

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 I.A 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. *Esbellez mecánica de las piezas en tracción.*—Salvo justificación especial, la esbellez 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 esbellez 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 provocarán 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.

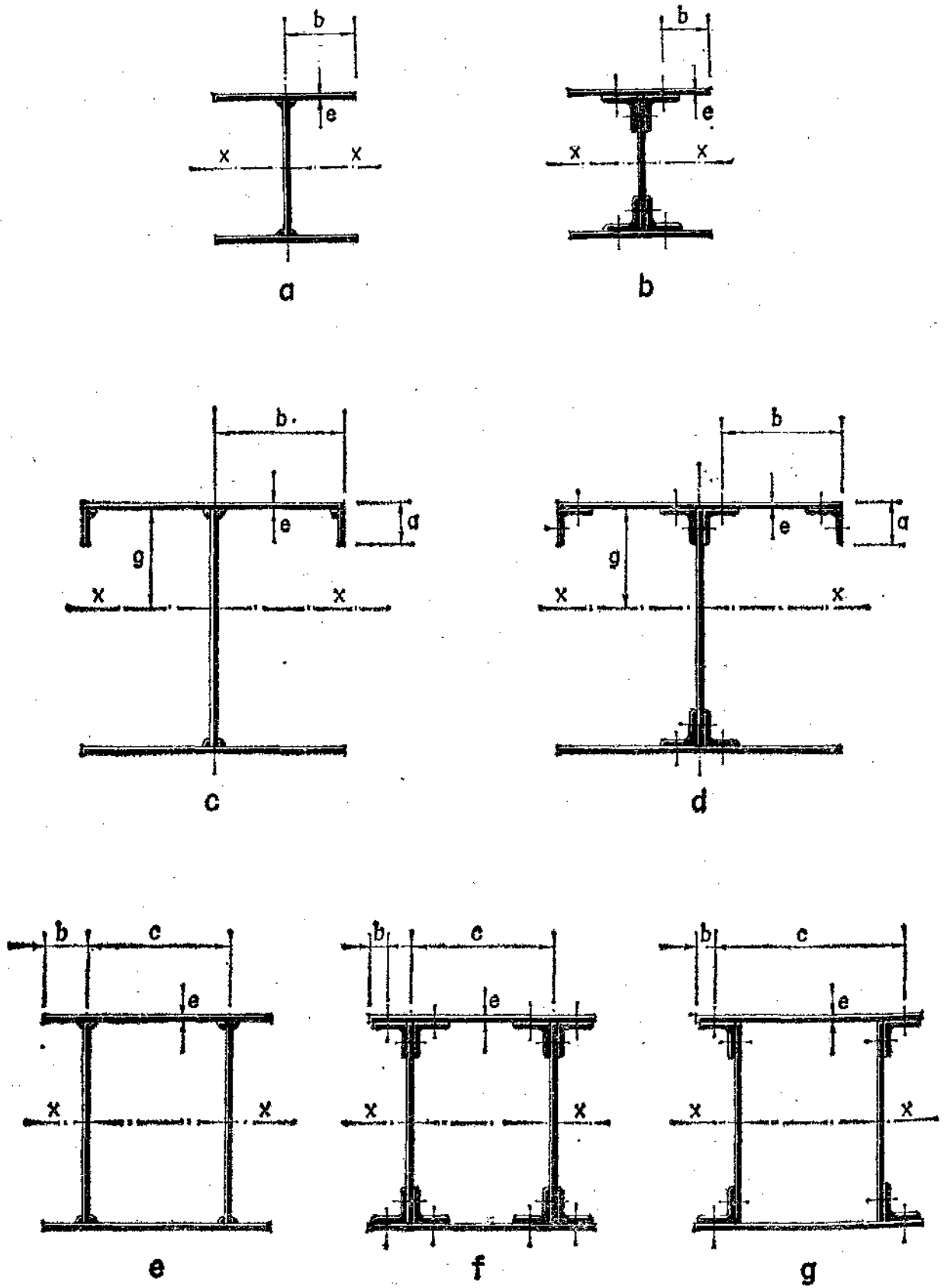


Fig. 5.1

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 aceptarán los siguientes valores máximos de la relación flecha/luz bajo la acción de la carga característica.




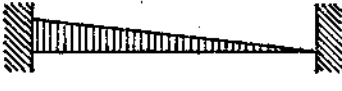





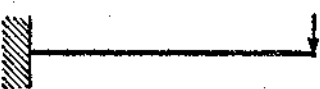


Vigas o viguetas de cubierta .....	1/250
Vigas hasta 5 metros de luz y viguetas de forjado que no soporten muros de fábrica .....	1/300
Vigas de más de 5 metros de luz que no soporten muros de fábrica .....	1/400
Vigas y viguetas de forjado que soporten muros de fábrica .....	1/500
Ménsulas, medida en 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 anexo 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,  $M_{cr \cdot r}$ , viene dado por:

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

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

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

siendo:

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

TABLA 5.2  
PANDEO LATERAL ANELÁSTICO

Tensión crítica ideal $\sigma_{cr \cdot i}$ 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	0,986	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	0,234	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 0,008 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.

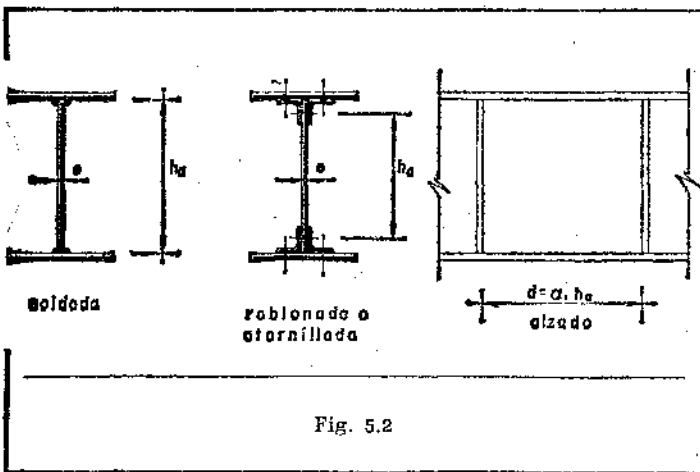


Fig. 5.2

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:

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

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:

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

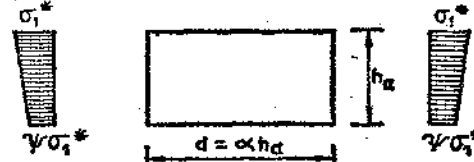
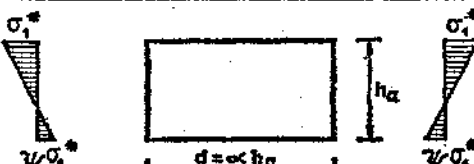
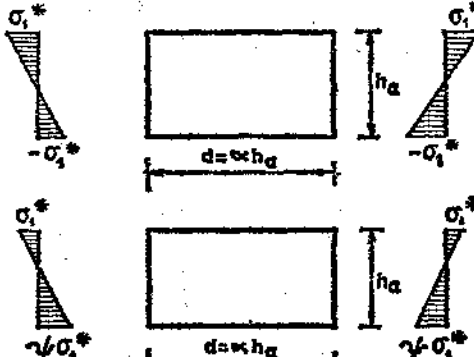
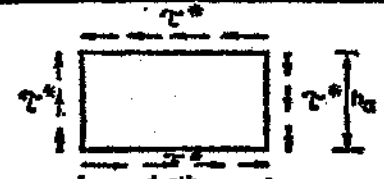
siendo:

$K_r$  = 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  $\frac{1}{4}$  ó  $\frac{1}{5}$  (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> 	$\sigma_1^* = k_1 \sigma_E$	$\alpha \geq \frac{1}{2}$	$k_1 = 29,9$
5	<p>Tensiones tangenciales repartidas uniformemente.</p> 	$\tau^* = k_2 \sigma_E$	$\alpha \geq 1$	$k_2 = 6,66 + \frac{500}{\alpha^2}$
			$\alpha < 1$	$k_2 = 5,55 + \frac{666}{\alpha^2}$



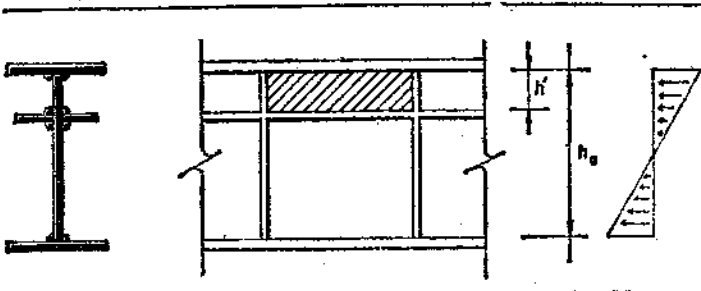


Fig. 5.3

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

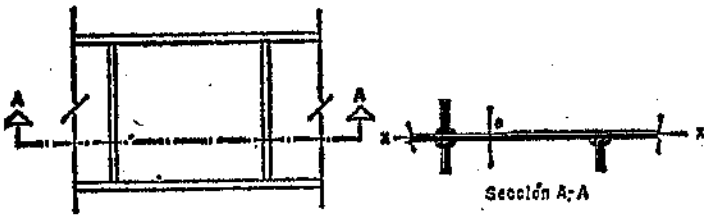


Fig. 5.4

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 triplés 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 las, 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:

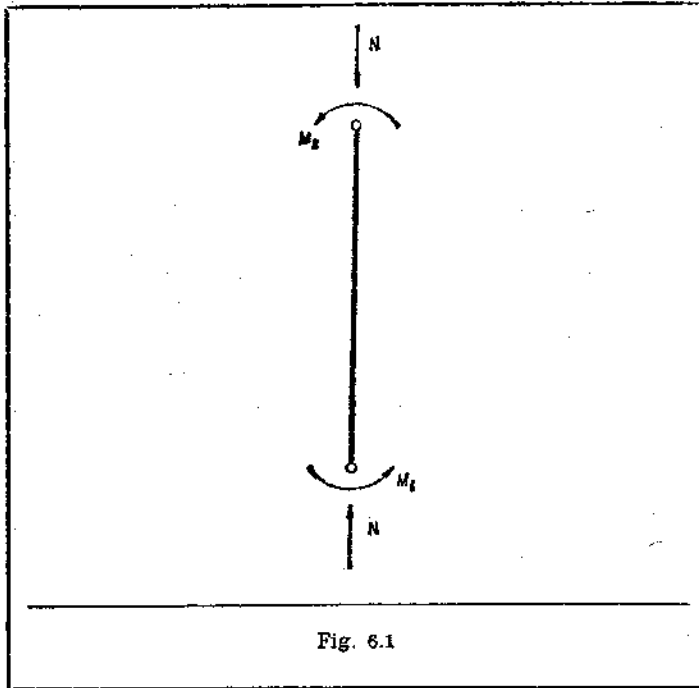
$$C_M = 0,6 - 0,4 \frac{M_1^*}{M_2^*} \leq 0,4$$

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,  $\tau_x^*$ , originada en el alma por el esfuerzo cortante ponderado, cumple la condición:

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

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:

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

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

además se deberá cumplir que:

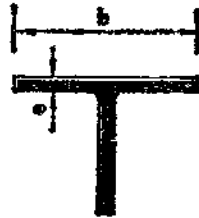
$$\frac{d}{i_y} \leq \left( 60 + 40 \frac{M^*}{M_p} \right) \sqrt{\frac{2400}{\sigma_u}}$$

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)



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

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

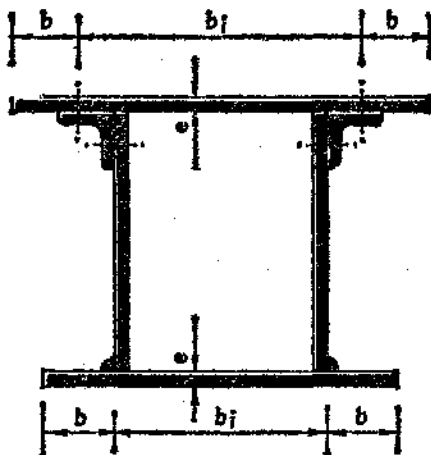
b)



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

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

c)



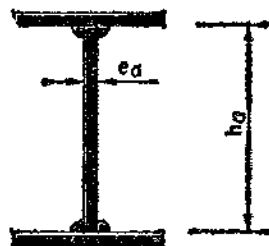
$$\frac{e/b}{e/h} \leq 8,5 \text{ para aceros tipo A37 y A42}$$

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

$$\frac{b_f/b}{e/b} \leq 32 \text{ para aceros tipo A37 y A42}$$

$$\frac{b_f/b}{e/b} \leq 27 \text{ para aceros tipo A52}$$

d)



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

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

Fig. 6.2

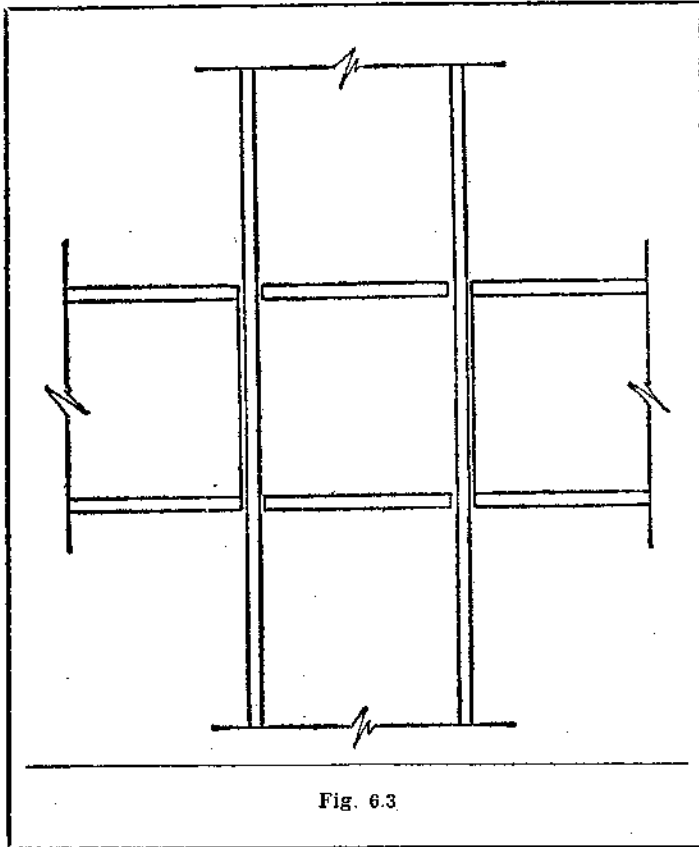


Fig. 6.3

## 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 sollicitaciones 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):

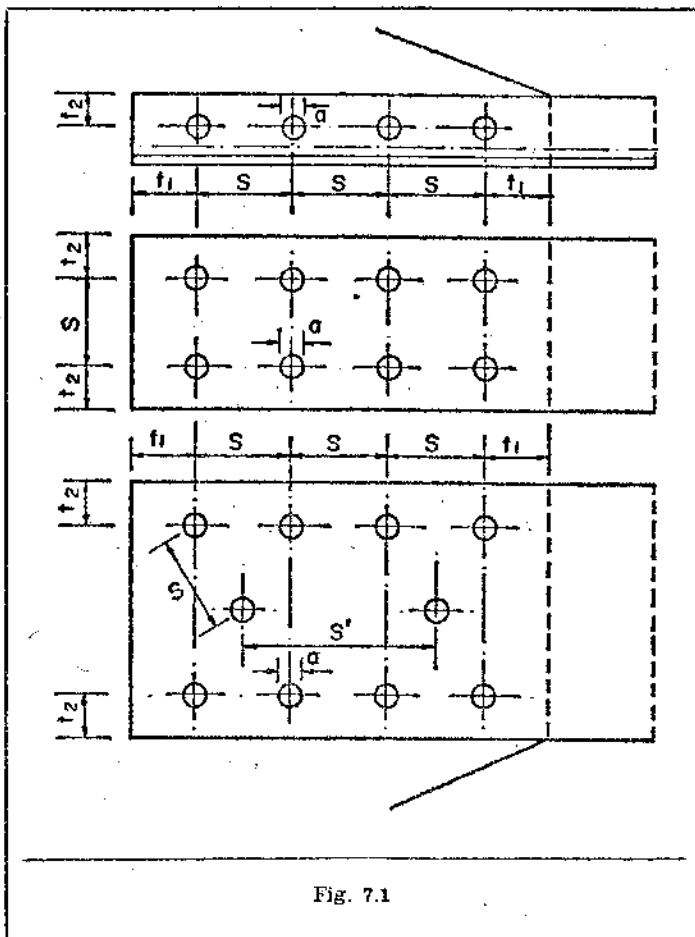


Fig. 7.1

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).

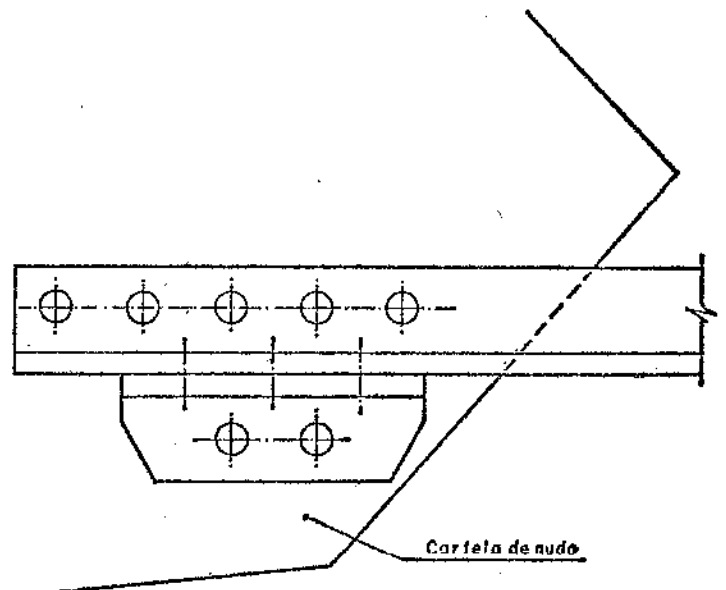


Fig. 7.2 (a)

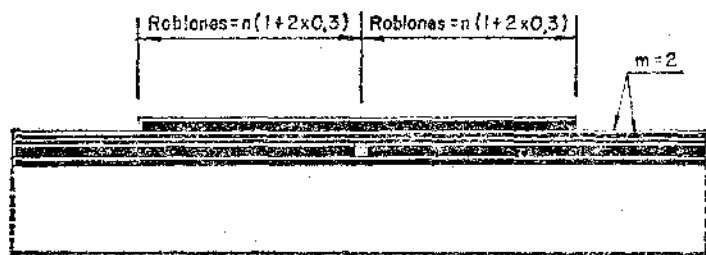
7.3.6. Cuando un cubrejuntas no esté colocado directamente sobre la pieza a la que sirve, existiendo entre ambos forros u otros elementos (figura 7.2.b) el número de roblones que sería necesario disponer en el caso de contacto directo, se multiplicará por el factor:

$$1 + 0,3 m$$

siendo:

$m$  el número de elementos intermedios.

7.4. Cálculo de los esfuerzos en los elementos de unión.— En el anexo 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 solicitado 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 solicitado 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 solicitado 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 solicitado 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 solicitado a esfuerzo cortante la dada por el producto:

- 0,85  $\sigma_t \cdot n \cdot A$ , 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 solicitado 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 solicitado 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:

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

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  $N_o$  del esfuerzo de pretensado que actúa sobre su espiga.

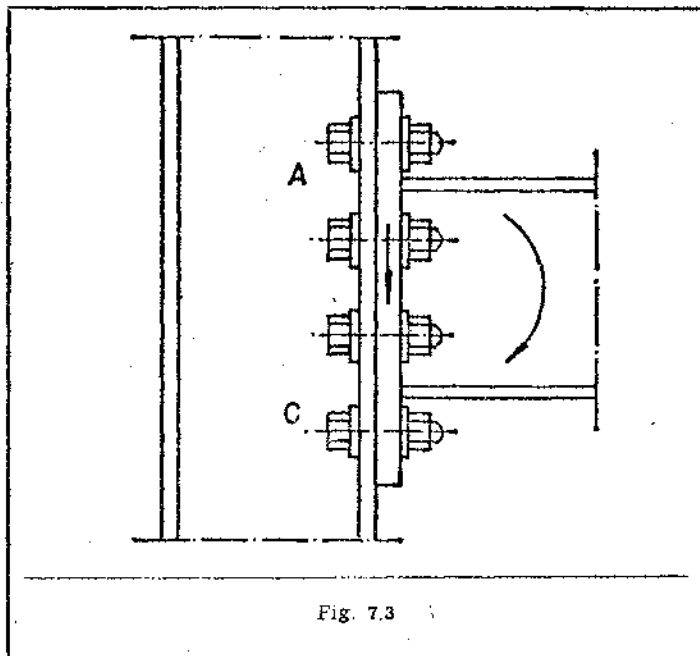
7.5.12. Cuando simultáneamente actúen esfuerzos en la dirección del eje y en dirección perpendicular al mismo, se considerará como sollicitación de agotamiento de un tornillo de alta resistencia en la dirección del eje a la magnitud  $N_o$  y como sollicitación de agotamiento en la dirección perpendicular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

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

siendo:

- $N_o$  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.



CAPITULO VIII

8. UNIONES SOLDADAS

8.1. Generalidades.—Este capítulo se refiere a las uniones realizadas mediante soldado 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 soldado 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 soldado 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.

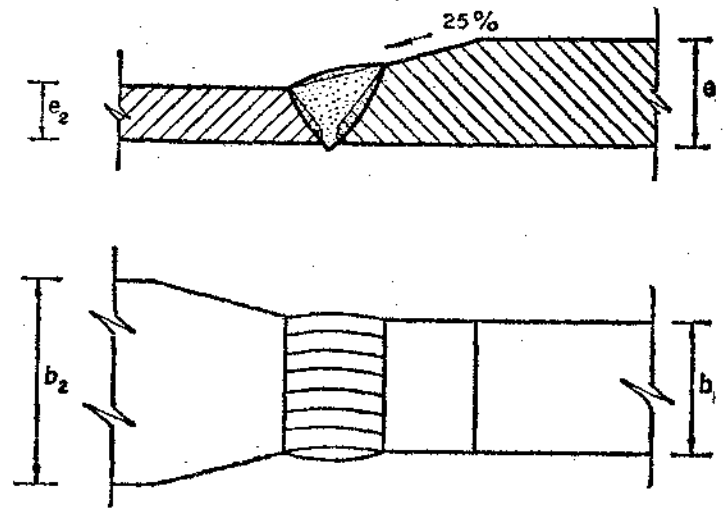
8.1.2. Prescripciones para las soldaduras.

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

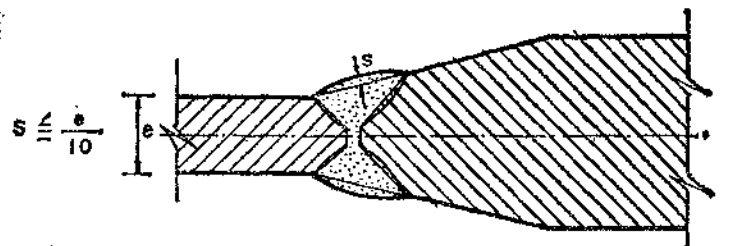
No se considerarán como resistentes las soldaduras que por su difícil accesibilidad no puedan realizarse en buenas condiciones. En particular no se considerarán las soldaduras de rincón con chapas que formen ángulo menor de 60°.

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).



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).



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.

Cuando 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 soldado 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 soldado (figura 8.3).

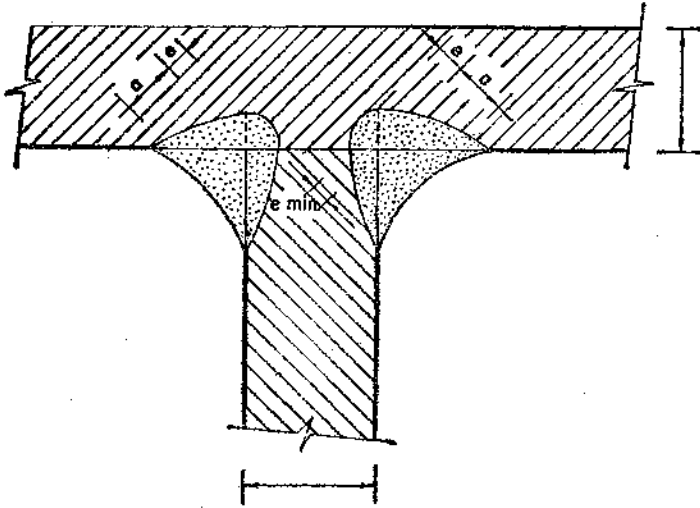


Fig. 8.3

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.

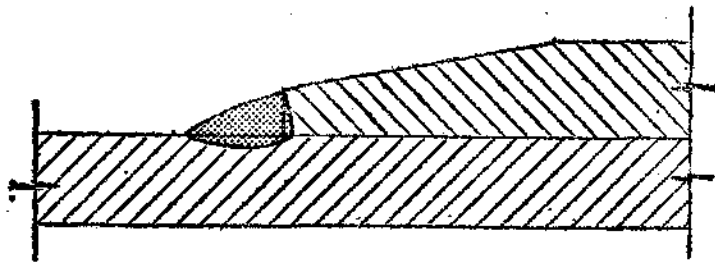


Fig. 8.4. Soldadura frontal en el extremo de una platabanda traccionada

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).

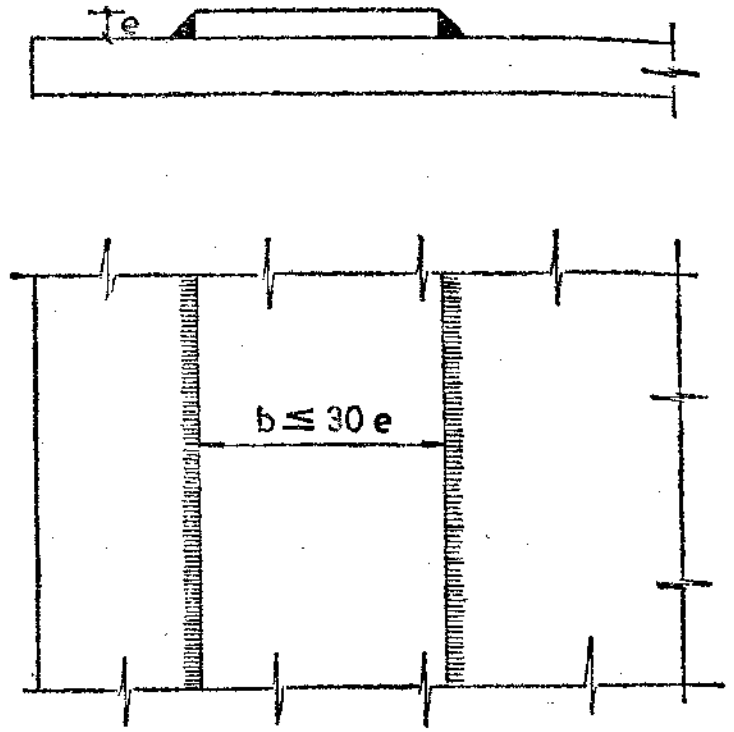


Fig. 8.5. Condición de anchura en las chapas de una barra compuesta

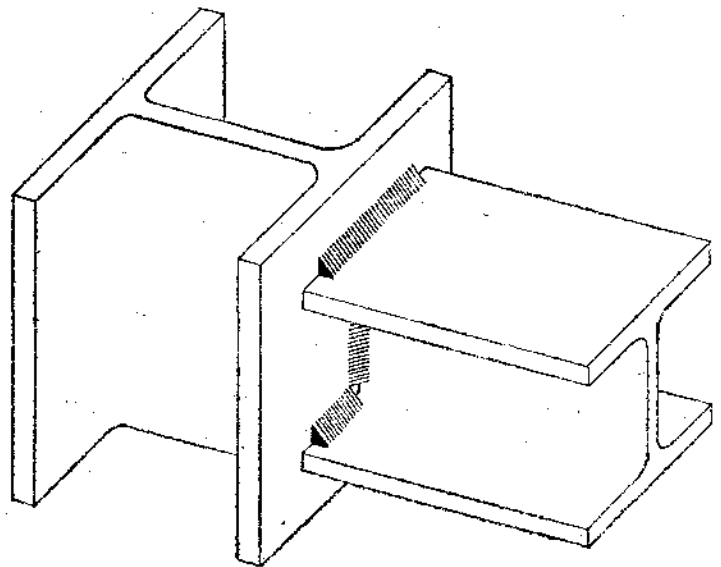


Fig. 8.6. Unión plana

- 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.

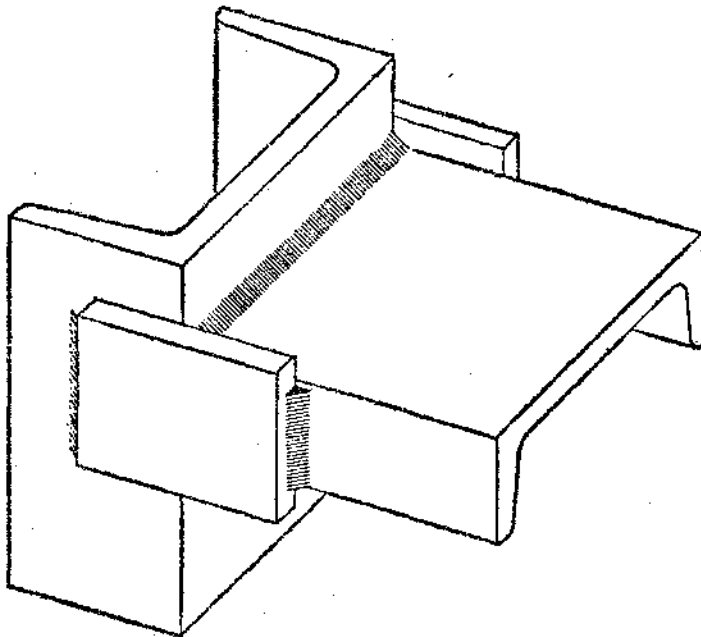


Fig. 8.7. Unión espacial

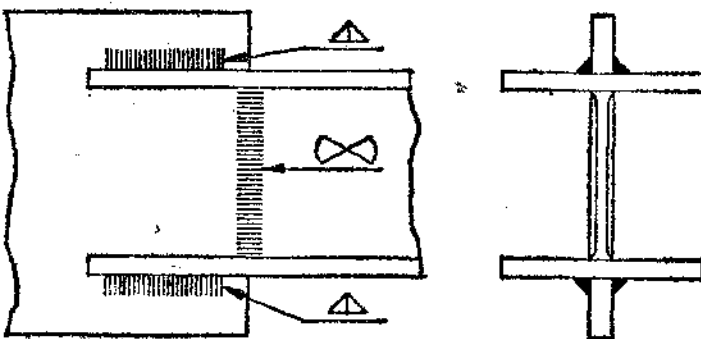


Fig. 8.8. Unión mixta

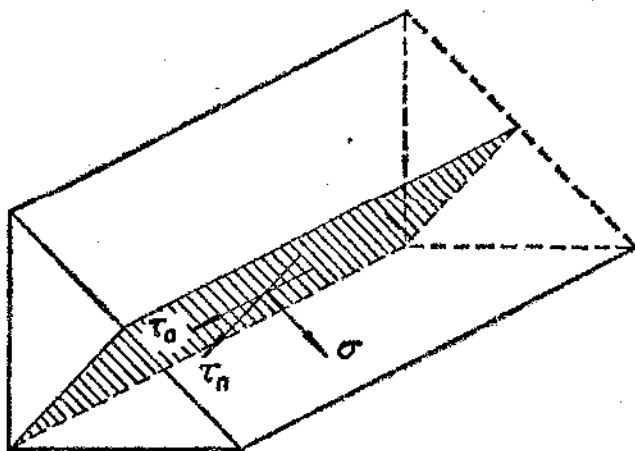


Fig. 8.9.

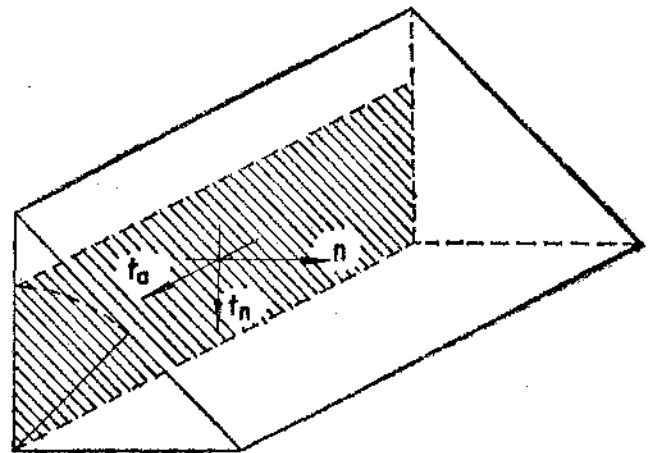


Fig. 8.10

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

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

donde:

- $\sigma_{co}$  = la tensión de comparación.
- $\sigma^*$  = la tensión normal ponderada, referida al plano de garganta.
- $t_n^*$  = la tensión tangencial ponderada, normal a la arista, referida al plano de garganta.
- $t_a^*$  = 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).

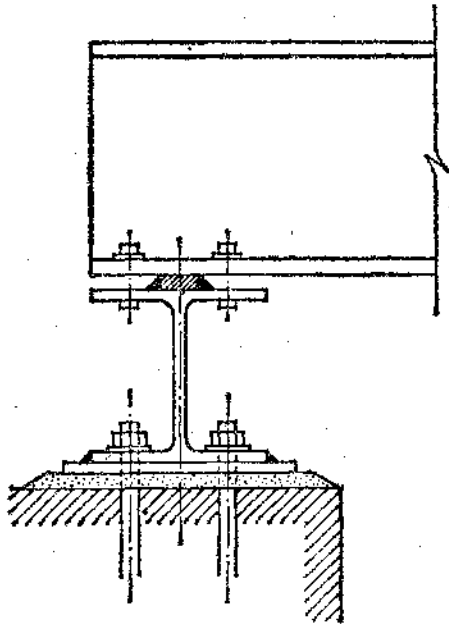


Fig. 9.1

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.

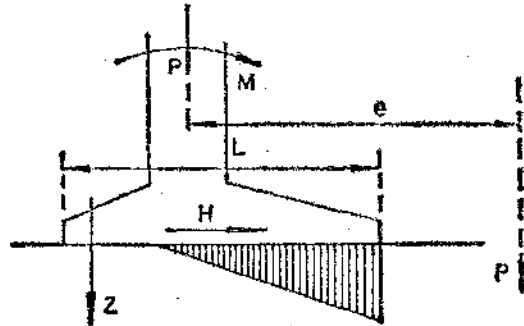


Fig. 9.2

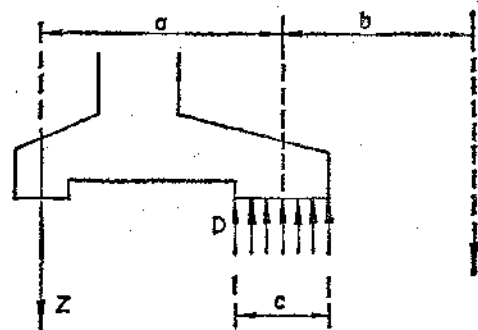


Fig. 9.3

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).

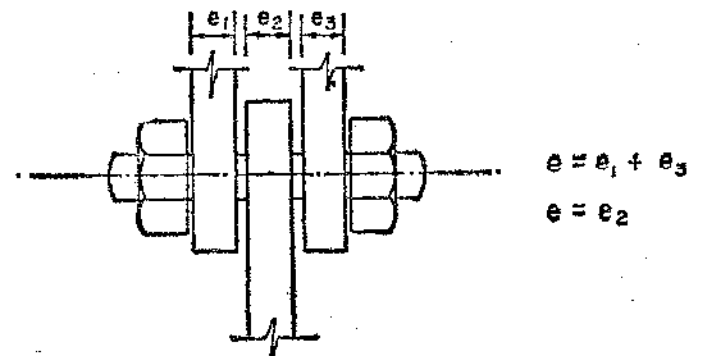


Fig. 9.4

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

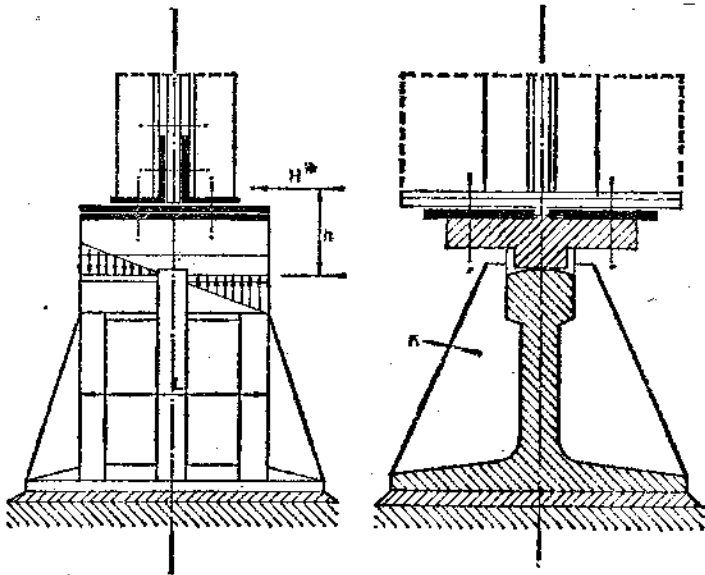


Fig. 9.5

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:

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

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:

$$p^* = 19,16 \sqrt{\left( \frac{F^*}{L} + \frac{6 \cdot H^* \cdot h}{L^2} \right) \frac{1}{r}} \text{ t/cm}^2 \text{ (fig. 9.5).}$$

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  $F^*$ :

$$F^* = F^*_{total} \left( \frac{1}{n} + \frac{v}{2a} \right) \text{ (figura 9.6),}$$

siendo:

$n$  = el número (siempre par) de rodillos.  
 $v$  = 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.

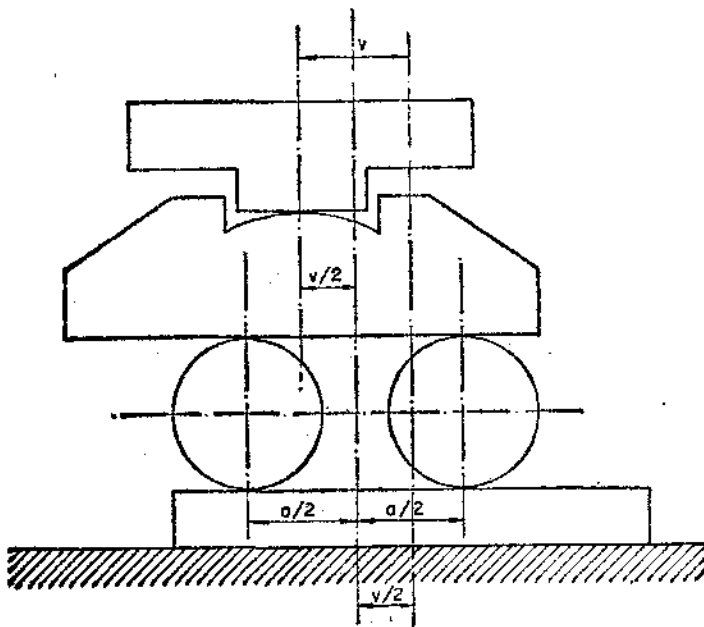


fig. 9.6

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  $\sum u$ , dan lugar a una reacción  $H$ , que se deberá tener en cuenta en el cálculo de valor:

$$H = A G \frac{\sum u}{h}$$

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  $10 \text{ Kg/cm}^2$ ).

$\sum u$  = 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 I: 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 llague 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 accros 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:			
	≥ -10° C	≥ -30° 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.

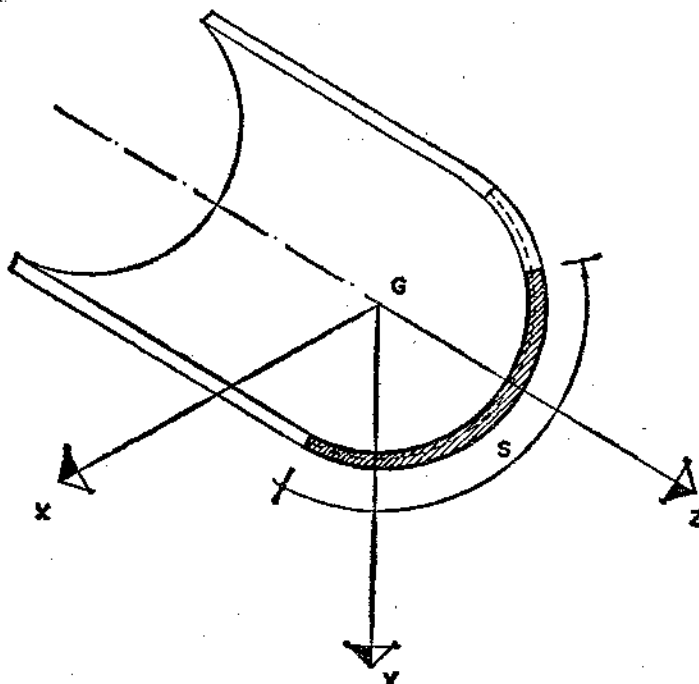


TABLA A2-I

TENSIONES NORMALES	<p>Sección asimétrica sometida a un momento de eje contenido en el plano XY.</p> $\vec{M} = \vec{M}_x + \vec{M}_y$ $\tau_z = \frac{M_x (I_y \cdot y - I_{xy} \cdot x) - M_y (I_{xy} \cdot y - I_x \cdot x)}{I_x \cdot I_y - I_{xy}^2}$	
	<p>Sección asimétrica sometida a un momento de eje contenido en el plano XY, siendo los ejes X e Y principales de inercia.</p> $\vec{M} = \vec{M}_x + \vec{M}_y$ $\sigma_z = \frac{M_x \cdot y}{I_x} + \frac{M_y \cdot x}{I_y}$	<p><math>I_{xy} = 0</math></p> <p>Este caso es también el de una sección que sea simétrica respecto a los ejes X e Y.</p>
	<p>Sección simétrica respecto a un eje normal al del momento.</p> $\vec{M} = \vec{M}_x$ $\vec{M}_y = 0$ $\sigma_z = \frac{M_x \cdot y}{I_x}$	<p><math>I_{xy} = 0</math></p> <p>Eje Y = eje de simetría.</p>
TENSIONES TANGENCIALES	<p>Sección abierta de débil espesor sometida a un esfuerzo cortante contenido en el plano XY.</p> $\vec{T} = \vec{T}_x + \vec{T}_y$ $\tau_0 = \frac{-T_y}{t_0 (I_x I_y - I_{xy}^2)} \left[ I_y \int_0^s y t ds - I_{xy} \int_0^s x t ds \right] + \frac{-T_x}{t_0 (I_x I_y - I_{xy}^2)} \left[ I_{xy} \int_0^s y t ds - I_x \int_0^s x t ds \right]$	<p>Se supondrá que <math>\tau_0</math> es paralela a la tangente a la línea media de la sección en el punto considerado.</p>
	<p>Sección abierta de débil espesor sometida a un esfuerzo cortante contenido en el plano XY, siendo los ejes X e Y principales de inercia.</p> $\vec{T} = \vec{T}_x + \vec{T}_y$ $\tau_0 = \text{espesor de la sección en el punto considerado.}$ $\tau_0 = -\frac{T_y s_x}{t_0 I_x} - \frac{T_x s_y}{t_0 I_y}$	<p><math>I_{xy} = 0</math></p> $s_x = \int_0^s y t ds$ $s_y = \int_0^s x t ds$
	<p>Sección abierta de débil espesor sometida a un esfuerzo cortante paralelo a un eje de simetría.</p> $\vec{T} = \vec{T}_x$ $\tau_0 = -\frac{T_x s_y}{t_0 I_y}$	<p><math>\vec{T}_y = 0</math></p> <p><math>I_{xy} = 0</math></p>
	<p>Secciones en I y en simple cajón sometidas a un esfuerzo cortante paralelo a un eje de simetría.</p> $\vec{T} = \vec{T}_x$ $\tau = -\frac{T_x}{A_0}$	<p><math>T_y = 0</math></p> <p>En las secciones en I la platabanda más pequeña debe representar al menos el 15 por 100 de la sección total.</p>
	<p>Sección cerrada de débil espesor de pared.</p> <p>siendo:)</p> $\tau = \tau_0 + \frac{\tau_1}{t}$ $\tau_1 = \frac{\oint \tau_0 ds}{\oint \frac{ds}{t}}$	<p><math>\tau_0</math> = Tensión tangencial en la sección supuesta abierta mediante un corte ficticio.</p> <p><math>\tau_1</math> = Tensión tangencial complementaria.</p>



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> $\tau_c^* = \tau_{max}^* \frac{e}{b}$	$\beta, \mu$ = coeficientes. $b$ = lado mayor. $e$ = lado menor. <table border="1" data-bbox="1021 1568 1468 1971"> <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



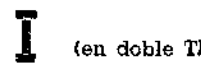


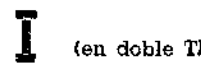


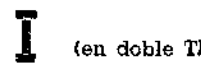
<p>Pieza de sección abierta formada por varios rectángulos.</p>	$I_{Ti} = \beta_i b_i e_i^3$ $I_T = \alpha \sum_{i=1}^n I_{Ti}$ $W_{Ti} = \frac{I_{Ti}}{e_i}$ $\tau_{max_i}^* = \frac{M_T^*}{I_T} e_i = \frac{M_T^*}{W_{Ti}}$	<p>Se supone descompuesta la sección en <math>n</math> rectángulos. <math>\alpha</math> = coeficiente función de la forma de la sección.</p> <table border="1" data-bbox="1053 414 1508 728"> <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>	<p>Espesor variable</p> $I_T = \frac{4A^2}{\oint \frac{ds}{e}}$ $W_T = 2eA$ $\tau^* = \frac{M_T^*}{2eA}$	<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>Pieza de sección cerrada con pared de espesor constante.</p>	<p>Espesor constante</p> $I_T = \frac{4A^2 e}{S}$ $W_T = 2eA$ $\tau^* = \frac{M_T^*}{2eA}$	<p><math>\tau^*</math> = constante.</p>								
<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>	$I_T = \frac{\pi}{2} (R_2^4 - R_1^4)$ $W_T = \frac{\pi}{2} \Gamma (R_2^3 - R_1^3)$ $\tau^* = \frac{2M_T^* \Gamma}{\pi (R_2^4 - R_1^4)} = \tau_{max}^* \frac{r}{R_2}$ $\tau_{max}^* = \frac{2M_T^* R_2}{\pi (R_2^4 - R_1^4)}$	<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>	$\tau_1^* = \frac{M_T^*}{2} \frac{A_1 t_3 S_2 + A_2 t_2 S_3}{A_1^2 t_1 t_3 S_2 + A_2^2 t_1 t_2 S_3 + A_2^2 t_2 t_3 S_1}$	<p><math>A_1, A_2</math> areas encerradas por las lineas medias del primero y segundo cajón respectivamente</p> <p><math>A = A_1 + A_2</math></p>
	$\tau_2^* = \frac{M_T^*}{2} \frac{A_2 t_3 S_1 + A_1 t_2 S_3}{A_1^2 t_1 t_3 S_2 + A_2^2 t_1 t_2 S_3 + A_2^2 t_2 t_3 S_1}$	
	$\tau_3^* = \frac{M_T^*}{2} \frac{A_1 t_1 S_2 - A_2 t_2 S_1}{A_1^2 t_1 t_3 S_2 + A_2^2 t_1 t_2 S_3 + A_2^2 t_2 t_3 S_1}$	

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  $M_{Ti}^*$ ,  $F^*$  y  $M^*$  ( $M^*$  momento flector ponderado producido por las fuerzas  $F^*$  en la flexión horizontal de las alas), teniendo en cuenta su significación física.

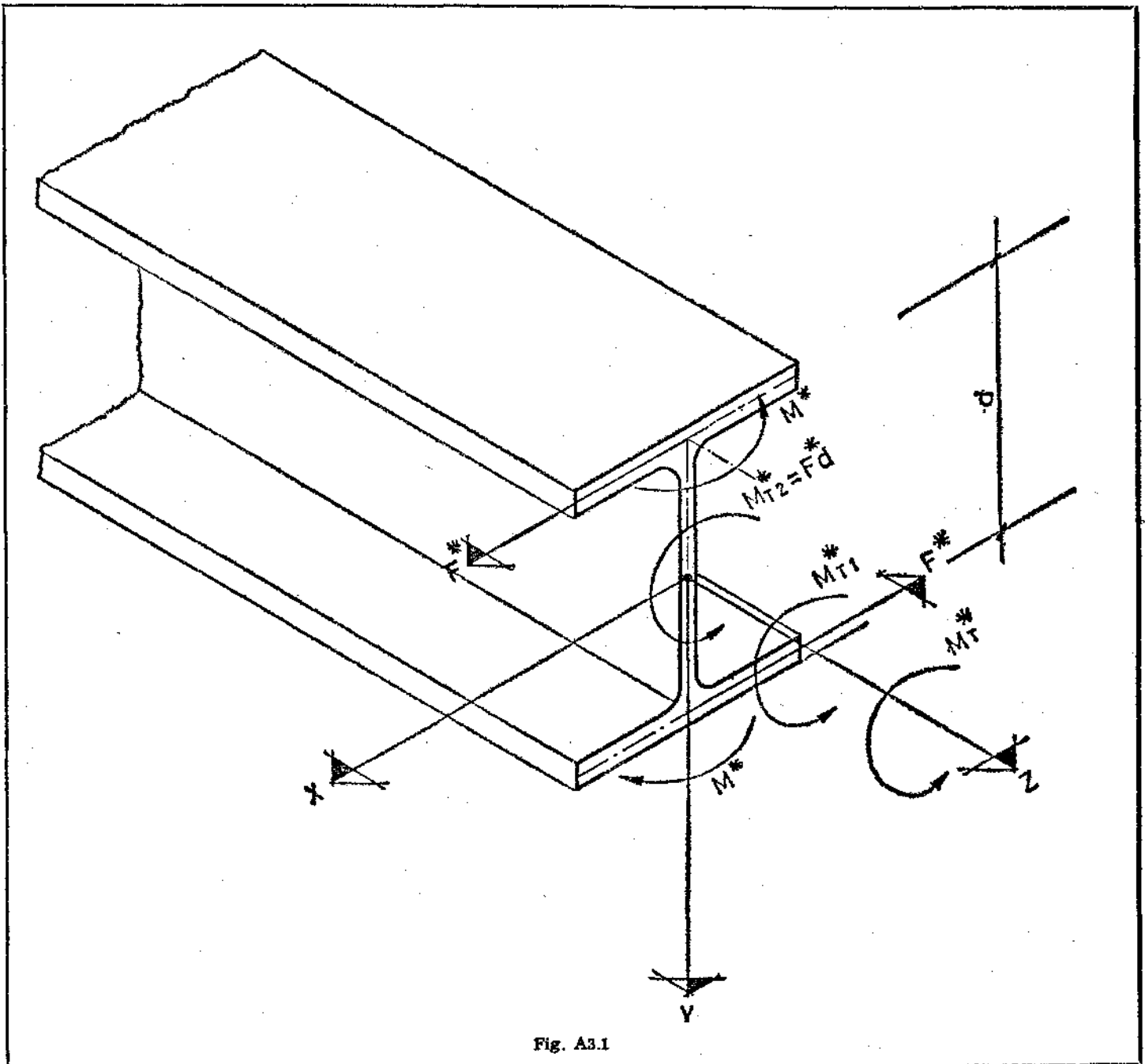
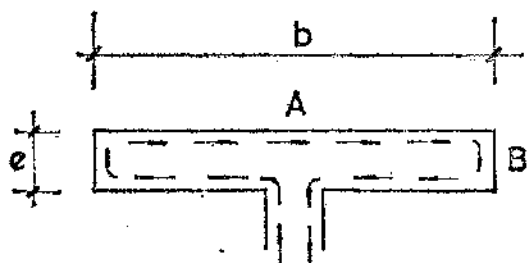
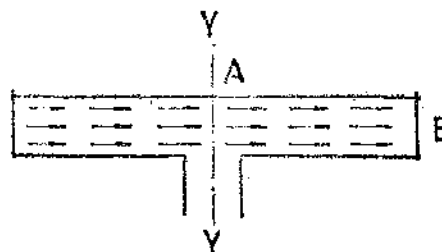


Fig. A3.1



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 alas

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 C. 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 abaco 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 atabeo 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.

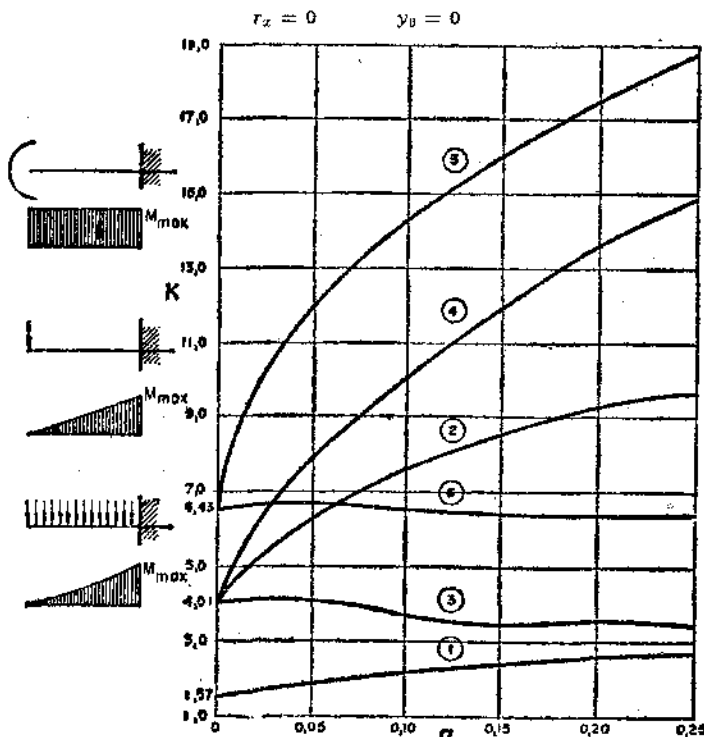
Se entiende que este empotramiento es el correspondiente al giro de la sección extrema alrededor del eje Y.

$l$ , 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.

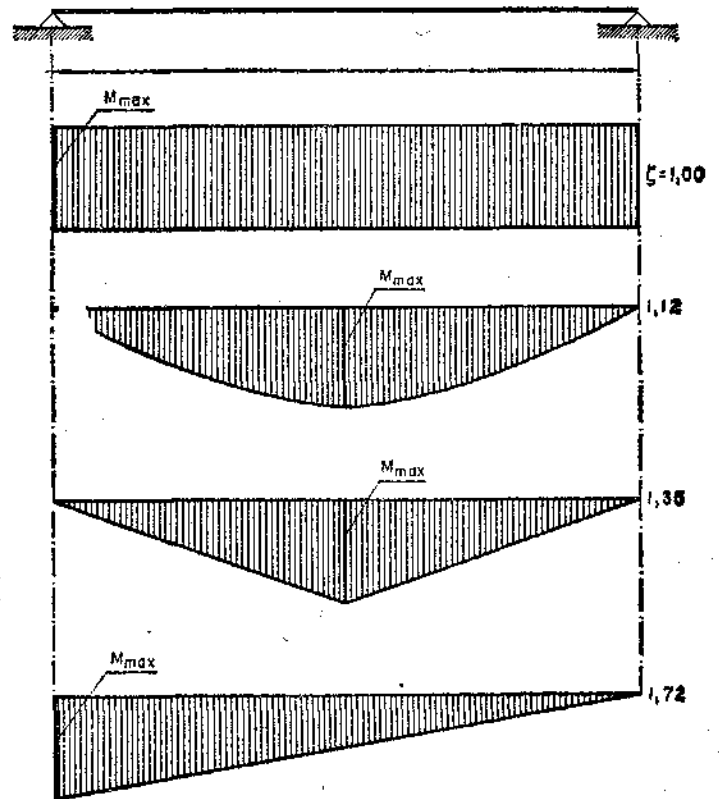
La curva (5) corresponde a una ménsula solicitada por cargas verticales uniformemente repartidas y que se suponen de dirección invariable durante el pandeo y aplicadas en la directriz. Si se aplican en el oje del ala superior, se utilizará la curva (6).

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  $\zeta$  mediante combinación o interpolación con las leyes de momentos representados en la figura y los coeficientes respectivos dados por las curvas (1), (2) y (6).

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:

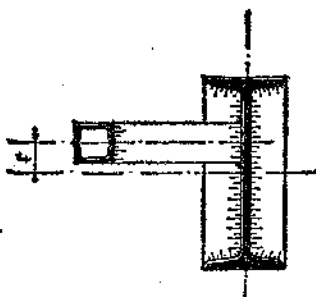
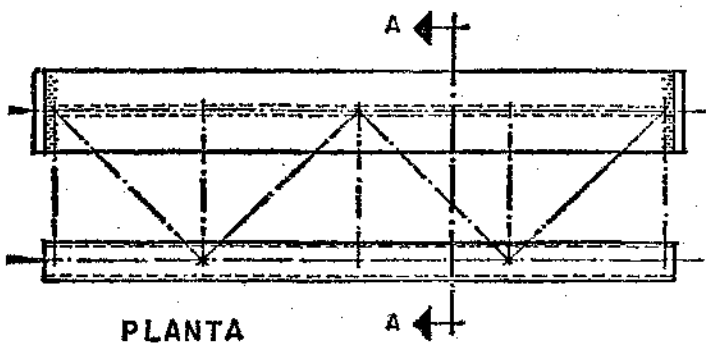
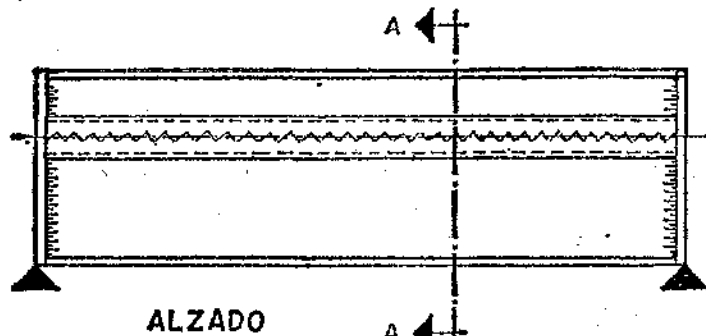
$$R^* = \frac{P^*}{n}$$

siendo:

$n$  = el número de elementos de unión.

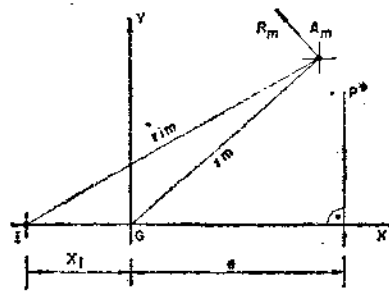
Unión solicitada por una fuerza  $P^*$  con una excentricidad,  $e$ , respecto del centro de gravedad,  $G$ , del conjunto de los elementos de unión.

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:

$$P^* \leq 375 \cdot e \cdot \frac{t}{c} \cdot \frac{s}{s+t}$$

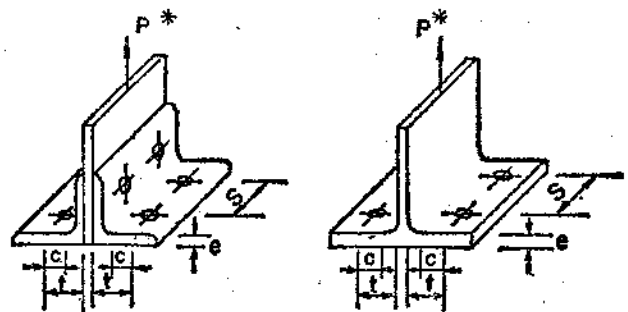
siendo:

$P^*$  = el esfuerzo de tracción ponderado que actúa sobre cada elemento de unión (roblón o tornillo), expresado en Kg.

$$\left( P^* = \frac{P^*}{n} \right)$$

Los valores de  $e$ ,  $s$ ,  $t$  y  $c$  vienen expresados en mm.

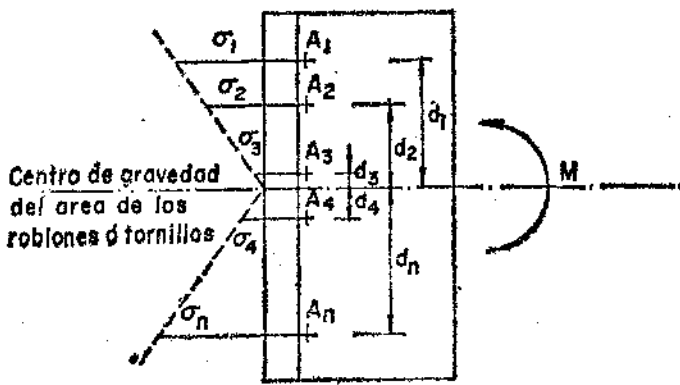
Cuando se dispongan angulares iguales o inferiores a 100 milímetros, no será necesario realizar la comprobación de flexión de las alas, siempre que el esfuerzo ponderado  $P^*$  por roblón o tornillo no exceda de 300 Kg. por cada milímetro de espesor del ala del angular.



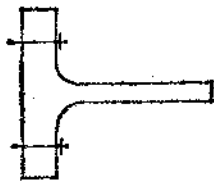
En el caso en que la sollicitación sea un momento de eje paralelo al plano de la unión, el comportamiento de la misma es distinto según que los elementos tengan una tensión inicial, como en los roblones y tornillos de alta resistencia, o estén colocados sin tensión inicial, como sucede en los tornillos 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.



Centro de gravedad del área de los roblones ó tornillos



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:

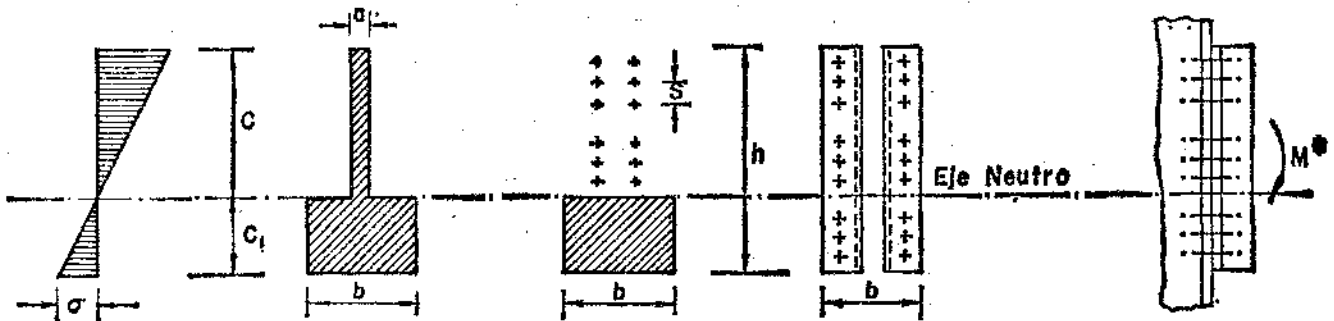
$$F_m^* = \frac{M^* \cdot c}{I} \cdot \frac{a \cdot s}{m}$$

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

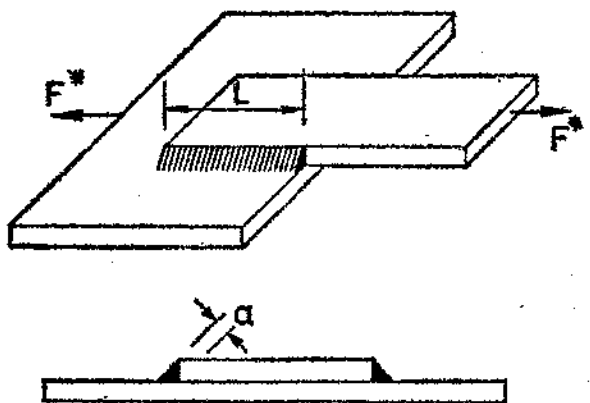
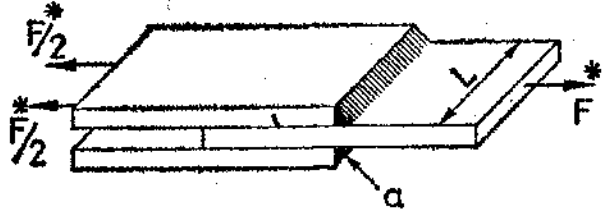
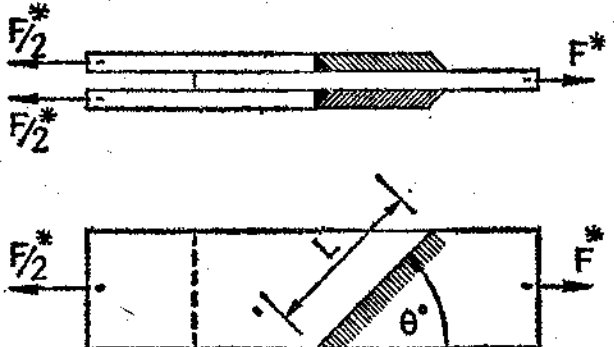
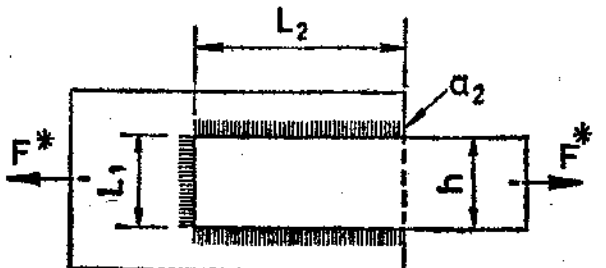
Caso	Solicitud	Union	Expresión práctica										
1	Tracción	<p>Sólo soldaduras laterales</p> 	$\frac{F^*}{0.75 \sum a l} \leq \sigma_u$										
2	Tracción	<p>Sólo soldaduras frontales</p> 	$\frac{F^*}{0.85 \sum a l} \leq \sigma_u$										
3	Tracción	<p>Sólo soldaduras oblicuas</p> 	$\frac{F^*}{\beta \sum a l} \leq \sigma_u$ <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></p> <p>Sólo se consideran los cordones laterales</p> $\frac{F^*}{0,75 \sum a l} \leq \sigma_u$ <p>Se debe evitar:</p> <p>El cordón <math>L_2</math> del caso 6</p>										

TABLA A6.1  
(Continuación)

UNIONES PLANAS

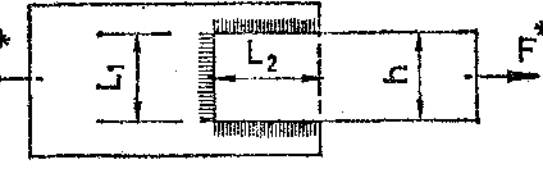
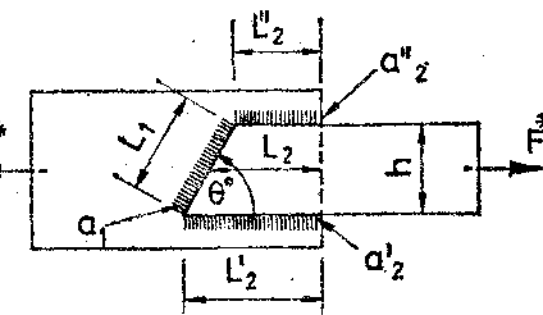
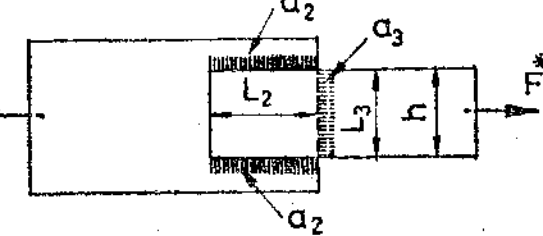
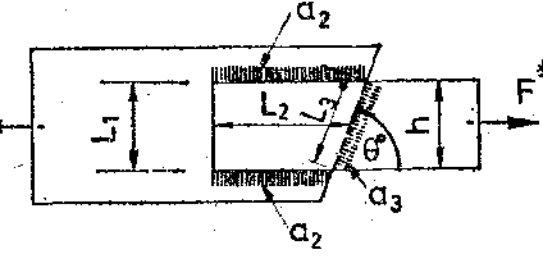
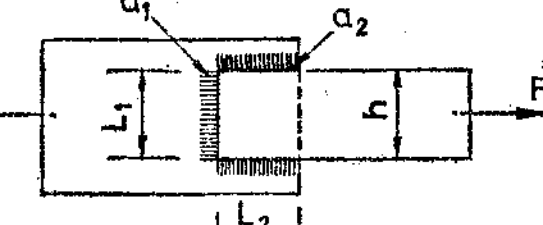
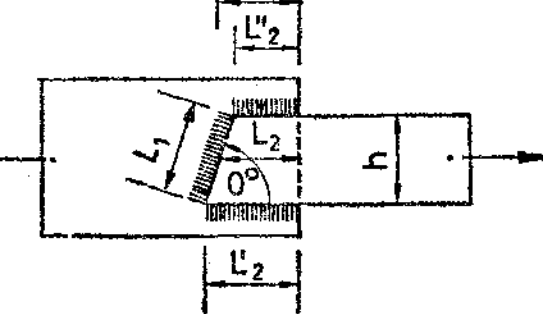
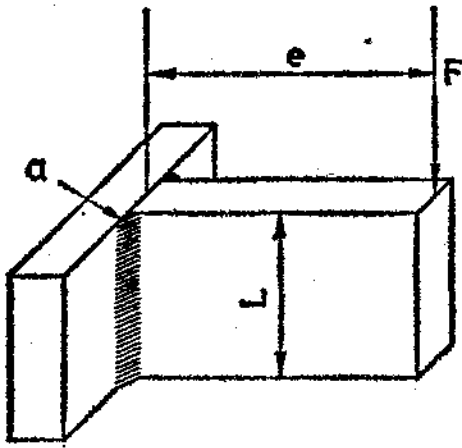
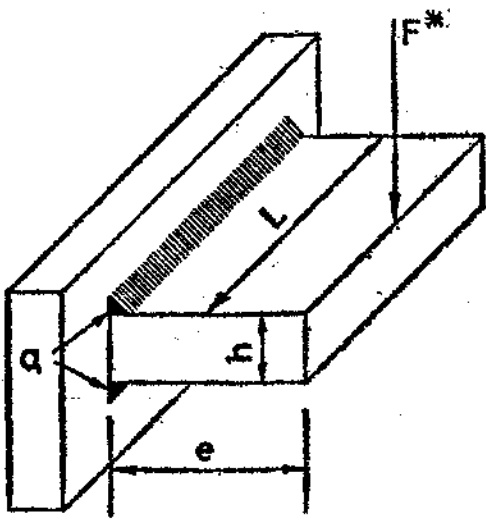
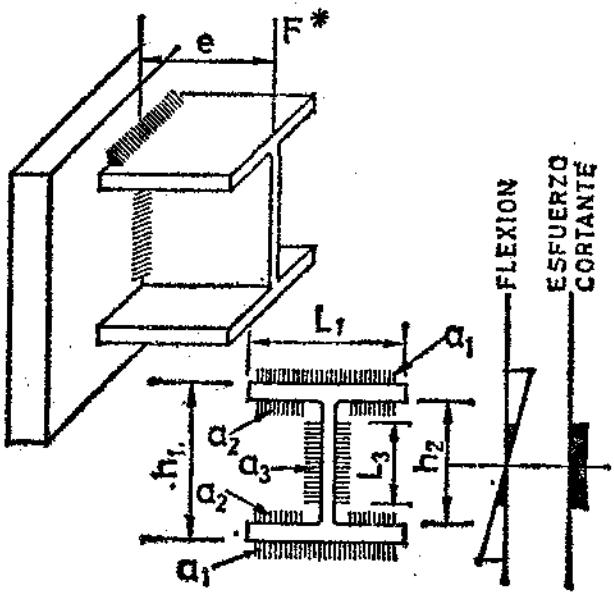
Caso	Solicitación	Unión	Expresión práctica																				
5	Tracción	<p>Soldaduras frontales y laterales, combinadas</p> 	<p>Para <math>0,5 h &lt; L_2 \leq 1,5 h</math></p> <p>Esfuerzo máximo capaz de transmitir la unión</p> $F_{max} = KF_1 + F_2$ $F_1 = \beta L_1 a_1 \sigma_u$ $F_2 = 0,75 \sum a_2 L_2 \sigma_u$																				
			<p>En estas expresiones:</p> $K = \frac{1}{1 + 2 \operatorname{sen}^2 \theta}$ <table border="1" data-bbox="1053 638 1141 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>0,48</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	0,48	60	0,40	70	0,36	80	0,34
$\theta$	K																						
0	1,00																						
10	0,95																						
20	0,81																						
30	0,66																						
40	0,59																						
50	0,48																						
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
•	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> $\sigma_c = 3,55 \frac{F^* e}{a L^2} \leq \sigma_u$
•	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> $\sigma_c = \sqrt{1,4 \left( \frac{F^* e}{W} \frac{L_2}{h_1 + a_1} \right)^2 + 1,8 \left( \frac{F^*}{2L_3 a_3} \right)^2} \leq \sigma_u$ <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

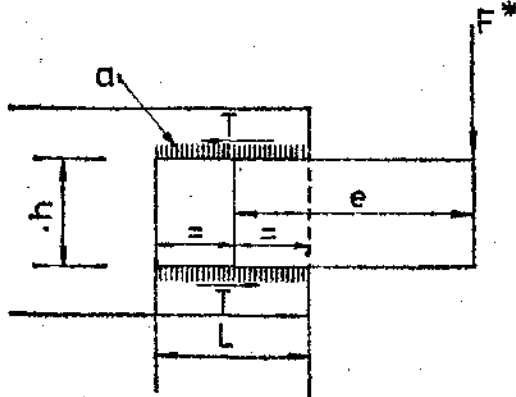
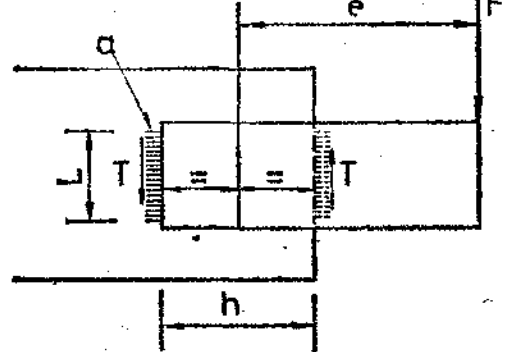
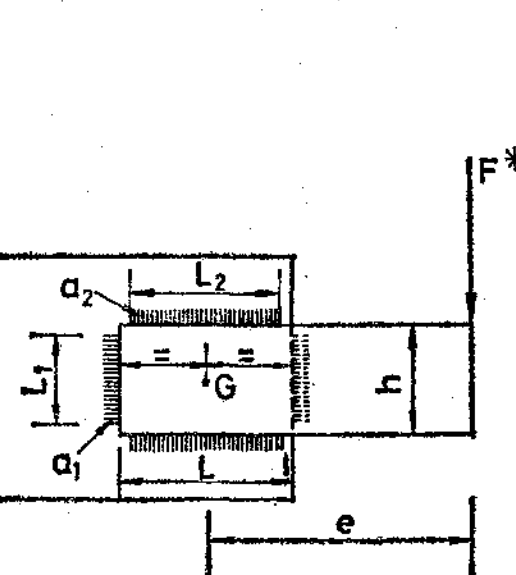
Caso	Solicitación	Unión	Expresión práctica
11	Torsión y esfuerzo cortante combinados	<p style="text-align: center;">Sólo soldaduras laterales</p> 	<p>Para <math>0,5 h &lt; L &lt; 2 h</math></p> $\sigma_c = \sqrt{1,4 \left(\frac{F^*}{La}\right)^2 + 1,8 \left(\frac{F^*e}{h+a} \cdot \frac{1}{La}\right)^2} =$ $= \frac{F^*}{La} \sqrt{1,4 + 1,8 \left(\frac{e}{h+a}\right)^2} \leq \sigma_u$
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

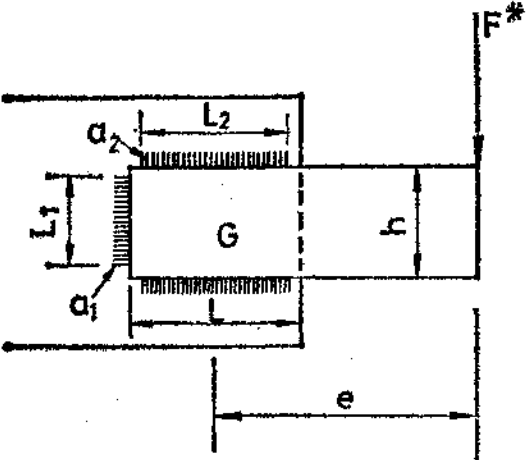
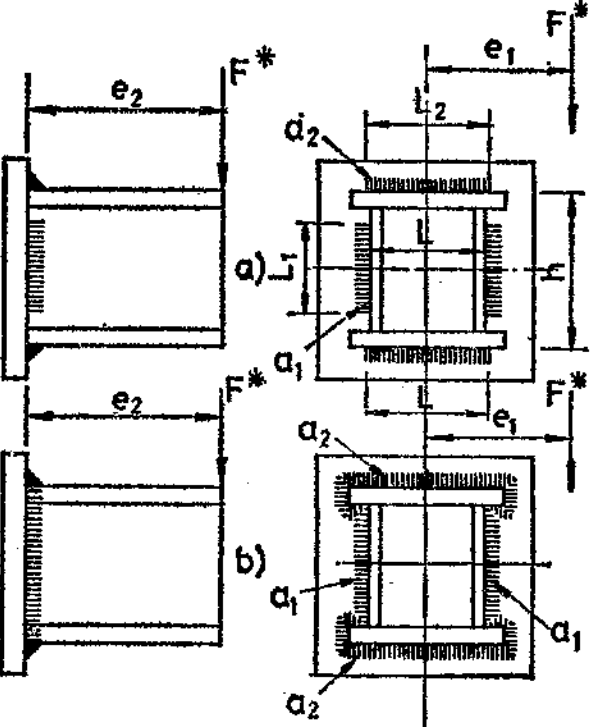
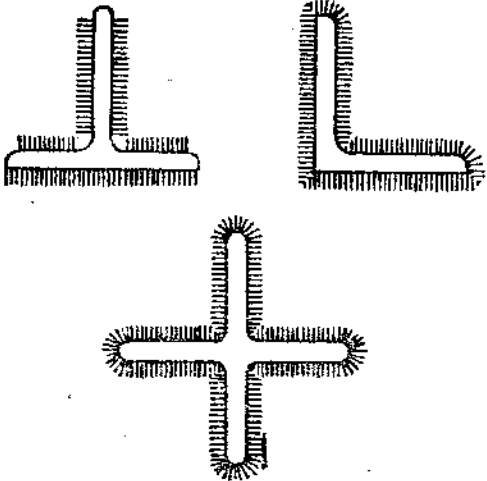
Caso	Solicitación	Unión	Expresión práctica
14	Torsión y esfuerzo cortante combinados	<p style="text-align: center;">Dos soldaduras laterales y una frontal</p> 	<p>Para <math>0,5h &lt; L_0 &lt; 2h</math></p> <p>Máximo momento admisible para la soldadura 1:  <math display="block">M_1 = 0,14\sigma_u L_1^2 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>
16	Flexión, torsión y esfuerzo cortante combinados		<p>Para <math>0,5h &lt; L &lt; 2h</math></p> <p>Caso a:  <math display="block">M_1^* = F^*e_2 \quad M_2^* = 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_1</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_2^*</math>, se obtienen como en el caso 10 (<math>\tau_a^{M_2^*} = 0</math>).</p> <p>Caso b:                      Debido a <math>M_1^*</math> obtenemos unas tensiones:  <math display="block">\tau_a^{M_1^*} = \frac{M_1^*}{2Aa} \quad \sigma^{M_1^*} = 0 \quad \tau_n^{M_1^*} = 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>
10	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	Solicitud	Unión	Expresión práctica
17	Torsión y esfuerzo cortante combinados		<p>a) Cuando existen soldaduras a ambos lados de las alas:</p> $\tau_{max} = \frac{M_t^*}{W_y} \cdot k$ $\sigma = \tau_n = \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot \frac{e}{a_1 + a_2} \cdot \frac{M_t^*}{W_y} \cdot k$ $\sigma_c = 1,18 \cdot \frac{e}{a_1 + a_2} \cdot \frac{M_t^*}{W_y} \cdot k \leq \sigma_u$
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:

$$\sigma = \tau_n = \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot \frac{e}{a_1} \cdot \frac{M_t^*}{W_y} \cdot k$$

$$\sigma_c = 1,18 \cdot \frac{e}{a_1} \cdot \frac{M_t^*}{W_y} \cdot k \leq \sigma_u$$

Siendo:

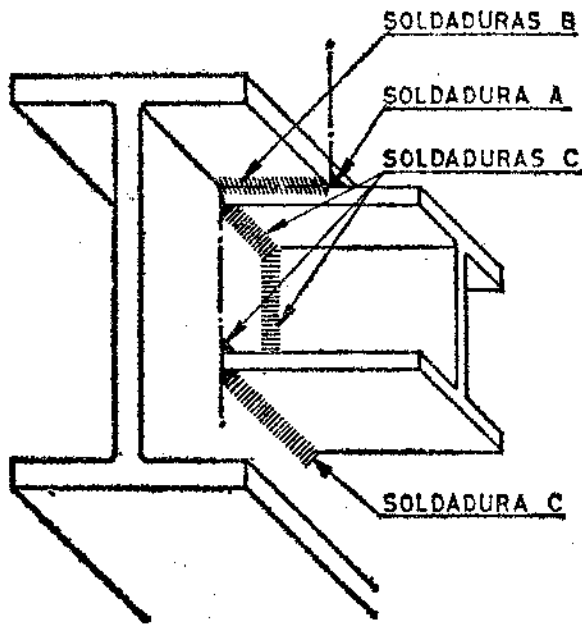
$W_y$  = Módulo resistente de las soldaduras respecto a Y  
 $e$  = Espesor medio del alma.  
 $a_1$  = Garganta de las soldaduras exteriores.  
 $a_2$  = Garganta de las soldaduras interiores.  
 $k$  = Coeficiente de forma.

Perfil	I	H	L	L
k	4,5	6 a 10	5,5	7,5

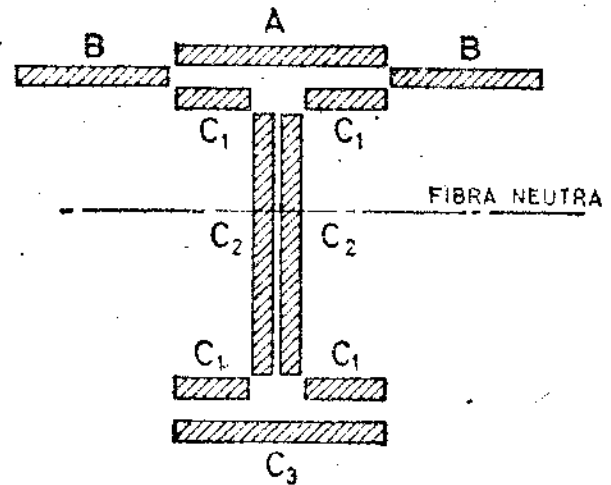
TABLA A6.2

## 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.° 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.° Los esfuerzos que corresponden a cada soldadura son:

$$F_A^* = F^* \frac{F_A}{F_A + F_B + F_{C1} + F_{C2} + F_{C3}} = F^* \frac{F_A}{\Sigma F} \quad \text{,,} \quad F_B^* = F^* \frac{F_B}{\Sigma F} \quad \text{,,} \quad F_{C1}^* = F^* \frac{F_{C1}}{\Sigma F}, \text{ etc.}$$

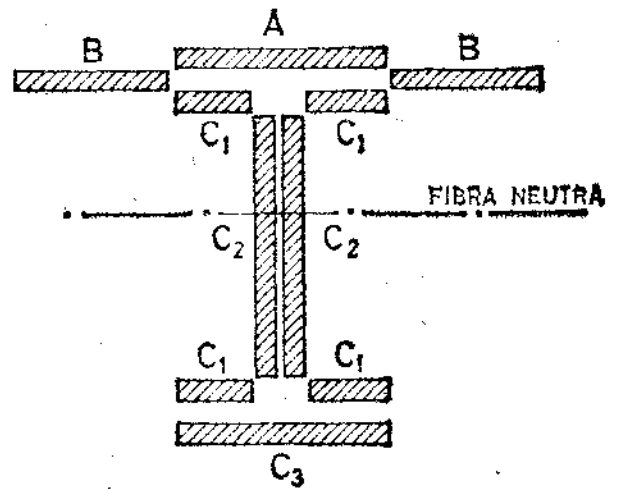
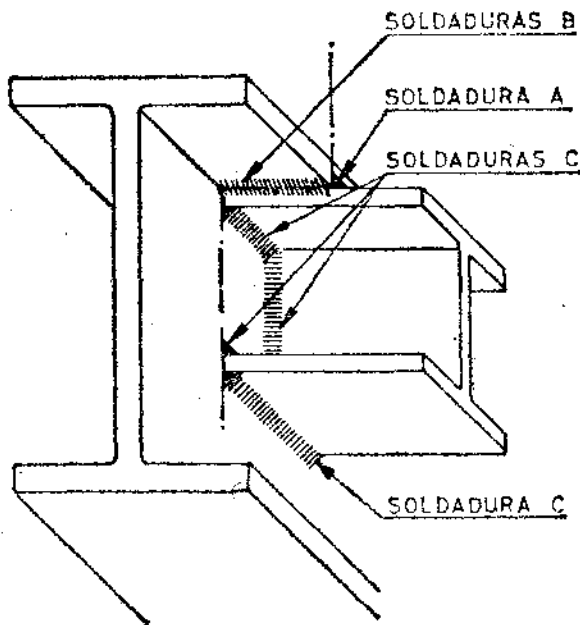
3.° Se comprueba cada soldadura con los esfuerzos obtenidos anteriormente, según los casos (1) y (2) de la tabla A6.1.

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> .....  $\sigma, \tau_a$
- Soldadura C<sub>2</sub> .....  $\sigma, \tau_a, \tau_a$

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.

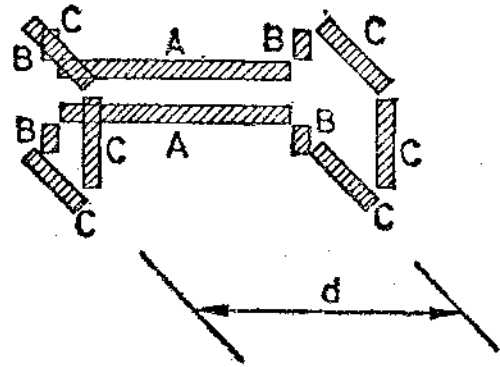
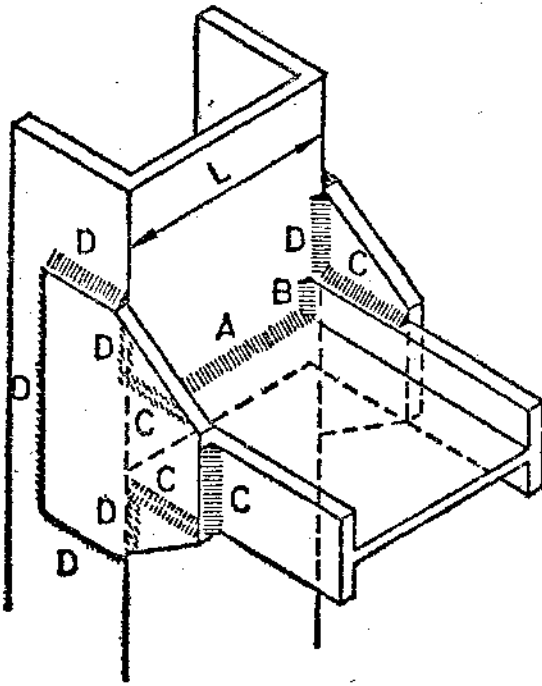


TABLA A6.2  
(Continuación)

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

se ha de verificar:  $F^* \leq F_{AB} + F_C$  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<sub>a</sub> = Área del alma.
- A<sub>D</sub>; A<sub>D1</sub>; A<sub>D2</sub> = Área de la sección transversal de las diagonales de una celosía.
- A<sub>M</sub> = Área de la sección transversal de un montante en una celosía.
- A<sub>n</sub> = Área neta de una sección o área de una sección neta.
- A<sub>n</sub> = Área del núcleo de un tornillo.
- A<sub>r</sub> = Área resistente de la rosca de un tornillo.
- C = Coeficiente.
- E = Módulo de elasticidad.
- E<sub>t</sub> = 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<sub>n</sub> = Momento de inercia neto.
- I<sub>r</sub> = Momento de inercia de un rigidizador.
- I<sub>x</sub>, I<sub>y</sub> = Momentos de inercia respecto a los ejes X e Y, respectivamente.
- I<sub>max</sub>, I<sub>min</sub> = Momentos de inercia máximo y mínimo de una sección.
- I<sub>A</sub> = Módulo de alabeo.
- I<sub>T</sub> = Módulo de torsión.
- K = Coeficiente.
- K<sub>r</sub> = 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<sub>a</sub> = Momento de apretadura de un tornillo de alta resistencia.
- M<sub>p</sub> = Momento plástico.
- M<sub>p</sub> = Momento flector en una presilla.
- M<sub>x</sub>, M<sub>y</sub> = Momentos flectores según los ejes X e Y, respectivamente.
- M<sub>x</sub>\*; M<sub>y</sub>\* = Momentos flectores según los ejes X e Y, respectivamente, debidos a las acciones ponderadas.
- M<sub>T</sub> = Momento torsor.
- M<sub>T</sub>\* = Momento torsor debido a las acciones ponderadas.
- N, N<sub>1</sub>, N<sub>2</sub> = Esfuerzos normales.
- N<sub>1</sub>\*; N<sub>2</sub>\* = Esfuerzos normales debidos a las acciones ponderadas.
- N<sub>o</sub> = Esfuerzo normal de pretensado en un tornillo de alta resistencia.
- N<sub>t</sub>, N<sub>T</sub> = Esfuerzo normal de tracción.
- N<sub>t</sub>\*; N<sub>T</sub>\* = Esfuerzo normal de tracción debido a las acciones ponderadas.
- N<sub>c</sub> = Esfuerzo normal de compresión.
- N<sub>c</sub>\* = Esfuerzo normal de compresión debido a las acciones ponderadas.
- P = Carga.
- P\* = Carga debida a las acciones ponderadas.
- P<sub>E</sub> = 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<sub>1/2</sub> = Momento estático de la mitad de la sección de un perfil con respecto al eje de simetría de la misma.

- S<sub>p</sub> = 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<sub>i</sub> = Esfuerzo cortante ideal.
- T<sub>p</sub> = Esfuerzo cortante en una presilla.
- V<sub>c</sub> = Distancia desde el centro de gravedad de la sección al centro del ala comprimida.
- W = Módulo resistente de una sección.
- W<sub>c</sub>, W<sub>t</sub> = Módulos resistentes de una sección relativa a los bordes en compresión y tracción, respectivamente.
- W<sub>n</sub> = Módulo resistente neto.
- W<sub>x</sub>, W<sub>y</sub> = 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<sub>1</sub>, d<sub>2</sub> = Longitudes teóricas de diagonales en una celosía.
  - e = Espesor, excentricidad.
  - e<sub>a</sub> = Espesor del alma de un perfil o viga armada.
  - f = Flecha.
  - h = Altura, canto total de una viga.
  - h<sub>a</sub> = Altura del alma.
  - i = Radio de giro.
  - i<sub>x</sub>, i<sub>y</sub> = Radios de giro respecto a los ejes X e Y, respectivamente.
  - i<sub>min</sub> = Radio de giro mínimo.
  - i<sub>o</sub> = Radio de giro polar.
  - i<sub>A</sub> = Radio de giro polar referido al centro de esfuerzos cortantes.
  - i<sub>T</sub> = Radio de giro relativo a la torsión.
  - i<sub>1</sub> = 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<sub>1</sub> = Longitud de un tramo en una celosía.
  - l<sub>k</sub> = Longitud de pandeo.
  - m = Número de elementos.
  - n = Número de elementos.
  - p = Carga por metro lineal, presión.
  - r = Radio.
- $$r_x = \frac{\int y (x^2 + y^2) dA}{I_x} = \text{Magnitud geométrica de la sección.}$$
- 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 constantes 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 encañonamiento 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.

$\lambda_t$  = 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.

$\sigma$  = Tensión de aplastamiento en un roblón o tornillo.

$\sigma_I, \sigma_{II}, \sigma_{III}$  = Tensiones principales.

$\sigma_p$  = Límite de proporcionalidad.

$\sigma_{cp}$  = Tensión de comparación.

$\sigma_n$  = Resistencia de cálculo del acero.

$\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$  = Tensiones normales sobre los ejes X, Y y Z, respectivamente.

$\sigma_s$  = Límite elástico del acero (es la  $\sigma_f$  de la MV.102/64).

$\sigma_{cr}$  = Tensión crítica de Euler.

$\sigma_r$  = Resistencia de cálculo de un roblón.

$\sigma_t$  = Resistencia de cálculo de un tornillo.

$\sigma_c$  = 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.

max. = Máximo.

min. = 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 kp f/cm	= 9.800 N/cm	= 980 da N/cm
1 Mp/cm <sup>2</sup>	= 1.000 kp f/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.

## CAPÍTULO 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 contrada.  
4.5. Cálculo de las piezas solicitadas a tracción excéntrica.

## CAPÍTULO 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.

## CAPÍTULO 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.

## CAPÍTULO 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.

## CAPÍTULO 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.

## CAPÍTULO 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.