $T_p = 0,4 \frac{T_i l_1}{n s} \quad M_p = \frac{T_i l_1}{5 n}$

Las presillas, y su unión a los cordones, se dimensionan para resistir estos momentos flectores y esfuerzos cortantes.

3.8.2. Cálculo del enlace con celosía.

En una pieza compuesta con enlace de celosía (fig. 3.4), el esfuerzo cortante  $T_i$  considerado viene dado por:

$$T_i = \frac{A \sigma_u}{80}$$

El esfuerzo normal de compresión que produce este esfuerzo cortante ideal en las barras de la celosía vale según los casos:

Diagonales desiguales (fig. 3.4a)

$$N_1 = \frac{T_i}{n \operatorname{sen} \alpha_1} \quad N_2 = \frac{T_i}{n \operatorname{sen} \alpha_2}$$

Diagonales iguales (fig. 3.4b)

$$N = \frac{T_i}{n \operatorname{sen} \alpha}$$

Diagonales dobles unidas (fig. 3.4c)

$$N = \frac{T_i}{2 n \operatorname{sen} \alpha}$$

Dos celosías de diagonales contrapuestas (fig. 3.4d)

$$N = \frac{T_i}{2 \operatorname{sen} \alpha}$$

Montantes y diagonales (fig. 3.4e)

$$N_m = \frac{T_i}{n} \quad N_d = \frac{T_i}{n \operatorname{sen} \alpha}$$

Montantes sueltos y diagonales (fig. 3.4f)

$$N_m = 0 \quad N_d = \frac{T_i}{n \operatorname{sen} \alpha}$$

Montantes y jabalcones (fig. 3.4g)

$$N_m = \frac{T_i}{n} \quad N_d = \frac{T_i}{2 n \operatorname{sen} \alpha}$$

En todas las fórmulas anteriores,  $n$  es el número de planos paralelos con triangulaciones iguales.

3.9. Piezas solicitadas a compresión excéntrica.—En soportes de estructuras, la compresión puede venir a veces acompañada de flexión, que equivale a un esfuerzo normal actuando excén- tricamente.

En este caso, la comprobación de las piezas se hará como se indica en los apartados siguientes:

3.9.1. Comprobación de resistencia.

En las barras de sección constante solicitadas a compresión excéntrica se verificará:

$$\sigma^* = \frac{N^*}{A} + \frac{M_x^* y}{I_x} + \frac{M_y^* x}{I_y} \leq \sigma_u$$

siendo:

$N^*$ , el esfuerzo normal ponderado.  
 $M_x^*$  y  $M_y^*$ , los momentos flectores ponderados.

3.9.2. Comprobación a pandeo.

En las piezas de simetría sencilla o doble, solicitadas por una compresión excéntrica contenida en el plano de simetría, pu- diendo producirse pandeo en dicho plano y estando impedido en el plano normal a éste, se debe verificar:

$$\sigma^* = \frac{N^* \cdot \omega}{A} + 0,9 \frac{M^*}{W_c} \leq \sigma_u$$

En piezas de simetría sencilla si el centro de gravedad se encuentra más próximo al borde comprimido que al traccionado, se comprobará además que se verifica:

$$\sigma^* = \frac{N^* \cdot \omega}{A} + \frac{300 + 2\lambda}{1.000} \frac{M^*}{W_t} \leq \sigma_u$$

En las expresiones anteriores son:

- A área de la sección.
- $\lambda$  esbeltez mecánica en el plano del momento, calculada según el artículo 3.5.
- $\omega$  el coeficiente de pandeo correspondiente a dicha es- beltez.
- $W_t, W_c$  los módulos resistentes de la sección relativos a los bordes en compresión y en tracción, respectivamente.
- $N^*$  y  $M^*$  el esfuerzo normal ponderado y el momento flector ponderado (ambos siempre en valor absoluto).

Si el momento flector es variable a lo largo de la pieza, se tomará para  $M^*$  el valor máximo, a no ser que este máximo se presente en uno de los extremos de la pieza y ambos extremos tengan impedidos sus movimientos en el plano de la flexión, en cuyo caso se tomará como valor de  $M^*$  la semisuma de los momentos que actúan en cada extremo, si son del mismo signo; o la mitad del momento máximo, si lo tienen distinto (véase figu- ra 3.9). En el caso de que la pieza pueda pandear en un plano perpendicular al del momento, el proyectista deberá comprobar la pieza según el artículo 3.9.4.

En la mayoría de los casos se obtiene una seguridad suficiente con la fórmula aproximada:

$$\sigma^* = \frac{N^* \cdot \omega}{A} + \frac{M^*}{W_p} \leq \sigma_u$$

siendo  $\omega$  el coeficiente de pandeo obtenido considerando el radio de giro mínimo de la sección.

En el caso de una pieza de doble simetría o de simetría puntual solicitada por momentos  $M_x^*, M_y^*$ , en sus dos planos principales de inercia, se debe verificar:

$$\sigma^* = \frac{N^* \cdot \omega}{A} + \left( \frac{M_x^*}{W_x} + \frac{M_y^*}{W_y} \right) \leq \sigma_u$$

El coeficiente  $\omega$  debe obtenerse en función de la mayor de las dos esbelteces  $\lambda_x, \lambda_y$ . Si la barra es de débil rigidez torsional, debe comprobarse también el pandeo con flexión y torsión.

3.9.3. Cálculo de los enlaces en las piezas compuestas sometidas a compresión excéntrica.

Para el cálculo de las presillas o de las triangulaciones de arriostramiento de una pieza compuesta sometida a compresión

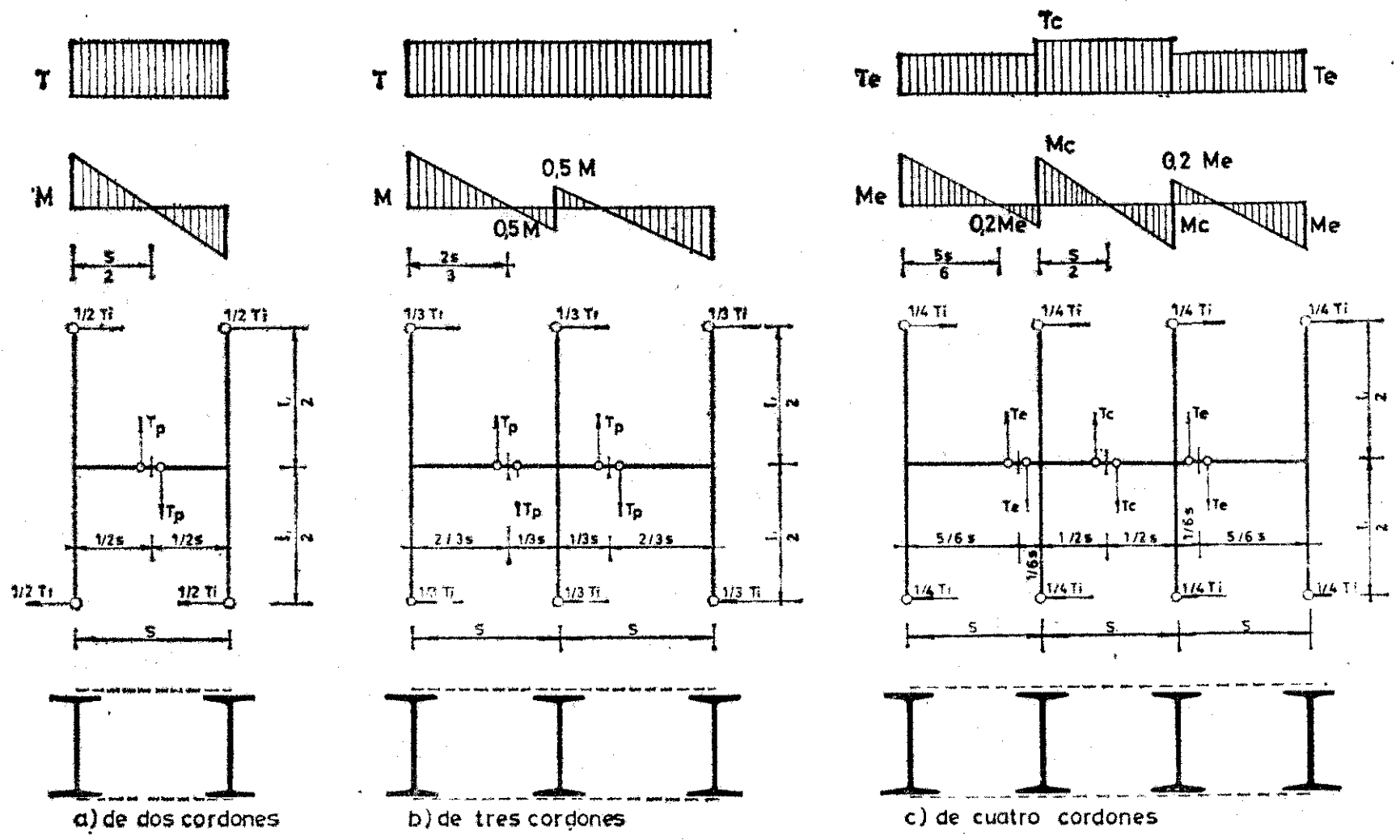


Fig. 3.8. Esfuerzo cortante y momento flector en las presillas de las piezas compuestas



excéntrica, se sumará el esfuerzo cortante ideal  $T_i$  definido en el artículo 3.8, al esfuerzo cortante  $T^*$ , debido a la flexión en su plano, utilizándose esta suma para el cálculo de los esfuerzos en los enlaces.

3.9.4. Pandeo por flexión y torsión.

En las piezas con sección abierta de pequeño espesor, deberá comprobarse el pandeo con flexión y torsión, verificando que se cumpla la condición:

$$\sigma^* = \frac{N^* \omega}{A} \leq \sigma_u$$

$$\lambda_{T1} = \frac{l_k}{i_y} \sqrt{\frac{i_T^2 + i_A^2 + a(r_x - 2y_0)}{2i_T^2} \left[ 1 \pm \sqrt{1 - \frac{4i_y^2 \left[ i_D^2 + a(r_x - a) + 0,093 \left( \frac{\beta^2}{\beta_0^2} - 1 \right) (a + y_0)^2 \right]}{[i_T^2 + i_A^2 + a(r_x - 2y_0)]^2}} \right]}$$

debiendo elegirse, en la segunda raíz, el signo que dé el mayor valor real para  $\lambda_{T1}$ . La notación es la de los apartados 3.5.5.1 y 3.5.5.3, y además:

$$r_x = \frac{\int y(x^2 + y^2) dA}{I_x} \quad (\text{ver figura 3.10})$$

$a$ , excentricidad de la compresión,

pudiendo ser  $r_x$  y  $a$ , positivos o negativos.

Se tomará como eje  $Y$  el de simetría que contiene a la carga.

obteniéndose el coeficiente  $\omega$  en función de una esbeltez ideal  $\lambda_{T1}$  que se calculará como se indica en el apartado 3.9.4.1 para algunos tipos de sección.

3.9.4.1. Esbeltez ideal.

En las barras comprimidas excéntricamente de sección transversal abierta de débil espesor y con simetría sencilla o doble, cuando la compresión esté contenida en un plano de simetría, la esbeltez  $\lambda_{T1}$  viene dada por:

En las secciones con centro de simetría

$$r_x = 0$$

En las secciones 4 y 5 de la tabla 3.8

$$r_x = \frac{1}{I_x} \left[ y_0 I_y + b_1 e_1 d_1^2 - b_2 e_2 d_2^2 + \frac{e_3}{4} (d_1^4 - d_2^4) \right]$$

En la sección 6 de la tabla 3.8

$$r_x = \frac{1}{I_x} \left\{ d(b_3 e_3 d^2 + I_{3y}) + (2d - b_1) I_{1y} + \frac{e_1}{2} [d'' - (b_1 - d)'] \right\}$$

pudiendo ser  $a$ ,  $y_0$  y  $r_x$ , positivos o negativos.

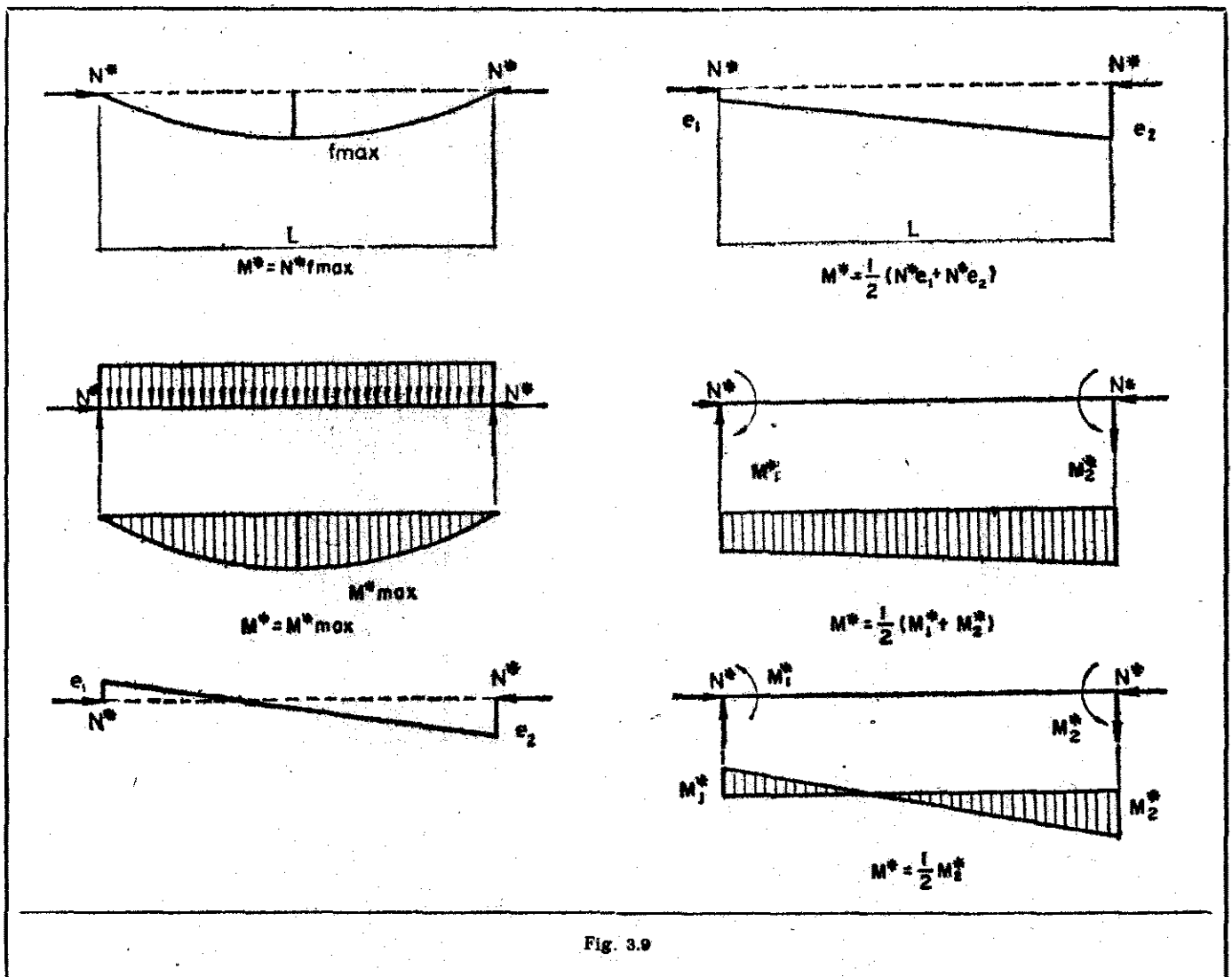


Fig. 3.9

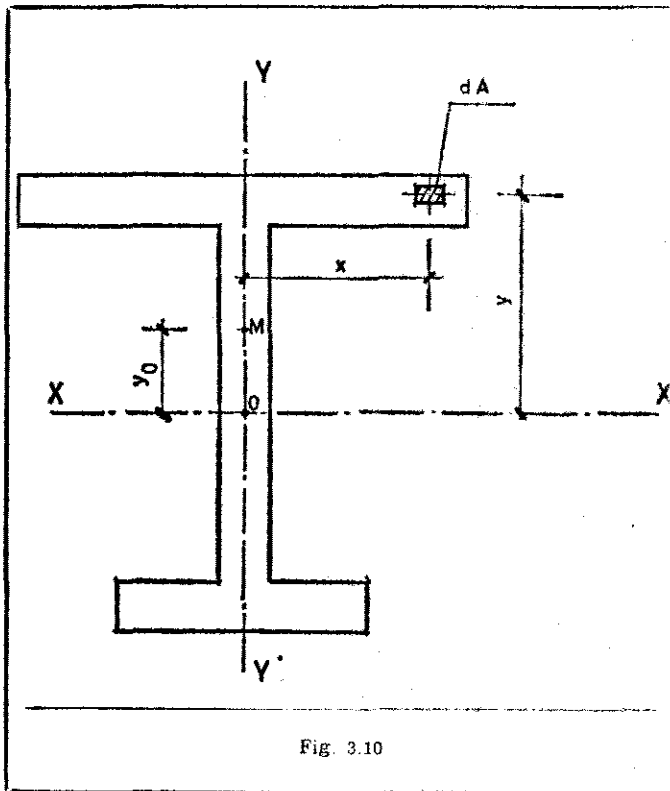


Fig. 3.10

CAPITULO IV

4. PIEZAS DE DIRECTRIZ RECTA SOMETIDAS A TRACCIÓN

4.1. Clases de piezas.—Las piezas de directriz recta solicitadas a tracción, según su constitución, se clasifican en piezas simples y compuestas.

4.1.1. Piezas simples.

Son las constituidas por:

a) Un solo perfil.

b) Perfiles y/o chapas yuxtapuestas (fig. 3.1), unidas mediante roblones o tornillos, a distancias *s* que cumplan las condiciones (norma MV 104, artículo 2.2).

$$s \leq 15 a \quad s \leq 25 e$$

siendo *a* el diámetro del agujero y *e* el mínimo espesor de las piezas unidas; o mediante soldadura continua, o discontinua, a separaciones *s*, cumpliendo la condición (norma MV 104, artículo 3.32):

$$s \leq 25 e \quad s \leq 300 \text{ mm}$$

c) Perfiles con forro discontinuo de chapa (fig. 3.2), con unión mediante roblones, tornillos o soldadura a distancia *s*, que cumpla la condición:

$$s \leq 50 i$$

siendo *i* el radio de giro mínimo del perfil que lo tenga menor.

Si puede existir tracción excéntrica cumplirán la condición del artículo 3.1.1c.

(Continuará.)

## II. Autoridades y personal

### NOMBRAMIENTOS, SITUACIONES E INCIDENCIAS

#### PRESIDENCIA DEL GOBIERNO

ORDEN de 23 de mayo de 1973 por la que se dispone pase a la situación de retirado el personal indígena de la Policía Territorial de Sahara que se menciona.

Ilmo. Sr.: Por haber cumplido la edad reglamentaria el personal indígena de la Policía Territorial de la Provincia de Sahara incluido en la presente Orden, conforme a lo establecido en la Ley de 26 de febrero de 1953, aplicable a dicha Fuerza por la Ley de 27 de diciembre de 1956.

Esta Presidencia del Gobierno, vista la propuesta del Gobierno General de la Provincia de Sahara y el informe de esa Dirección General, en uso de las atribuciones que le confieren las disposiciones vigentes, se ha servido disponer pase a la situación de retirado, en las fechas que se indican, el personal indígena que se relaciona seguidamente:

Por el Consejo Supremo de Justicia Militar se hará el señalamiento del haber pasivo que les corresponda.

Lo que participo a V. I. para su conocimiento y efectos. Dios guarde a V. I. muchos años.

Madrid 23 de mayo de 1973.

CARRERO

Ilmo. Sr. Director general de Promoción de Sahara.

Número de filiación	Clase	Nombre	Unidad	Fecha de retiro
36.635	Soldado	Larosi Uld Salem Uld Lehsca	Policía Territorial	31-12-1962
2.059	Soldado	Brahim Uld Enbarce Uld Latrachi	Policía Territorial	31-12-1957
1.854	Soldado	Luali Uld Mohammed Abderrahaman	Policía Territorial	31- 8-1949
1.654	Soldado	Mohammed Brahim Uld Ahmed Baba	Policía Territorial	30-11-1959
1.618	Soldado	Budja Uld Hamuadi Uld Brahim	Policía Territorial	31-12-1950
938	Soldado	Deid-da Uld Ali Uld El Yasid	Policía Territorial	31-12-1958
971	Soldado	Mohamed Meharoud Uld Mohamed Uld Enbarce	Policía Territorial	31-12-1958
954	Soldado	Mohamed Uld Burtá Uld Breica	Policía Territorial	16- 5-1954
815	Soldado	Ahmed Uld Enbarce Uld Buid-da	Policía Territorial	1- 8-1947
806	Soldado	Sidahamed Uld Labid Uld Ahmed Mehenum	Policía Territorial	31-12-1948
554	Soldado	Haimad Uld Lehebib Uld Mohammed Mesaud	Policía Territorial	31-12-1947
371	Soldado	El Cori Uld Mohamed Uld Mueimo	Policía Territorial	31- 5-1952

3. En ningún supuesto podrán percibirse dos sueldos simultáneamente con cargo a los presupuestos del Instituto.»

Quinto.—El número 1 del artículo 68 quedará redactado en los siguientes términos:

«1. Los funcionarios tendrán derecho, desde su ingreso en el Instituto en calidad de tales funcionarios, a la percepción de un premio de constancia por cada año de servicios efectivos.»

Sexto.—El número 1 del artículo 76 quedará redactado en los siguientes términos:

«1. La jornada de trabajo será de seis horas diarias continuadas por la mañana. Si las necesidades del servicio lo exigiesen, podrán establecerse jornadas especiales por orden del Presidente del Instituto. En cualquier caso la duración de la jornada no excusa al funcionario de llevar a cabo las comisiones de servicio que se le encomienden, si bien será indemnizado de las mismas en la forma establecida en los artículos 71 y 72 de este Estatuto.»

Séptimo.—El párrafo segundo del artículo 101 quedará redactado en los siguientes términos:

«Este complemento se percibirá hasta que el interesado cumpla la edad que, de acuerdo con lo establecido en este Estatuto, hubiera determinado de oficio su jubilación forzosa.»

#### DISPOSICION FINAL

Se faculta a la Dirección General de la Seguridad Social para resolver cuantas cuestiones puedan plantearse en la aplicación de los artículos del Estatuto de Personal del Instituto Social de la Marina que se modifican por la presente Orden.

#### DISPOSICION TRANSITORIA

La reforma introducida en el artículo 66 del Estatuto de Personal del Instituto Social de la Marina se operará a lo largo de todo el año 1973, de modo paulatino, a cuyo efecto conforme se vayan haciendo efectivas, en el mes que corresponda su devengo, las pagas extraordinarias que se suprimen y, a partir de él, los distintos conceptos que estatutariamente integran cada paga suprimida de conformidad con lo establecido en los artículos 66 y 67 de dicho Estatuto, pasarán a todos los efectos a incrementar en una dozava parte los conceptos correspondientes del haber mensual. No obstante, ninguna gratificación que consista en un porcentaje del sueldo sufrirá modificación durante el presente año.

Lo que digo a VV. II. para su conocimiento y efectos.

Dios guarde a VV. II.

Madrid, 30 de mayo de 1973.

DE LA FUENTE

Ilmos. Sres. Subsecretario y Director general de la Seguridad Social.

## MINISTERIO DE LA VIVIENDA

*NORMA BASICA MV 103/1972, «Cálculo de las estructuras de acero laminado en edificación», aprobada por Decreto 1353/1973, de 12 de abril. (Conclusión.)*

#### 4.1.2. Piezas compuestas.

Son las constituidas por dos o más cordones longitudinales enlazados entre sí. Cada cordón tendrá la constitución de una pieza simple. En general, estos cordones van enlazados entre sí por medio de presillas o de celosía (véase artículo 3.1.2). Los enlaces cumplirán las condiciones siguientes:

a) En las piezas con tracción centrada (véase artículo 4.2.1.), el enlace es teóricamente innecesario. Pero, por razones de buena práctica de construcción, se recomienda no separar estas presillas más de doscientas veces el radio de giro mínimo de cada cordón ni más de dos metros.

b) En las piezas con tracción excéntrica (artículo 4.2.2.), los enlaces cumplirán las condiciones impuestas en el artículo 3.1.3 a los enlaces de las barras comprimidas.

4.2. *Solicitaciones consideradas.*—Se considerarán en este capítulo las solicitaciones de tracción centrada y de tracción excéntrica.

#### 4.2.1. Tracción centrada.

Se calcularán con solamente el esfuerzo normal de tracción las piezas en que se considere esta única sollicitación en las hipótesis de cálculo, habida cuenta de su vinculación efectiva y de la forma de aplicación de las cargas.

En las estructuras, cerchas o vigas, trianguladas, cargadas sólo en los nudos, puede considerarse, en general, que las barras de tracción tienen sollicitación de tracción centrada, es decir, prescindir de los momentos flectores debidos a la rigidez de las uniones de nudos.

Se exceptúan las retículas muy irregulares, las que tengan barras que formen entre sí ángulos pequeños, las que tengan barras de gran rigidez, y algunas retículas con hiperestaticidad interna. En ellas se estudiará la posible influencia de los momentos secundarios para introducirlos en el cálculo, según el artículo 4.2.2.

En las estructuras trianguladas puede prescindirse siempre de la flexión debida a la acción directa del viento sobre las barras. La flexión debida al peso propio, sólo se considerará en las barras cuya proyección horizontal exceda de seis metros.

En las barras con sollicitación de tracción de pequeño valor, se investigará si pueden tener sollicitación de compresión al modificar ligeramente los valores adoptados para concargas, sobrecargas u otras acciones. En este caso se comprobará también su seguridad a compresión según el capítulo 3.

El cálculo a tracción centrada se realizará de acuerdo con el artículo 4.4.

#### 4.2.2. Tracción excéntrica.

La sollicitación se compone de un esfuerzo normal de tracción y de un momento flector; equivale a un esfuerzo normal de tracción actuando con excentricidad.

Se tendrán en cuenta los momentos flectores transmitidos, los que provengan de excentricidades geométricas en las vinculaciones de extremo, o los debidos a la aplicación excéntrica de cargas.

Puede prescindirse de la excentricidad debida a cambios de posición de la directriz en una cabeza de sección variable (figura 3.5) si se toma como nudo el punto medio entre los baricentros de las dos secciones del cordón a un lado y otro de aquél.

En las barras de arriostamiento cuya directriz no esté en el plano de la unión, puede prescindirse, en general, de esta excentricidad.

El cálculo a tracción excéntrica se realizará según el artículo 4.5.

4.3. *Esbeltez mecánica de las piezas en tracción.*—Salvo justificación especial, la esbeltez mecánica (artículo 3.5) de una barra sollicitada a tracción no excederá de 300, en todas aquellas que forman parte de los elementos resistentes principales de la estructura, pudiendo admitirse esbeltez de hasta 400 en las barras en tracción de elementos secundarios o de simple arriostamiento.

Esta limitación no es aplicable a los tirantes.

A los efectos de este artículo, se llama tirante el elemento exento previsto para trabajar exclusivamente en tracción, al que se dota de poca rigidez a flexión.

4.4. *Cálculo de piezas sollicitadas a tracción centrada.*—En toda pieza simple o compuesta, sollicitada a tracción centrada se verificará:

$$\sigma^* = \frac{N^*}{A_n} \leq \sigma_u$$

siendo en esta expresión:

$\sigma_u$  resistencia de cálculo del acero.

$N^*$  esfuerzo normal ponderado, en la sección considerada.

$A_n$  área de la sección neta (art. 3.3).

4.4.1. Piezas unidas con tornillos de alta resistencia.

Cuando los medios de unión de una pieza solicitada a tracción sean, exclusivamente, tornillos de alta resistencia, se verificarán las dos condiciones siguientes:

$$\sigma^* = \frac{N^*}{A} \leq \sigma_u$$

$$\sigma^* = \frac{N^* - 0,4 F}{A_n} \leq \sigma_u$$

en cuyas expresiones son:

- $\sigma_u$ , resistencia de cálculo del acero.
- $N^*$ , esfuerzo normal ponderado en la sección considerada.
- $A$ , área de la sección bruta de la pieza.
- $A_n$ , área de la sección neta de la pieza.
- $F$ , suma de los esfuerzos que transmiten los tornillos situados en la sección neta que se comprueba.

4.4.2. Variaciones de sección.

Salvo una justificación especial, las piezas solicitadas a tracción, cuya tensión calculada sea próxima a la resistencia de cálculo del acero o estén sometidas a cargas dinámicas o que provoquen esfuerzos alternados, no presentarán variaciones bruscas de sección ni diferencias fuertes entre áreas de la sección bruta y neta.

4.5. Cálculo de las piezas solicitadas a tracción excéntrica.— En todas las piezas, simples o compuestas, solicitadas a tracción excéntrica, se verificará en toda sección.

$$\sigma^* = \frac{N^*}{A_n} + \frac{M^*}{W_n} \leq \sigma_u$$

En cuya expresión son:

- $\sigma_u$ , resistencia de cálculo del acero.
- $N^*$ , esfuerzo normal ponderado, en la sección considerada.
- $M^*$ , momento flector ponderado, en la sección considerada.
- $A_n$ , área de la sección neta (art. 3.3).
- $W_n$ , módulo resistente de la sección neta (art. 3.3).

En las piezas de sección asimétrica se comprobará, además, la eventual tensión de compresión.

4.5.1. Piezas unidas con tornillos de alta resistencia.

Cuando los medios de unión de una pieza solicitada a tracción sean, exclusivamente, tornillos de alta resistencia, se verificarán las dos condiciones siguientes:

$$\sigma^* = \frac{N^*}{A} + \frac{M^*}{W} \leq \sigma_u$$

$$\sigma^* = \frac{N^* - 0,4 F}{A_n} + \frac{M^*}{W_n} \leq \sigma_u$$

En cuyas expresiones todos los símbolos tienen la misma significación que en el artículo 4.5 y son, además:

- $A$  área de la sección bruta de la pieza;
- $W$  módulo resistente de la sección bruta, correspondiente al borde en el que el momento origina tensiones de tracción;
- $F$  suma de los esfuerzos que transmiten los tornillos situados en la sección neta que se comprueba.

4.5.2. Barras constituidas por un solo perfil L o T.

Cuando una pieza constituida por un angular enlazado por una de sus alas, o por un perfil T enlazado por su ala, esté sometida a tracción, se podrá prescindir del momento debido a la excentricidad de la unión, si se verifica que:

$$\sigma^* = \frac{1,25 \cdot N^*}{A_n} \leq \sigma_u$$

CAPITULO V

5. PIEZAS DE DIRECTRIZ RECTA SOMETIDAS A FLEXIÓN

5.1. Vigas de alma llena.

5.1.1. Vigas múltiples.

Las vigas constituidas por dos o más perfiles adosados, se proveerán de los elementos de unión necesarios, como presillas, tornillos, pasantes, etc., que solidaricen eficazmente los perfiles componentes.

Habrà de justificarse la eficacia de esta solidarización siempre que la viga reciba carga diferente sobre cada uno de los perfiles componentes.

5.1.2. Vigas armadas.

En las vigas armadas con alas compuestas de una o varias platabandas, el diagrama de momentos de agotamiento a lo largo de la viga deberá envolver al de momentos flectores ponderados que actúa sobre ella.

Las platabandas sobrepasarán el punto, a partir del cual teóricamente ya no son necesarias, en una longitud, que para vigas remachadas sea, por lo menos, la que permita la colocación de dos filas de roblones o tornillos, y en platabandas soldadas sea, por lo menos, igual a la mitad del ancho de dicha platabanda.

5.1.3. Alas comprimidas.

En la elección de la anchura del ala comprimida de una viga armada, se deberá considerar el pandeo lateral.

Las platabandas que constituyen el ala comprimida de una viga armada cuya dimensión  $b$  (fig. 5.1) satisfaga las condiciones que se indican a continuación, no necesitan ser comprobadas a pandeo local.

a) Ala con un borde libre (fig. 5.1, a y b).

$$\frac{b}{e} \leq 15 \sqrt{\frac{2400}{\sigma_u}}$$

b) Ala con un borde rigidizado (fig. 5.1, c y d).

$$\frac{b}{e} \leq \left(15 + 30 \sqrt{\frac{a}{g}}\right) \sqrt{\frac{2400}{\sigma_u}}$$

siendo:

$g$ , la altura de la parte comprimida del alma, y  $a$ , la altura del rigidizador.

c) Ala entre dos almas (fig. 5.1, e, f y g).

$$\frac{c}{e} \leq 45 \sqrt{\frac{2400}{\sigma_u}}$$

siendo:

$\sigma_u$ , la resistencia de cálculo del acero, expresada en kg/cm<sup>2</sup>.

Pueden disponerse platabandas que no satisfagan estas condiciones siempre que se efectúe su comprobación a pandeo local.

5.1.4. Unión de alas y alma.

La unión de las platabandas a los angulares o al alma y la unión de los angulares al alma, se calculará para resistir el esfuerzo de deslizamiento longitudinal  $H$ , que por unidad de longitud vale:

$$H^* = \frac{T^* S}{I}$$

siendo:

- $T^*$ , el esfuerzo cortante ponderado;
- $S$ , el momento estático respecto al eje X de la sección del ala hasta el plano de la unión;
- $I$ , el momento de inercia respecto al eje X.

Por simplificación puede adoptarse:

$$H^* = \frac{T^*}{h_a}$$

siendo:

$h_a$ , la altura del alma.

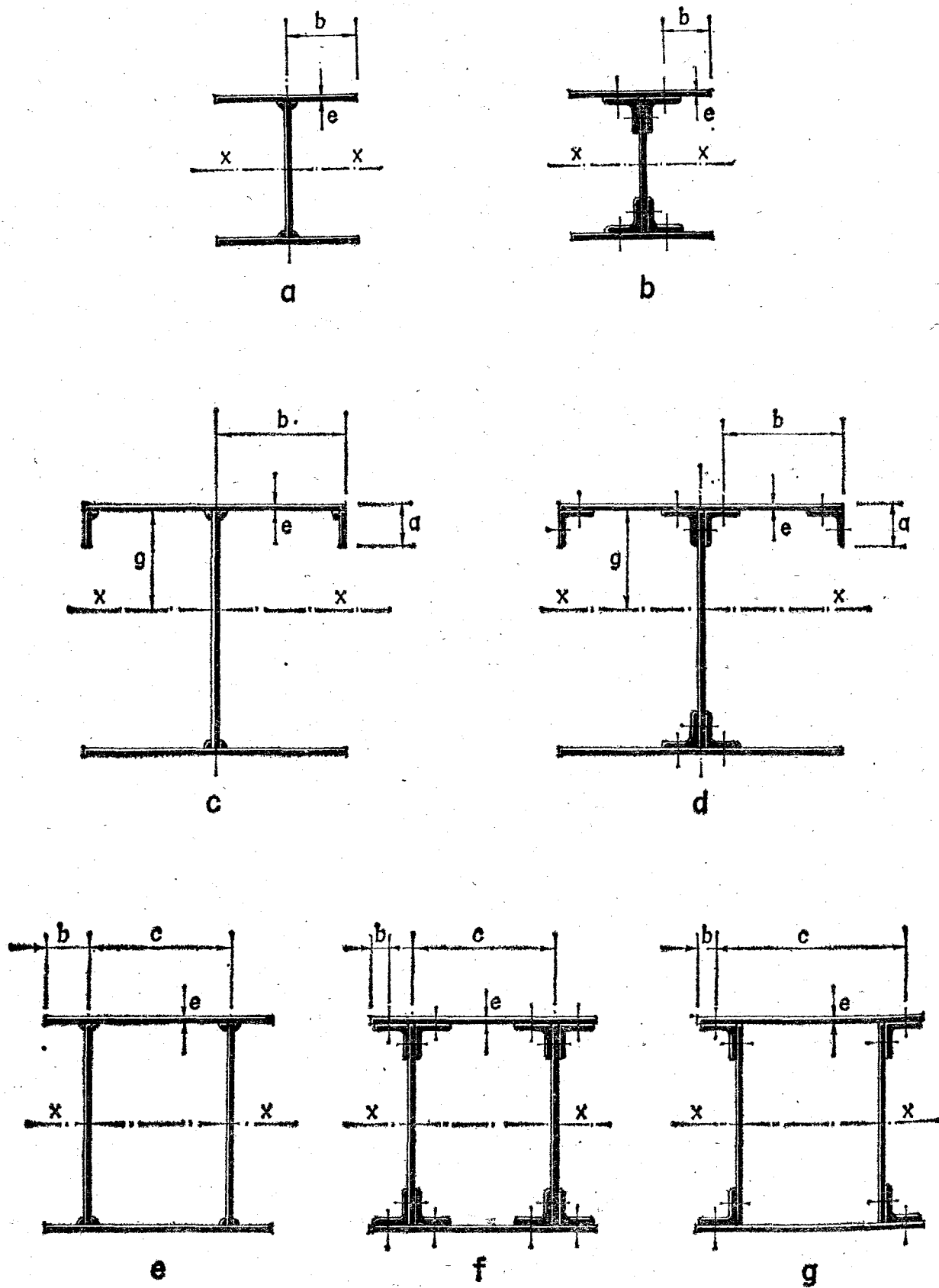


Fig. 5.1

5.1.5. Rigidizadores.

En las vigas de alma llena se colocarán rigidizadores transversales en las secciones de apoyo y en todas aquellas en que actúen cargas concentradas. Para dimensionar los rigidizadores se calculará la sollicitación local, considerando la sección compuesta por el rigidizador y una zona eficaz del alma igual a veinte veces su espesor.

La longitud de pandeo es en las vigas roblonadas igual a la distancia entre los gramiles de los angulares de unión y en las vigas soldadas, igual a la altura del alma.

Podrá prescindirse de la colocación de rigidizadores, efectuando la comprobación al pandeo local del alma, considerando comprimida una zona eficaz del alma igual a veinte veces su espesor y con la longitud de pandeo anteriormente indicada.

Se dispondrá además, si fuesen necesarios, rigidizadores para evitar el abollamiento del alma según el artículo 5.6.

5.2. Vigas de celosía.

5.2.1. Excentricidades.

Las directrices de las barras deberán coincidir con los ejes de la celosía. En caso de imposibilidad de coincidencia se considerará la excentricidad de la sollicitación en el dimensionamiento de las barras.

La unión de una barra se dispondrá, si es posible, de manera que coincida el eje baricéntrico de los roblones, tornillos o soldadura de la unión con el de la barra, y si no es posible se considerará la excentricidad en el cálculo.

5.2.2. Cartelas.

Se proyectarán las cartelas con forma sencilla, sin ángulos entrantes y sus dimensiones serán las menores posibles para reducir los esfuerzos secundarios.

5.2.3. Peso propio.

Las cargas de peso propio de las barras se supondrán aplicadas en los nudos.

En las barras cuya proyección horizontal exceda de seis metros se tendrá en cuenta, además, el efecto de la flexión debida a dicho peso propio.

5.3. Cálculo de tensiones.

5.3.1. Luz de cálculo.

Se tomará como luz de cálculo la distancia entre ejes de los apoyos.

Cuando las vigas apoyen sobre elementos de fábrica u hormigón se tomará como eje de apoyo el punto de paso de la reacción.

En elementos secundarios puede tomarse como luz de cálculo el vano incrementado en el 5 por 100.

5.3.2. Tensiones normales.

Las tensiones normales ponderadas  $\sigma^*$  se calcularán teniendo en cuenta las características geométricas de la sección y la magnitud y posición respecto a los ejes de la misma de los esfuerzos sollicitantes ponderados.

Para su cálculo se utilizarán los momentos de inercia y módulos resistentes de la sección semi-neta. Por simplificación pueden utilizarse los valores de la sección neta. En todo caso, sus valores pueden calcularse con relación a los ejes que pasan por el baricentro de la sección bruta.

En el anejo 2 se resumen algunas de las fórmulas más usuales para el cálculo de las tensiones.

5.3.3. Tensiones tangenciales.

El valor de las tensiones tangenciales ponderadas  $\tau^*$  se calculará teniendo en cuenta las características geométricas de la sección y la magnitud y posición respecto a los ejes de la misma de los esfuerzos sollicitantes ponderados.

En secciones asimétricas y en las simétricas cuando el esfuerzo cortante sollicitante no pasa por el centro de esfuerzos cortantes de la sección, la flexión va acompañada de una torsión que produce tensiones tangenciales suplementarias que deberán sumarse a las producidas por la flexión.

En el anejo 2 se resumen algunas de las fórmulas más usuales utilizadas para el cálculo de las tensiones tangenciales.

En el anejo 3 se resumen igualmente las fórmulas más usuales utilizadas para el cálculo de tensiones tangenciales producidas por una sollicitación de torsión.

5.3.4. Secciones en I y en cajón.

En el caso frecuente de vigas constituidas por dos platabandas y un alma de sección  $A_a$  con la condición de que la platabanda más pequeña represente al menos el 15 por 100 de la sección total, se puede admitir como tensión tangencial para todos los puntos del alma el valor:

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

Esta fórmula simplificada es aplicable a las vigas I y a las vigas en simple cajón rectangular tomando para estas últimas como valor de  $A_a$  la suma de las áreas de las almas.

5.3.5. Comprobación de la sección.

En todo punto de la sección se debe verificar:

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

siendo:

$\sigma^*$ , la tensión normal ponderada en dicho punto.

$\tau^*$ , la tensión tangencial ponderada en dicho punto.

5.4. Flechas.—Las flechas se calcularán con el momento de inercia de la sección bruta.

La flecha de una viga de celosía puede estimarse en primera aproximación, asimilándola a una viga de alma llena, cuyo momento de inercia sea igual al de los cordones multiplicado por 0,75.

5.4.1. Flechas en vigas de alma llena.

La flecha  $f$  en el centro del vano de una viga apoyada de sección constante y perfil simétrico de canto  $h$  y luz  $l$  puede calcularse mediante la fórmula siguiente:

$$f \text{ (mm)} \cong \alpha \frac{\sigma \text{ (kg/mm}^2\text{)} l^3 \text{ (m}^3\text{)}}{h \text{ (cm)}}$$

siendo:

$\sigma$ , la máxima tensión producida por el máximo momento flector característico  $M$  en  $\text{kg/mm}^2$ .

$\alpha$ , un coeficiente que depende de la clase de sustentación y del tipo de carga.

En la tabla 5.1 figuran los valores de  $\alpha$  para algunos casos usuales.

5.4.2. Limitaciones de las flechas.

Las flechas serán compatibles con las necesidades específicas en cada caso. A menos que se establezcan exigencias especiales, se adoptarán los siguientes valores máximos de la relación flecha/luz bajo la acción de la carga característica.



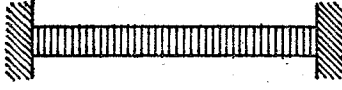





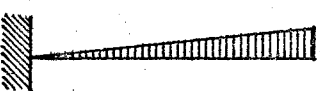


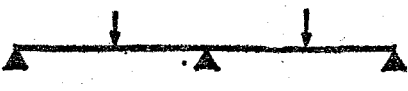
Vigas o viguetas de cubierta .....	1/250
Vigas hasta 5 metros de luz y viguetas de forjado que no soporten muros de fábrica .....	1/300
Vigas de más de 5 metros de luz que no soporten muros de fábrica .....	1/400
Vigas y viguetas de forjado que soporten muros de fábrica .....	1/500
Ménsulas, medida en el extremo libre .....	1/300

En cualquier otro elemento sollicitado a flexión, y no mencionado anteriormente, la relación flecha/luz no excederá de 1/500, a menos que se justifique debidamente que superarla no acarree consecuencias perjudiciales para el servicio o buen aspecto de la construcción.

Se aconseja que en todos los elementos importantes se prevean contraflechas de ejecución que igualen, por lo menos, a las calculadas para las cargas permanentes. Estas contraflechas se indicarán en los planos.

TABLA 5.1  
VALORES DEL COEFICIENTE DE LA FÓRMULA

$$f \text{ (mm)} = \alpha \frac{\sigma \text{ (Kg/mm}^2\text{)} l^2 \text{ (m}^2\text{)}}{h \text{ (cm)}}$$

CLASE DE SUSTENTACION Y TIPO DE CARGA	$\alpha$
	1,000
	0,800
	0,300
	0,250
	0,340
	0,400
	2,380
	1,930
	2,650
	3,180
	0,415
	0,448

5.5. *Pandeo lateral de vigas.*—En las piezas flectadas deberá comprobarse su seguridad al pandeo lateral. Cuando la viga sea de celosía se comprobará el pandeo del cordón comprimido fuera del plano de la viga, de acuerdo con las indicaciones del capítulo 3. Para las vigas de alma llena podrán utilizarse los métodos expuestos en los artículos 5.5.1, 5.5.2 y 5.5.3.

No es necesaria la comprobación de seguridad al pandeo lateral cuando la viga soporte o esté unida a un forjado o cubierta de rigidez suficiente para que, si los elementos de anclaje son los adecuados, pueda considerarse que se realiza un arriostramiento continuo del cordón comprimido. En estos casos hay que asegurarse de que no se producirá un pandeo prematuro en alguna de las fases de la construcción.

Tampoco es necesaria la comprobación cuando el cordón comprimido de la viga esté firmemente inmovilizado en sentido transversal en puntos aislados, cuya distancia sea igual o menor que cuarenta veces el radio de giro  $i_y$ , de dicho cordón comprimido.

Se entiende por  $i_y$ , el radio de giro correspondiente al eje de inercia contenido en el plano del alma; y que, a los efectos de este artículo, el cordón comprimido de la viga esté constituido por:

- Las platabandas y las alas horizontales de los angulares, en las vigas armadas roblonadas.
- Las platabandas, en las vigas armadas soldadas.
- El ala, más las eventuales platabandas de refuerzo, en las vigas laminadas.

5.5.1. Comprobación a pandeo lateral.

Se deberá cumplir en las vigas la condición:

$$M^* \leq M_{cr}$$

siendo:

$M^*$ , el máximo momento flector ponderado que actúa sobre la viga, o tramo de la misma considerado.

$M_{cr}$ , el momento crítico de pandeo lateral.

5.5.2. Momento crítico.

El momento crítico de pandeo lateral depende: de la forma de la sección, de la distribución de las cargas solicitantes y de la posición de las mismas respecto al baricentro.

Para vigas de sección simétrica con relación a un eje horizontal que pase por el baricentro (eje GX), como son I, H, U y también las secciones con centro de simetría, para cualquier tipo de sollicitación y posición de cargas, puede adoptarse el siguiente valor del momento crítico:

$$M_{cr} = \frac{\pi}{l} \sqrt{E G I_y I_T}$$

siendo:

$l$ , la longitud teórica de pandeo lateral, o sea, máxima distancia entre puntos del cordón comprimido firmemente inmovilizados en sentido normal a la viga.

$I_y$ , el momento de inercia de la sección total de la viga respecto al eje contenido en el plano de flexión.

$E$ , el módulo de elasticidad del acero.

$G$ , el módulo de rigidez del acero.

$I_T$ , el módulo de torsión de la sección total de la viga.

La fórmula anterior es una fórmula envolvente aproximada aplicable, como se indica anteriormente, para vigas con eje de simetría horizontal o centro de simetría, simplemente apoyadas.

Si se quiere realizar una comprobación más exacta, o considerar otros tipos de sustentación, pueden utilizarse las fórmulas incluidas en el anejo 4.

5.5.3. Pandeo lateral en el dominio anelástico.

Todas las fórmulas anteriores son válidas para el caso de pandeo lateral en el dominio elástico. Por tanto, será preciso comprobar que la tensión crítica ideal

$$\sigma_{cr} \cdot i = \frac{M_{cr}}{W_x}$$

producida por el momento crítico, cumple que

$$\sigma_{cr} \cdot i \leq \sigma_p$$

siendo:

$W_x$ , el módulo resistente de la sección.

$\sigma_p$ , el límite de proporcionalidad del acero.

Si esta condición no se verifica, la comprobación indicada en el artículo 5.5.1 se efectuará como sigue:

Se hallará la tensión crítica ideal indicada anteriormente; entrando con su valor en la tabla 5.2 se obtiene el coeficiente  $K_r$  (función del tipo de acero).

El valor del momento crítico real,  $M_{cr,r}$ , viene dado por:

$$M_{cr,r} = K_r \cdot M_{cr}$$

debiendo verificarse, al igual que en el artículo 5.5.3 que:

$$M^* \leq M_{cr,r}$$

siendo:

$M^*$ , el máximo momento flector ponderado que actúa sobre la viga.

TABLA 5.2  
PANDEO LATERAL ANELÁSTICO

Tensión crítica ideal $\sigma_{cr,i}$ Kg/cm <sup>2</sup>	Coeficiente $K_r$ para acero de tipo		
	A 37	A 42	A 52
1920	1,000	—	—
2000	0,990	—	—
2080	0,966	1,000	—
2100	0,960	0,999	—
2200	0,930	0,980	—
2300	0,900	0,953	—
2400	0,872	0,926	—
2500	0,844	0,898	—
2600	0,817	0,872	—
2700	0,792	0,846	—
2800	0,768	0,821	—
2880	0,750	0,802	1,000
2900	0,745	0,798	0,999
3000	0,724	0,775	0,987
3200	0,684	0,734	0,950
3400	0,649	0,696	0,910
3600	0,616	0,662	0,872
3800	0,587	0,631	0,835
4000	0,560	0,602	0,800
4200	0,535	0,576	0,768
4400	0,512	0,552	0,738
4600	0,492	0,530	0,710
4800	0,473	0,509	0,684
5000	0,455	0,490	0,660
5500	0,416	0,448	0,606
6000	0,383	0,413	0,560
6500	0,355	0,383	0,518
7000	0,330	0,357	0,485
8000	0,290	0,314	0,428
10000	0,224	0,253	0,346
20000	0,119	0,128	0,177
99999	0,024	0,026	0,036

5.5.4. Arriostramientos.

Siempre que no se realice una comprobación más detallada, los elementos de arriostramiento del cordón comprimido de una pieza sometida a flexión se dimensionarán para resistir un esfuerzo normal al plano medio de la pieza de valor:

$$\frac{N^*}{100}$$

siendo:

$N^*$ , el máximo esfuerzo ponderado de compresión existente a uno u otro lado del punto de arriostramiento considerado.



Como cordón comprimido de las vigas de alma llena se considerará el definido en el artículo 5.5.

5.6. Abollamiento del alma en las vigas de alma llena.

5.6.1. Se deberá comprobar que las cargas ponderadas que actúan sobre la viga no producen la abolladura del alma de la misma. Para ello podrán seguirse las reglas simplificadas que se exponen a continuación:

5.6.1.1. Notación.

Las dimensiones geométricas empleadas en los artículos siguientes y que se expresan en la figura 5.2, son:

$h_a$  la altura del alma contada entre caras interiores de las platabandas en el caso de vigas soldadas y entre ejes de costuras de los angulares de unión en las vigas roblonadas o atornilladas.

$e$  el espesor del alma.

$d$  la distancia entre ejes de dos rigidizadores transversales consecutivos.

5.6.1.2. En vigas sometidas a flexión simple o compuesta no será preciso comprobar el alma a abolladura ni colocar más rigidizadores intermedios que los indicados en el artículo 5.1.5 cuando la relación  $\frac{e}{h_a}$  sea no menor a:

- 0,013 para acero A37
- 0,014 para acero A42
- 0,016 para acero A52

5.6.1.3. En el caso de que la relación  $\frac{e}{h_a}$  sea inferior al

valor indicado en 5.6.1.2, será preciso estudiar el comportamiento del alma frente a la abolladura, según se indica en los artículos siguientes:

No es recomendable que el valor de la relación  $\frac{e}{h_a}$  sea menor de 0,006 para cualquier tipo de acero.

5.6.2. Se considerarán independientemente los distintos rectángulos comprendidos entre los dos cordones de la pieza y dos rigidizadores transversales ultra-rígidos, o entre dos longitudinales y dos transversales, todos ellos ultra-rígidos.

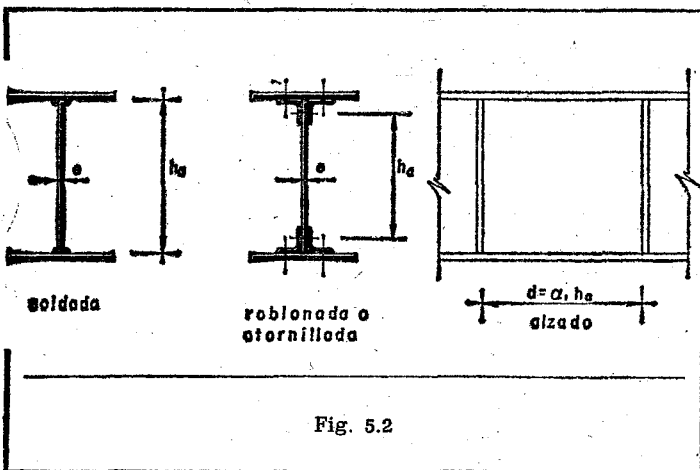


Fig. 5.2

Se califica de ultra-rígido un rigidizador que pueda considerarse que permanece rectilíneo durante el proceso de abolladura del alma, para lo cual deberá cumplir las condiciones de los apartados 5.7.1 y 5.7.2.

5.6.2.1. Los rectángulos de alma indicados en el artículo anterior se supondrán simplemente apoyados en sus cuatro bordes.

La tensión crítica ideal de abolladura de uno de estos rectángulos sometidos a tensiones normales en dos de sus bordes opuestos es:

$$\sigma_i = K_1 \sigma_E$$

Cuando sobre los bordes del rectángulo actúan únicamente tensiones tangenciales, la tensión crítica ideal de abolladura es:

$$\tau_i = K_2 \sigma_E$$

En las expresiones anteriores es:

$$\sigma_E = \frac{2E}{12(1 + \gamma^2)} \left( \frac{e}{h_a} \right)^2$$

tensión crítica de Euler y tomando

$$E = 2,1 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{y} \quad \gamma = 0,3$$

resulta:

$$\sigma_E = 189,8 \cdot 10^4 \left( \frac{e}{h_a} \right)^2 \text{ kg/cm}^2$$

$K_1$  y  $K_2$ , coeficiente de abolladura que se obtienen de la tabla 5.3 en función del tipo de cargas sobre los bordes del rectángulo y de la relación  $\alpha = \frac{d}{h_a}$

5.6.2.2. Cuando sobre un rectángulo actúen simultáneamente tensiones normales cuyo valor máximo en compresión es  $\sigma_1^*$  y tensiones tangenciales de valor  $\tau^*$ , se calculará una tensión de comparación ideal de abolladura  $\sigma_{coi}$ , cuyo valor viene dado por:

$$\sigma_{coi} = \frac{\sqrt{\sigma_1^{*2} + 3\tau^{*2}}}{1 + \psi \frac{\sigma_1^*}{\sigma_i} + \sqrt{\left( \frac{3 - \psi}{4} \frac{\sigma_1^*}{\sigma_i} \right)^2 + \left( \frac{\tau^*}{\tau_i} \right)^2}}$$

La significación de  $\psi$  viene indicada en la tabla 5.3.

En la fórmula anterior:

si  $\tau^* = 0$ ,  $\sigma_{coi} = \sigma_i$  y si  $\sigma_1^* = 0$ ,  $\sigma_{coi} = \tau_i \sqrt{3}$

5.6.2.3. En todos los rectángulos en los que se haya dividido el alma deberá cumplirse

$$\sigma_{coi} \geq \sigma_{co}$$

en donde

$$\sigma_{co} = \sqrt{\sigma_1^{*2} + 3\tau^{*2}}$$

5.6.2.4. Dominio anelástico. Las fórmulas anteriores sólo son válidas en el dominio elástico, es decir, cuando

$$\sigma_{coi} \leq \sigma_p$$

Se puede tomar  $\sigma_p = 0,8 \sigma_e$

En el caso de que  $\sigma_{coi} > \sigma_p$ , se obtendrá la tensión de comparación real de abolladura  $\sigma_{cor}$  mediante la fórmula:

$$\sigma_{cor} = \sqrt{K_r} \sigma_{coi}$$

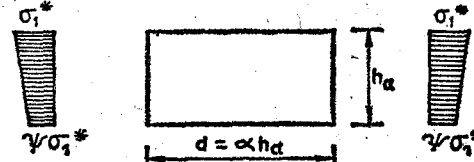
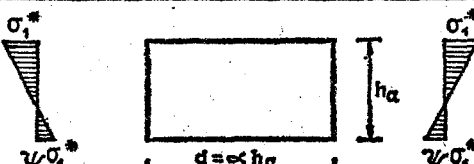
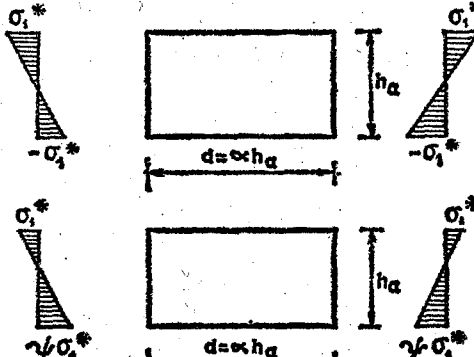
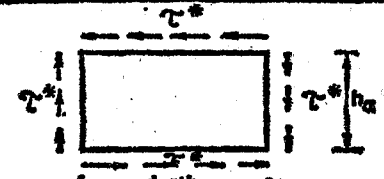
siendo:

$K_r$  = el indicado en 5.5.5, y se cumplirá  $\sigma_{cor} > \sigma_{co}$ .

Los valores  $\sigma_{cor}$  en función de  $\sigma_{coi}$  vienen recogidos en la tabla 5.4.

5.7. Rigidizadores.—Cuando no fuesen suficientes los rigidizadores transversales para asegurar la estabilidad del alma frente al fenómeno de abolladura, se dispondrá además un rigidizador longitudinal en la zona comprimida, de forma que la relación  $\frac{h'}{h_a}$  sea  $\frac{1}{4} \geq \frac{1}{5}$  (figura 5.3), volviéndose a com-

TABLA 5.3  
VALORES DEL COEFICIENTE  $k$  DE ABOLLADURA

1	Solicitación	Tensión de abollamiento	Dominio de validez	Coeficiente de abollamiento
2	<p>Tensiones de compresión con ley de repartición lineal</p> <p><math>0 \leq \psi \leq 1</math></p> 	$\sigma_1^* = k_1 \sigma_E$	$\alpha \geq 1$	$k_1 = \frac{10,5}{\psi + 1}$
3	<p>Tensiones de compresión y tracción con ley de repartición lineal y predominio de la compresión</p> <p><math>-1 &lt; \psi &lt; 0</math></p> 	$\sigma_1^* = k_1 \sigma_E$		<p><math>k_1 = (1 + \psi) k' - \psi k'' + 15\psi(1 + \psi)</math>, siendo <math>k'</math> el coeficiente para <math>\psi = 0</math> (línea 2) y <math>k''</math> el coeficiente para <math>\psi = -1</math> (línea 4)</p>
4	<p>Tensión de compresión y tracción con ley de repartición lineal e iguales valores de borde</p> <p><math>\psi = -1</math></p> <p>o con predominio de la tracción</p> <p><math>\psi &lt; -1</math></p> 	$\sigma_1^* = k_1 \sigma_E$	$\alpha \geq \frac{2}{3}$	$k_1 = 29,9$
5	<p>Tensiones tangenciales repartidas uniformemente.</p> 	$\tau_2^* = k_2 \sigma_E$	$\alpha \geq 1$	$k_2 = 6,66 + \frac{500}{\alpha^2}$
			$\alpha < 1$	$k_2 = 5,55 + \frac{666}{\alpha^2}$

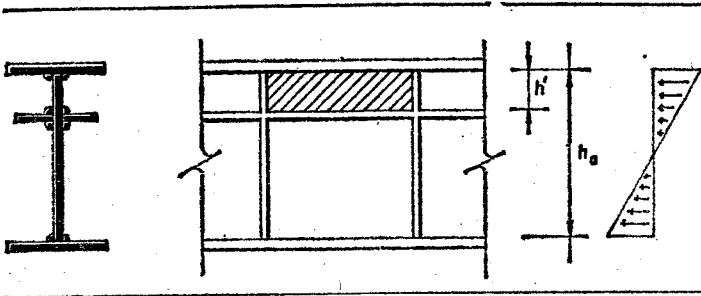


Fig. 5.3

probar el rectángulo superior (rayado en la figura), utilizándose en el cálculo de  $\sigma_g$ ,  $h'$  en sustitución de  $h_a$ .

5.7.1. El momento de inercia de un rigidizador transversal debe cumplir la condición

$$I_r \geq 1,5 \left( \frac{h_a}{50} \right)^4$$

para que pueda considerarse como ultra-rígido.

Este momento de inercia deberá tomarse respecto a un eje contenido en el plano de simetría del alma (fig. 5.4).

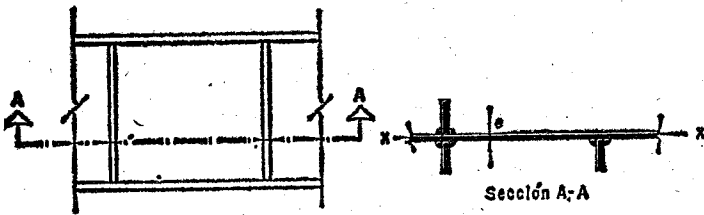


Fig. 5.4

5.7.2. El momento de inercia medido respecto al plano de simetría del alma, de un rigidizador longitudinal, deberá cumplir la condición:

$$I_r \geq h_a e^3 [2,4\alpha^2 - 0,131]$$

para que pueda considerarse como ultra-rígido, siendo

$$\alpha = \frac{d}{h_a}$$

TABLA 5.4

ABOLLAMIENTO DE ALMA ANELÁSTICO

Tensión de comparación ideal $\sigma_{coi}$ — Kg/cm <sup>2</sup>	Tensión de comparación real $\sigma_{coi}$ en Kg/cm <sup>2</sup> para acero		
	A 37	A 42	A 52
1.920	1.920	1.920	1.920
2.000	1.990	2.000	2.000
2.080	2.044	2.080	2.080
2.100	2.057	2.099	2.100
2.200	2.122	2.178	2.200
2.300	2.182	2.245	2.300
2.400	2.241	2.309	2.400
2.500	2.298	2.369	2.500
2.600	2.350	2.428	2.600
2.700	2.403	2.483	2.700

Tensión de comparación ideal $\sigma_{coi}$ — Kg/cm <sup>2</sup>	Tensión de comparación real $\sigma_{coi}$ en Kg/cm <sup>2</sup> para acero		
	A 37	A 42	A 52
2.800	2.454	2.537	2.800
2.880	2.494	2.579	2.880
2.900	2.503	2.591	2.899
3.000	2.553	2.641	2.980
3.200	2.646	2.741	3.119
3.400	2.739	2.836	3.243
3.600	2.825	2.929	3.362
4.000	2.911	3.018	3.472
4.800	2.993	3.103	3.578
4.600	3.072	3.187	3.680
3.800	3.148	3.269	3.780
4.200	3.226	3.349	3.876
4.400	3.301	3.424	3.970
5.000	3.372	3.500	4.062
5.500	3.547	3.681	4.281
6.000	3.713	3.856	4.490
6.500	3.873	4.022	4.678
7.000	4.021	4.182	4.875
8.000	4.308	4.483	5.234
10.000	4.838	5.030	5.883
20.000	6.900	7.154	8.416
99.999	15.160	16.130	18.970

CAPITULO VI

6. MÉTODOS ANELÁSTICOS DE CÁLCULO

6.1. Aceptación de métodos de cálculo no elásticos.—Se aceptan los métodos de cálculo basados en la hipótesis de admitir que el agotamiento de la estructura no se produce hasta que se hayan formado tantas rótulas plásticas cuantas sean necesarias para convertirla, en su totalidad o en parte, en una estructura incompleta (mecanismo).

Cuando el Proyectista escoja uno de estos métodos, no será de aplicación la condición de agotamiento definida en el artículo 2.6 y deberá observar siempre las limitaciones expuestas en los artículos siguientes:

6.2. Bases de cálculo.

6.2.1. Tipos de estructura.

Los métodos de cálculo plástico sólo son aplicables, dentro de esta Norma, a los tipos de estructuras planas siguientes:

- Vigas continuas.
- Pórticos continuos, de nudos rígidos, de una o dos alturas, y uno o varios vanos.
- Pórticos continuos, de nudos rígidos, de varias alturas, de uno o varios vanos, siempre que se encuentren arriostros verticalmente de acuerdo con las prescripciones del artículo 6.3.

Todas ellas formadas por barras rectas de alma llena, o asimilables a éstas.

6.2.2. Cargas.

Los métodos de cálculo plástico sólo son aceptados, en esta Norma, cuando las cargas que soliciten a la estructura sean de carácter predominantemente estático.

Como excepción, se permite utilizar estos métodos para el dimensionamiento de vigas continuas solicitadas por cargas móviles, siempre que el Proyectista justifique debidamente que ha estudiado con cuidado los fenómenos de estabilización, adquiriendo la seguridad de que las posibles deformaciones plásticas dejan de acumularse después de un determinado número de ciclos de aplicación de las cargas móviles.

6.2.3. Aceros.

Los aceros que se utilicen para realizar las estructuras proyectadas con métodos de cálculo plástico deberán poseer una buena soldabilidad y, sobre todo, un alargamiento igual o superior al 20 por 100.

Sin necesidad de justificación previa, se permite la utilización de los siguientes aceros:

- A 37, «b» NE, «c» y «d».
- A 42, «b», «c» y «d».
- A 52, «d».

La utilización de cualquier otro tipo de acero requiere, por parte del Proyectista, la justificación de su aptitud para permitir la formación de rótulas plásticas, así como de sus características de soldabilidad.

6.2.4. Formación de rótulas plásticas.

Se admitirá que, en una sección solicitada por flexión pura, se forma una rótula plástica cuando el momento flector  $M$  alcanza el valor:

$$M_p = \sigma_u \cdot W \cdot \psi$$

llamado «momento plástico de agotamiento», en la que:

$\sigma_u$ , la resistencia de cálculo del acero.

$W$ , el momento resistente mínimo de la sección en el plano de la flexión.

$\psi$ , el «factor de forma»: un coeficiente que depende de la forma de la sección, y cuyo valor es:

$$\psi = \frac{S}{W}$$

siendo:

$S$ , la suma de los momentos estáticos respecto al eje neutro plástico de las dos partes, de igual área, en que la sección queda dividida por dicho eje neutro.

En los perfiles  $I$  laminados, que son los más frecuentemente empleados en las estructuras a las que se aplican estos métodos de cálculo plástico, puede tomarse, con suficiente aproximación,  $\psi = 1,12$ .

6.2.5. Criterios de cálculo y de proyecto.

El Proyectista deberá estudiar todos los sistemas posibles de rótulas plásticas y comprobar, en cada uno de ellos, que los valores de cada una de las cargas combinadas para conseguir la formación del sistema de rótulas igualan, o superan, a los ponderados de las cargas correspondientes que realmente actúan sobre la estructura.

Como coeficientes de ponderación se tomarán, en cada hipótesis, los consignados en la tabla 2.1, multiplicados por el factor 1,12.

Se justificará que se cumplen, en cada sistema de rótulas plásticas estudiado, las condiciones de equilibrio sin que, en ninguna sección fuera de las correspondientes a las rótulas supuestas, el momento flector ponderado llegue a igualar el valor del momento plástico de agotamiento correspondiente a dicha sección.

El Proyectista estudiará la influencia de los esfuerzos axiales y cortantes en la formación de las rótulas y comprobará que no se presenta ningún fenómeno de inestabilidad, así como que las deformaciones de la estructura se mantienen dentro de los límites compatibles con el servicio de la misma, antes de la formación de la última rótula.

En el proyecto y en la ejecución de la estructura se deberá tener buen cuidado para no dañar la ductilidad del acero. Así, en los lugares donde se prevea la formación de rótulas plásticas no deberán permitirse bordes irregulares que no hayan sido mecanizados después del corte (son admisibles los bordes brutos de laminación); también se tendrá sumo cuidado en evitar los agujeros punzonados que no sean escariados posteriormente, hasta eliminar todo el material que hubiera podido ser dañado por la acción del punzón. Finalmente se advierte de la necesidad de evitar, o reducir al mínimo, los estados triples de tensiones de tracción que pudieran ser inducidos por entalladuras geométricas.

6.3. Arriostramientos verticales. El arriostramiento vertical, que se exige para poder aplicar los métodos de cálculo plástico a los pórticos de más de dos alturas, deberá ser proyectado para que cumpla las misiones siguientes:

a) Evitar el pandeo de conjunto de la estructura bajo la acción de las cargas verticales ponderadas.

b) Asegurar la estabilidad lateral de la estructura, incluyendo los posibles efectos de torsión, bajo la acción combinada de las cargas verticales y horizontales, todas ellas, ponderadas.

Los arriostramientos verticales deberán estar constituidos por vigas reticuladas, de las cuales pueden formar parte, como cordones y como montantes, soportes y dinteles de los pórticos. No son recomendables, salvo estudio especial, los arriostramientos proporcionados por muros de cerramiento o de distribución.

Las vigas verticales de arriostramiento se supondrán articuladas en sus nudos a los efectos de cálculo. Se considerarán en el mismo todos los esfuerzos que les puedan ser transmitidos por los elementos planos de la estructura, resistentes como lajas, tales como forjados, cubiertas y muros.

Para el estudio de la estabilidad lateral del pórtico deberá tenerse en cuenta la deformación longitudinal de todas las barras de la viga de arriostramiento. En este estudio se considerará que la carga centrada de agotamiento de cada barra, originada por todas las cargas ponderadas, tanto verticales como horizontales; es como máximo:

$$0,85 \cdot \sigma_u \cdot A$$

donde:

$A$ , el área de la sección bruta de la barra que se considere.

Las barras de la estructura que vengan a formar parte como montantes del arriostramiento vertical y que estén sometidas a esfuerzos de compresión cumplirán además lo que se prescribe para los soportes en el artículo 6.4.

6.4. Soportes.—En los soportes de pórticos dimensionados por métodos plásticos, cuando se prevea en ellos la formación de alguna rótula plástica bajo la acción de las cargas que agoten la estructura, la esbeltez en el plano de la flexión no superará los valores siguientes:

- 130 para aceros A-37 y A-42
- 110 para aceros A-52

$$\sqrt{\frac{2\pi^2 E}{\sigma_u}} \text{ para cualquier otro tipo de acero.}$$

La condición de agotamiento de un soporte solicitado a compresión centrada se tomará igual a:  $N_u = 1,12 \cdot A \cdot \frac{\sigma_u}{\omega}$ .

En cuya expresión,  $\omega$  es el coeficiente de pandeo, función de la esbeltez de la pieza cuyo valor puede tomarse de la tabla 3.10, y según la clase de acero utilizado.

Los soportes solicitados a compresión excéntrica (esfuerzo normal  $N^*$ , más momento flector  $M^*$ , actuando simultáneamente), se dimensionarán para que satisfagan las condiciones siguientes, en las que los esfuerzos se introducen con sus valores ponderados:

$$M^* \leq M_p$$

$$\frac{N^*}{N_u} + \frac{C_M M^*}{\left(1 - \frac{N^*}{N_E}\right) M_p} \leq 1$$

en donde son:

$N_E$  la carga crítica de Euler del soporte, en el plano de la flexión, consideradas las vinculaciones de sus extremos

$$N_E = \frac{\pi^2 EI}{l_k^2}$$

$C_M$  coeficiente que adopta el valor:

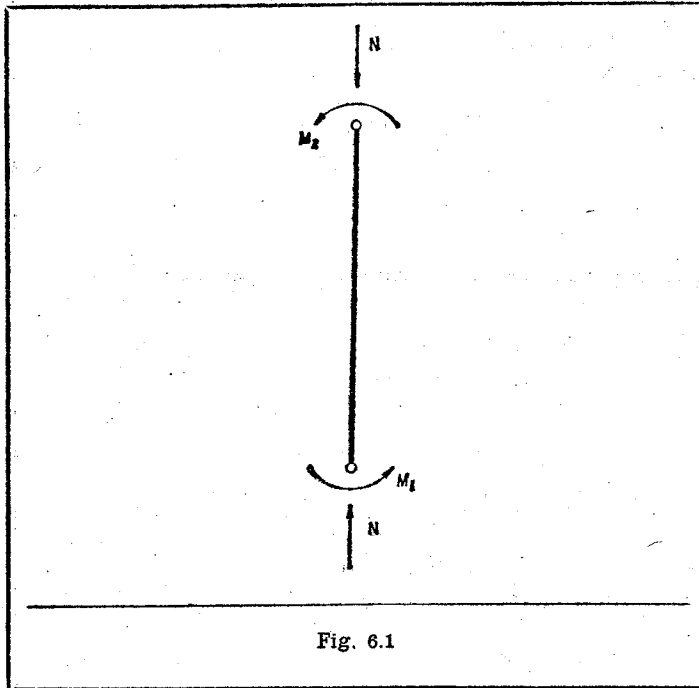
$$C_M = 0,6 - 0,4 \frac{M_1^*}{M^*} \leq 0,4$$

siendo:

$M_1^* < M_2^*$  los momentos en los extremos del soporte,  $M_1^*$  y  $M_2^*$  se consideran ambos positivos si es el mismo su sentido de giro (fig. 6.1).

Se deberá comprobar además que:  $\frac{N^*}{A \cdot \sigma_u} + \frac{0,85 M_2^*}{M_p} \leq 1$

Estas ecuaciones son aplicables a barras con cualquier tipo de sección recta, siempre que la flexión tenga lugar en un plano de simetría y estén evitados el pandeo lateral y la traslación de los nudos en el plano de la estructura.



**6.5. Influencia del esfuerzo cortante.**—No es necesaria ninguna reducción en el valor del momento plástico de agotamiento, si la tensión tangencial,  $\tau_a^*$ , originada en el alma por el esfuerzo cortante ponderado, cumple la condición:

$$\tau_a^* \leq 0,55 \cdot \sigma_u$$

En caso contrario se aumentará el espesor del alma para que se verifique la condición anterior.

**6.6. Rigidizadores de alma.**—Es necesario disponer rigidizadores de alma en todas las secciones en las que, actuando una carga concentrada, se prevea la formación de una rótula plástica. Estos rigidizadores pueden calcularse de acuerdo con las prescripciones de los artículos 5.1.5, 5.6 y 5.7.

**6.7. Relaciones máximas anchura-espesor.**—Los elementos planos comprimidos de las piezas en las que, como consecuencia del estudio plástico de la estructura, se prevea la formación de rótulas plásticas, se ajustarán en sus relaciones de dimensión, salvo estudio especial, a las prescripciones siguientes:

a) Alas de perfiles laminados y platabandas de vigas armadas (figura 6.2 a). En los perfiles IPN puede tomarse como valor de  $e$  el de  $e_1$  de la norma UNE 36.521.

$$\frac{b}{e} \leq 17, \text{ para A-37 y A-42}$$

$$\frac{b}{e} \leq 14, \text{ para A-52}$$

b) Rigidizadores y partes voladas de las chapas de vigas en cajón (figs. 6.2 b y c).

La mitad de los valores indicados en el párrafo a).

c) Partes interiores entre líneas de roblones o de cordones de soldadura, de las chapas constituyentes de las vigas en cajón (fig. 6.2 c).

$$\frac{b_i}{e} \leq 32, \text{ para A-37 y A-42}$$

$$\frac{b_i}{e} \leq 27, \text{ para A-52}$$

En las almas de piezas en las que sea de prever la formación de una rótula plástica (sean secciones en I o en cajón), la relación altura-espesor cumplirá las condiciones siguientes (figura 6.2 d):

$$\frac{h_a}{e_a} \leq \left( 70 - 100 \frac{N}{A \sigma_u} \right), \text{ si } \frac{N}{A \sigma_u} \leq 0,27$$

$$\frac{h_a}{e_a} \leq 63; \text{ si } \frac{N}{A \sigma_u} > 0,27$$

para aceros A-37 y A-42

$$\frac{h_a}{e_a} \leq \left( 57 - 82 \frac{N}{A \sigma_u} \right); \text{ si } \frac{N}{A \sigma_u} \leq 0,27$$

$$\frac{h_a}{e_a} \leq 51, \text{ si } \frac{N}{A \sigma_u} > 0,27$$

para aceros A-52.

Introduciéndose  $N$ , en las fórmulas anteriores, con sus valores característicos.

**6.8. Uniones.**—Al proyectar las uniones de las estructuras dimensionadas por métodos plásticos, se deberá cuidar que la rigidez de las mismas sea suficiente para asegurar la continuidad en la que se fundamentan los fenómenos de adaptación plástica entre las secciones, y que son los que sirven de base al cálculo plástico.

Todos los elementos de unión deberán ser dimensionados, en este caso, para que las solicitaciones provocadas en los mismos por el sistema de cargas ponderadas que agoten la estructura no superen, en ningún punto, la de agotamiento de cada elemento, tal como haya sido definida en el correspondiente artículo de esta norma.

Cuando del estudio efectuado se deduzca la posibilidad de formación de una rótula plástica en la sección extrema teórica de una barra se deberá comprobar en el nudo que dicha barra pueda desarrollar su plena capacidad de resistencia plástica.

Las alas de barras que sea preciso interrumpir para formar el nudo deberán continuar mediante rigidizadores colocados a un lado y otro del alma de la barra que cruza con la primera (figura 6.3).

**6.9. Arriostramientos laterales.**—En las estructuras dimensionadas por métodos plásticos, las piezas flectadas se inmovilizarán lateralmente en todas las secciones en las que el cálculo prevea la formación de una rótula plástica, a fin de evitar el pandeo lateral de dichas piezas. La distancia « $d$ » entre este arriostramiento y el inmediato cumplirá las limitaciones siguientes:

$$\text{Si } \frac{M^*}{M_p} \leq -0,5; \frac{d}{i_y} \leq \frac{96250}{\sigma_u}$$

$$\text{Si } -0,5 \leq \frac{M^*}{M_p} \leq 1; \frac{d}{i_y} \leq \frac{96250}{\sigma_u} + 25$$

además se deberá cumplir que:

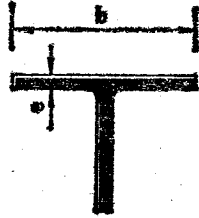
$$\frac{d}{i_y} \leq \left( 60 + 40 \frac{M^*}{M_p} \right) \sqrt{\frac{2400}{\sigma_u}}$$

pero en este caso, la fórmula es aplicable únicamente en el intervalo:

$$-0,625 \leq \frac{M^*}{M_p} \leq 1$$

En las expresiones anteriores,  $M^*$  es el momento flector ponderado que se presente en el segundo punto de arriostramiento. Tanto este momento, como el momento plástico,  $M_p$ , correspondiente a la sección de rótula, se introducirán con sus signos (ver figura 6.1).

a)



$$\frac{e}{b} \leq 17, \text{ para aceros tipo A37 y A42}$$

$$\frac{e}{b} \leq 14, \text{ para aceros tipo A52}$$

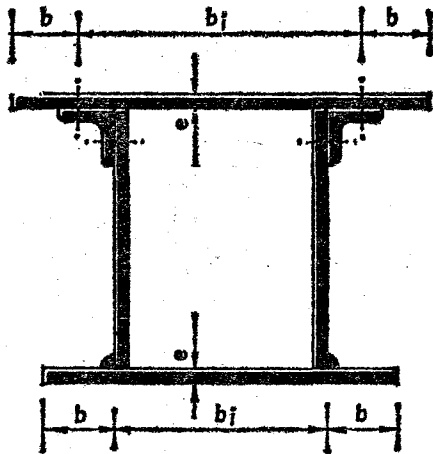
b)



$$\frac{e}{b} \leq 8,5 \text{ para aceros tipo A37 y A42}$$

$$\frac{e}{b} \leq 7, \text{ para aceros tipo A52}$$

c)



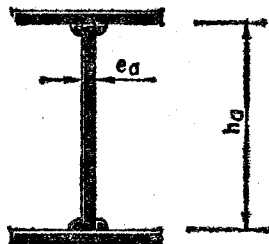
$$\frac{e}{b} \leq 8,5 \text{ para aceros tipo A37 y A42}$$

$$\frac{e}{b} \leq 7, \text{ para aceros tipo A52}$$

$$\frac{b_1}{e} \leq 32 \text{ para aceros tipo A37 y A42}$$

$$\frac{b_1}{e} \leq 27 \text{ para aceros tipo A52}$$

d)



$$\left. \begin{aligned} \frac{ha}{ea} &\leq (70 - 100 \cdot \frac{N}{A_1 \sigma_u}), \text{ si } \frac{N}{A_1 \sigma_u} \leq 0,27 \\ \frac{ha}{ea} &\leq 63, \text{ si } \frac{N}{A_1 \sigma_u} > 0,27 \end{aligned} \right\} \text{ para aceros tipo A37 y A42}$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{ha}{ea} &\leq (57 - 82 \cdot \frac{N}{A_1 \sigma_u}), \text{ si } \frac{N}{A_1 \sigma_u} \leq 0,27 \\ \frac{ha}{ea} &\leq 51, \text{ si } \frac{N}{A_1 \sigma_u} > 0,27 \end{aligned} \right\} \text{ para aceros tipo A52}$$

Fig. 6.2

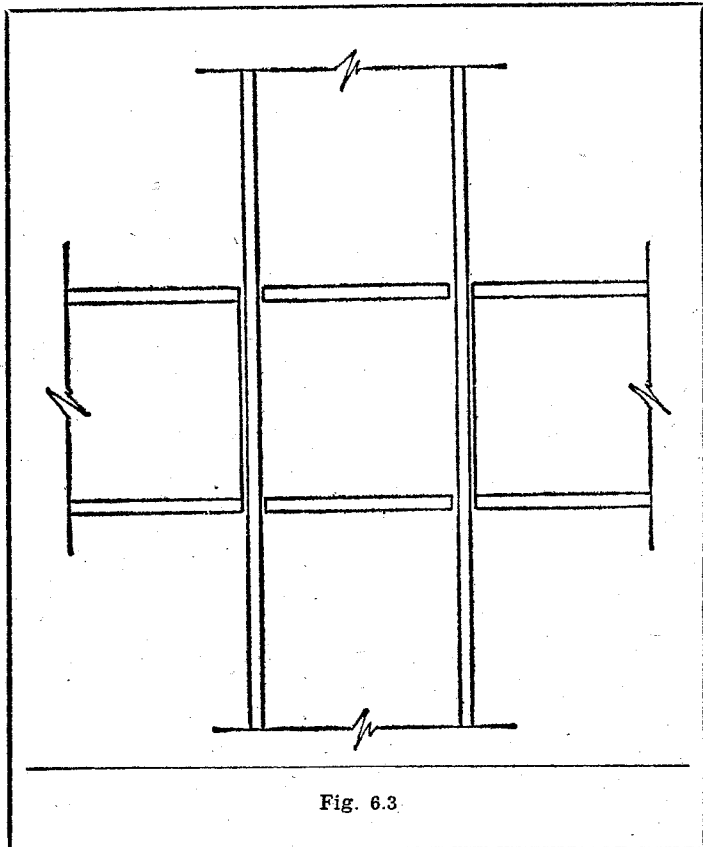


Fig. 6.3

## CAPITULO VII

## 7. UNIONES ROBLONADAS Y ATORNILLADAS

## 7.1. Disposiciones y recomendaciones generales.

7.1.1. Este capítulo se refiere a las uniones realizadas mediante roblones, tornillos ordinarios, tornillos calibrados y tornillos de alta resistencia.

7.1.2. Se denominan uniones o costuras de fuerza, a aquellas cuya misión fundamental es la de transmitir cargas entre perfiles o piezas de una estructura; y uniones o costuras de atado o acoplamiento, a aquellas cuya principal misión es la de mantener en posición y unidos entre sí, los perfiles que forman una pieza compuesta.

Se denominan empalmes a las uniones de fuerza de piezas o perfiles en prolongación.

7.1.3. Se recomienda una estrecha colaboración entre el Proyectista y el Constructor a fin de reducir al mínimo el número de uniones a efectuar en obra. Este vendrá determinado por los medios de transporte y maquinaria auxiliar de que disponga el Constructor, así como por las dimensiones totales de la estructura.

Se aconseja seguir la buena práctica de proyectar atornilladas las uniones de obra que presenten dificultades de ejecución.

7.1.4. No se permitirán otros empalmes que los indicados en los planos del proyecto y precisamente en los sitios indicados.

7.1.5. Las piezas que deban unirse con roblones y tornillos deberán presentarse absolutamente rectas y planas, a fin de que en las juntas haya contacto perfecto.

7.1.6. Cuando en una unión se emplee la soldadura conjuntamente con roblones o tornillos, éstos se considerarán como simples elementos de fijación y la soldadura se calculará para que pueda, por sí sola, transmitir toda la carga. Constituyen excepción los tornillos de alta resistencia, que podrán utilizarse conjuntamente con la soldadura como elementos resistentes siempre que en la ejecución de la costura se sigan las reglas de buena práctica.

Sin embargo, cuando deban realizarse refuerzos o modificaciones en estructuras roblonadas en servicio en buenas condiciones de conservación, podrá admitirse la colaboración de los roblones con la soldadura en la función resistente. Se supondrá entonces que los roblones existentes transmiten los esfuerzos debidos a las cargas permanentes antiguas y se calcularán las soldaduras para transmitir los debidos a todas las

sobrecargas, así como al exceso de carga permanente que pueda resultar de la modificación o refuerzo.

7.1.7. Cuando por alguna razón especial haya que utilizar en una misma unión, como elementos resistentes, roblones y tornillos, sólo se permitirá la utilización de tornillos calibrados o de tornillos de alta resistencia. Queda prohibida la utilización a estos efectos de tornillos ordinarios.

7.1.8. Si en una unión la transmisión del esfuerzo de compresión debe efectuarse por contacto directo, se mecanizarán las superficies que deben asegurar esta transmisión, indicándose así en los planos.

7.1.9. Las uniones y empalmes deberán calcularse para los esfuerzos que los elementos unidos son capaces de transmitir, teniendo en cuenta sus dimensiones y su disposición.

Se exceptúa el caso en que los esfuerzos actuantes hayan sido determinados con precisión y no pueden ser aumentados por la introducción de elementos nuevos en la construcción o por la presencia de elementos no considerados.

Cuando los esfuerzos calculados sean de débil cuantía, es aconsejable realizar el empalme o unión de manera que pueda transmitir una tercera parte de cada una de las solicitaciones que son capaces de absorber las piezas unidas.

Cuando en los empalmes los cubrejuntas o elementos similares posean como mínimo los mismos valores del momento de inercia, del módulo resistente y del área de la sección, teniendo en cuenta las diferentes líneas de rotura posibles, que la pieza empalmada, no será necesaria su comprobación, aunque sí la de los correspondientes medios de unión.

## 7.2. Los elementos de unión.

7.2.1. Los roblones que se utilicen en las estructuras se ajustarán en todas sus características a las prescripciones de la norma MV-105.

Los roblones con cabeza bombeada o plana sólo se podrán utilizar en casos excepcionales en los que la cabeza saliente del roblón normal o esférico pudiera impedir el ajuste debido entre los elementos de la estructura.

7.2.2. El diámetro nominal del roblón es el de su espiga (caña) en frío antes de colocar. El diámetro del agujero será 1 mm. mayor que el nominal del roblón.

7.2.3. La longitud de la espiga del roblón deberá elegirse de forma que, al ser colocado, se rellene completamente el agujero y se pueda formar la cabeza de cierre con sus dimensiones debidas. Se recomienda que la longitud de la espiga del roblón en bruto sea:

$$L = \frac{4d}{3} + \sum e$$

para los roblones colocados por medios mecánicos, únicos permitidos en esta norma, siendo:

$d$  el diámetro nominal del roblón.

$\sum e$  la suma de espesores de los elementos que forman la unión.

7.2.4. Los tornillos ordinarios y calibrados con sus tuercas y arandelas se ajustarán en todas sus características a lo previsto en la norma MV-106.

7.2.5. El diámetro nominal de un tornillo ordinario es el de su espiga (caña). El diámetro del agujero será 1 mm. mayor que el de la espiga.

Los tornillos calibrados se designarán por los mismos diámetros nominales que los tornillos ordinarios; el diámetro de la espiga coincide con el del agujero, con las tolerancias prescritas en la norma MV-104.

7.2.6. Los tornillos de alta resistencia, con sus tuercas y arandelas, ajustarán a las prescripciones de la norma MV-107.

7.2.7. El diámetro nominal de un tornillo de alta resistencia es el de su espiga (caña). El diámetro del agujero será un milímetro o a lo sumo dos milímetros mayor que el de la espiga.

7.2.8. Los tornillos de alta resistencia deberán apretarse hasta conseguir en su espiga una tensión igual como mínimo al 80 por 100 de su límite de fluencia. El momento torsor a aplicar se determinará mediante la expresión:

$$M_a = K \cdot d \cdot N_o$$

siendo:

$K$  un coeficiente que, para los tornillos en estado de suministro (ligeramente engrasados), vale aproximadamente 0,18.

$d$  el diámetro nominal del tornillo.

$N_o$  el esfuerzo axil de pretensado que ha de conseguirse en la espiga del tornillo.

En la tabla se indican los valores del momento tórsor de apretadura  $M_a$  (para  $K = 0,18$ ).

Diámetro nominal del tornillo (mm.)	Momento de apretadura (m. x kg.)	
	A 10 t	A 8 t
TAR 12 .....	11,9	8,4
TAR 16 .....	29,8	21,2
TAR 20 .....	58,4	41,5
TAR 22 .....	80,7	57,0
TAR 24 .....	101	71,7
TAR 27 .....	149	106

A fin de garantizar los valores reales de los momentos torsores indicados en la tabla, se recomienda aplicar con la llave dinamométrica un momento superior en un 10 por 100 aproximadamente al valor correspondiente de la tabla.

7.3. Disposiciones constructivas.

7.3.1. Las distancias  $t$  entre los centros de agujeros de diámetro  $a$  que unan piezas cuyo espesor mínimo es  $e$  cumplirán las condiciones siguientes (figura 7.1):

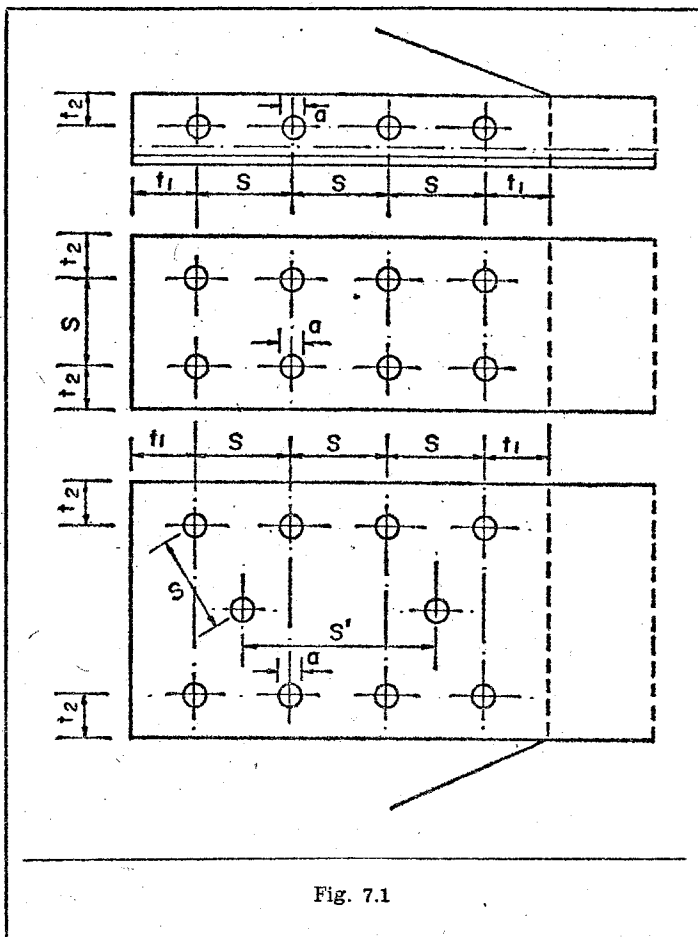


Fig. 7.1

Valor mínimo: para roblones	$s \geq 3 a$
para tornillos	$s \geq 3,5 a$
Valor máximo: en general	$s \leq 8 a$
	$s \leq 15 e$
en uniones de atado	$s \leq 15 a$
de piezas a tracción	$s \leq 25 e$

En barras de gran anchura con más de dos filas paralelas de roblones o tornillos en la dirección del esfuerzo en las filas interiores, el valor máximo de la distancia  $s'$  en esta dirección puede ser doble del indicado.

Las distancias  $t$  entre los centros de los agujeros y los bordes cumplirán las condiciones siguientes:

Valor mínimo: al borde frontal	$t_1 \geq 2 a$
al borde lateral	$t_2 \geq 1,5 a$
Valor máximo: a cualquier borde	$t \leq 3 a$
	$t \leq 6 e$

7.3.2. A título de orientación, se recomienda la siguiente regla para la elección de los diámetros de los roblones o tornillos:

$$d \approx \sqrt{5 \cdot e} - 0,2$$

siendo:

$e$  el menor espesor, en centímetros, de las piezas que forman la unión.

$d$  el diámetro, en centímetros, de la espiga del roblón o tornillo.

7.3.3. La suma de espesores de las piezas unidas no excederá para los roblones o tornillos ordinarios de  $4,5 d$ , siendo  $d$  el diámetro del tornillo.

Con tornillos calibrados, la suma de espesores de las piezas unidas podrá alcanzar el valor  $6,5 d$ .

No existe ninguna limitación especial en el caso de uniones con tornillos de alta resistencia.

7.3.4. En las estructuras roblonadas o atornilladas todas las uniones de fuerza deben constar de un mínimo de dos roblones o tornillos.

Se exceptúan de esta prescripción las barras formadas por un solo angular en las celosías ligeras y los elementos secundarios cuya misión sea únicamente de arriostramiento.

7.3.5. No se considerará la colaboración simultánea de más de cinco roblones o tornillos en una misma fila paralela a la dirección del esfuerzo axial de la pieza, a menos que se adopten medidas constructivas especiales, que deben justificarse debidamente en el anejo de cálculo, indicando el reparto del esfuerzo resultante en los roblones o tornillos.

El cumplimiento de la regla anterior puede llevar a la necesidad de disponer casquillos de angular en los extremos de la barra; la unión de estos casquillos a la barra se efectuará con el 150 por 100 de los roblones o tornillos que serían teóricamente necesarios para transmitir la parte de esfuerzo correspondiente a los roblones o tornillos de unión del casquillo a la cartela (figura 7.2a).

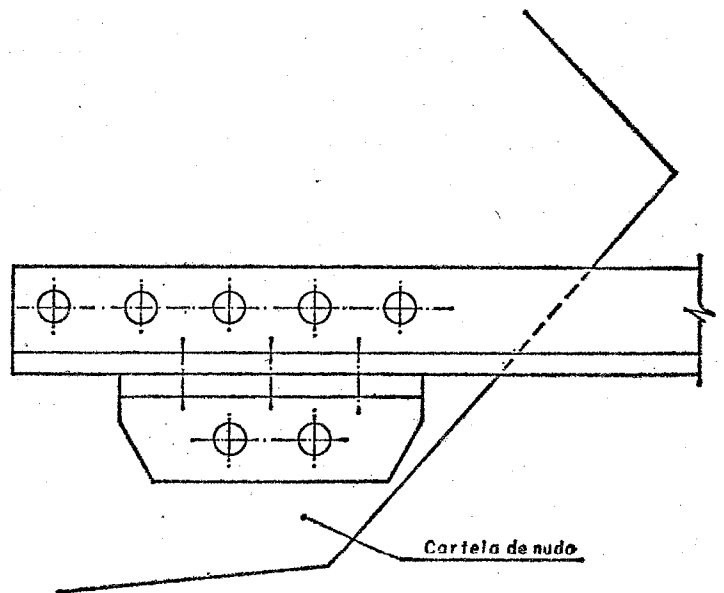


Fig. 7.2 (a)

7.3.6. Cuando un cubrejuntas no esté colocado directamente sobre la pieza a la que sirve, existiendo entre ambos forros u otros elementos (figura 7.2.b) el número de roblones que sería necesario disponer en el caso de contacto directo, se multiplicará por el factor:

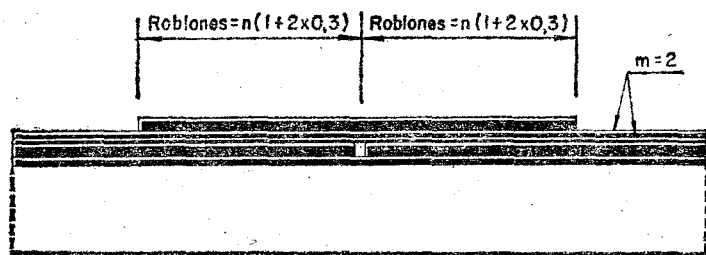
$$1 + 0,3 m$$

siendo:

$m$  el número de elementos intermedios.



7.4. Cálculo de los esfuerzos en los elementos de unión.— En el anejo 5 se resumen algunas de las fórmulas utilizables para el cálculo de las solicitaciones sobre los elementos de unión; roblones o tornillos, partiendo de los esfuerzos que solicitan al conjunto de la unión.



$n$  = número teórico de roblones

Fig. 7.2 (b)

7.5. Resistencia de los elementos de unión.

7.5.1. Se considerará como solicitación de agotamiento de un perfil o chapa solicitada a aplastamiento contra la espiga de un roblón o tornillo a la dada por el producto:

- 2  $\cdot \sigma_u \cdot A$ , para los tornillos ordinarios.
- 2,5  $\cdot \sigma_u \cdot A$ , para los roblones y tornillos calibrados.
- 3  $\cdot \sigma_u \cdot A$ , para los tornillos de alta resistencia.

siendo:

$\sigma_u$  = la resistencia de cálculo del acero que forma la estructura.  
 $A$  = el área de la superficie de contacto definida en el 7.5.2.

7.5.2. Como superficie de contacto entre espiga y chapa o perfil unido para la solicitación de aplastamiento se tomará la que resulte de multiplicar el diámetro del agujero por el espesor del elemento que transmite o recibe el esfuerzo.

7.5.3. Se considerará como solicitación de agotamiento de un roblón solicitada a esfuerzo cortante la dada por el producto:

$$0,80 \sigma_r \cdot n \cdot A$$

siendo:

$\sigma_r$  la resistencia de cálculo del roblón, que de acuerdo con la norma MV-105, adoptará el valor  $\sigma_r = 2.400 \text{ kg/cm}^2$ .  
 $n$  el número de secciones transversales que resisten conjuntamente al esfuerzo cortante.  
 $A$  el área de la sección del agujero.

7.5.4. Cuando excepcionalmente y por razones constructivas un roblón esté solicitada a tracción, se considerará como solicitación de agotamiento la dada por el producto:

$$0,25 \sigma_r \cdot A$$

siendo:

$\sigma_r$  la resistencia de cálculo del roblón.  
 $A$  el área de la sección del agujero.

No obstante, deberán evitarse las uniones en las que los roblones estén solicitados a tracción.

7.5.5. Cuando excepcionalmente un roblón esté solicitada simultáneamente a tracción y a esfuerzo cortante, se comprobará que:

$$\left( \frac{F_t^*}{R_t} \right)^2 + \left( \frac{F_c^*}{R_c} \right)^2 \leq 1$$

siendo:

- $F_t^*$  el esfuerzo ponderado de tracción solicitante.
- $R_t = 0,25 \sigma_r \cdot A$ , la solicitación de agotamiento a tracción.
- $F_c^*$  el esfuerzo cortante ponderado solicitante.
- $R_c = 0,80 n \cdot \sigma_r \cdot A$ , la solicitación de agotamiento a esfuerzo cortante.

7.5.6. Se considerará como solicitación de agotamiento de un tornillo solicitada a esfuerzo cortante la dada por el producto:

- 0,65  $\sigma_t \cdot n \cdot A$ , para los tornillos ordinarios.
- 0,80  $\sigma_t \cdot n \cdot A$ , para los tornillos calibrados.

siendo:

$\sigma_t$  la resistencia de cálculo del tornillo, que de acuerdo con la norma MV-106 adoptará los siguientes valores:  
 — tornillo en acero 4D:  $\sigma_t = 2.400 \text{ kg/cm}^2$ .  
 — tornillo en acero 5D:  $\sigma_t = 3.000 \text{ kg/cm}^2$ .  
 $n$  el número de secciones transversales que resisten conjuntamente al esfuerzo cortante.  
 $A$  el área de la sección de la espiga.

7.5.7. Se considerará como solicitación de agotamiento de un tornillo solicitada a tracción la dada por el producto:

$$0,80 \sigma_t \cdot A_r$$

siendo:

$\sigma_t$  la resistencia de cálculo del tornillo dada en 7.5.6.  
 $A_r$  el área resistente del tornillo (norma MV-105).

7.5.8. Cuando un tornillo esté solicitada simultáneamente a tracción y a esfuerzo cortante, se comprobará que:

- a) el esfuerzo de tracción es inferior a la solicitación de agotamiento definida en 7.5.7;
- b) en la espiga del tornillo se verifique:

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

siendo:

$\sigma^*$  la tensión normal ponderada originada por el esfuerzo de tracción.  
 $\tau^*$  la tensión tangencial ponderada originada por el esfuerzo cortante.  
 $\sigma_t$  la resistencia de cálculo del tornillo dada en 7.5.6.

7.5.9. El esfuerzo axial de pretensado que actúa sobre la espiga de un tornillo de alta resistencia se tomará a efectos de cálculo igual a:

$$N_o = 0,80 \cdot \sigma_e \cdot A_n$$

siendo:

$\sigma_e$  el límite elástico del material del tornillo.  
 $A_n$  el área del núcleo del tornillo.

El esfuerzo del pretensado para los tornillos tipificados en la norma MV-107 vale:

Tornillo	$N_o$ (t)	
	Acero A 10 t	Acero A 8 t
TAR 12 .....	5,5	3,9
TAR 16 .....	10,3	7,3
TAR 20 .....	16,2	11,5
TAR 22 .....	20,2	14,4
TAR 24 .....	23,3	16,6
TAR 27 .....	30,6	21,8

7.5.10. Se considerará como solicitación de agotamiento de un tornillo de alta resistencia, sometido a un esfuerzo perpendicular a su eje, la dada por el producto:

$$1,07 N_o \cdot \mu \cdot n$$

siendo:

$N_o$  el esfuerzo de pretensado que actúa sobre su espiga.  
 $\mu$  el coeficiente de rozamiento entre las superficies en contacto.  
 $n$  el número de secciones en contacto entre las chapas o perfiles que componen la unión.

Como valor del coeficiente de rozamiento se tomará  $\mu = 0,30$  para superficies que no hayan sufrido ningún tratamiento y para cualquier tipo de acero.

Como superficies preparadas, bien al chorro de arena o de granalla de acero o bien con soplete, y observando todas las condiciones necesarias para el buen éxito de esta operación, podrá tomarse como valores del coeficiente de rozamiento:

- $\mu = 0,45$  para aceros A-37
- $\mu = 0,52$  para aceros A-42
- $\mu = 0,60$  para aceros A-52

7.5.11. Se considerará como sollicitación de agotamiento de un tornillo de alta resistencia, sometido a un esfuerzo de tracción en la dirección de su eje, el valor  $N_0$  del esfuerzo de pretensado que actúa sobre su espiga.

7.5.12. Cuando simultáneamente actúen esfuerzos en la dirección del eje y en dirección perpendicular al mismo, se considerará como sollicitación de agotamiento de un tornillo de alta resistencia en la dirección del eje a la magnitud  $N_0$  y como sollicitación de agotamiento en la dirección perpendicular al mismo la dada por:

$$1,07 (N_0 - N^*) \cdot \mu \cdot n$$

siendo:

- $N_0$  el esfuerzo de pretensado que actúa sobre su espiga.
- $N^*$  el esfuerzo de tracción ponderado que actúa en la dirección de su eje.
- $\mu$  el coeficiente de rozamiento entre las superficies en contacto.
- $n$  el número de secciones en contacto entre las chapas o perfiles que componen la unión.

7.5.13. Cuando sobre una unión formada por tornillos de alta resistencia actúen simultáneamente una fuerza (o esfuerzo cortante) contenida en el plano de la unión y un momento perpendicular al mismo (figura 7.3), no se considerará reducción ninguna para la sollicitación de agotamiento de la unión en la dirección perpendicular a los ejes de los tornillos, es decir, que la resistencia de la unión a esfuerzo cortante puede ser calculada como si no existiese el momento flector.

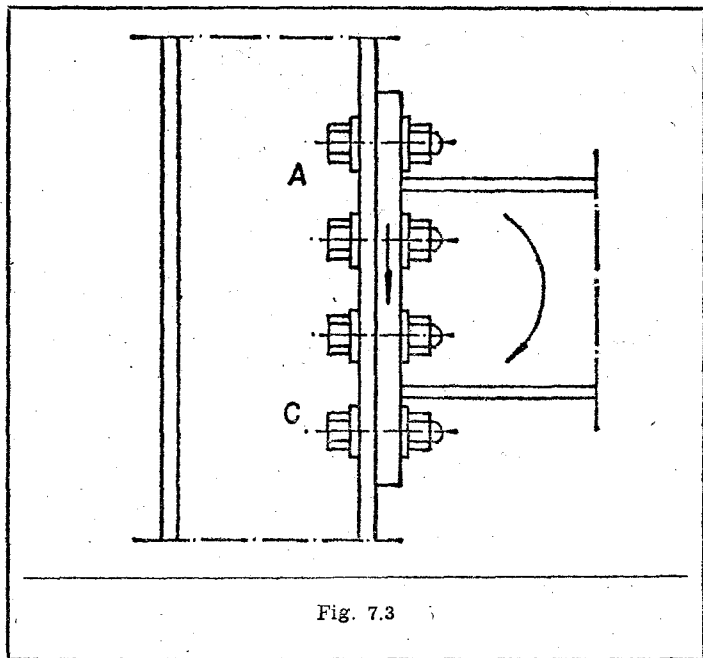


Fig. 7.3

CAPITULO VIII

8. UNIONES SOLDADAS

8.1. Generalidades.—Este capítulo se refiere a las uniones realizadas mediante soldeo por arco eléctrico por los procedimientos I, II y III, según se describen en la norma MV-104.

Pueden efectuarse uniones por el procedimiento de soldeo eléctrico por resistencia, justificando su idoneidad mediante ensayos sobre soldaduras realizadas con máquinas del mismo tipo que las que vayan a utilizarse, trabajando en las mismas condiciones y utilizando aceros de la misma clase. No se precisará esta justificación para puntos realizados por soldeo eléctrico por resistencia en las costuras de simple acoplamiento.

8.1.1. Clase del acero de los elementos.

En el proyecto se especificará la calidad del acero a emplear en cada elemento de la estructura.

8.1.2. Prescripciones para las soldaduras.

Las definiciones y las prescripciones para las soldaduras realizadas por arco eléctrico figuran en la norma MV-104.

No se considerarán como resistentes las soldaduras que por su difícil accesibilidad no puedan realizarse en buenas condiciones. En particular no se considerarán las soldaduras de rincón con chapas que formen ángulo menor de 60°.

En los planos se indicará claramente el tipo y dimensiones de las soldaduras, y si fuera necesario, el orden en que deban realizarse, con el fin de reducir al mínimo las tensiones residuales.

8.2. Uniones con soldadura a tope.—En una soldadura a tope de chapas de distinta sección, la de mayor sección se adelgazará en la zona de contacto con pendientes no superiores al 25 por 100 para obtener una transición suave de la sección (figura 8.1).

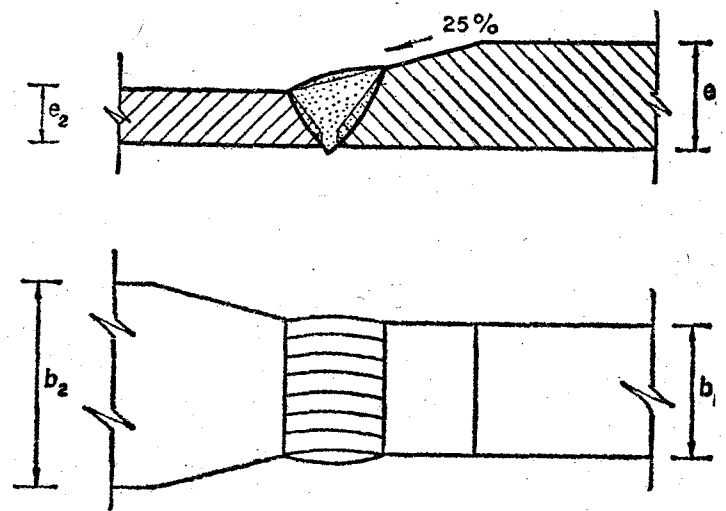


Fig. 8.1. Soldadura a tope de piezas de distinta sección

La soldadura a tope no debe producir discontinuidad en la sección y su sobreespesor  $s$  no será mayor del 10 por 100 del espesor  $e$  de la chapa más delgada (figura 8.2).

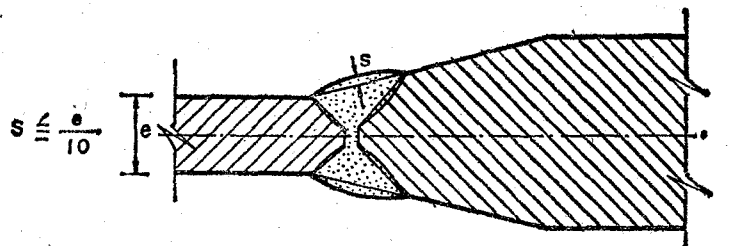


Fig. 8.2. Sobreespesor  $s$  de una soldadura a tope

8.2.1. Resistencia de las soldaduras a tope.

Una soldadura a tope que une totalmente dos piezas, realizada con las condiciones recogidas en la norma MV-104 y cuyo espesor sea no menor que el espesor de la pieza más delgada, no requiere cálculo.

8.3. Uniones con soldaduras de ángulo.—Las prescripciones dimensionales para las soldaduras de ángulo se recogen en la norma MV-104. Se recomienda que la garganta de la soldadura no sea superior a la exigida por el cálculo, respetando el mínimo establecido. En general se preferirán las soldaduras planas o cóncavas a las convexas.

Quando se empleen procedimientos de soldadura para los que resulte garantizada una penetración,  $e$ , que rebase el punto

de la raíz teórica, por ejemplo, mediante procedimientos automáticos o semiautomáticos de soldeo bajo polvo o en atmósfera inerte, puede tomarse para la garganta de la soldadura el valor:

$$a' = a + \frac{e_{min}}{2}$$

determinándose  $e_{min}$  mediante ensayos para cada procedimiento de soldeo (figura 8.3).

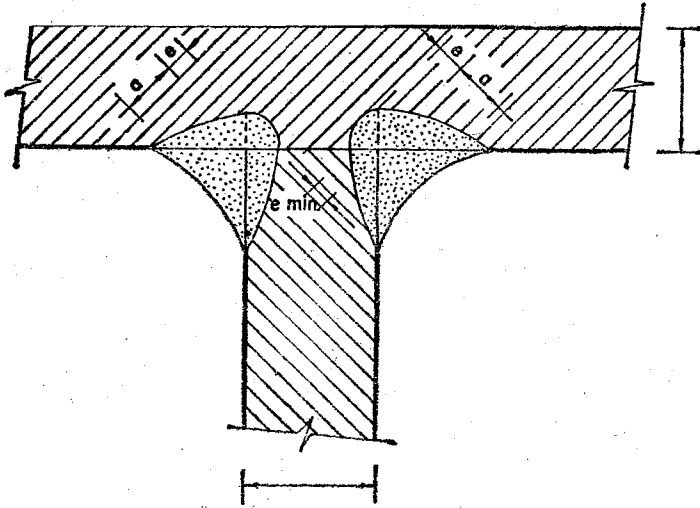


Fig. 8.3

En las uniones con soldaduras que se cruzan se seguirán las prescripciones de los artículos 3.43 y 3.44 de la norma MV-104.

En un perfil o chapa traccionados no es recomendable disponer una soldadura de ángulo perpendicular a la dirección del esfuerzo.

Si se dispone una soldadura frontal en el extremo de una platabanda traccionada (figura 8.4), se biselará este extremo cuando esté sometida a variaciones de tensión importantes (vigas de rodadura de puentes-grúa, por ejemplo). La soldadura frontal deberá ser triangular de lados desiguales, asegurando una transición suave de la sección.

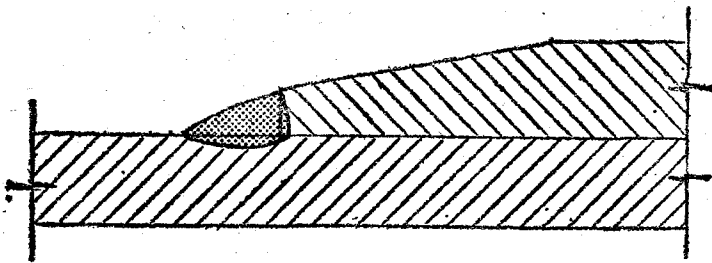


Fig. 8.4. Soldadura frontal en el extremo de una platabanda traccionada

Se recomienda que las chapas que vayan a unirse mediante soldaduras de ángulo en sus bordes longitudinales a otra chapa o perfil para constituir una barra compuesta no tengan un ancho superior a treinta veces su espesor (figura 8.5).

Las soldaduras en ranura se utilizarán sólo en las condiciones previstas en la norma MV-104.

Se permiten para asegurar contra el pandeo local a las chapas que forman parte de una pieza comprimida, cuando no pueda cumplirse, por alguna circunstancia especial, la condición anterior.

Las uniones que tienen soldaduras de ángulo se clasifican para su comprobación en tres clases:

- Uniones planas, constituidas por sólo soldaduras de ángulo, cuyas aristas están en un solo plano (fig. 8.6).

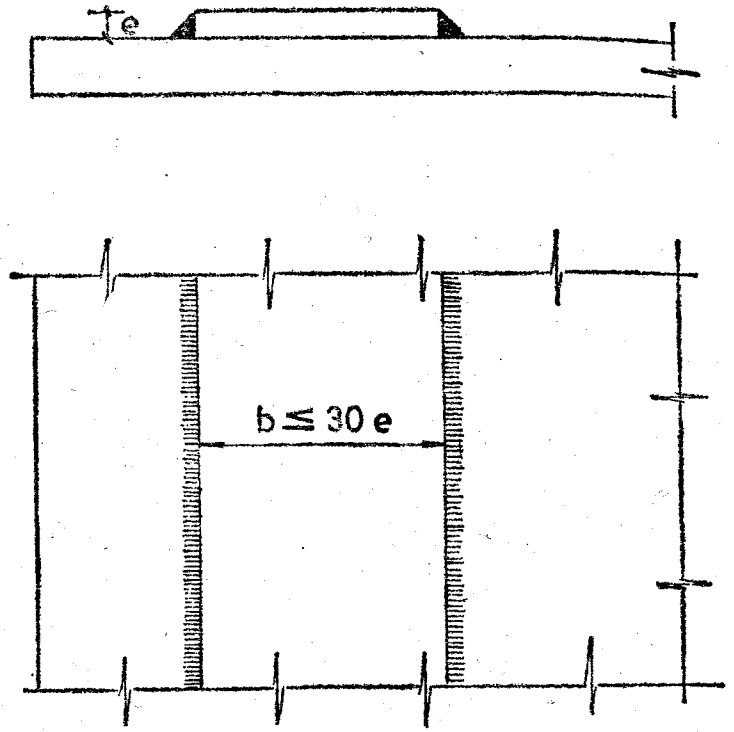


Fig. 8.5. Condición de anchura en las chapas de una barra compuesta

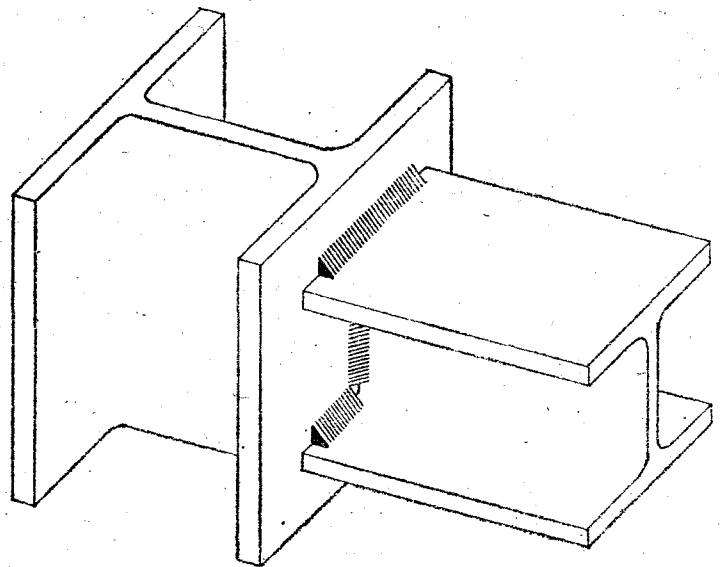


Fig. 8.6. Unión plana

- Uniones espaciales, constituidas por sólo soldaduras de ángulo cuyas aristas no están en un solo plano (fig. 8.7).
- Uniones mixtas, constituidas por soldaduras de ángulo y soldadura a tope (fig. 8.8.).

8.3.1. Tensiones a considerar en una soldadura de ángulo.

Hay que tener en cuenta dos tipos de tensiones:

- a) Referidas al plano de garganta (fig. 8.9.), siendo:

$\sigma$  = la tensión normal perpendicular al plano de garganta.  
 $\tau_n$  = la tensión tangencial normal a la arista.  
 $\tau_a$  = la tensión tangencial paralela a la arista.

- b) Referidas al plano de una de las caras de la soldadura en la que ha sido abatida la sección de garganta (fig. 8.10).

siendo:

$n$  = la tensión normal que actúa en el plano de una de las caras de la soldadura.

$t_n$  = la tensión tangencial normal a la arista, contenida en el plano de una de las caras de la soldadura.

$t_a$  = la tensión tangencial paralela a la arista, contenida en el plano de una de las caras de la soldadura.

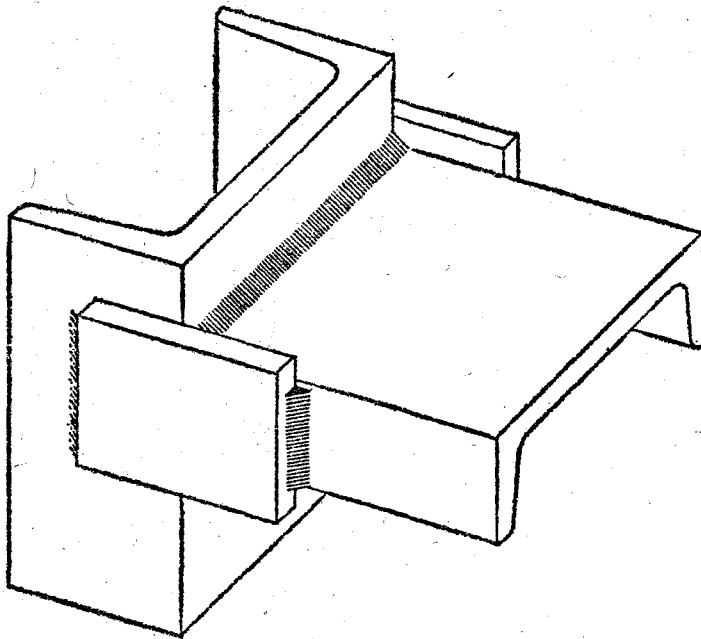


Fig. 8.7. Unión espacial

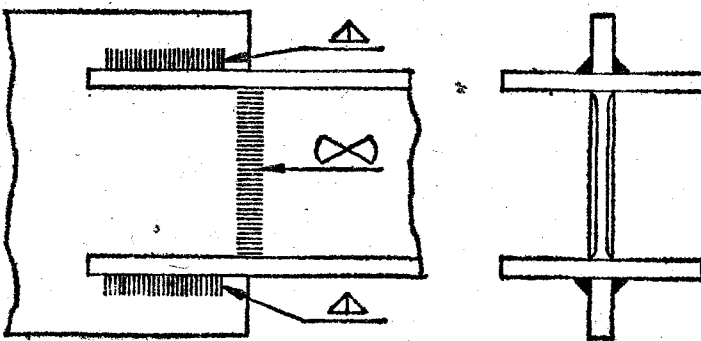


Fig. 8.8. Unión mixta

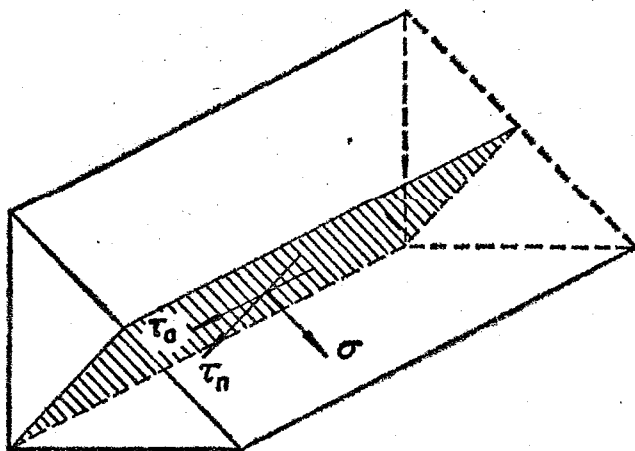


Fig. 8.9.

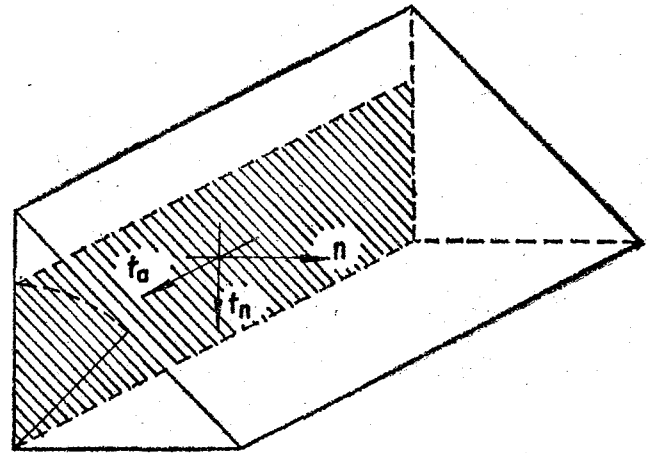


Fig. 8.10

8.3.2. Condición de seguridad para soldaduras de ángulo. La condición de seguridad, de base experimental, en una soldadura de ángulo, es:

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

donde:

$\sigma_{co}$  = la tensión de comparación.

$\sigma^*$  = la tensión normal ponderada, referida al plano de garganta.

$\tau_n^*$  = la tensión tangencial ponderada, normal a la arista, referida al plano de garganta.

$\tau_a^*$  = la tensión tangencial ponderada, paralela a la arista, referida al plano de garganta.

$\sigma_u$  = la resistencia de cálculo del acero.

8.3.3. Cálculo de las soldaduras de ángulo que constituyen una unión plana.

Se hará de acuerdo con los procedimientos de la norma UNE 14.035, teniendo en cuenta que los esfuerzos a considerar son los ponderados y que la condición de seguridad se refiere a la resistencia del acero y no a la tensión admisible.

En el anejo 6 se resumen los casos más usuales de uniones planas y las fórmulas prácticas para el cálculo.

8.3.4. Cálculo de las soldaduras de ángulo que constituyen una unión especial.

En el anejo 6 se resumen los casos más frecuentes en la práctica, estudiados en la norma UNE 14.035.

## CAPITULO IX

### 9. APARATOS DE APOYO

9.1. Generalidades.—En este capítulo se deberá tener presente el utilizar los esfuerzos y tensiones adecuados (característicos o ponderados) para las comprobaciones de los elementos no metálicos (macizos de cimentación, apoyos de goma, etc.).

9.1.1. Se denominan aparatos de apoyo a aquellos elementos cuya misión es transmitir las cargas desde la estructura propiamente dicha a la cimentación o infraestructura.

9.1.2. Los aparatos de apoyo deberán responder lo más fielmente posible a las condiciones de vinculación adoptadas en las hipótesis de cálculo.

9.1.3. En particular, se deberán tener en cuenta las fuerzas originadas por el rozamiento (rodillos) o deformación elástica (apoyos de goma) de los aparatos de apoyo móviles. Se comprobarán los esfuerzos adicionales introducidos en la estructura debidos a las reacciones reales de los vínculos de apoyo.

9.1.4. Las superficies mecanizadas de los aparatos de apoyo se cubrirán de grasa grafitada u otro lubricante que asegure el juego suave del aparato y la protección de los elementos móviles. Deberán adoptarse medidas para la reposición y conservación de aquellos lubricantes.

9.2. Apoyos fijos.

9.2.1. Las placas de apoyo deberán estar constituidas de modo que transmitan los esfuerzos lo más uniformemente posible hacia la estructura y el macizo de cimentación. Deberán estar dotadas de gran rigidez a fin de considerar las deformaciones, despreciables a efectos del reparto de las cargas.

9.2.2. Cuando se desee transmitir únicamente un esfuerzo de compresión y el elemento de apoyo esté constituido por una placa o rigidizada por cartelas de chapa, ésta se comprobará a flexión en el supuesto de que la reacción del macizo de apoyo sea uniforme.

Las compresiones que se originen en el macizo de apoyo no deben exceder de las presiones máximas admisibles para el material de que se trate.

9.2.3. Cuando la reacción de apoyo sea importante y en particular cuando se producen fuertes inclinaciones de la directriz en virtud de la flexión, se recomienda intercalar un taco de compresión (fig. 9.1).

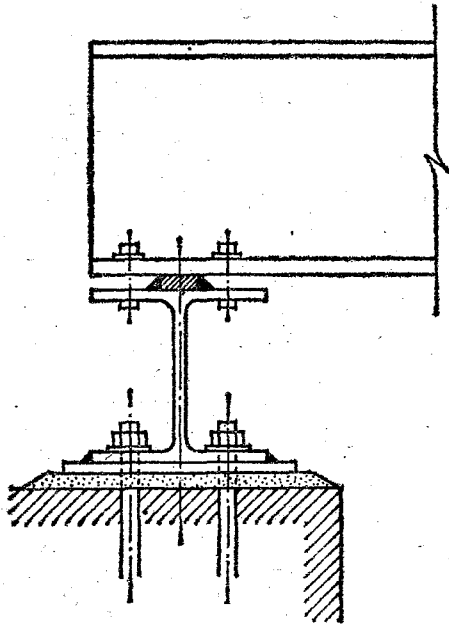


Fig. 9.1

9.2.4. Cuando se trate de transmitir una compresión excéntrica y no se dispongan elementos de anclaje, la placa se dimensionará a flexión suponiendo una ley lineal para la reacción del macizo.

En el borde más comprimido de la placa, la tensión sobre el macizo de cimentación no deberá exceder a la presión máxima admisible en el material de que se trate.

En la comprobación de la estabilidad al deslizamiento deberán tenerse en cuenta los coeficientes de rozamiento entre la placa del acero y el material del macizo de cimentación. Salvo justificación especial, podrán tomarse los siguientes valores:

- Acero con acero .....  $\mu = 0,30$
- Acero con hormigón .....  $\mu = 0,45$

9.2.5. Cuando se trate de materializar un empotramiento, y se disponga una placa de apoyo anclada al macizo de cimentación, se podrán adoptar tanto para el cálculo de la compresión máxima sobre el macizo como para el esfuerzo de tracción en el anclaje, cualquiera de las dos hipótesis de cálculo siguientes:

- Ley triangular (fig. 9.2).
- Ley uniforme, en una extensión no superior al cuarto de la longitud de la placa y situada junto al borde comprimido de la misma (fig. 9.3).

En ambas hipótesis, la tensión máxima en el borde más comprimido no deberá exceder de la presión máxima admisible en el material del macizo.

9.2.6. Cuando el anclaje de la placa se realice mediante espárragos, serán válidas para el dimensionamiento de los mismos las reglas previstas para los tornillos ordinarios (apartados: 7.5.6, 7.5.7 y 7.5.8).

9.2.7. La resistencia a los esfuerzos cortantes, siempre que no se dispongan otros elementos capaces de resistirlos, tales como nervaduras, bastidores, etc., deberá ser confiada exclusivamente a los espárragos de anclaje, prescindiendo de la colaboración del rozamiento entre placa y macizo.

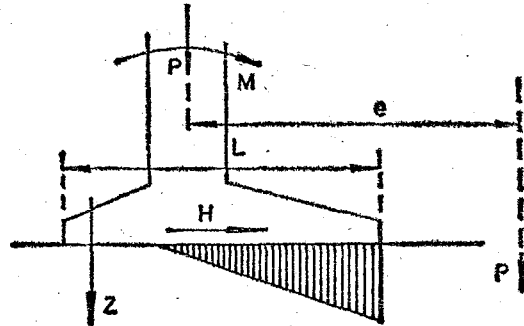


Fig. 9.2

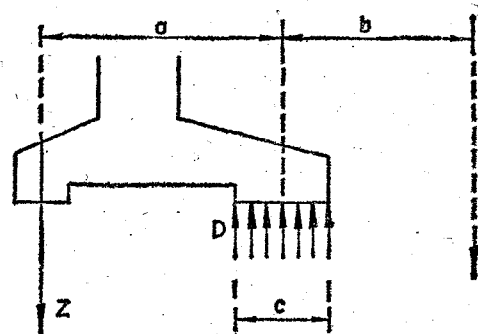


Fig. 9.3

9.2.8. Se dispondrán siempre arandelas entre la placa de apoyo y las tuercas de los espárragos. Estas se inmovilizarán mediante punto de soldadura o cualquier otro método eficaz.

9.2.9. En el caso de que el apoyo se realice por bulón o charnela, no deberán rebasarse los límites siguientes:

- Tensión de aplastamiento  $\sigma^* \leq 1,4 \sigma_u$  (en apoyos no sujetos a rotación).
- Tensión de aplastamiento  $\sigma^* \leq 0,7 \sigma_u$  (en apoyos sujetos a rotación).
- Tensión de cortadura  $\tau^* \leq 0,7 \sigma_u$ .

Como valor de  $\sigma_u$  se tomará el correspondiente al bulón en la comprobación de cortadura y el más bajo del de los elementos en contacto en la comprobación de aplastamiento.

Para el cálculo de la tensión de aplastamiento, se adoptará como valor del área la resultante de multiplicar el diámetro del pasador o bulón por el espesor de la chapa (fig. 9.4).

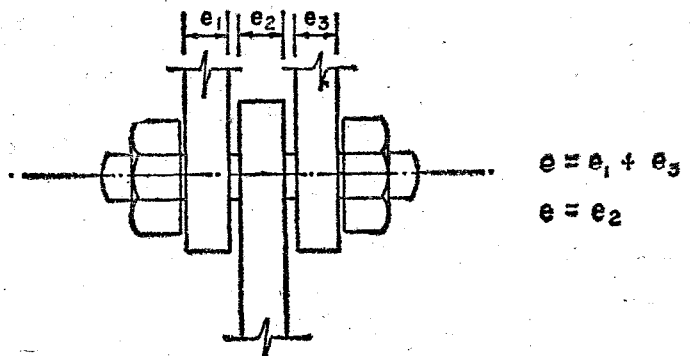


Fig. 9.4

Para el cálculo de la tensión de cortadura, se adoptará como área la del pasador o bulón.

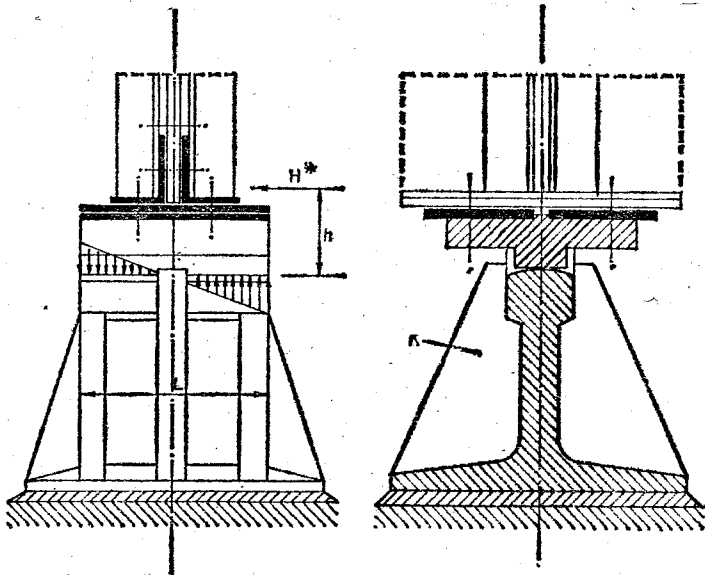


Fig. 9.5

9.2.10. Las rótulas esféricas se dimensionarán para que la presión teórica,  $p^*$ , en la superficie de contacto no exceda del valor:

$$5 \sigma_u$$

siendo:

$\sigma_u$  = la tensión de cálculo del acero utilizado en la construcción de las rótulas.

Como valor de la presión teórica se tomará:

$$p^* = 63,63 \sqrt[3]{F^* \left( \frac{1}{r_1} - \frac{1}{r_2} \right)^2} \text{ t/cm}^2 \quad (1)$$

siendo:

$F^*$  = la carga total ponderada transmitida (en t.).  
 $r_1$  y  $r_2$  = los radios (en cm.) de las dos superficies esféricas en contacto.

Cuando una de las superficies es un plano, la expresión se reduce a:

$$p^* = 63,63 \sqrt[3]{\frac{F^*}{r}} \text{ t/cm}^2$$

Si la esfera de menor radio se limita por una superficie cilíndrica de diámetro  $d$ , se deberá comprobar además que:

$$\frac{4 F^*}{\pi \cdot d^2} \leq \sigma_u$$

9.2.11. Las rótulas cilíndricas se dimensionarán de modo que la máxima presión,  $p^*$ , en la superficie de contacto cumpla la condición siguiente:

$$p^* \leq 5 \sigma_u$$

siendo:

$\sigma_u$  = la tensión de cálculo del acero utilizado en las rótulas.

La presión máxima teórica se determinará mediante la expresión:

$$p^* = 19,16 \sqrt{\left( \frac{F^*}{L} + \frac{6 H^* \cdot h}{L^3} \right) \left( \frac{1}{r_1} - \frac{1}{r_2} \right)} \text{ t/cm}^2 \quad (1),$$

donde:

$F^*$  = la carga total ponderada transmitida (en t.).  
 $L$  = la longitud real de la generatriz de contacto (en cm.).

(1) Se supone que una de las superficies es cóncava y la otra convexa. Si ambas fuesen convexas, debe cambiarse el signo - por + dentro del paréntesis.

$H^*$  = el empuje ponderado paralelo a las generatrices de la superficie cilíndrica (en t.).  
 $h$  = la distancia entre el punto de aplicación de  $H$  y la generatriz de contacto (en cm.).  
 $r_1$  y  $r_2$  = los radios de las dos superficies cilíndricas (en cm.).

En el caso frecuente de que una de las superficies sea plana, la fórmula se reduce a:

$$p^* = 19,16 \sqrt{\left( \frac{F^*}{L} + \frac{6 \cdot H^* \cdot h}{L^3} \right) \frac{1}{r}} \text{ t/cm}^2 \text{ (fig. 9.5).}$$

### 9.3. Apoyos móviles.

9.3.1. Cuando por la pequeña importancia de la estructura, un apoyo móvil esté constituido por dos placas deslizantes, además de su comprobación a flexión según el artículo 9.2.2., cumplirán la condición siguiente:

$$\frac{F^*}{A} \leq 0,8 \sigma_u$$

siendo:

$F^*$  = el esfuerzo total ponderado transmitido.  
 $A$  = la superficie teórica de contacto entre ambas placas.  
 $\sigma_u$  = la resistencia de cálculo del acero de que están constituidas.

9.3.2. No se aconseja el empleo de apoyos móviles constituidos por placas deslizantes, salvo en el caso en que el deslizamiento producido y la reacción sean de débil cuantía.

En el supuesto de que ambas superficies estén debidamente lubricadas, se podrá adoptar como valor del coeficiente de rozamiento por deslizamiento:

$$\mu = 0,20$$

9.3.3. Para el dimensionamiento de los rodillos de un aparato móvil se seguirán las prescripciones del artículo 9.2.11, tomándose como valor de  $F^*$ :

$$F^* = F^*_{total} \left( \frac{1}{n} + \frac{\nu}{2a} \right) \text{ (figura 9.6),}$$

siendo:

$n$  = el número (siempre par) de rodillos.  
 $\nu$  = recorrido máximo previsto para el aparato.  
 $a$  = la distancia entre los ejes de los dos rodillos exteriores.

9.3.4. El movimiento de traslación de los rodillos deberá ser guiado convenientemente. Cuando éstos no sean de sección completa, se comprobará que el contacto entre placas y rodillos tiene lugar dentro de la superficie cilíndrica en las posiciones extremas del aparato. La distancia entre ejes de rodillos debe ser tal que evite los acodamientos durante los movimientos del aparato.

9.3.5. En el dimensionamiento de los apoyos móviles constituidos por materiales elásticos (goma, neopreno) con bajos módulos de elasticidad y reforzados con una armadura de acero a fin de coaccionar el asentamiento bajo carga, se tendrán en cuenta las siguientes limitaciones:

- a) Tensión máxima de trabajo bajo las cargas permanentes.
- b) Tensión máxima de trabajo bajo las cargas permanentes y las sobrecargas máximas.
- c) Máxima distorsión angular admisible en el material:

$$\text{tg } \gamma = \frac{\sum u}{h}$$

siendo:

$\sum u$  = el desplazamiento total máximo del apoyo.  
 $h$  = el espesor total de las capas de goma que contiene el apoyo.

d) Estabilidad al deslizamiento entre las capas que componen el apoyo.

e) Estabilidad al deslizamiento entre las capas exteriores y la estructura o macizo de cimentación.

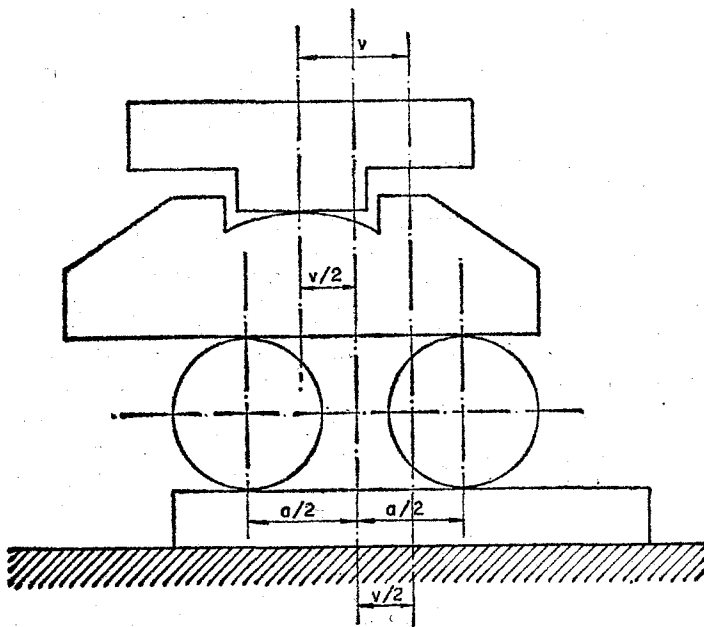


fig. 9.6

Es aconsejable el disponer el lado mayor del apoyo perpendicular al eje del tramo, a fin de evitar un aumento de las tensiones debido al giro de la estructura sobre el apoyo.

9.3.6. Dichos apoyos, sometidos a un desplazamiento máximo de valor  $\Sigma u$ , dan lugar a una reacción  $H$ , que se deberá tener en cuenta en el cálculo de valor:

$$H = A G \frac{\Sigma u}{h}$$

siendo:

$H$  = la reacción del apoyo (en Kg.).

$A$  = el área total del apoyo (en  $\text{cm}^2$ ).

$G$  = el módulo de elasticidad transversal del material constituyente del apoyo (en general  $G = 9$  a  $10$   $\text{Kg/cm}^2$ ).

$\Sigma u$  = el desplazamiento total máximo del apoyo.

$h$  = el espesor total de las capas de goma que contiene el apoyo.

La altura total del apoyo vendrá, en general, condicionada por la máxima distorsión angular admisible sin perjuicio de que algunas veces resulte interesante el aumentar dicha altura a fin de reducir el valor de la reacción horizontal del apoyo.

#### ANEJO 1: RECOMENDACIONES PROVISIONALES PARA LA ELECCIÓN DE LA CALIDAD DEL ACERO PARA ESTRUCTURAS SOLDADAS

Dentro del tipo de acero adoptado, para estructuras soldadas, se elige la calidad que se empleará para los elementos estructurales en función de su susceptibilidad a la rotura frágil y del grado de responsabilidad del elemento en la estructura.

Las características de un acero básicas para enjuiciar su susceptibilidad a la rotura frágil son: su composición química sobre el producto, mucho más importante aquí que su composición sobre colada (tabla 1.3 de la norma MV 102-1964), y su resiliencia a la temperatura establecida (tabla 1.2 de la misma norma).

El Arquitecto o el Ingeniero, autor del proyecto, fijará en el pliego de condiciones la clase de acero requerida, teniendo en cuenta las condiciones técnicas del mismo y siguiendo las recomendaciones contenidas en el presente capítulo. No obstante, puede, bajo su personal responsabilidad, adoptar la clase de acero que juzgue adecuada, justificando técnicamente su elección.

#### Circunstancias que influyen en la rotura frágil.

En la probabilidad de que se produzca rotura frágil de un elemento estructural, influyen las siguientes circunstancias:

#### Temperatura mínima soportada.

La probabilidad de rotura frágil aumenta al descender la temperatura. La temperatura mínima, que sea previsible llegue a soportar la estructura, es función de las características climáticas de la localidad y de la protección térmica de los revestimientos. Se considera clasificada en dos grupos:

- No inferior a  $-10^\circ$ .
- Inferior a  $-10^\circ$  y no inferior a  $-30^\circ$ .

En casos singulares, en que sean previsibles temperaturas inferiores a  $-30^\circ$ , se realizará estudio especial.

#### Espesor del producto.

La probabilidad de rotura frágil aumenta al crecer el espesor del producto; en caso de productos con espesores variables; son decisivos los espesores de las zonas más próximas a los cordones de soldadura.

#### Deformación en frío del producto.

La probabilidad de rotura frágil aumenta al crecer la magnitud de la deformación en frío que haya sufrido el producto.

El grado de deformación que se tendrá en cuenta es el que se haya producido en las zonas próximas a las soldaduras. Se considerarán también como deformaciones en frío las obtenidas mediante conformaciones en caliente a temperaturas inferiores al punto de transformación.

Las presentes recomendaciones se refieren al caso más frecuente en que la deformación en frío es inferior al 2 por 100, debiéndose extremar las características requeridas para los materiales cuando dicha deformación sea superior.

#### Clase de los esfuerzos.

La probabilidad de rotura frágil de un elemento estructural, sometido a esfuerzos predominantemente estáticos, es menor que la del que está solicitado por esfuerzos alternados o procedentes de acciones dinámicas.

Las tablas I-2, I-3 e I-4 se refieren a los elementos estructurales que están sometidos a esfuerzos predominantemente estáticos.

#### Estados de tensiones.

Los estados de tensiones triaxiales, cuando las tres tensiones principales son de tracción, tienden a fragilizar el acero. Como en la práctica de las estructuras se presentarán muy raramente estados de tensiones triaxiales debidos únicamente a la actuación de las cargas, los posibles estados de tensiones triaxiales se originan por la forma o por la ejecución de los elementos estructurales (tensiones residuales de laminación, de soldadura o de deformación en frío; efectos de entalladura, etc.). Su evaluación va, pues, ligada a la de los otros factores que se consideran en este anejo.

#### Condiciones de forma y de ejecución.

Tanto la forma del elemento como el proceso de ejecución pueden modificar el estado de tensiones debido a las acciones exteriores provocando una triaxialidad que acentúe la probabilidad de la rotura frágil. En este aspecto conviene distinguir dos grados:

- normal,
- difícil,

cuya influencia se tendrá en cuenta en la elección del material. La clasificación correcta de un elemento estructural en uno u otro grado depende mucho de la experiencia profesional del proyectista. A título de indicación, puede decirse que deben ser incluidos en el grado «difícil» los elementos estructurales con entalladuras o con bruscos cambios de sección; los que presenten cordones de soldadura transversales a esfuerzos normales de tracción, etc.

*Responsabilidad de un elemento en la estructura.*

En la elección de la calidad, es muy importante considerar la magnitud de los daños que pueden causarse si en un elemento se produce una rotura. Para ello se consideran tres grados de responsabilidad de los elementos:

Primer grado: Elemento estructural cuyo fallo produciría sólo daños leves y fácilmente reparables.

Segundo grado: Elemento estructural cuyo fallo produciría sólo daños locales o una disminución local de la utilidad de la estructura.

Tercer grado: Elemento estructural cuyo fallo comprometería la existencia o la utilidad de la estructura total, o de parte importante de ella.

*Método para la elección de la clase de acero.*

Para elegir la clase de acero conveniente para la ejecución de un elemento estructural se obtiene primeramente su clasificación previa en la tabla I-1, en función de su grado de responsabilidad, de sus condiciones de forma y ejecución, según los criterios de los párrafos anteriores.

Los espesores máximos en función de la clasificación previa de los elementos figuran en las tablas I-2, I-3 e I-4 para aceros tipo A37, A42 y A52, respectivamente.

No se han considerado los espesores superiores a 50 milímetros, debiéndose adoptar precauciones especiales para la fabricación de los elementos estructurales cuando fuese totalmente necesario sobrepasar dicho límite.

TABLA I-1

CLASIFICACIÓN PREVIA DE UN ELEMENTO ESTRUCTURAL

Grado de responsabilidad del elemento estructural	Condiciones de forma y ejecución del elemento estructural	Clasificación previa del elemento	
		I	II
Primer grado. Elemento cuyo fallo produciría sólo daños leves y fácilmente reparables.	Normal	D	E
	Difícil	C	D
Segundo grado. Elemento cuyo fallo produciría sólo daños locales o una disminución local de la utilidad de la estructura.	Normal	C	D
	Difícil	B	C
Tercer grado. Elemento cuyo fallo comprometería la existencia o la utilidad de la estructura total, o de parte importante de ella.	Normal	B	C
	Difícil	A	B

La clasificación I corresponde a la que debe considerarse en general.

La clasificación II se utilizará únicamente cuando las solicitaciones sean predominantemente de carácter estático y el elemento considerado esté débilmente solicitado.

TABLA I-2

ELECCIÓN DE LA CALIDAD EN ACERO A37 PARA ELEMENTOS SOLDADOS SOLICITADOS A TRACCIÓN

Línea	Clasificación previa del elemento (tabla I-1) a temperatura:		Espesor máximo en milímetros de los productos siendo la clase de acero:			
	$\geq -10^{\circ} \text{C}$	$\geq -30^{\circ} \text{C}$	A 37 b		A 37 c	A 37 d
			E	NE		
1	—	A	8	20	25	50
2	—	B	12	25	30	50
3	A	C	16	30	40	50
4	B	D	20	40	40	50
5	C, D, E	E	20	50	50	50

Para elementos y zonas comprimidas se considerarán los espesores máximos de la línea 5:

E = efervescente  
NE = no efervescente



**TABLA I-3**  
ELECCIÓN DE LA CALIDAD EN ACERO A42 PARA ELEMENTOS SOLDADOS SOLICITADOS A TRACCIÓN

Clasificación previa del elemento (tabla I-1) a temperatura:			Espesor máximo en milímetros de los productos siendo la clase de acero:		
Línea	$\geq -10^{\circ} \text{C}$	$\geq -30^{\circ} \text{C}$	A 42 b	A 42 c	A 42 d
1	—	A	16	25	50
2	—	B	20	30	50
3	A	C	25	35	50
4	B	D	30	40	50
5	C, D, E	E	35	40	50

Para elementos y zonas comprimidas se considerarán los espesores máximos de la línea 5.

**TABLA I-4**  
ELECCIÓN DE LA CALIDAD EN ACERO A52 PARA ELEMENTOS SOLDADOS

Clasificación previa del elemento (tabla I-1) a temperatura:		Espesor máximo en milímetros de los productos siendo la clase de acero:		
$\geq -10^{\circ} \text{C}$	$\geq -30^{\circ} \text{C}$	A 52 b	A 52 c	A 52 d
—	A	6	25	50
—	B	10	30	50
A	C	12	35	50
B	D	16	40	50
C, D, E	E	20	40	50

### ANEJO 2

#### CÁLCULO DE TENSIONES EN PIEZAS FLEXIONADAS DE PARED DELGADA Y SECCIÓN RECTA

Se resumen en este anejo (tabla A2.1) las fórmulas más usuales de resistencia de materiales para el cálculo de tensiones normales y tangenciales, según distintos tipos de sección y posición con relación a la misma de los esfuerzos  $M$  y  $T$  solicitantes.

Se utiliza el triedro de referencia de la figura con origen en el baricentro de la sección.

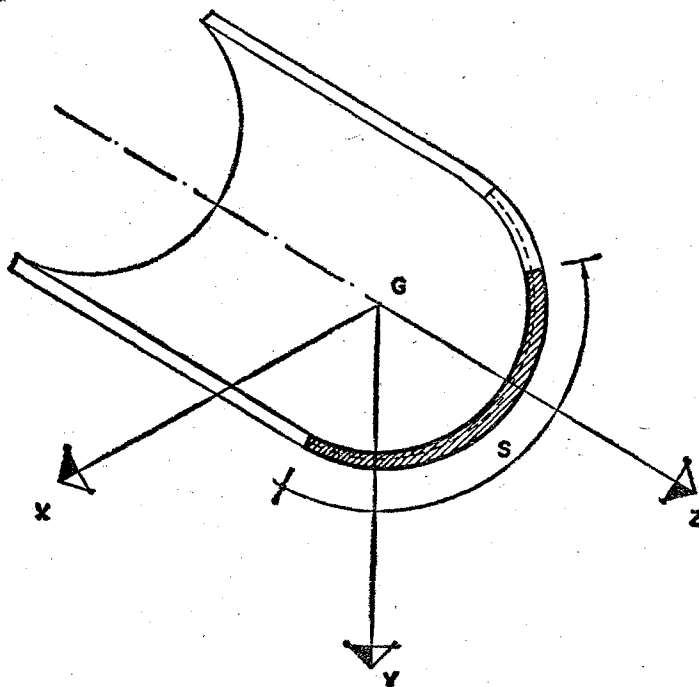


TABLA A2-I

TENSIONES NORMALES	Sección asimétrica sometida a un momento de eje contenido en el plano XY.	$\vec{M} = \vec{M}_x + \vec{M}_y$ $\sigma_z = \frac{M_x (I_y \cdot y - I_{xy} \cdot x) - M_y (I_{xy} \cdot y - I_x \cdot x)}{I_x \cdot I_y - I_{xy}^2}$	
	Sección asimétrica sometida a un momento de eje contenido en el plano XY, siendo los ejes X e Y principales de inercia.	$\vec{M} = \vec{M}_x + \vec{M}_y$ $\sigma_z = \frac{M_x \cdot y}{I_x} + \frac{M_y \cdot x}{I_y}$	$I_{xy} = 0$ Este caso es también el de una sección que sea simétrica respecto a los ejes X e Y.
	Sección simétrica respecto a un eje normal al del momento.	$\vec{M} = \vec{M}_x$ $\vec{M}_y = 0$ $\sigma_z = \frac{M_x \cdot y}{I_x}$	$I_{xy} = 0$ Eje Y = eje de simetría.
TENSIONES TANGENCIALES	Sección abierta de débil espesor sometida a un esfuerzo cortante contenido en el plano XY.	$\vec{T} = \vec{T}_x + \vec{T}_y$ $\tau_0 = \frac{-T_y}{t_0 (I_x I_y - I_{xy}^2)} \left[ I_y \int_0^s y t ds - I_{xy} \int_0^s x t ds \right] + \frac{-T_x}{t_0 (I_x I_y - I_{xy}^2)} \left[ I_{xy} \int_0^s y t ds - I_x \int_0^s x t ds \right]$	Se supondrá que $\tau_0$ es paralela a la tangente a la línea media de la sección en el punto considerado.
	Sección abierta de débil espesor sometida a un esfuerzo cortante contenido en el plano XY, siendo los ejes X e Y principales de inercia.	$\vec{T} = \vec{T}_x + \vec{T}_y$ $t_0 = \text{espesor de la sección en el punto considerado.}$ $\tau_0 = -\frac{T_y s_x}{t_0 I_x} - \frac{T_x s_y}{t_0 I_y}$	$I_{xy} = 0$ $s_x = \int_0^s y t ds$ $s_y = \int_0^s x t ds$
	Sección abierta de débil espesor sometida a un esfuerzo cortante paralelo a un eje de simetría.	$\vec{T} = \vec{T}_x$ $\tau_0 = -\frac{T_x s_y}{t_0 I_y}$	$\vec{T}_y = 0$ $I_{xy} = 0$
	Secciones en I y en simple cajón sometidas a un esfuerzo cortante paralelo a un eje de simetría.	$\vec{T} = \vec{T}_x$ $\tau = -\frac{T_x}{A_0}$	$\vec{T}_y = 0$ En las secciones en I la platabanda más pequeña debe representar al menos el 15 por 100 de la sección total.
	Sección cerrada de débil espesor de pared.	siendo: $\tau = \tau_0 + \frac{\tau_1}{t}$ $\tau_1 = \frac{\oint \tau_0 ds}{\oint \frac{ds}{t}}$	$\tau_0$ = Tensión tangencial en la sección supuesta abierta mediante un corte ficticio. $\tau_1$ = Tensión tangencial complementaria.

ANEJO 3. PIEZAS SOLICITADAS A TORSIÓN

En las piezas sometidas a torsión cabe distinguir dos tipos: el de las piezas cuya principal función es la transmisión de un par torsor, solo o combinado con esfuerzos de flexión o axiles, y el de las piezas en las cuales la torsión es un efecto secundario indeseable que puede producir una excesiva deformación o una rotura prematura.

Las piezas del primer tipo se proyectan con secciones macizas o cerradas. Los perfiles abiertos no son apropiados para este tipo de sollicitación, y debe evitarse que se presente en ellos por disposiciones constructivas adecuadas. Por ello no es frecuente el caso de cálculo de piezas torsionadas en estructuras de edificación. No obstante, en este anejo se resumen las fórmulas de torsiones y deformaciones en algunos casos más usuales.

Debido a las condiciones de vinculación de la pieza, deben distinguirse dos casos de torsión:

*Torsión pura o uniforme.*

Se dice que una pieza prismática de directriz recta cuyos extremos pueden alabeo libremente está sometida a torsión uniforme cuando está sollicitada en sus extremos por dos momentos de torsión iguales y opuestos. En este caso, el momento torsor es constante a lo largo de la barra y produce el mismo alabeo en todas las secciones.

El ángulo girado por unidad de longitud es constante y se calculará mediante la expresión:

$$\theta_t = \frac{M_T}{GI_T}$$

siendo:

- $\theta_t$  = el ángulo girado por unidad de longitud.
- $M_T$  = el momento torsor.
- $G$  = el módulo de elasticidad transversal.
- $I_T$  = el módulo de torsión, que se calculará de acuerdo con la tabla A3-1.
- $GI_T$  = la rigidez torsional, que juega el mismo papel que  $EI$  en la flexión.

La torsión uniforme sólo produce tensiones tangenciales. Su valor máximo viene dado por la expresión:

$$\tau_{max}^* = \frac{M_t}{W_T}$$

siendo:

$\tau_{max}^*$  = la máxima tensión tangencial ponderada que se produce en una sección cualquiera de la pieza.

$W_T$  = el módulo resistente a la torsión, cuyos valores se calcularán de acuerdo con la tabla A3-1.

*Torsión no uniforme.*

Tiene lugar cuando no se cumplen las hipótesis del caso anterior. En este caso alguna sección de la pieza no puede alabeo libremente o el momento torsor varía a lo largo de la barra; por tanto, el alabeo de las secciones rectas no es el mismo en todas ellas y se crean tensiones normales, además de las tensiones tangenciales.

*Piezas sometidas a torsión no uniforme que pueden calcularse como si estuviesen sometidas a torsión uniforme.*

Las piezas sometidas a torsión no uniforme, en las que el módulo de alabeo de su sección,  $I_A$ , sea de nulo o de pequeño valor respecto al módulo de torsión  $I_T$ , se calcularán como si estuviesen sometidas a torsión uniforme.

Se considerarán secciones de módulos de alabeo nulo o pequeño:

- a) secciones llenas, tales como redondos, cuadrados, hexágonos, etc.;
- b) secciones formadas por rectángulos que se cortan en un punto, tales como angulares, simple T y secciones en cruz;
- c) secciones en corona circular de débil espesor (tubos);
- d) secciones en cajón tales que el cociente de sus dos dimensiones no exceda de 4.

TABLA A 3-1  
PIEZAS SOLICITADAS A TORSIÓN UNIFORME

Pieza prismática de directriz recta.	$\tau_{max}^* = \frac{M_T^*}{W_T} = \frac{\theta_t GI_T}{W_T}$																																											
Pieza de sección rectangular.	$I_T = \beta be^3$ $W_T = \mu be^2$ $\tau^* = \frac{M_T^*}{W_T}$ <p>La <math>\tau_{max}^*</math> se presenta en el centro del lado mayor. En el centro del lado menor la <math>\tau_c^*</math> tiene el valor</p> $\tau_c^* = \tau_{max}^* \frac{e}{b}$	<p><math>\beta, \mu</math> = coeficientes. <math>b</math> = lado mayor. <math>e</math> = lado menor.</p> <table border="1" style="width: 100%; text-align: center;"> <thead> <tr> <th><math>m = \frac{b}{e}</math></th> <th><math>\mu</math></th> <th><math>\beta</math></th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>1</td><td>0,208</td><td>0,141</td></tr> <tr><td>1,5</td><td>0,238</td><td>0,196</td></tr> <tr><td>2</td><td>0,256</td><td>0,229</td></tr> <tr><td>2,5</td><td>0,269</td><td>0,249</td></tr> <tr><td>3</td><td>0,278</td><td>0,263</td></tr> <tr><td>4</td><td>0,290</td><td>0,281</td></tr> <tr><td>5</td><td>0,298</td><td>0,291</td></tr> <tr><td>6</td><td>0,303</td><td>0,299</td></tr> <tr><td>7</td><td>0,307</td><td>0,303</td></tr> <tr><td>8</td><td>0,310</td><td>0,307</td></tr> <tr><td>9</td><td>0,312</td><td>0,310</td></tr> <tr><td>10</td><td>0,314</td><td>0,313</td></tr> <tr><td>&gt; 10</td><td>0,333</td><td>0,333</td></tr> </tbody> </table>	$m = \frac{b}{e}$	$\mu$	$\beta$	1	0,208	0,141	1,5	0,238	0,196	2	0,256	0,229	2,5	0,269	0,249	3	0,278	0,263	4	0,290	0,281	5	0,298	0,291	6	0,303	0,299	7	0,307	0,303	8	0,310	0,307	9	0,312	0,310	10	0,314	0,313	> 10	0,333	0,333
$m = \frac{b}{e}$	$\mu$	$\beta$																																										
1	0,208	0,141																																										
1,5	0,238	0,196																																										
2	0,256	0,229																																										
2,5	0,269	0,249																																										
3	0,278	0,263																																										
4	0,290	0,281																																										
5	0,298	0,291																																										
6	0,303	0,299																																										
7	0,307	0,303																																										
8	0,310	0,307																																										
9	0,312	0,310																																										
10	0,314	0,313																																										
> 10	0,333	0,333																																										

TABLA A 3-1 (Continuación.)  
PIEZAS SOLICITADAS A TORSIÓN UNIFORME



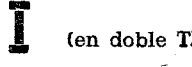


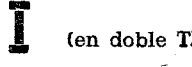


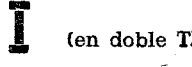
<p>Pieza de sección abierta formada por varios rectángulos.</p>	$I_{T_i} = \beta_i b_i e_i^3$ $I_T = \alpha \sum_{i=1}^n I_{T_i}$ $W_{T_i} = \frac{I_{T_i}}{e_i}$ $\tau_{max_i}^* = \frac{M_T^*}{I_T} e_i = \frac{M_T^*}{W_{T_i}}$	<p>Se supone descompuesta la sección en <math>n</math> rectángulos. <math>\alpha</math> = coeficiente función de la forma de la sección.</p> <table border="1" data-bbox="1054 412 1501 725"> <thead> <tr> <th><math>\alpha</math></th> <th>Sección</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1,0</td> <td></td> </tr> <tr> <td>1,1</td> <td></td> </tr> <tr> <td>1,3</td> <td> (en doble T)</td> </tr> </tbody> </table> <p><math>\tau_{max}</math> = en el centro del lado mayor del rectángulo de mayor espesor.</p>	$\alpha$	Sección	1,0		1,1		1,3	 (en doble T)
$\alpha$	Sección									
1,0										
1,1										
1,3	 (en doble T)									
<p>Pieza de sección cerrada con pared de débil espesor.</p>	<table border="1" data-bbox="587 846 1027 1323"> <thead> <tr> <th>Espesor variable</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td> <math display="block">I_T = \frac{4A^2}{\oint \frac{ds}{e}}</math> <math display="block">W_T = 2eA</math> <math display="block">\tau^* = \frac{M_T^*}{2eA}</math> </td> </tr> <tr> <th>Espesor constante</th> </tr> <tr> <td> <math display="block">I_T = \frac{4A^2e}{S}</math> <math display="block">W_T = 2eA</math> <math display="block">\tau^* = \frac{M_T^*}{2eA}</math> </td> </tr> </tbody> </table>	Espesor variable	$I_T = \frac{4A^2}{\oint \frac{ds}{e}}$ $W_T = 2eA$ $\tau^* = \frac{M_T^*}{2eA}$	Espesor constante	$I_T = \frac{4A^2e}{S}$ $W_T = 2eA$ $\tau^* = \frac{M_T^*}{2eA}$	<p><math>\tau_{max}^*</math> = en el punto en que el espesor es menor. <math>A</math> = área encerrada por la línea media de la sección.</p> <p><math>\tau^*</math> = constante.</p>				
Espesor variable										
$I_T = \frac{4A^2}{\oint \frac{ds}{e}}$ $W_T = 2eA$ $\tau^* = \frac{M_T^*}{2eA}$										
Espesor constante										
$I_T = \frac{4A^2e}{S}$ $W_T = 2eA$ $\tau^* = \frac{M_T^*}{2eA}$										
<p>Pieza de sección circular llena, de radio <math>R</math>.</p>	$I_T = \frac{\pi R^4}{2}$ $W_T = \frac{\pi R^3}{2}$ $\tau_{max}^* = \frac{2M_T^*}{\pi R^3}$ $\tau^* = \tau_{max}^* \frac{r}{R}$	<p><math>\tau_{max}^*</math> = en la circunferencia exterior. <math>0 &lt; r &lt; R</math></p>								
<p>Pieza de sección corona circular.</p>	$I_T = \frac{\pi}{2} (R_2^4 - R_1^4)$ $W_T = \frac{\pi}{2} \frac{R_2^3 - R_1^3}{\Gamma}$ $\tau^* = \frac{2M_T^* \Gamma}{\pi (R_2^4 - R_1^4)} = \tau_{max}^* \frac{r}{R_2}$ $\tau_{max}^* = \frac{2M_T^* R_2}{\pi (R_2^4 - R_1^4)}$	<p><math>R_1</math> = radio interior. <math>R_2</math> = radio exterior. <math>R_1 &lt; r &lt; R_2</math> <math>\tau_{max}^*</math> = en la circunferencia exterior.</p>								

TABLA A3-1 (Final)

PIEZAS SOLICITADAS A TORSION UNIFORME

<p><b>PIEZA DE SECCION CERRADA CON TABIQUE INTERMEDIO</b></p>	$T_1^* = \frac{M_T^*}{2} \frac{A_1 t_3 S_2 + A_2 t_2 S_3}{A_1^2 t_1 t_3 S_2 + A_2^2 t_1 t_2 S_3 + A_2^2 t_2 t_3 S_1}$	<p><math>A_1, A_2</math> areas encerradas por las líneas medias del primero y segundo cajón respectivamente</p> <p><math>A = A_1 + A_2</math></p>
	$T_2^* = \frac{M_T^*}{2} \frac{A_2 t_3 S_1 + A_1 t_2 S_3}{A_1^2 t_1 t_3 S_2 + A_2^2 t_1 t_2 S_3 + A_2^2 t_2 t_3 S_1}$	
	$T_3^* = \frac{M_T^*}{2} \frac{A_1 t_1 S_2 - A_2 t_2 S_1}{A_1^2 t_1 t_3 S_2 + A_2^2 t_1 t_2 S_3 + A_2^2 t_2 t_3 S_1}$	

Se tendrá en cuenta que el ángulo  $\theta_t$  no es constante por no serlo el momento torsor. El ángulo de giro relativo entre dos secciones cualesquiera A y B se calculará mediante la expresión:

$$\theta_{AB} = \frac{1}{I_T} \int_A^B M_T dz$$

Las tensiones se calcularán de acuerdo con las fórmulas dadas en la tabla A3-1.

*Torsión no uniforme de piezas de sección abierta de débil espesor.*

No se recomienda el empleo de secciones abiertas trabajando a torsión; debiendo el Proyectista evitarlas en lo posible mediante las oportunas disposiciones constructivas.

*Piezas con sección I simétrica.*

Para las piezas con sección I simétrica se puede emplear el procedimiento simplificado que se expone a continuación:

El momento torsor exterior  $M_T^*$  se descompondrá en dos momentos torsores  $M_{T1}^*$  y  $M_{T2}^*$  tales que:

$$M_{T1}^* = \alpha M_T^*$$

$$M_{T2}^* = (1 - \alpha) M_T^*$$

Para la obtención del coeficiente  $\alpha$  se determinará:

a) El giro máximo  $\varphi_{max.1}$  que se produce en la pieza entre dos secciones cualesquiera, supuesto que el momento torsor  $M_T^*$  actúa como si la torsión fuese uniforme.

$$\varphi_{max.1} = \frac{1}{G I_T} \int_A^B M_T^* dz$$

siendo:

A y B las secciones de la pieza entre las que el giro relativo es máximo.

$G I_T$  la rigidez de torsión.

z la directriz de la pieza (se tomará como triedro de referencia el de la figura A3-1).

b) El giro máximo  $\varphi_{max.2}$  que se produce en la pieza cuando se absorbe el momento torsor  $M_T^*$  por flexión de las alas.

Para ello se sustituirá el momento torsor  $M_T^*$  por dos fuerzas paralelas al eje X, aplicadas en el centro de gravedad de las alas, tales que:

$$M_T^* = F^* \cdot d$$

siendo:

d la distancia entre centro de gravedad de las alas.

Se calculará la flecha máxima  $f_{max}$  de un ala sometida a estas fuerzas  $F^*$ , teniendo en cuenta la vinculación de los extremos.

En este caso:

$$\varphi_{max.2} = \frac{2 f_{max}}{d}$$

c) Obtenidos los valores de  $\varphi_{max.1}$  y  $\varphi_{max.2}$  el coeficiente  $\alpha$  vendrá dado por la expresión:

$$\alpha = \frac{\varphi_{max.2}}{\varphi_{max.1} + \varphi_{max.2}}$$

Las tensiones normales y tangenciales se determinarán a partir de las sollicitaciones  $M_{T1}^*$ ,  $F^*$  y  $M^*$  ( $M^*$  momento flector ponderado producido por las fuerzas  $F^*$  en la flexión horizontal de las alas), teniendo en cuenta su significación física.

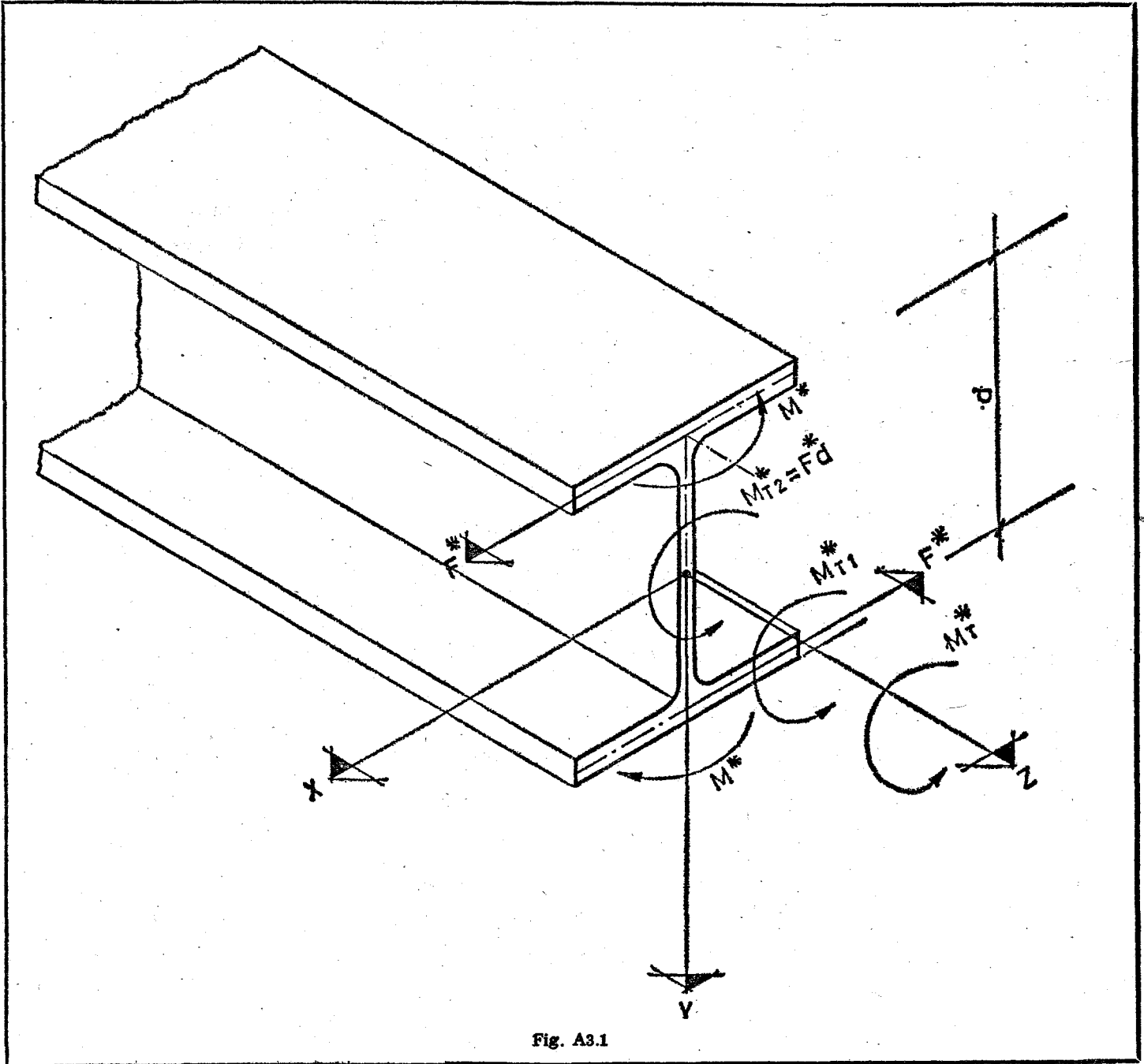
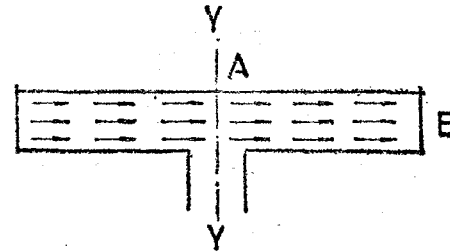
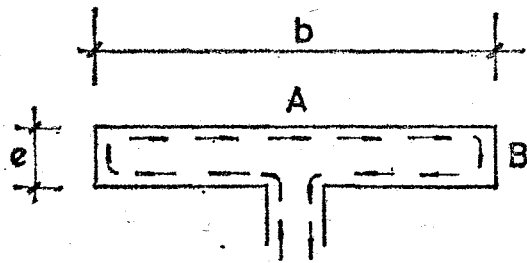


Fig. A3.1



TORSION UNIFORME

FLEXION DE LAS ALAS

	DEBIDAS A LA TORSION	DEBIDAS A LA FLEXION
PUNTO A	$\sigma_z^* = 0$ $\tau_{xz}^* = \frac{M_T^*}{I_T} \cdot e$ $\tau_{yz}^* = 0$	$\sigma_z^* = 0$ $\tau_{xz}^* = \frac{3}{2} \frac{F^*}{be}$ $\tau_{yz}^* = 0$
PUNTO B	$\sigma_z^* = 0$ $\tau_{xz}^* = 0$ $\tau_{yz}^* = \frac{3}{4} \frac{M_T^*}{I_T} \cdot e$	$\sigma_z^* = \frac{M^*}{\frac{W_y}{2}}$ $\tau_{xz}^* = 0$ $\tau_{yz}^* = 0$

d = distancia entre centro de gravedad de los alás

fig. A3.2

En la figura A3-2 se indican las tensiones que se producen en las alas de un perfil I sometido a torsión no uniforme.

ANEJO 4. PANDEO LATERAL DE VIGAS

Como se indicó en el artículo 5.5.2, la fórmula:

$$M_{cr} = \frac{\pi}{l} \sqrt{EG I_y I_T}$$

es una fórmula envolvente aproximada, válida para vigas, con eje de simetría horizontal o centro de simetría, simplemente apoyadas.

Si se quiere realizar una comprobación más exacta o considerar otros tipos de sustentación pueden utilizarse las fórmulas incluidas en el presente anejo.

Ménsula de sección constante en I simétrica.

En este caso, el momento crítico viene dado por:

$$M_{cr} = \frac{k}{l} \sqrt{EG I_y I_T}$$

en la que:

$l, E, G, I_y$  e  $I_T$  son los mismos indicados en el artículo 5.5.2.

$k$  = un coeficiente que depende de la forma y punto de actuación de las cargas y del parámetro:

$$k = \frac{EI_y}{GI_T} \left( \frac{h}{2l} \right)^2 = 2,6 \frac{I_y}{I_T} \left( \frac{h}{2l} \right)^2$$

donde:

$h$ , es la distancia entre centros de ambas alas.

El valor de  $k$  para distintos tipos de carga puede tomarse del ábaco de la figura A4-1, válido en la hipótesis de que el alabeo de la sección esté impedido en la de empotramiento y sea libre en la sección extrema.

Vigas de sección constante con simetría sencilla.

El momento crítico en el caso de apoyo de horquilla (impedidos los recorridos y giros en el plano de la sección) en ambos extremos, al que se puede sumar un empotramiento elástico y

una coacción también elástica del alabeo en las secciones extremas, puede calcularse aproximadamente mediante la expresión:

$$M_{cr} = \zeta \cdot P_E \left[ \sqrt{\left(\frac{5e^* \beta^2}{\pi^2} + \frac{r_x}{3} - y_0\right) + i_T^2} - \left(\frac{5e^* \beta^2}{\pi^2} + \frac{r_x}{3} - y_0\right) \right]$$

en la que:

$r_x$  es la indicada en el artículo 3.9.4.1.  
 $y_0$  e  $i_T$ , los indicados en el artículo 3.5.5.1.

$P_E = \frac{\pi^2 EI_y}{(\beta l)^2}$  es la carga crítica de Euler correspondiente

al pandeo en el plano perpendicular al del alma y a la vinculación efectiva de los extremos, a cuyo efecto:

$\beta = 1$ , para empotramiento nulo en ambos extremos, y

$\beta = 0,5$ , para empotramiento perfecto en aquéllos.

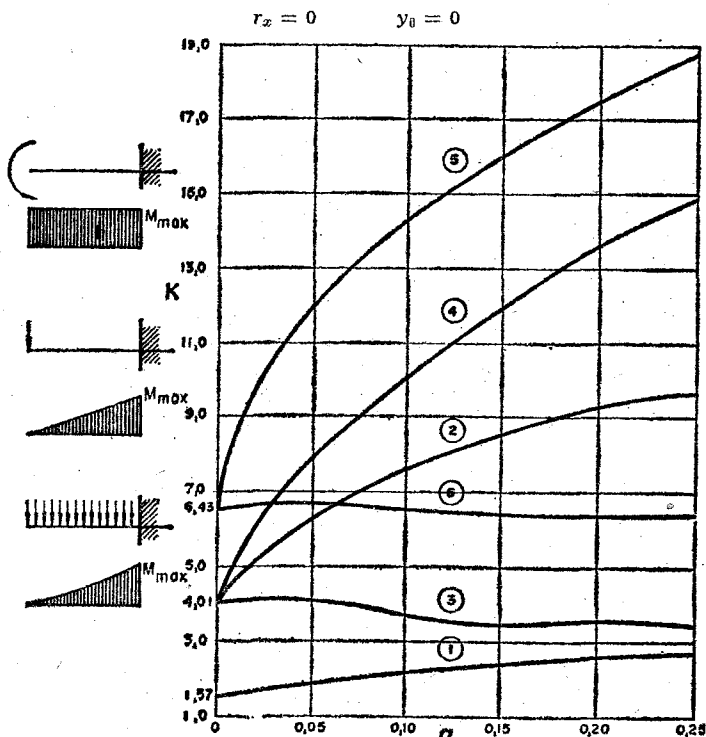
Se entiende que este empotramiento es el correspondiente al giro de la sección extrema alrededor del eje Y.

$l$ , luz de la viga.

$e^*$ , distancia entre la directriz y el punto de actuación de las cargas, positiva hacia el borde comprimido.

$\zeta$  un coeficiente que depende de la ley de momentos a lo largo de la viga; puede calcularse, aproximadamente, con la tabla A4-1.

En el caso de sección doblemente simétrica se tiene:



La curva (1) corresponde a una ménsula solicitada por un momento que actúa en su extremo libre y cuyo vector representativo se conserva horizontal y contenido en el plano de la sección extrema durante el pandeo.

La curva (2) corresponde a una ménsula solicitada por una fuerza vertical aplicada en el centro de gravedad de la sección extrema y que conserva invariable su dirección durante el pandeo. Si el punto de aplicación coincide con el centro del ala superior o con el de la inferior, se utilizarán las curvas (3) o (4), respectivamente.

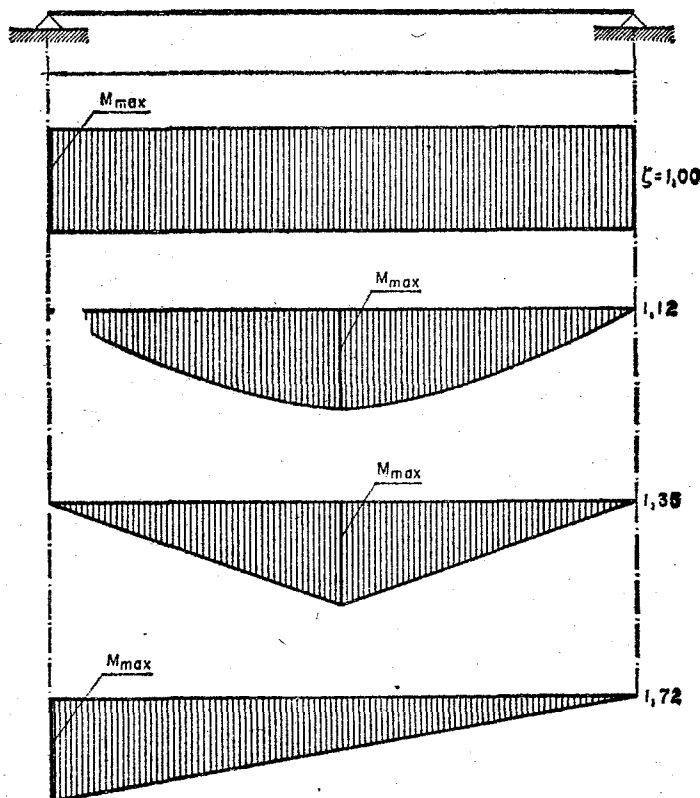
La curva (5) corresponde a una ménsula solicitada por cargas verticales uniformemente repartidas y que se suponen de dirección invariable durante el pandeo y aplicadas en la directriz. Si se aplican en el eje del ala superior, se utilizará la curva (6).

Puede interpolarse para otras posiciones de la carga entre las curvas (2) y (3) o (2) y (4); o entre las (5) y (6). Para cargas cualesquiera puede obtenerse aproximadamente el coeficiente  $k$  mediante combinación o interpolación con las leyes de momentos representados en la figura y los coeficientes respectivos dados por las curvas (1), (2) y (5).

Fig. A4-1

TABLA A4-1

VALORES DEL COEFICIENTE  $\zeta$  PARA DISTINTAS LEYES DE MOMENTOS



y la expresión del momento crítico expuesto anteriormente se simplifica:

$$M_{cr} = \zeta \cdot P_E \left[ \sqrt{\left(\frac{5e^* \beta^2}{\pi^2}\right)^2 + i_T^2} - \frac{5e^* \beta^2}{\pi^2} \right]$$

Cuando se trata de una viga de sección I simétrica (figura A4-2), cargada uniformemente en toda su longitud con apoyos de horquilla en sus extremos y que esté unida firmemente a un arriostramiento longitudinal situado a la distancia  $f$  de la directriz (positiva hacia el borde comprimido), el momento crítico viene dado por la fórmula:

$$M_{cr} = \frac{k}{2l} \sqrt{EG I_y I_T}$$

semejante al primer caso, en la que el coeficiente  $k$  se obtiene mediante la expresión:

$$k = \frac{\frac{1}{\sqrt{\alpha}} + \pi^2 \sqrt{\alpha} \left[ 1 + \left(\frac{2f}{h}\right)^2 \right]}{0,81 \left(\frac{2e^*}{h}\right) - 1,74 \left(\frac{2f}{h}\right)}$$

Es evidente que la función del arriostramiento es la de coartar la torsión fijando la posición del eje de la misma; y de la expresión que da el valor de  $k$  se deduce que cuando:

$$f \geq 0,45e^*$$

y el arriostramiento está situado por encima de la directriz, no puede existir el pandeo lateral.

ANEJO 5. CÁLCULO DE LOS ESFUERZOS EN LOS ELEMENTOS DE UNIÓN

Solicitaciones que producen esfuerzo cortante.

Pueden utilizarse las fórmulas aproximadas que se dan a continuación basadas en las hipótesis tradicionales, suficientemente sancionadas por la experiencia, de rigidez de la placa y elasticidad de los elementos de unión.



Unión solicitada por una fuerza  $P^*$  en el plano de la costura y cuya línea de acción pasa por el centro de gravedad del conjunto de los elementos de unión.

El esfuerzo cortante sobre un elemento de sección  $A_m$  será:

$$R^* = \frac{P^* A_m}{\sum_1^n A_m}$$

y en el caso más frecuente de elementos de la misma sección, el esfuerzo cortante común para cada uno de ellos:

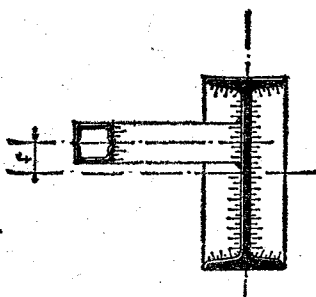
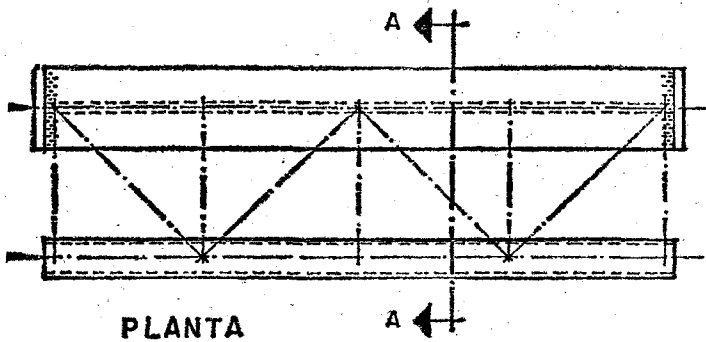
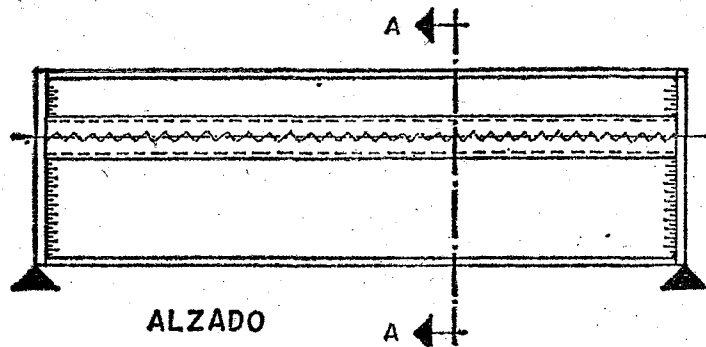
$$R^* = \frac{P^*}{n}$$

siendo:

$n$  = el número de elementos de unión.

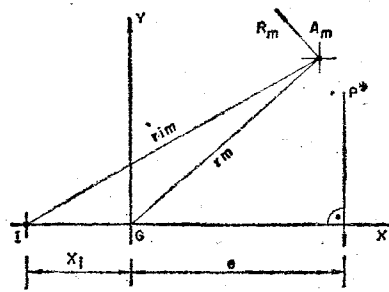
Unión solicitada por una fuerza  $P^*$  con una excentricidad,  $e$ , respecto del centro de gravedad,  $G$ , del conjunto de los elementos de unión.

Siendo  $I$  el centro instantáneo de rotación, se tiene:



SECCION A-A

Fig. A4-2



$$X_i = \frac{\sum A_m \cdot r_m}{e \cdot \sum A_m}$$

$$R_m^* = \frac{P^* \cdot e \cdot r_{im} \cdot A_m}{\sum A_m \cdot r_m^2}$$

En el caso frecuente de elementos de la misma sección, los valores de  $X_i$  y  $R_m^*$  vienen dados por:

$$X_i = \frac{\sum r_m^2}{e \cdot n}$$

$$R_m^* = \frac{P^* \cdot e \cdot r_{im}}{\sum r_m^2}$$

siendo:

$n$  = el número de elementos.

Solicitaciones que producen esfuerzos de tracción en los elementos de unión.

Las fórmulas aproximadas que se indican sólo son aplicables en el caso en que los elementos unidos sean suficientemente rígidos o estén suficientemente rigidizados como para poder considerarlos como indeformables. En caso contrario, su resistencia está limitada por la flexión de las alas de las piezas de unión.

Puede considerarse que se cumple la condición anterior cuando se verifica, según la notación de la figura, que:

$$F^* \leq 375 \cdot e \cdot \frac{t}{c} \cdot \frac{s}{s+t}$$

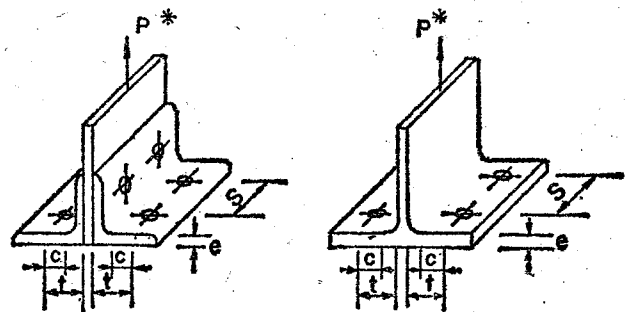
siendo:

$F^*$  = el esfuerzo de tracción ponderado que actúa sobre cada elemento de unión (roblón o tornillo), expresado en Kg.

$$\left( F^* = \frac{P^*}{n} \right)$$

Los valores de  $e$ ,  $s$ ,  $t$  y  $c$  vienen expresados en mm.

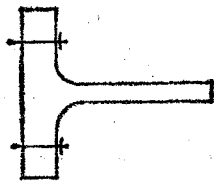
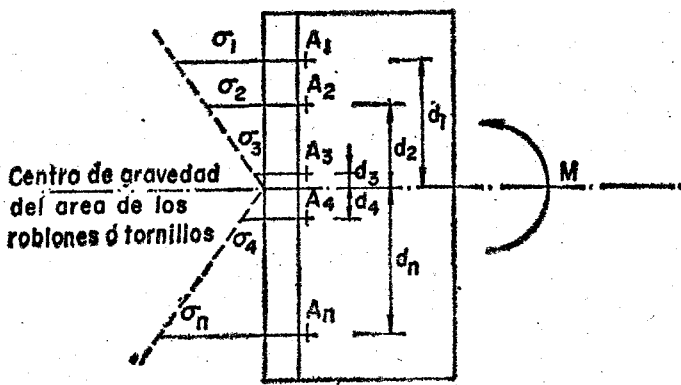
Cuando se dispongan angulares iguales o inferiores a 100 milímetros, no será necesario realizar la comprobación de flexión de las alas, siempre que el esfuerzo ponderado  $F^*$  por roblón o tornillo no exceda de 300 Kg. por cada milímetro de espesor del ala del angular.



En el caso en que la sollicitación sea un momento de eje paralelo al plano de la unión, el comportamiento de la misma es distinto según que los elementos tengan una tensión inicial, como en los roblones y tornillos de alta resistencia, o estén colocados sin tensión inicial, como sucede en los tornillos ordinarios y calibrados.

A continuación se distinguen los diferentes casos para la determinación de esfuerzos en los elementos de unión.

Uniones formadas por roblones o tornillos de alta resistencia.



El esfuerzo en un elemento de sección  $A_m$ , a una distancia  $d_m$  del centro de gravedad es:

$$F_m^* = \frac{M^* \cdot d_m \cdot A_m}{I}$$

donde:

$$I = \sum_{m=1}^n A_m d_m^2$$

Cuando todos los elementos tienen la misma sección ( $A_m = A$ ).

$$F_m^* = \frac{M^* d_m}{I}$$

donde:

$$I = \sum_{m=1}^n d_m^2$$

El valor  $F_m^*$  se utilizará para la comprobación del roblón o tornillo de alta resistencia, considerando únicamente en los casos normales en la práctica, los situados en la zona de tracción.

Uniones formadas por tornillos ordinarios o calibrados.

Se supone que el momento es resistido por los tornillos en la zona de tracción y por contacto en la zona de compresión. La posición de la fibra neutra viene determinada por la ecuación:

$$\frac{c_1}{c} = \sqrt{\frac{a}{b}}$$

siendo:

$a = \frac{A}{s} \cdot m$ ; o sea, el ancho del área equivalente de la sección de los tornillos supuestos uniformes y  $m$ , el número de filas paralelas de tornillos.

El esfuerzo máximo sobre el tornillo más alejado de la fibra neutra será:

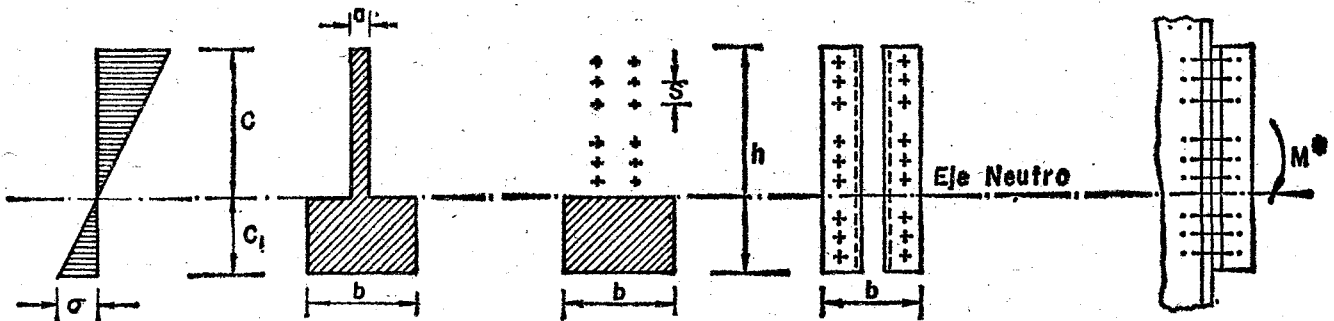
$$F_m^* = \frac{M^* \cdot c}{I} \cdot \frac{a \cdot s}{m}$$

La máxima tensión de compresión en la placa es:

$$\sigma^* = \frac{M^* \cdot c_1}{I}$$

siendo:

$$I = \frac{a \cdot c^3}{3} + \frac{b \cdot c_1^3}{3}$$



ANEJO 6. CÁLCULO DE SOLDADURAS DE ÁNGULO QUE CONSTITUYEN UNA UNIÓN

En la tabla A6-1 se resumen los casos más usuales de uniones planas constituidas con soldaduras de ángulo y en la tabla A6-2 algunos casos de uniones espaciales.

Para la confección de estas tablas se han seguido los criterios y procedimientos de la UNE 14035. Sin embargo, se han transformado las fórmulas para expresarlas en función de los esfuerzos ponderados y de la resistencia de cálculo del acero  $\sigma_w$ .

La notación es la misma del artículo 8.3.1.

TABLA A6.1

UNIONES PLANAS

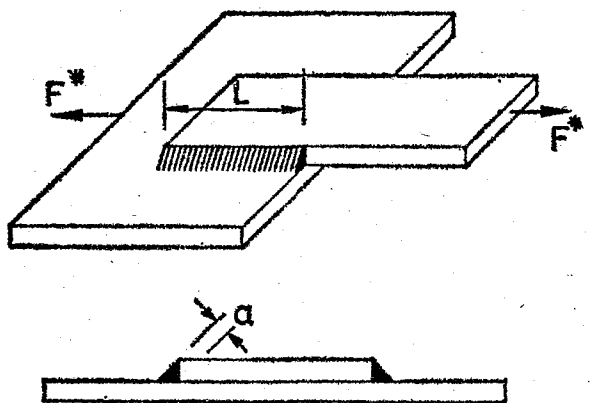
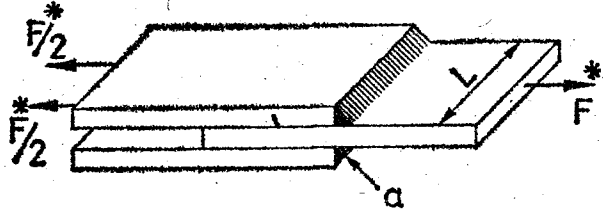
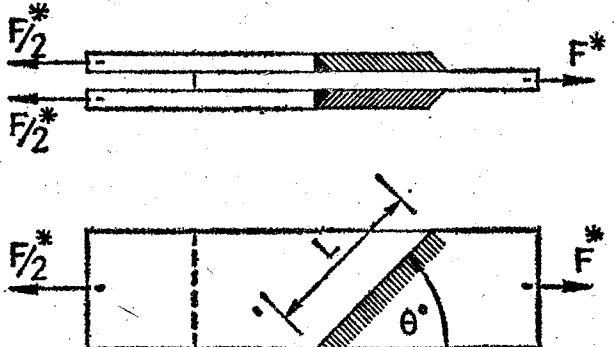
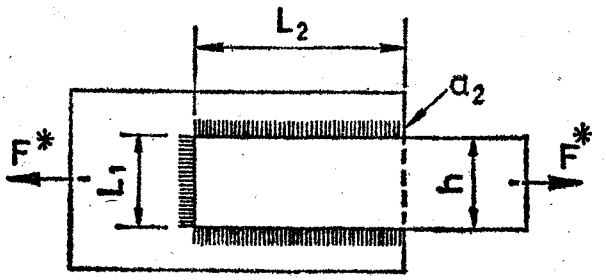
Caso	Solicitud	Unión	Expresión práctica										
1	Tracción	<p>Sólo soldaduras laterales</p> 	$\frac{F^*}{0.75 \Sigma a l} \leq \sigma_u$										
2	Tracción	<p>Sólo soldaduras frontales</p> 	$\frac{F^*}{0.85 \Sigma a l} \leq \sigma_u$										
3	Tracción	<p>Sólo soldaduras oblicuas</p> 	$\frac{F^*}{\beta \Sigma a l} \leq \sigma_u$ <table border="1" data-bbox="1109 1388 1340 1568"> <thead> <tr> <th><math>\theta^\circ</math></th> <th><math>\beta</math></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0</td> <td>0,75</td> </tr> <tr> <td>30</td> <td>0,77</td> </tr> <tr> <td>60</td> <td>0,81</td> </tr> <tr> <td>90</td> <td>0,85</td> </tr> </tbody> </table>	$\theta^\circ$	$\beta$	0	0,75	30	0,77	60	0,81	90	0,85
$\theta^\circ$	$\beta$												
0	0,75												
30	0,77												
60	0,81												
90	0,85												
4	Tracción	<p>Soldaduras frontales y laterales, combinadas</p> 	<p>Para <math>L_2 \leq 1,5 h</math>                      Sólo se consideran los cordones laterales</p> $\frac{F^*}{0,75 \Sigma a l} \leq \sigma_u$ <p>Se debe evitar:                      El cordón <math>L_3</math> del caso 6</p>										

TABLA A6.1  
(Continuación)

UNIONES PLANAS

Caso	Solicitación	Unión	Expresión práctica																						
5	Tracción	<p>Soldaduras frontales y laterales, combinadas</p>	<p>Para <math>0,5 h &lt; L_2 \leq 1,5 h</math></p> <p>Esfuerzo máximo capaz de transmitir la unión</p> $F_{max} = KF_1 + F_2$ $F_1 = \beta L_1 a_1 \sigma_u$ $F_2 = 0,75 \sum a_2 L_2 \sigma_u$ <p>En estas expresiones:</p> $K = \frac{1}{1 + 2 \operatorname{sen}^2 \theta}$ <table border="1" data-bbox="1029 638 1252 918"> <thead> <tr> <th><math>\theta</math></th> <th>K</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>0</td><td>1,00</td></tr> <tr><td>10</td><td>0,95</td></tr> <tr><td>20</td><td>0,81</td></tr> <tr><td>30</td><td>0,66</td></tr> <tr><td>40</td><td>0,59</td></tr> <tr><td>50</td><td>0,46</td></tr> <tr><td>60</td><td>0,40</td></tr> <tr><td>70</td><td>0,36</td></tr> <tr><td>80</td><td>0,34</td></tr> <tr><td>90</td><td>0,33</td></tr> </tbody> </table> <p>Los valores de <math>\beta</math>, según el caso 3</p> <p>Debe cumplirse: <math>F^* \leq F_{max}</math></p>	$\theta$	K	0	1,00	10	0,95	20	0,81	30	0,66	40	0,59	50	0,46	60	0,40	70	0,36	80	0,34	90	0,33
$\theta$	K																								
0	1,00																								
10	0,95																								
20	0,81																								
30	0,66																								
40	0,59																								
50	0,46																								
60	0,40																								
70	0,36																								
80	0,34																								
90	0,33																								
6	Tracción	<p>Soldaduras frontales y laterales, combinadas</p>	<p>Para <math>0,5 h &lt; L_2 \leq 1,5 h</math></p> <p>Esfuerzo máximo capaz de transmitir la unión.</p> $F_{max} = \frac{1}{3} F_2 + F_3$ $F_2 = 0,75 \sum a_2 L_2 \sigma_u$ $F_3 = \beta L_3 a_3 \sigma_u$ <p>Los valores de <math>\beta</math> según el caso 3</p> <p>Debe cumplirse: <math>F^* \leq F_{max}</math></p>																						
7	Tracción	<p>Soldaduras frontales y laterales, combinadas</p>	<p>Para <math>L_2 \leq 0,5 h</math></p> <p>Esfuerzo máximo capaz de transmitir la unión</p> $F_{max} = F_1 + \frac{1}{3} F_2$ $F_1 = \beta L_1 a_1 \sigma_u$ $F_2 = 0,75 \sum L_2 a_2 \sigma_u$ <p>Los valores de <math>\beta</math> según el caso 3</p> <p>Debe cumplirse: <math>F^* \leq F_{max}</math></p>																						

TABLA A6.1  
(Continuación)

UNIONES PLANAS

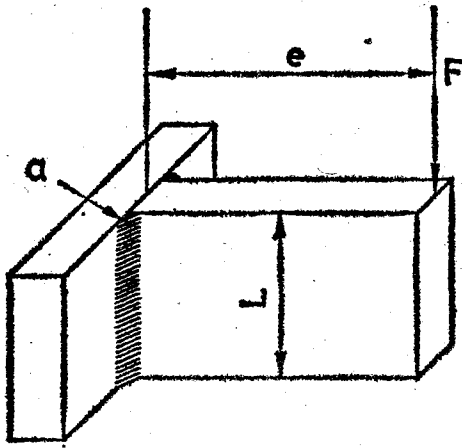
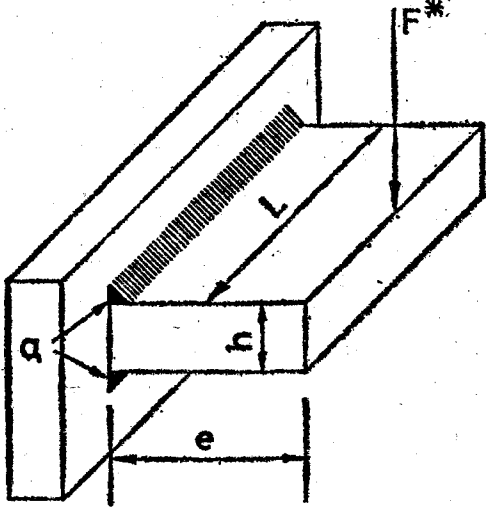
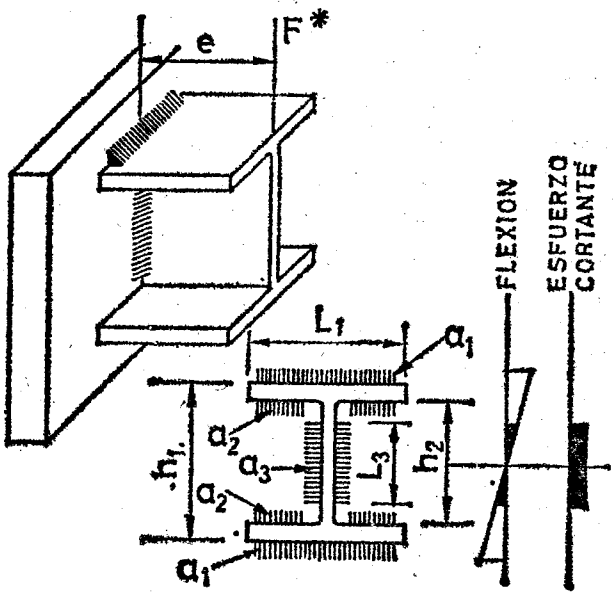
Caso	Solicitación	Unión	Expresión práctica
8	Flexión simple	<p>Sólo soldaduras frontales longitudinales</p> 	<p>Debe cumplirse:</p> $\sigma_c \leq \sqrt{\sigma^2 + 1.8 (\tau_n^2 + \tau_a^2)} \leq \sigma_u$ <p>En estas expresiones:</p> $\sigma = \frac{3}{\sqrt{2}} \frac{F^* e}{a L^2}$ $\tau_n = \frac{3}{\sqrt{2}} \frac{F^* e}{a L^2}$ $\tau_a = \frac{F^*}{2aL}$ <p>Para <math>e \gg L</math></p> $\sigma_c = 3,55 \frac{F^* e}{a L^2} \leq \sigma_u$
9	Flexión simple	<p>Sólo soldaduras frontales transversales</p> 	$\sigma = \frac{1}{\sqrt{2}} \frac{F^* e}{W}$ $\tau_n = \frac{1}{\sqrt{2}} \frac{F^* e}{W}$ $\sigma_c = \sqrt{\sigma^2 + 1.8 \tau_n^2} = \frac{F^* e}{W} \sqrt{1,4} \approx 1,18 \frac{F^* e}{W} \leq \sigma_u$ <p>Siendo <math>W</math> el módulo resistente de las soldaduras</p> <p>Para <math>h \gg a</math></p> $\sigma_c \approx 1,18 \frac{F^* e}{Lha} \leq \sigma_u$
10	Flexión simple	<p>Soldaduras frontales, longitudinales y transversales</p> 	<p>Soldaduras <math>a_1</math>:</p> $\sigma_c = \sqrt{1,4} \frac{F^* e}{W} \approx 1,18 \frac{F^* e}{W} \leq \sigma_u$ <p>Soldaduras <math>a_2</math>:</p> $\sigma_c \approx 1,18 \frac{h_2 - a_2}{h_1 - a_1} \frac{F^* e}{W} \leq \sigma_u$ <p>Soldaduras <math>a_3</math>:</p> $\sigma_c = \sqrt{1,4 \left( \frac{F^* e}{W} \frac{L_3}{h_1 + a_1} \right)^2 + 1,8 \left( \frac{F^*}{2L_3 a_3} \right)^2} \leq \sigma_u$ <p>Siendo <math>W</math> el módulo resistente de las soldaduras.</p> <p>Puede también considerarse absorbido el momento por las soldaduras <math>a_1</math> y <math>a_2</math> y el esfuerzo cortante por las soldaduras <math>a_3</math>.</p>

TABLA A6.1  
(Continuación)

UNIONES PLANAS

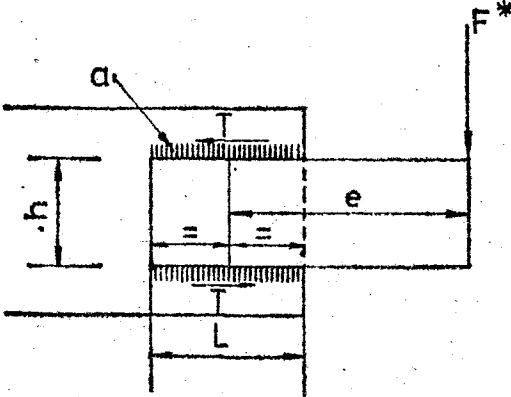
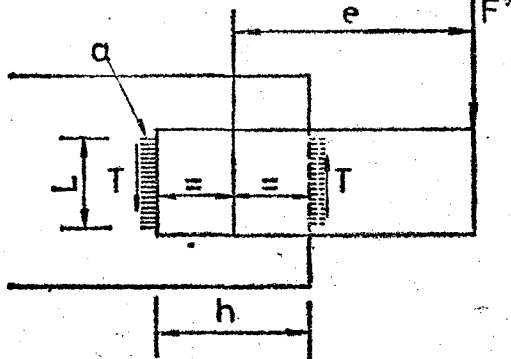
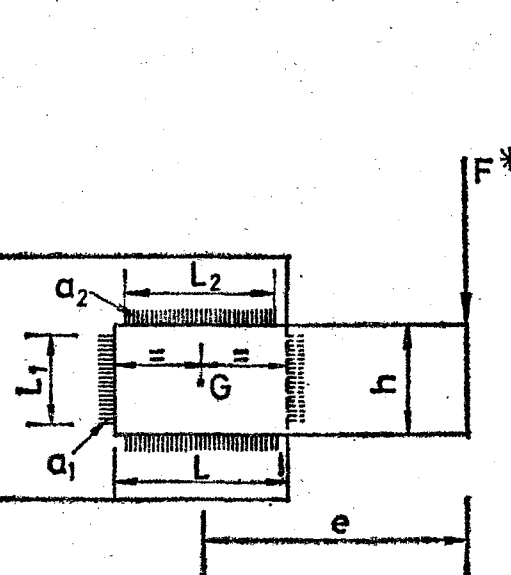
Caso	Solicitación	Unión	Expresión práctica
11	Torsión y esfuerzo cortante combinados	<p style="text-align: center;">Sólo soldaduras laterales</p> 	<p>Para <math>0,5 h &lt; L &lt; 2 h</math></p> $\sigma_c = \sqrt{1,4 \left(\frac{F^*}{La}\right)^2 + 1,8 \left(\frac{F^*e}{h+a} \cdot \frac{1}{La}\right)^2} =$ $= \frac{F^*}{La} \sqrt{1,4 + 1,8 \left(\frac{e}{h+a}\right)^2} \leq \sigma_u$
12	Torsión y esfuerzo cortante combinados	<p style="text-align: center;">Sólo soldaduras frontales</p> 	<p>Para <math>0,5 h &lt; L \leq 2 h</math></p> $\sigma_c = \sqrt{1,8 \frac{F^*}{La} \left(\frac{1}{2} + \frac{e}{h+a}\right)} \approx$ $\approx 1,34 \frac{F^*}{La} \left(\frac{1}{2} + \frac{e}{h+a}\right) \leq \sigma_u$
13	Torsión y esfuerzo cortante combinados	<p style="text-align: center;">Dos soldaduras laterales y dos frontales</p> 	<p>Para <math>0,5h &lt; L_2 &lt; 2h</math>.</p> <p>Máximo momento torsor admisible para las soldaduras 1:</p> $M_1 = 0,75 \sigma_u L_1 a_1 (L + a_1)$ <p>Máximo momento torsor admisible para las soldaduras 2:</p> $M_2 = 0,75 \sigma_u L_2 a_2 (h + a_2)$ <p>Máximo esfuerzo cortante admisible para las soldaduras 1:</p> $F_1 = 1,5 \sigma_u L_1 a_1$ <p>Máximo esfuerzo cortante admisible para las soldaduras 2:</p> $F_2 = 1,7 \sigma_u L_2 a_2$ <p>El momento torsor <math>M_t^* = F^* \cdot e</math> se descompone proporcionalmente a <math>M_1</math> y <math>M_2</math>.</p> <p>El esfuerzo cortante <math>F^*</math> se descompone proporcionalmente a <math>F_1</math> y <math>F_2</math>.</p> <p>Las soldaduras 1 se calculan como el caso 12.</p> <p>Las soldaduras 2 se calculan como el caso 11.</p>

TABLA A6.1  
(Continuación)

UNIONES PLANAS

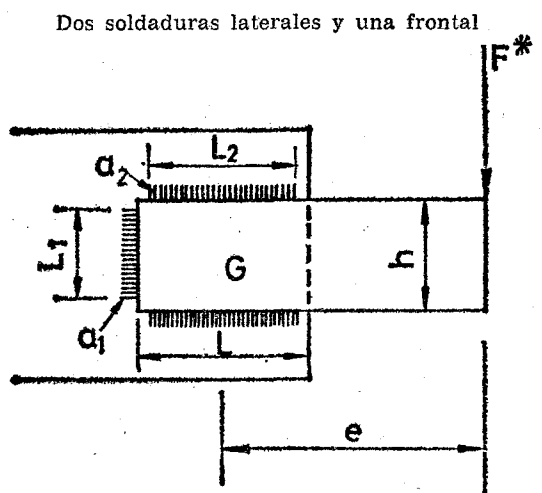
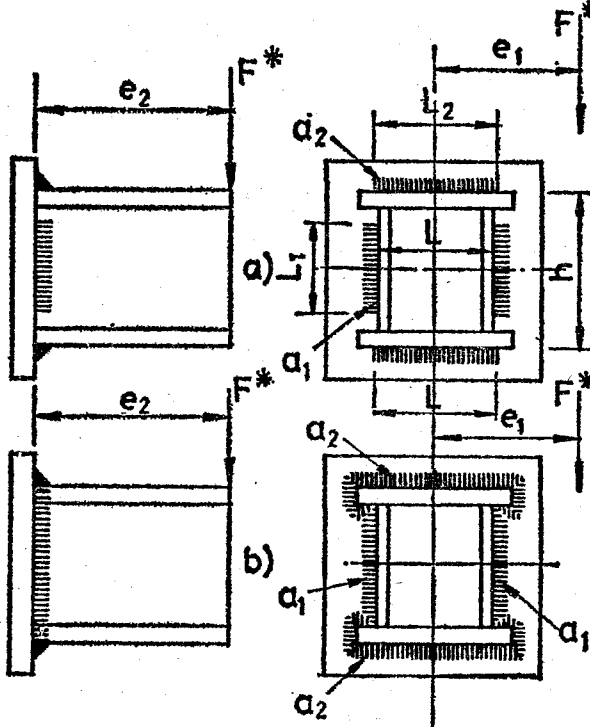
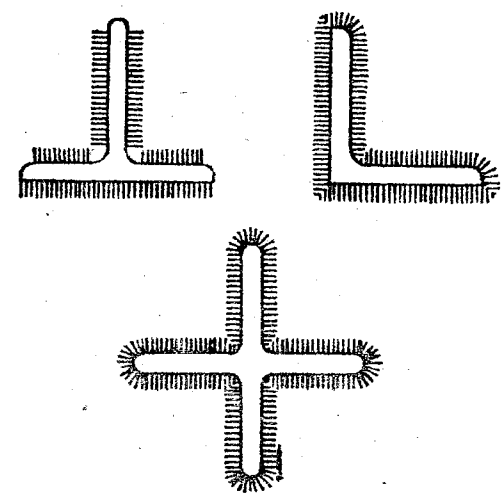
Caso	Solicitación	Unión	Expresión práctica
14	Torsión y esfuerzo cortante combinados	<p style="text-align: center;">Dos soldaduras laterales y una frontal</p> 	<p>Para <math>0,5h &lt; L_2 &lt; 2h</math></p> <p>Máximo momento admisible para la soldadura 1:  <math display="block">M_1 = 0,14\sigma_u L_1^2 a_1</math></p> <p>Máximo momento torsor admisible para las soldaduras 2:  <math display="block">M_2 = 0,75\sigma_u L_2 a_2 (h + a_2)</math></p> <p>El momento <math>M^* = F^*e</math> se descompone proporcionalmente a <math>M_1</math> y <math>M_2</math>.                      El esfuerzo cortante <math>F^*</math> (si está contenido en el plano de la junta, o su excentricidad es pequeña) se considera absorbido por las soldaduras 2.                      Las soldaduras 1 se calculan a flexión pura. Las soldaduras 2 se calculan como el caso 11.</p>
15	Flexión, torsión y esfuerzo cortante combinados		<p>Para <math>0,5h &lt; L &lt; 2h</math></p> <p>Caso a:  <math display="block">M_t^* = F^*e_2 \quad M_f^* = F^*e_1</math></p> <p>Los valores de <math>\sigma</math>, <math>\tau_n</math> y <math>\tau_a</math>, debidos a <math>M_t</math> y <math>F^*</math>, se obtienen como en el caso 13.                      Los valores de <math>\sigma</math> y <math>\tau_n</math>, debidos a <math>M_f^*</math>, se obtienen como en el caso 10 (<math>\tau_a^{M_f} = 0</math>).</p> <p>Caso b:                      Debido a <math>M_t^*</math> obtenemos unas tensiones:  <math display="block">\tau_a^{M_t} = \frac{M_t^*}{2Aa} \quad \sigma^{M_t} = 0 \quad \tau_n^{M_t} = 0</math></p> <p>Donde:  <math>A</math> = Area encerrada por la línea media de la sección de garganta de las soldaduras, abatida sobre el plano de la unión.  <math>a</math> = Dimensión de garganta de la soldadura en el punto que se considera.</p> <p>El resto de las tensiones y la comprobación de las soldaduras como en el caso a.                      Debe cumplirse en todos los casos:  <math display="block">\sigma_c = \sqrt{\sigma^2 + 1,8(\tau_a^2 + \tau_n^2)} \leq \sigma_u</math></p>
16	Torsión y esfuerzo cortante combinados		<p>En general, se pueden omitir en estas uniones los cálculos de las tensiones debidas a la torsión.</p>

TABLE A6.1  
(Continuación)

UNIONES PLANAS

Caso	Solicitación	Unión	Expresión práctica
17	Torsión y esfuerzo cortante combinados		<p>a) Cuando existen soldaduras a ambos lados de las alas:</p> $n_{max} = \frac{M_t^*}{W_y} \cdot k$ $\sigma = \tau_n = \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot \frac{e}{a_1 + a_2} \cdot \frac{M_t^*}{W_y} \cdot k$ $\sigma_c = 1,18 \cdot \frac{e}{a_1 + a_2} \cdot \frac{M_t^*}{W_y} \cdot k \leq \sigma_u$
18	Unión de alma con platabanda		<p>Debe cumplirse:</p> $\frac{F^* \cdot S}{0,75 \cdot 2aI_x} \leq \sigma_u$
			<p>Siendo:</p> <p><math>F^*</math> = Esfuerzo cortante que solicita a la sección.  <math>S</math> = Momento estático de la platabanda respecto al eje de flexión pura.  <math>I_x</math> = m. d. i. de la sección completa respecto al mismo eje.</p>
			<p>Puede, del lado de la seguridad, utilizar la fórmula simplificada siguiente:</p> $\frac{F^*}{0,75 \cdot 2 \cdot a \cdot h} \leq \sigma_u$

b) Cuando hay solamente soldaduras en el lado exterior de las alas:

$$\sigma = \tau_n = \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot \frac{e}{a_1} \cdot \frac{M_t^*}{W_y} \cdot k$$

$$\sigma_c \approx 1,18 \cdot \frac{e}{a_1} \cdot \frac{M_t^*}{W_y} \cdot k \leq \sigma_u$$

Siendo:

- $W_y$  = Módulo resistente de las soldaduras respecto a Y
- $e$  = Espesor medio del alma.
- $a_1$  = Garganta de las soldaduras exteriores.
- $a_2$  = Garganta de las soldaduras interiores.
- $k$  = Coeficiente de forma.

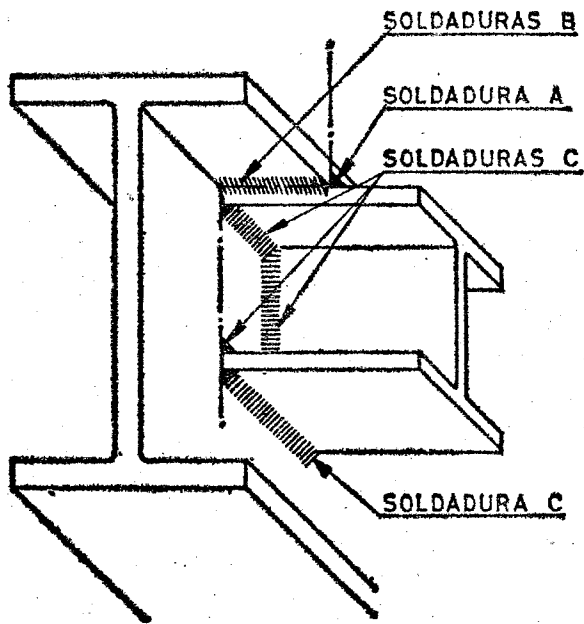
Perfil	I	H	L	L
$k$	4,5	6 a 10	5,5	7,5



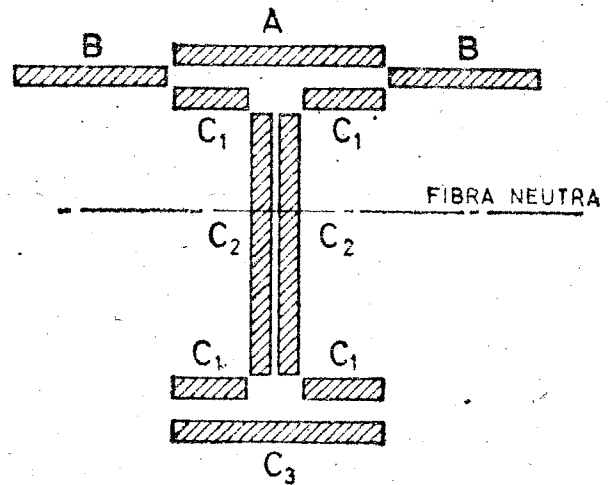
TABLA A6.2

## UNIONES ESPACIALES

Unión



Esquema



## Unión solicitada a tracción

Dimensiones de las soldaduras:

Soldadura A:  $L_A, a_A$ Soldadura B:  $L_B, a_B$ Soldadura C<sub>1</sub>:  $4 \times L_{C1}, a_{C1}$ Soldadura C<sub>2</sub>:  $2 \times L_{C2}, a_{C2}$ Soldadura C<sub>3</sub>:  $L_{C3}, a_{C3}$ 

1.º Se calculan las fuerzas de agotamiento de cada soldadura:

$$F_A = 0,85 \cdot \sigma_u \cdot L_A \cdot a_A \quad \text{..} \quad F_B = 0,75 \cdot \sigma_u \cdot L_B \cdot a_B \quad \text{..} \quad F_{C1} = 4 \times 0,85 \cdot \sigma_u \cdot L_{C1}$$

$$F_{C2} = 2 \times 0,85 \cdot \sigma_u \cdot L_{C2} \cdot a_{C2} \quad \text{..} \quad F_{C3} = 0,85 \cdot \sigma_u \cdot L_{C3} \cdot a_{C3}$$

Debe cumplirse:  $F_A + F_B + F_{C1} + F_{C2} + F_{C3} \geq F^*$ 

2.º Los esfuerzos que corresponden a cada soldadura son:

$$F_A^* = F^* \frac{F_A}{F_A + F_B + F_{C1} + F_{C2} + F_{C3}} = F^* \frac{F_A}{\Sigma F} \quad \text{..} \quad F_B^* = F^* \frac{F_B}{\Sigma F} \quad \text{..} \quad F_{C1}^* = F^* \frac{F_{C1}}{\Sigma F}, \text{ etc.}$$

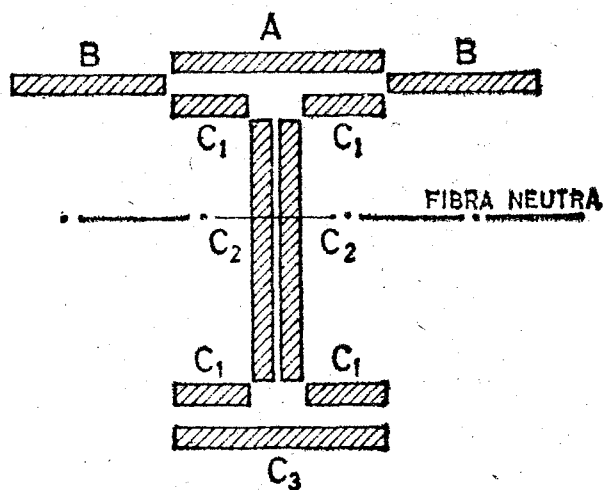
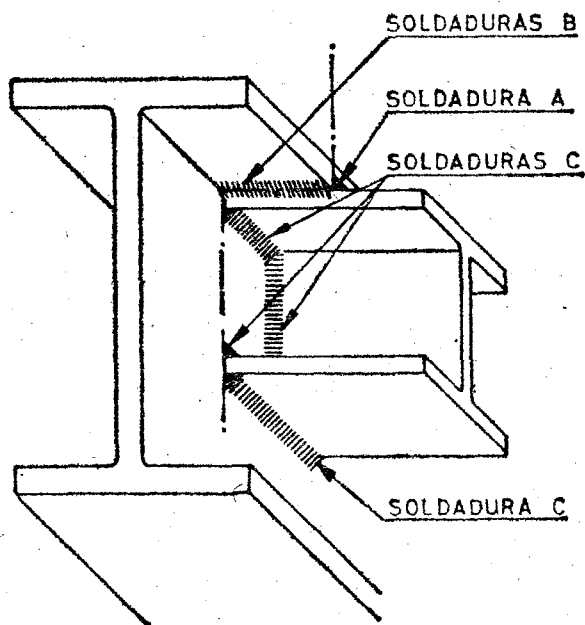
3.º Se comprueba cada soldadura con los esfuerzos obtenidos anteriormente, según los casos (1) y (2) de la tabla A6.1.

TABLA A6.2  
(Continuación)

UNIONES ESPACIALES

Unión

Esquema



*Unión solicitada a flexión simple*

Se determina el eje neutro y el módulo resistente de las soldaduras del esquema, considerando para las soldaduras «B»

un área reducida  $\frac{0,75}{0,85} L_B a_B$

El cálculo se realiza según (10) de la tabla A6.1. Las tensiones a considerar en los distintas soldaduras para obtener la tensión de comparación son:

- Soldadura B .....  $\tau_a$
- Soldadura A<sub>1</sub>, C<sub>1</sub> y C<sub>3</sub> .....  $\sigma, \tau_n$
- Soldadura C<sub>2</sub> .....  $\sigma, \tau_n, \tau_a$

*Unión solicitada a torsión*

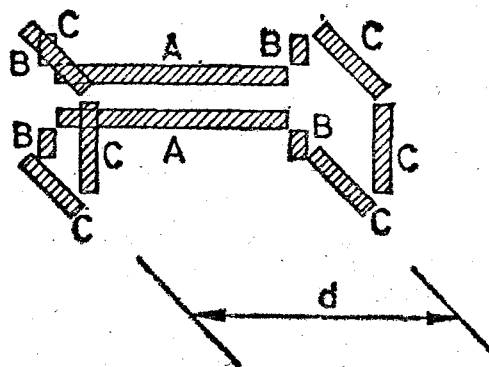
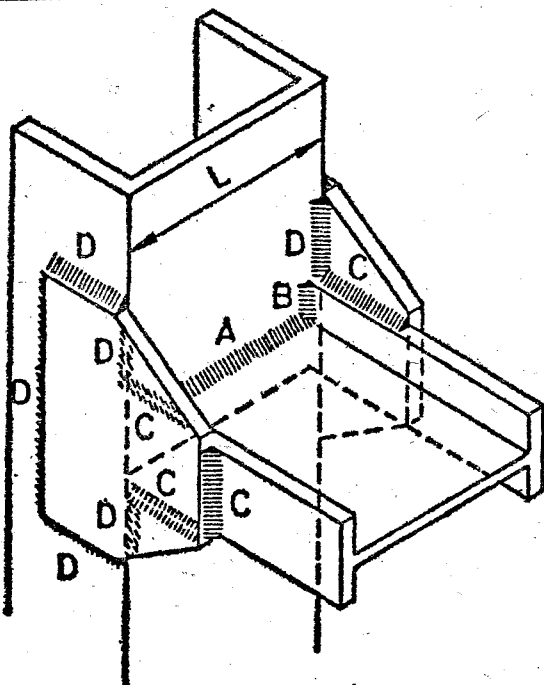
Se prescinde de las soldaduras «B» en el esquema y se verifica el cálculo según (15) de la tabla A6.1.

TABLA A6.2  
(Continuación)

UNIONES ESPACIALES

Unión

Esquema



Unión con cartelas transversales

1) Tracción

El cálculo se efectúa en forma análoga al caso anterior, siendo:

$F^*$  = Fuerza de tracción solicitante

$F_{AB}$  = Fuerza de agotamiento de las soldaduras A y B

$F_C$  = Fuerza de agotamiento de las soldaduras C

ha de verificarse:  $F^* \leq F_{AB} + F_C$  y  $F_D \geq F_C$

2) Flexión, siendo:

$M^*$  = Momento solicitante

$M_{AB}$  = Momento flector de agotamiento de las soldaduras A y B

$M_C$  = Momento torsor de agotamiento de las soldaduras C

se ha de verificar:  $M^* \leq M_{AB} + M_C$  y  $M_D \geq M_C$

$$M_{AB}^* = \frac{M_{AB}}{\Sigma M} M^* \quad M_C^* = \frac{M_C}{\Sigma M} M^*$$

3) Torsión, siendo:

$M_T^*$  = Momento torsor solicitante

$M_{AB}$  = Momento de agotamiento de las soldaduras A y B (calculado según el caso 17 de la tabla A6.1)

$M_C$  = Momento de agotamiento de las soldaduras C

$$M_C = F_C \times d$$

siendo:

$F_C$  = La fuerza de agotamiento de cada grupo de soldaduras de unión a una cartela, y

$d$  = Distancia entre cartelas

debe verificarse:

$$M_T^* \leq M_{AB} + M_C \quad \text{y} \quad F_D \geq F_C$$

## NOTACIÓN

Actualmente no existe ninguna reglamentación, nacional o internacional, que regule el uso de una determinada notación para las estructuras metálicas; por ello, la notación empleada en esta Norma ha recogido la simbología hasta ahora de uso más frecuente en nuestro país, y que a continuación se expone:

## MAYÚSCULAS LATINAS

- $A$  = Área bruta de una sección o área de una sección bruta.  
 $A_a$  = Área del alma.  
 $A_{D_1}, A_{D_2}$  = Área de la sección transversal de las diagonales de una celosía.  
 $A_M$  = Área de la sección transversal de un montante en una celosía.  
 $A_n$  = Área neta de una sección o área de una sección neta.  
 $A_n$  = Área del núcleo de un tornillo.  
 $A_r$  = Área resistente de la rosca de un tornillo.  
 $C$  = Coeficiente.  
 $E$  = Módulo de elasticidad.  
 $E_t$  = Módulo de elasticidad tangencial.  
 $F$  = Acción.  
 $F^*$  = Acción ponderada.  
 $G$  = Módulo de rigidez transversal.  
 $H$  = Esfuerzo horizontal.  
 $H^*$  = Esfuerzo horizontal debido a las acciones ponderadas.  
 $I$  = Momento de inercia.  
 $I_n$  = Momento de inercia neto.  
 $I_r$  = Momento de inercia de un rigidizador.  
 $I_x, I_y$  = Momentos de inercia respecto a los ejes X e Y, respectivamente.  
 $I_{max}, I_{min}$  = Momentos de inercia máximo y mínimo de una sección.  
 $I_A$  = Módulo de alabeo.  
 $I_T$  = Módulo de torsión.  
 $K$  = Coeficiente.  
 $K_r$  = Coeficiente en problemas de pandeo lateral y de abolladura.  
 $L$  = Longitud de un cordón de soldadura.  
 $M$  = Momento flector. Centro de esfuerzos cortantes.  
 $M^*$  = Momento flector debido a las acciones ponderadas.  
 $M_a$  = Momento de apretadura de un tornillo de alta resistencia.  
 $M_p$  = Momento plástico.  
 $M_p$  = Momento flector en una presilla.  
 $M_x, M_y$  = Momentos flectores según los ejes X e Y, respectivamente.  
 $M_x^*, M_y^*$  = Momentos flectores según los ejes X e Y, respectivamente, debidos a las acciones ponderadas.  
 $M_T$  = Momento torsor.  
 $M_T^*$  = Momento torsor debido a las acciones ponderadas.  
 $N, N_1, N_2$  = Esfuerzos normales.  
 $N^*, N_1^*, N_2^*$  = Esfuerzos normales debidos a las acciones ponderadas.  
 $N_o$  = Esfuerzo normal de pretensado en un tornillo de alta resistencia.  
 $N_t, N_T$  = Esfuerzo normal de tracción.  
 $N_t^*, N_T^*$  = Esfuerzo normal de tracción debido a las acciones ponderadas.  
 $N_c$  = Esfuerzo normal de compresión.  
 $N_c^*$  = Esfuerzo normal de compresión debido a las acciones ponderadas.  
 $P$  = Carga.  
 $P^*$  = Carga debida a las acciones ponderadas.  
 $P_E$  = Carga crítica de Euler.  
 $R$  = Esfuerzo cortante sobre un roblón o tornillo.  
 $R^*$  = Esfuerzo cortante sobre un roblón o tornillo debido a las acciones ponderadas.  
 $S$  = Momento estático.  
 $S_{1/2}$  = Momento estático de la mitad de la sección de un perfil con respecto al eje de simetría de la misma.

$S_p$  = Suma de momentos estáticos, con respecto al eje neutro plástico, de las dos partes de igual área en que dicho eje divide a la sección.

$T$  = Esfuerzo cortante.

$T^*$  = Esfuerzo cortante debido a las acciones ponderadas.

$T_i$  = Esfuerzo cortante ideal.

$T_p$  = Esfuerzo cortante en una presilla.

$V_c$  = Distancia desde el centro de gravedad de la sección al centro del ala comprimida.

$W$  = Módulo resistente de una sección.

$W_c, W_t$  = Módulos resistentes de una sección relativa a los bordes en compresión y tracción, respectivamente.

$W_n$  = Módulo resistente neto.

$W_x, W_y$  = Módulos resistentes de una sección relativos a los ejes X e Y, respectivamente.

X, Y = Ejes de simetría.

X, Y, Z = Ejes de coordenadas.

## MINÚSCULAS LATINAS

$a$  = Diámetro del agujero, o Parámetro, o

Espesor de garganta, o

Excentricidad de un esfuerzo de compresión, o

Distancia entre los ejes de los dos rodillos extremos de un apoyo.

$b$  = Anchura de ala, o

Parámetro.

$c$  = Coeficiente, o

Distancia.

$d$  = Diámetro de la espiga de un roblón o tornillo, o

Distancia entre rigidizadores transversales, o

Distancia entre puntos firmemente inmovilizados en sentido normal a una viga.

$d, d_1, d_2$  = Longitudes teóricas de diagonales en una celosía.

$e$  = Espesor, excentricidad.

$e_a$  = Espesor del alma de un perfil o viga armada.

$f$  = Flecha.

$h$  = Altura, canto total de una viga.

$h_a$  = Altura del alma.

$i$  = Radio de giro.

$i_x, i_y$  = Radios de giro respecto a los ejes X e Y, respectivamente.

$i_{min}$  = Radio de giro mínimo.

$i_o$  = Radio de giro polar.

$i_A$  = Radio de giro polar referido al centro de esfuerzos cortantes.

$i_T$  = Radio de giro relativo a la torsión.

$i_1$  = Radio de giro de la sección de un cordón en una pieza compuesta.

$k$  = Grado de empotramiento de un pilar, Coeficiente en problemas de pandeo lateral y de abolladura.

$l$  = Longitud real de una pieza, luz de una viga.

$l_1$  = Longitud de un tramo en una celosía.

$l_k$  = Longitud de pandeo.

$m$  = Número de elementos.

$n$  = Número de elementos.

$p$  = Carga por metro lineal, presión.

$r$  = Radio.

$$r_x = \sqrt{\frac{\int y(x^2 + y^2) dA}{I_x}} = \text{Magnitud geométrica de la sección.}$$

$s$  = Separación entre ejes de dos perfiles simples consecutivos en una pieza compuesta.

Paso en una costura roblonada o atornillada.

$t$  = Distancia entre centros de agujeros.

$u$  = Corrimiento.

$$v = \sqrt{\frac{I_{min}}{I_{max}}} = \text{Parámetro.}$$

$v$  = Profundidad alcanzada por la plastificación.

$x_0, y_0$  = Coordenadas del centro de esfuerzos cortantes referidos al centro de gravedad.

$x, y, z$  = Coordenadas.

$\varnothing$  = Diámetro.

#### MAYÚSCULAS GRIEGAS

$\Psi$  = Coeficiente de forma.

$\Sigma$  = Sumatorio.

#### MINÚSCULAS GRIEGAS

$\alpha$  = Coeficiente.

$\alpha_t$  = Coeficiente de dilatación térmica.

$\lambda = \frac{d}{h_a}$  = Relación de dimensiones de una chapa rectangular.

$\beta$  = Coeficiente utilizado en la comprobación a pandeo.

$\beta_0$  = Coeficiente de coacción al alabeo.

$\gamma_a$  = Coeficiente de minoración del acero.

$\gamma_s$  = Coeficiente de ponderación de las acciones.

$\delta$  = Desviación cuadrática media.

$\varphi$  = Angulo de giro entre dos secciones de una pieza.

$\theta$  = Angulo.

$\lambda$  = Esbeltez mecánica.

$\lambda_x, \lambda_y$  = Esbeltez mecánica respecto a los ejes X e Y, respectivamente.

$\lambda_1$  = Esbeltez complementaria.

$\lambda_i$  = Esbeltez mecánica ideal.

$\lambda_{T1}$  = Esbeltez ideal relativa a la torsión.

$\nu = \frac{s}{20i_1}$  = Coeficiente.

$\mu$  = Coeficiente; coeficiente de rozamiento.

$\nu$  = Coeficiente de Poisson.

$\sigma$  = Tensión normal, o

Tensión de aplastamiento en un roblón o tornillo.

$\sigma_I, \sigma_{II}, \sigma_{III}$  = Tensiones principales.

$\sigma_p$  = Límite de proporcionalidad.

$\sigma_{co}$  = Tensión de comparación.

$\sigma_u$  = Resistencia de cálculo del acero.

$\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$  = Tensiones normales según los ejes X, Y y Z, respectivamente.

$\sigma_s$  = Límite elástico del acero (es la  $\sigma_F$  de la MV-102/64).

$\sigma_E$  = Tensión crítica de Euler.

$\sigma_r$  = Resistencia de cálculo de un roblón.

$\sigma_t$  = Resistencia de cálculo de un tornillo.

$\sigma_1$  = Máxima tensión de compresión que se presenta en el borde de una chapa rectangular.

$\sigma_{cr,i}$  = Tensión crítica ideal de abolladura o de pandeo lateral.

$\sigma_{cr,r}$  = Tensión crítica real de abolladura o de pandeo lateral.

$\tau$  = Tensión tangencial.

$\tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{zx}$  = Tensiones tangenciales sobre planos normales a los ejes coordenados

$\tau_{cr,i}$  = Tensión tangencial crítica ideal de abolladura.

$\omega$  = Coeficiente de pandeo.

#### ABREVIATURAS

V. A. = Ver artículo.

máx. = Máximo.

mín. = Mínimo.

cr. = Crítico.

#### UNIDADES

No habiéndose promulgado todavía en España el Reglamento de aplicación de la Ley que introduce el nuevo sistema internacional de unidades S. I., se utilizan las del sistema M. K. S.

Las equivalencias entre las unidades de ambos sistemas son:

1 Mp	= 1.000 kp f	= 9.800 N	= 980 da N
1 Mp · m	= 1.000 kp f · m	= 9.800 N · m	= 980 da N · m
1 Mp/cm	= 1.000 kpf/cm	= 9.800 N/cm	= 980 da N/cm
1 Mp/cm <sup>2</sup>	= 1.000 kpf/cm <sup>2</sup>	= 9.800 N/cm <sup>2</sup>	= 980 da N/cm <sup>2</sup>

## INDICE

### CAPITULO PRIMERO

#### 1. GENERALIDADES:

- 1.1. Ambito de aplicación.
- 1.2. Aplicación de la norma.
- 1.3. Datos del proyecto.
- 1.4. Memoria.
- 1.5. Planos.
- 1.6. Pliego de condiciones.

### CAPITULO II

#### 2. BASES DE CÁLCULO.

- 2.1. Condiciones de seguridad.
- 2.2. Condiciones de deformabilidad.
- 2.3. Métodos de cálculo.
- 2.4. Acciones características.
- 2.5. Acciones ponderadas.

Tabla 2.1. Coeficientes de ponderación.

Notas a la tabla 2.1.

- 2.6. Condición de agotamiento.
- 2.7. Resistencia de cálculo del acero.
- 2.8. Elección del tipo de acero.
- 2.9. Constantes elásticas del acero.
- 2.10. Coeficiente de dilatación térmica del acero.

### CAPITULO III

#### 3. PIEZAS DE DIRECTRIZ RECTA SOMETIDAS A COMPRESIÓN.

##### 3.1. Clases de piezas.

Figuras 3.1, 3.2 y 3.3.

Figura 3.4.

##### 3.2. Solicitaciones consideradas.

##### 3.3. Términos de sección.

Figuras 3.5 y 3.6.

##### 3.4. Longitud de pandeo.

Tabla 3.1. Coeficientes  $\beta$  en barras de estructuras trianguladas.

Tabla 3.2.

Tabla 3.3. Coeficiente  $\beta$  para pilares de estructuras con recuadros arriostrados.

Tabla 3.4. Coeficiente  $\beta$  para pilares de estructuras sin recuadros arriostrados.

Tabla 3.5. Piezas con esfuerzo normal variable.

Tabla 3.6. Piezas con una carga puntual intermedia.

##### 3.5. Esbeltez mecánica de una pieza.

Figura 3.7.

Tabla 3.7. Piezas de sección variable.

Tabla 3.8. Características de torsión de algunas secciones.

##### 3.6. Espesores de los elementos planos de piezas comprimidas.

##### 3.7. Cálculo a pandeo de piezas sometidas a compresión centrada.

Tabla 3.9. Límite de espesor en piezas comprimidas.

- 3.8. Cálculo de los enlaces en las piezas compuestas.  
*Tabla 3.10. Coeficientes de pandeo del acero.*  
Figura 3.8.
- 3.9. Piezas solicitadas a compresión excéntrica.  
Figura 3.9.  
Figura 3.10.

## CAPITULO IV

## 4. PIEZAS DE DIRECTRIZ RECTA SOMETIDAS A TRACCIÓN.

- 4.1. Clases de piezas.  
4.2. Solicitaciones consideradas.  
4.3. Esbeltez mecánica de las piezas en tracción.  
4.4. Cálculo de piezas solicitadas a tracción centrada.  
4.5. Cálculo de las piezas solicitadas a tracción excéntrica.

## CAPITULO V

## 5. PIEZAS DE DIRECTRIZ RECTA SOMETIDAS A FLEXIÓN.

- 5.1. Vigas de alma llena.  
Figura 5.1.
- 5.2. Vigas de celosía.  
5.3. Cálculo de tensiones.  
5.4. Flechas.  
*Tabla 5.1.*
- 5.5. Pandeo lateral de vigas.  
*Tabla 5.2. Pandeo lateral anelástico.*
- 5.6. Abollamiento del alma en las vigas de alma llena.  
Figura 5.2.  
*Tabla 5.3. Valores del coeficiente K de abolladura.*
- 5.7. Rigidizadores.  
*Tabla 5.4. Abollamiento de alma anelástico.*  
Figura 5.3.  
Figura 5.4.

## CAPITULO VI

## 6. MÉTODOS ANELÁSTICOS DE CÁLCULO.

- 6.1. Aceptación de métodos de cálculo no elásticos.  
6.2. Bases de cálculo.  
6.3. Arriostramientos verticales.  
6.4. Soportes.  
Figura 6.1.
- 6.5. Influencia del esfuerzo cortante.  
6.6. Rigidizadores de alma.  
6.7. Relaciones máximas anchura-espesor.  
Figura 6.2. a), b), c) y d).
- 6.8. Uniones.  
6.9. Arriostramientos laterales.  
Figura 6.3.

## CAPITULO VII

## 7. UNIONES ROBLONADAS Y ATORNILLADAS.

- 7.1. Disposiciones y recomendaciones generales.  
7.2. Los elementos de unión.  
7.3. Disposiciones constructivas.  
Figura 7.1.  
Figura 7.2. a) y b).
- 7.4. Cálculo de los esfuerzos en los elementos de unión.  
7.5. Resistencia de los elementos de unión.  
Figura 7.3.

## CAPITULO VIII

## 8. UNIONES SOLDADAS.

- 8.1. Generalidades.  
8.2. Uniones con soldadura a tope.  
8.3. Uniones con soldaduras de ángulo.  
Figuras 8.1, 8.2 y 8.3.  
Figuras 8.4 y 8.5.  
Figuras 8.6, 8.7 y 8.8.  
Figuras 8.9 y 8.10.

## CAPITULO IX

## 9. APARATOS DE APOYO.

- 9.1. Generalidades.  
9.2. Apoyos fijos.  
Figuras 9.1, 9.2 y 9.3.

- 9.3. Apoyos móviles.  
Figuras 9.4 y 9.5.  
Figura 9.6.

## ANEJO 1

Recomendaciones provisionales para la elección de la calidad del acero para estructuras soldadas.  
Circunstancias que influyen en la rotura frágil.  
Temperatura mínima soportada.

Espesor del producto.  
Deformación en frío del producto.  
Clase de los esfuerzos.  
Estados de tensiones.  
Condiciones de forma y de ejecución.  
Responsabilidad de un elemento en la estructura.  
Método para la elección de la clase de acero.

*Tabla 1.1. Clasificación previa de un elemento estructural.*

*Tabla 1.2. Elección de la calidad en acero A37 para elementos soldados solicitados a tracción.*

*Tabla 1.3. Elección de la calidad en acero A42 para elementos soldados solicitados a tracción.*

*Tabla 1.4. Elección de la calidad de acero A52 para elementos soldados.*

## ANEJO 2

Cálculo de tensiones en piezas flexionadas de pared delgada y sección recta.

*Tabla A2.1.*

## ANEJO 3

Piezas solicitadas a torsión.

Torsión pura o uniforme.

Torsión no uniforme.

Piezas sometidas a torsión no uniforme que pueden calcularse como si estuviesen sometidas a torsión uniforme.

*Tabla A3.1. Piezas solicitadas a torsión uniforme.*

Torsión no uniforme de piezas de sección abierta de débil espesor.

Piezas con sección I simétricas.

Figura A3.1.

Figura A3.2.

## ANEJO 4

Pandeo lateral de vigas.

Ménsula de sección constante en I simétrica.

Figura A4.1.

Vigas de sección constante con simetría sencilla.

*Tabla A4.1. Valores de coeficientes para distintas leyes de momentos.*

Figura A4.2.

## ANEJO 5

Cálculo de los esfuerzos en los elementos de unión.

Solicitaciones que producen esfuerzo cortante.

Unión solicitada por una fuerza  $P^*$  en el plano de la costura y cuya línea de acción pasa por el centro de gravedad del conjunto de los elementos de unión.

Unión solicitada por una fuerza  $P^*$  con una excentricidad,  $E$ , respecto del centro de gravedad,  $G$ , del conjunto de los elementos de unión.

Solicitaciones que producen esfuerzos de tracción en los elementos de unión.

Uniones formadas por roblones o tornillos de alta resistencia.  
Uniones formadas por tornillos ordinarios o calibrados.

## ANEJO 6

Cálculo de soldaduras de ángulo que constituyen una unión.

*Tabla A6.1. Uniones planas.*

*Tabla A6.2. Uniones espaciales.*

NOTACIÓN.

MAYÚSCULAS LATINAS.

MINÚSCULAS LATINAS.

MAYÚSCULAS GRIEGAS.

MINÚSCULAS GRIEGAS.

ABREVIATURAS.

UNIDADES.

*ORDEN de 28 de junio de 1973 por la que se delegan facultades en el Subsecretario del Departamento.*

Ilustrísimo señor:

Con el fin de lograr la mayor agilidad en el despacho y tramitación de los asuntos competencia de los distintos Departamentos ministeriales, la vigente Ley de Régimen Jurídico de la Administración del Estado establece, en su artículo 22, la posibilidad de delegar funciones por parte de las diversas autoridades de la Administración en los órganos inferiores.

Asimismo, la Ley de Administración y Contabilidad de la Hacienda Pública, en su artículo 67, autoriza la transferencia de la facultad de disponer los gastos propios de los servicios del Departamento.

Por otra parte, el artículo 2 del texto articulado de la Ley de Contratos del Estado y el 16 del Reglamento General de Contratación autoriza la delegación de atribuciones al objeto de celebrar los contratos que en las citadas disposiciones se regulan.

Con el fin de conseguir la mayor rapidez en la tramitación y resolución de los asuntos competencia de este Departamento y al amparo de las disposiciones que anteriormente se citan, he tenido a bien disponer:

**Artículo 1.º** Queda delegado en el Subsecretario de la Vivienda el despacho y resolución de cuantos expedientes y asuntos estén atribuidos al titular del Departamento en virtud de una Ley, Reglamento u otra disposición de carácter administrativo.

**Art. 2.º** Queda asimismo delegada en el Subsecretario del Departamento la facultad de disposición de los gastos propios de los servicios del mismo, dentro del importe de los créditos autorizados, así como la facultad de interesar la ordenación de los pagos correspondientes del Ministerio de Hacienda.

Se delega también en dicha autoridad la autorización de disposición de los gastos incluidos en el Programa de Inversiones Públicas y la aprobación de expedientes de «ejercicios cerrados» por los diferentes conceptos presupuestarios.

**Art. 3.º** Queda delegada en el Subsecretario del Departamento la facultad de celebrar en nombre del Estado los contratos a que se refiere el texto articulado de la Ley de Contratos del Estado y el Reglamento General de Contratación.

**Art. 4.º** De las delegaciones otorgadas en los artículos anteriores quedan exceptuados:

a) Los asuntos que han de ser objeto de resolución por medio de Decreto y aquellos que deban someterse al acuerdo o conocimiento del Consejo de Ministros o de las Comisiones Delegadas del Gobierno.

b) Los que se refieran a relaciones con la Jefatura del Estado, Consejo del Reino, Cortes, Consejo de Estado y Tribunales Supremos de Justicia.

c) Los que hayan sido informados preceptivamente por el Consejo de Estado o el Consejo de Economía Nacional.

d) Los que den lugar a la adopción de disposiciones de carácter general.

e) Los recursos de alzada que procedan contra los acuerdos del Subsecretario en materia de su competencia.

**Art. 5.º** Cuando por el Subsecretario del Departamento se adopte cualquier resolución en virtud de la delegación que por esta Orden se confiere, se entenderá como definitiva, terminándose con ella la vía gubernativa.

**Art. 6.º** No obstante la delegación de facultades conferidas en la presente Orden, el Ministro podrá recabar el despacho y resolución de cuantos asuntos considere oportunos, aun cuando estuvieren comprendidos entre los que son objeto de esta delegación, la cual subsistirá en tanto no sea revocada o modificada por disposición especial.

**Art. 7.º** Queda derogada la Orden de 27 de diciembre de 1969, así como todas aquellas disposiciones que se opongan a lo establecido en la presente Orden.

Lo que comunico a V. I. para su conocimiento y efectos.

Dios guarde a V. I.

Madrid, 26 de junio de 1973.

UTRERA

Ilmo. Sr. Subsecretario del Departamento.

## II. Autoridades y personal

### NOMBRAMIENTOS, SITUACIONES E INCIDENCIAS

#### PRESIDENCIA DEL GOBIERNO

*ORDEN de 27 de junio de 1973 por la que se nombran funcionarios del Cuerpo Administrativo de la Administración Civil del Estado a quienes han superado las pruebas selectivas, turno libre, convocadas por Orden de esta Presidencia del Gobierno de 11 de diciembre de 1971.*

Ilmo. Sr.: Una vez superadas las pruebas selectivas, turno libre, para ingreso en el Cuerpo Administrativo de la Administración Civil del Estado, convocadas por Orden de la Presidencia del Gobierno de 11 de diciembre de 1971 («Boletín Oficial del Estado» del día 9 de enero de 1972), realizados favorablemente el Curso de Formación en la Escuela Nacional de Administración Pública y el período de prácticas administrativas, y vista la propuesta que formula el Director de dicha Escuela, con arreglo a lo dispuesto en la base 10.2 de la Orden antes citada,

Esta Presidencia del Gobierno, en ejercicio de las facultades señaladas en el artículo 32 de la Ley de Funcionarios Civiles

del Estado de 7 de febrero de 1964, tiene a bien nombrar funcionarios del Cuerpo Administrativo de la Administración Civil del Estado a los aspirantes que se relacionan a continuación por el orden definitivo obtenido según la puntuación total alcanzada por cada uno de ellos, con expresión de los Ministerios y localidades a que han quedado destinados.

Para la adquisición de la condición de funcionarios de carrera por los referidos candidatos, será necesario que juren acatamiento a los Principios Fundamentales del Movimiento Nacional y demás Leyes Fundamentales del Reino y tomen posesión de sus destinos dentro del plazo de un mes, a partir del día siguiente al de la publicación de la presente Orden en el «Boletín Oficial del Estado», de acuerdo con lo que se dispone en el artículo 36, c) y d), de la Ley Articulada de Funcionarios Civiles del Estado, debiendo certificarse el cumplimiento de ambos requisitos.

Lo que comunico a V. I. para su conocimiento y efectos.

Dios guarde a V. I.

Madrid, 27 de junio de 1973.

GAMAZO

Ilmo. Sr. Director general de la Función Pública.