

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

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

SALAMANCA

Queda prohibida la caza de la especie corzo.

SANTA CRUZ DE TENERIFE

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

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

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

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

SANTANDER

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

SEGOVIA

a) Queda prohibida la caza de la especie corzo.

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

SEVILLA

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

SORIA

a) Queda prohibida la caza de la especie gamo.

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

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

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

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

TARRAGONA

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

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

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

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

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

TERUEL

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

TOLEDO

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

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

VALENCIA

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

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

VIZCAYA

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

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

ZAMORA

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

ZARAGOZA

Queda prohibida la caza de las especies ciervo y gamo.

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

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

Dios guarde a V. I. muchos años.

Madrid, 22 de junio de 1973.

ALLENDE Y GARCIA-BAXTER

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

MINISTERIO DE LA VIVIENDA

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

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

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

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

DISPONGO:

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

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

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

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

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

FRANCISCO FRANCO

El Ministro de la Vivienda,
VICENTE MORTES ALFONSO

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

CAPÍTULO PRIMERO

1. GENERALIDADES

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

CAPÍTULO II

2. BASES DE CÁLCULO

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

2.1.1. Arriostramientos.

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

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

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

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

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

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

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

2.3.1. Cálculos con ordenador electrónico.

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

En particular, se indicarán en estos anejos:

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

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

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

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

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

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

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

8) Resultados de cálculo, especificando unidades y signos.

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

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

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

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

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

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

Se incluyen en este tipo:

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

Como sobrecargas y acciones variables se consideran:

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

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

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

TABLA 2.1
COEFICIENTES DE PONDERACIÓN

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

NOTAS A LA TABLA 2.1

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

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

Caso 2.º.—Oficinas, comercios, calzadas y garajes: r = 0,80.

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

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

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

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

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

siendo σ_u la resistencia de cálculo del acero, definido en el artículo 2.7.

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

$$\sqrt{\frac{1}{2}[(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2 + 6(\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2)]} = \sigma_u$$

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

$$\sigma_I = 2\sigma_u$$

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

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

Si el estado plano está definido por sus tensiones principales:

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

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

$$\sigma = \sigma_u$$

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

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

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

a) Aceros laminados fabricados según la Norma MV-102:

Acero laminado para estructuras de edificación.

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

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

b) Otros aceros laminados:

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

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

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

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

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

siendo σ_m el valor medio y δ la desviación cuadrática media relativa de los resultados de los ensayos.

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

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

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

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

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

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

Módulo de elasticidad $E = 2.100.000 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de rigidez $G = 810.000 \text{ kg/cm}^2$

Coefficiente de POISSON $\nu = 0,30$

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

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

CAPITULO III

3. PIEZAS DE DIRECTRIZ RECTA SOMETIDAS A COMPRESIÓN

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

3.1.1. Piezas simples.

Son las piezas constituidas por:

a) Un solo perfil.

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

$$s \leq 8a$$

$$s \leq 15e$$

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

$$s \leq 15e$$

$$s \leq 300 \text{ mm.}$$

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

$$s \leq 15i$$

siendo i el radio de giro mínimo de los perfiles.

3.1.2. Piezas compuestas.

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

Cada cordón tendrá la constitución de una pieza simple.

Los elementos de enlace pueden ser:

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

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

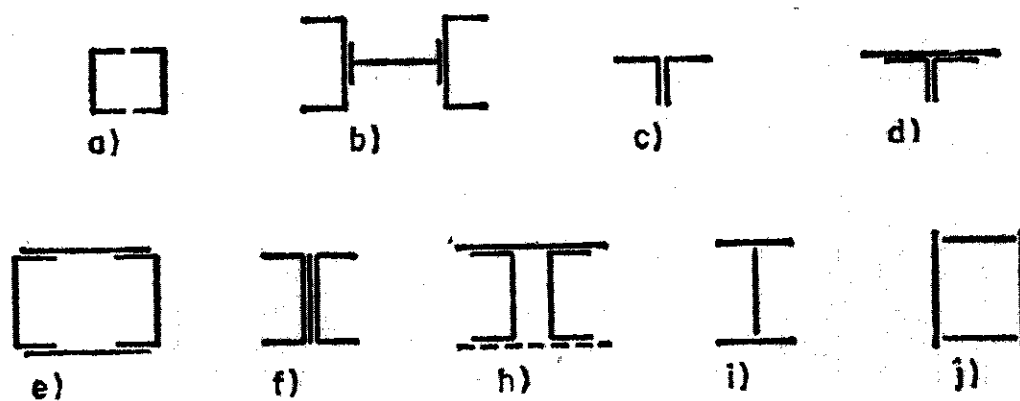


Fig. 3.1. Ejemplos de piezas simples construidas por perfiles y/o chapas yuxtapuestas

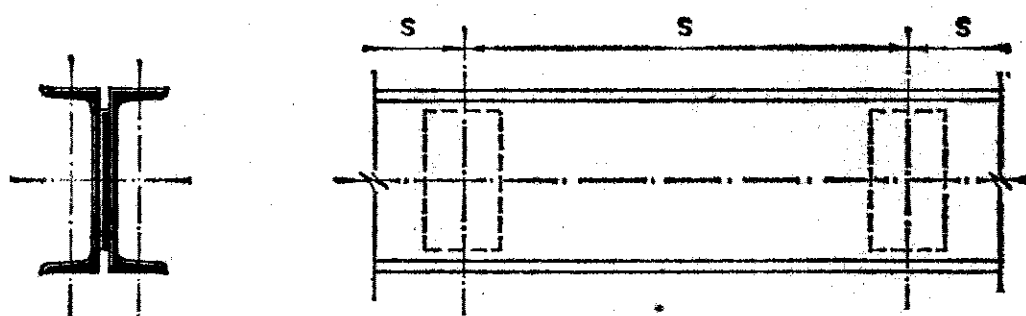


Fig. 3.2. Ejemplo de pieza simple constituida por perfiles y forro discontinuo de chapa

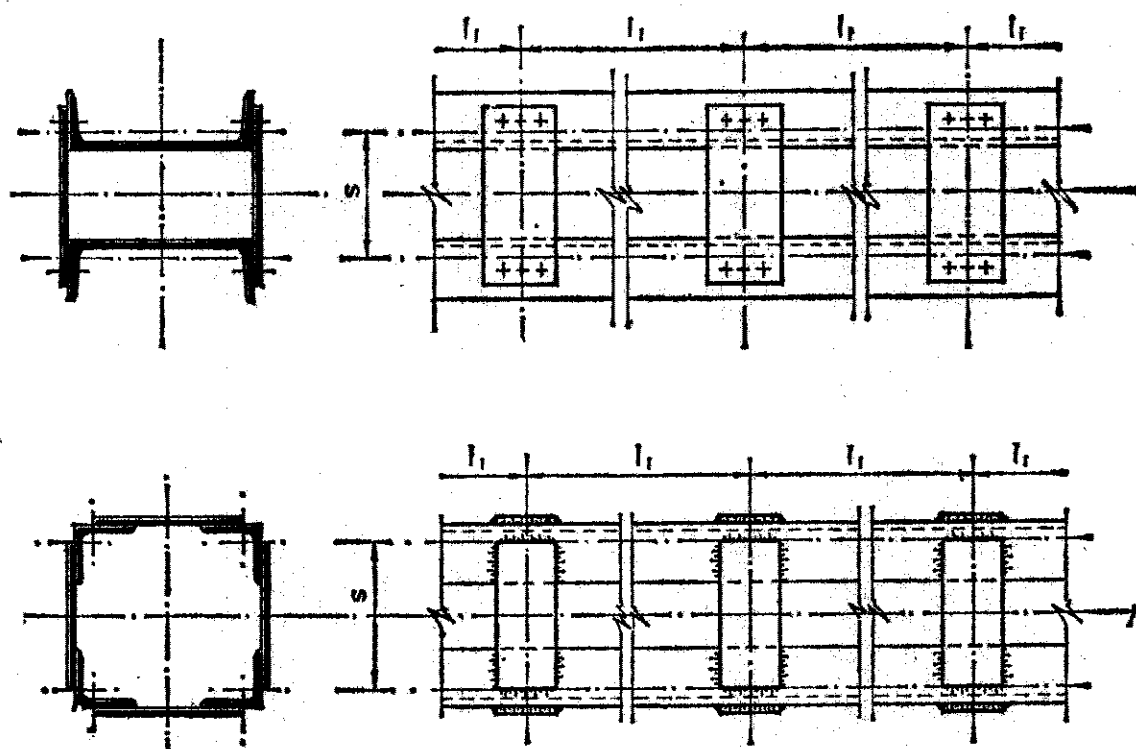


Fig. 3.3. Ejemplos de piezas compuestas con presillas

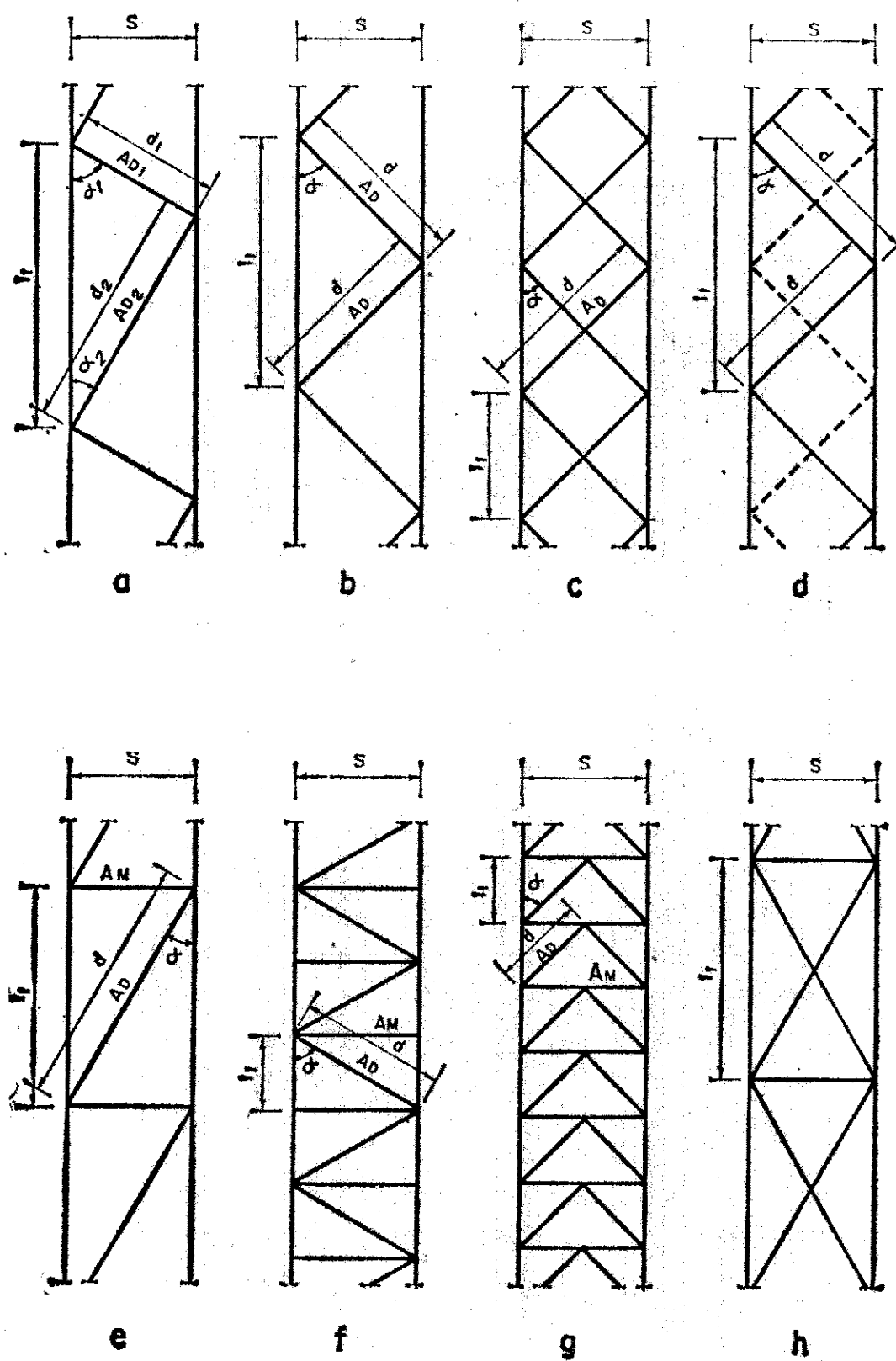


Fig. 3.4.

3.1.3. Elementos de enlace de una pieza compuesta.

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

a) El número de tramos en que se divida la pieza será igual o mayor que 3. Siempre que sea posible, la longitud l_1 de los tramos será constante en toda la pieza.

b) La longitud de todo tramo cumplirá la condición:

$$l_1 \leq 50i$$

siendo i el radio de giro mínimo del cordón.

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

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

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

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

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

3.2.1. Compresión centrada.

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

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

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

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

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

3.2.2. Compresión excéntrica.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

La longitud de pandeo viene dada por:

$$l_k = \beta \cdot l$$

en donde:

l = longitud real de la pieza,

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

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

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

En este caso:

$$\beta = 1$$

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

$$\beta = 0.5$$

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

$$\beta = 0.7$$

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

$$\beta = 1$$

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

$$\beta = 2$$

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

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

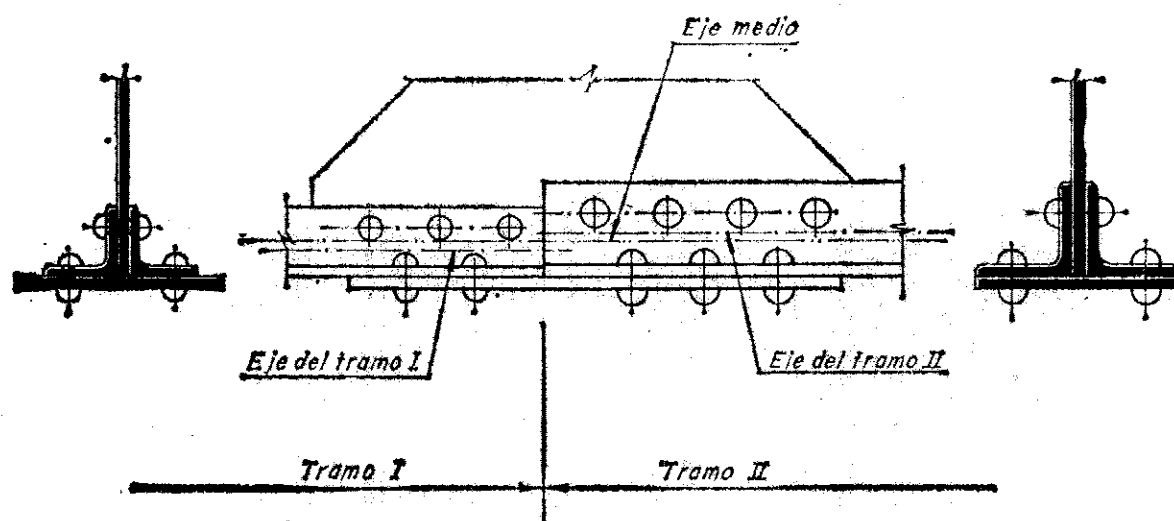


Fig. 3.5. Nudo en un cordón de sección variable

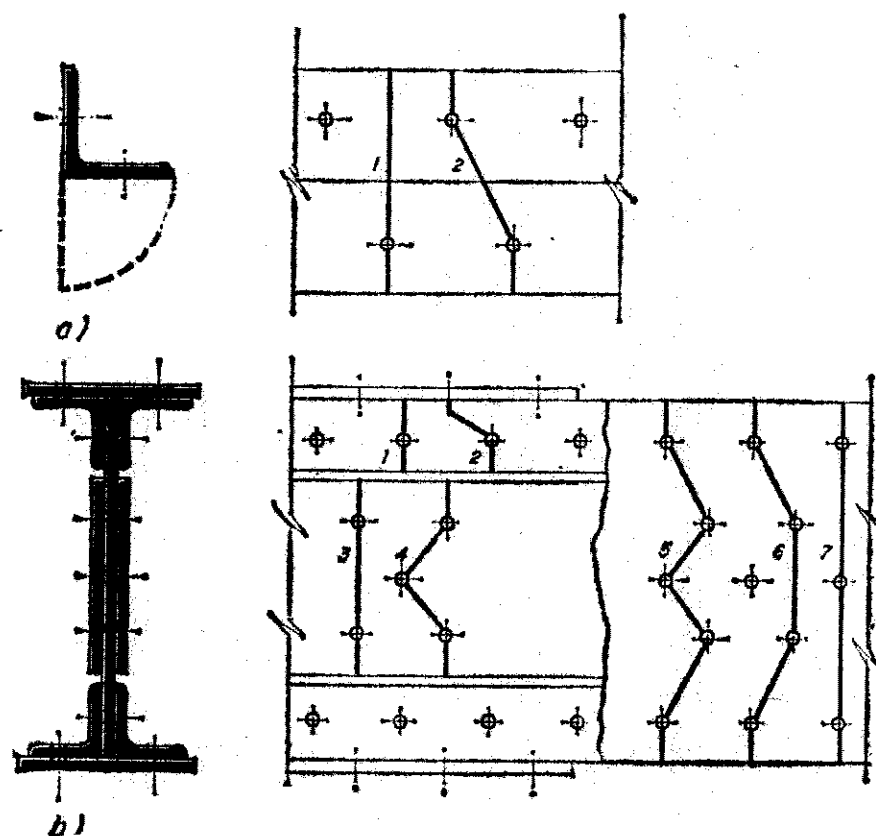


Fig. 3.6. Líneas rectas o quebradas para elegir la sección recta de área mínima

3.4.2. Barras de estructuras trianguladas.

En las estructuras trianguladas, mencionadas en el artículo 3.2.1, los coeficientes β son:

a) En el plano de la estructura

1) Cordón comprimido

$$\beta = 1$$

2) Diagonales extremas de las vigas de contorno trapecial

$$\beta = 1$$

3) Montantes y diagonales

$$\beta = 0,8$$

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

b) Perpendicularmente al plano de la estructura

1) Cordón comprimido

$$\beta = 1$$

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

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

3) Montantes y diagonales

$$\beta = 1$$

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

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

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

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

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

En la tabla 3.1 se resumen los distintos casos considerados y los valores de β correspondientes.

3.4.3. Soportes de estructuras porticadas de una altura.

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

3.4.4. Pilares de los edificios.

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

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

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

siendo:

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

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

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

$$\beta = 1$$

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

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

cuyos valores se dan en la tabla 3.3.

TABLA 3.1
COEFICIENTES β EN BARRAS DE ESTRUCTURAS TRIANGULADAS

	Caso	Esquema		β
a. Pandeo en el plano de la estructura	1		Cordón comprimido.	1
	2		Diagonales extremas.	1
	3		Montantes y diagonales.	0,8
	4		Barra que cruza con otra con condiciones de unión.	Se considera el punto del cruce como inmovilizado.
b. Pandeo perpendicularmente al plano de la estructura	1		Cordón comprimido.	1
	2		Cordón con nudo intermedio no inmovilizado con esfuerzos N_1 y N_2 ($N_1 > N_2$).	$0,75 + 0,25 \frac{N_2}{N_1}$
	3		Montantes y diagonales.	1
	4		Diagonal que se cruza con otra sometida a tracción (N_1) con condiciones de unión.	$\sqrt{1 - 0,75 \frac{N_1}{N} \frac{d}{d_1}} \leq 0,5$
	5		Montantes con esfuerzos N_1 y N_2 ($N_1 > N_2$).	$0,75 + 0,25 \frac{N_2}{N_1} \leq 0,5$

TABLA 3.2

CASO	FORMA DEL PORTICO	COEFICIENTE β	MAGNITUDES AUXILIARES
a		$\sqrt{0,5(1+m)} \sqrt{4+1,4(c+6s)+0,02(c+6s)^2}$	$m = \frac{P_1}{P} \approx 1$ $c = \frac{I_0 \cdot b}{I_1 \cdot l} \approx 10$ $s = \frac{4 \cdot I_1}{b \cdot A} \approx 0,2$
b		$\sqrt{4+1,4(c+6s)+0,02(c+6s)^2}$	$c = \frac{2I_0 \cdot b}{I_1 \cdot l} \approx 10$ $s = \frac{I_1}{b^2} \left(\frac{1}{A} + \frac{1}{A_1} \right) \approx 0,2$
c		$\sqrt{0,5(1+m)} \sqrt{1+0,35(c+6s)-0,017(c+6s)^2}$	$m = \frac{P_1}{P} \approx 1$ $c = \frac{I_0 \cdot b}{I_1 \cdot l} \approx 10$ $s = \frac{4 \cdot I_1}{b \cdot A} \approx 0,2$
d		$\sqrt{1+0,35(c+6s)-0,017(c+6s)^2}$	$c = \frac{2I_0 \cdot b}{I_1 \cdot l} \approx 10$ $s = \frac{I_1}{b^2} \left(\frac{1}{A} + \frac{1}{A_1} \right) \approx 0,2$
e		$\sqrt{1+0,96n} \sqrt{4+1,4(c+6s)+0,02(c+6s)^2}$	$n = \frac{P_2}{P} \approx 2$ $c = \frac{2I_0 \cdot b}{I_1 \cdot l} \approx 10$
f		$\sqrt{1+0,96n} \sqrt{1+0,35(c+6s)-0,017(c+6s)^2}$	$s = \frac{I_1}{b^2} \left(\frac{1}{A} + \frac{1}{A_1} \right) \approx 0,2$
g		$\sqrt{0,5(1+m)} \sqrt{4+1,4(c+6s)+0,02(c+6s)^2}$	Se tomara como es- fuerzo de compresión el valor de V_2 $m=1$

TABLA 3.2 (Continuación)

CASO	FORMA DEL PORTICO	COEFICIENTE β	MAGNITUDES AUXILIARES
2		<p>En los soportes extremos:</p> $\frac{1+0,4cn}{1+0,2cn} \sqrt{\frac{2+p}{2+1}} \leq 3$ <p>En el soporte intermedio:</p> $\frac{1+0,4cn}{1+0,2cn} \sqrt{\frac{2+p}{2+1}} \sqrt{\frac{r}{p}} \leq 3$	$cn = c + \frac{9}{4} s$ $p = \frac{P_2}{P}$ $r = \frac{I_2}{I}$
		<p>En los soportes extremos:</p> $\frac{1+0,4cn}{1+0,2cn} \sqrt{\frac{1+p}{1+r}} \leq 3$ <p>En los soportes intermedios:</p> $\frac{1+0,4cn}{1+0,2cn} \sqrt{\frac{1+p}{1+r}} \sqrt{\frac{1}{p}} \leq 3$	$c = \frac{I \cdot b}{I_0 \cdot h} \leq 10$ $s = \frac{4 I}{b^2 A} \leq 0,2$
		<p>Como en 2a y 2b</p> <p>Sustituyendo $\frac{1+0,4cn}{1+0,2cn}$</p> <p>por $\frac{6+1,2cn}{3+0,1cn}$</p> <p>Límite de validez $\beta \leq 6$</p>	$cn = c + \frac{9}{4} s$ $p = \frac{P_2}{P}$ $r = \frac{I_2}{I}$ $c = \frac{I \cdot b}{I_0 \cdot l} \leq 10$ $s = \frac{4 I}{b^2 A} \leq 0,2$
		$\sqrt{0,5(1+m)} \cdot \sqrt{4+1,4(c+6s)+0,02(c+6s)^2} \times \sqrt{1+0,48 \cdot n}$	$m = \frac{P_1}{P} \leq 1$ $c = \frac{I \cdot b}{I_0 \cdot l} \leq 10$
		$\sqrt{0,5(1+m)} \cdot \sqrt{1+0,35(c+6s)-0,017(c+6s)^2} \times \sqrt{1+0,43 \cdot n}$	$s = \frac{4 I}{b^2 A} \leq 0,2$ $n = \frac{P_2}{P} \leq 2$
3		$0,80+0,05 \left(1+\frac{P_2}{P_1}\right)^2$	<p>1,0 a 1,5</p> <p>Para P vertical</p> $\frac{P_2}{P_1} \leq 1$
		$0,44+0,12 \left(1+\frac{P_2}{P_1}\right)+0,03 \left(1+\frac{P_2}{P_1}\right)^2$	<p>0,5 a 1,0</p> <p>Para P horizontal</p> $\frac{P_2}{P_1} \leq 1$
		$\beta = 1$ <p>Validez $0,05 \leq \frac{r}{L} \leq 0,2$</p>	<p>Se tomará como valor del esfuerzo de compresión el correspondiente al cuarto de la luz</p>

TABLA 3.3
COEFICIENTE β PARA PILARES DE ESTRUCTURAS CON RECUADROS ARRIOSTRADOS

Grado de empotramiento en el nudo inferior k_1	Coeficiente β , siendo el grado de empotramiento en el nudo superior k_2										
	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1
0	1.00	0.97	0.95	0.93	0.90	0.88	0.85	0.81	0.78	0.74	0.70
0.1	0.97	0.95	0.93	0.91	0.88	0.86	0.83	0.80	0.78	0.72	0.69
0.2	0.95	0.93	0.91	0.89	0.86	0.84	0.81	0.78	0.75	0.71	0.67
0.3	0.93	0.91	0.89	0.87	0.84	0.82	0.79	0.76	0.73	0.69	0.66
0.4	0.90	0.88	0.86	0.84	0.82	0.80	0.77	0.74	0.71	0.67	0.64
0.5	0.88	0.86	0.84	0.82	0.80	0.77	0.75	0.72	0.69	0.65	0.63
0.6	0.85	0.83	0.81	0.79	0.77	0.75	0.72	0.70	0.67	0.63	0.61
0.7	0.81	0.80	0.78	0.76	0.74	0.72	0.70	0.67	0.64	0.61	0.58
0.8	0.78	0.76	0.75	0.73	0.71	0.69	0.67	0.64	0.61	0.58	0.56
0.9	0.74	0.72	0.71	0.69	0.67	0.65	0.63	0.61	0.58	0.56	0.53
1	0.70	0.69	0.67	0.66	0.64	0.63	0.61	0.58	0.56	0.53	0.50

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

$$\beta = \sqrt{\frac{1.6 + 2.4(k_1 + k_2) + 1.1k_1k_2}{(k_1 + k_2) + 5.5k_1k_2}}$$

cuyos valores se dan en la tabla 3.4.

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

TABLA 3.4
COEFICIENTE β PARA PILARES DE ESTRUCTURAS SIN RECUADROS ARRIOSTRADOS

Grado de empotramiento en el nudo inferior k_1	Coeficiente β , siendo el grado de empotramiento en el nudo superior k_2										
	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1
0	—	4.29	3.23	2.78	2.53	2.37	2.24	2.17	2.10	2.04	2.00
0.1	4.29	2.89	2.39	2.15	1.98	1.88	1.80	1.74	1.69	1.66	1.62
0.2	3.23	2.39	2.05	1.85	1.78	1.64	1.58	1.53	1.49	1.46	1.43
0.3	2.78	2.15	1.85	1.69	1.56	1.52	1.44	1.40	1.36	1.33	1.31
0.4	2.53	1.98	1.73	1.56	1.48	1.41	1.35	1.31	1.28	1.24	1.22
0.5	2.37	1.88	1.64	1.52	1.41	1.34	1.29	1.24	1.21	1.18	1.16
0.6	2.24	1.80	1.58	1.44	1.35	1.29	1.24	1.20	1.16	1.14	1.11
0.7	2.17	1.74	1.53	1.40	1.31	1.24	1.20	1.16	1.12	1.10	1.08
0.8	2.10	1.69	1.49	1.36	1.28	1.21	1.16	1.12	1.09	1.07	1.05
0.9	2.04	1.66	1.46	1.33	1.24	1.18	1.14	1.10	1.07	1.04	1.02
1	2.00	1.62	1.43	1.31	1.22	1.16	1.11	1.08	1.05	1.02	1.00



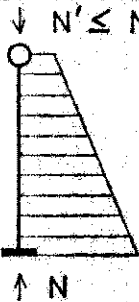
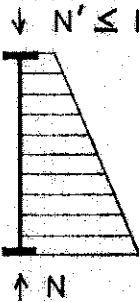
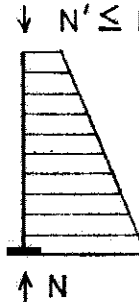

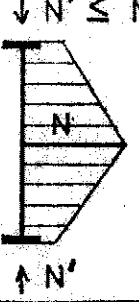
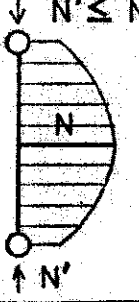
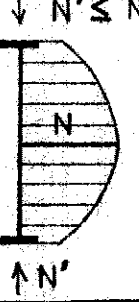
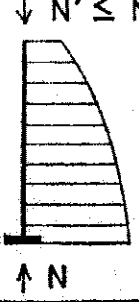
3.4.5. Piezas de sección constante sometidas a compresión variable.

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

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

TABLA 3.5

PIEZAS CON ESFUERZO NORMAL VARIABLE

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

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

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

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

$$l_k = \beta \cdot l$$

obteniéndose β de la tabla 3.6 en función de la vinculación de la pieza en sus extremos y de la relación h/l que define la posición de la carga.

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

$$l_k = \beta \cdot l \quad \text{siendo:} \quad \beta = \sqrt{\sum_{i=1}^n a_i \beta_i^2}$$

$$a_i = \frac{P_i}{\sum_{i=1}^n P_i}$$

y β_i el coeficiente correspondiente a P_i , como si actuase aisladamente.

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

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

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

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

3.5.1. Esbeltez mecánica de una pieza simple de sección constante.

Esbeltez mecánica λ de una pieza simple de sección constante, en un plano perpendicular a un eje de inercia de la sección, es el valor

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

siendo:

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

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

3.5.2. Esbeltez mecánica de una pieza compuesta.

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

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

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

siendo:

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

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

Esbeltez mecánica ideal λ_i de una pieza compuesta, en un plano perpendicular a un eje de inercia libre, es el valor

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

siendo:

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

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

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

λ_1 la esbeltez complementaria, calculada según se indica en el artículo 3.5.3.

3.5.3. Esbeltez complementaria.

La esbeltez complementaria λ_1 en una pieza compuesta, se calcula, en función del tipo de enlace, mediante las expresiones siguientes:

Presillas (fig. 3.3.)

$$\lambda_1 = \frac{l_1}{i_1}$$

Diagonales desiguales (fig. 3.4 a).

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

Diagonales iguales (fig. 3.4 b).

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

Diagonales dobles unidas (fig. 3.4 c).

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

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

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

Montantes y diagonales (fig. 3.4 e).

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

Montantes sueltos y diagonales (fig. 3.4 f).

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

Montantes y jabalcones (fig. 3.4 g).

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

siendo:

l_1 máxima luz parcial del cordón.

i_1 radio de giro mínimo del cordón.

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

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

A_M área de la sección bruta de un montante.

d , d_1 y d_2 longitud de una diagonal.

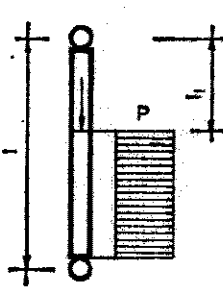
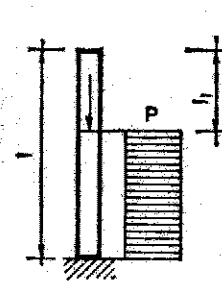
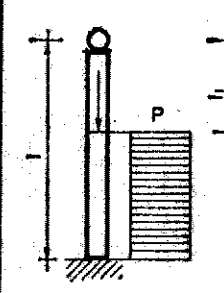
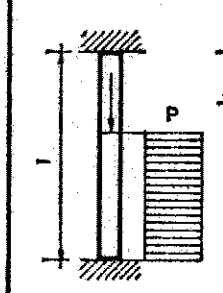
3.5.4. Piezas de sección variable.

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

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

TABLA 3.6

PIEZAS CON UNA CARGA PUNTUAL INTERMEDIA

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

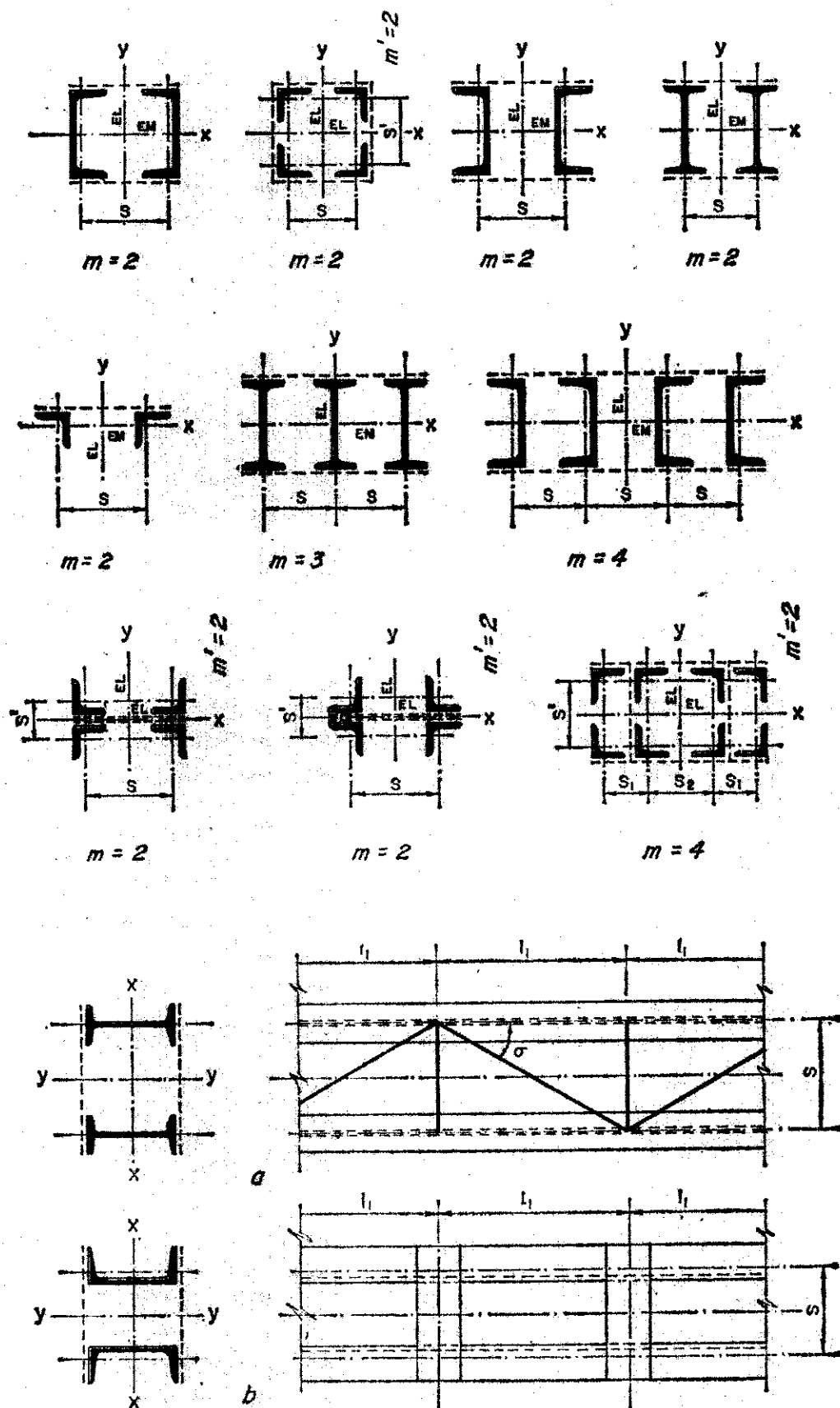
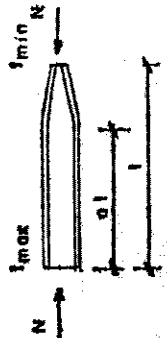
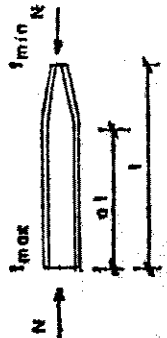
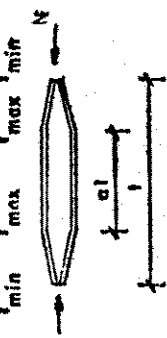
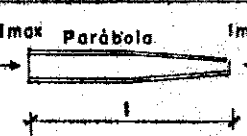
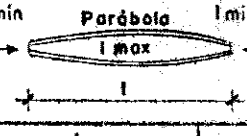
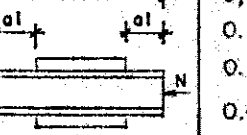
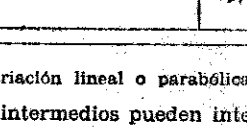


Fig. 3.7. Secciones de piezas compuestas

TABLA 3.7
PIEZAS DE SECCIÓN VARIABLE

Variación de la sección		Coeficiente c siendo $v = \sqrt{I_{\min.} : I_{\max.}}$									
	v	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
	a										
	0	0,121	0,220	0,316	0,412	0,509	0,606	0,703	0,801	0,900	1,000
	0,1	0,140	0,247	0,348	0,447	0,542	0,636	0,729	0,820	0,911	1,000
	0,2	0,166	0,284	0,391	0,490	0,585	0,675	0,761	0,844	0,923	1,000
	0,3	0,203	0,333	0,446	0,547	0,639	0,722	0,800	0,871	0,938	1,000
	0,4	0,257	0,403	0,521	0,620	0,705	0,779	0,844	0,902	0,953	1,000
	0,5	0,340	0,502	0,620	0,711	0,784	0,843	0,892	0,933	0,969	1,000
	0,6	0,477	0,641	0,745	0,815	0,867	0,906	0,936	0,961	0,982	1,000
	0,7	0,697	0,814	0,875	0,913	0,938	0,957	0,971	0,983	0,992	1,000
	0,8	0,922	0,951	0,966	0,976	0,983	0,988	0,992	0,995	0,998	1,000
	$\geq 0,9$	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
	0	0,259	0,389	0,493	0,583	0,665	0,740	0,810	0,877	0,940	1,000
	0,1	0,308	0,448	0,555	0,643	0,719	0,786	0,846	0,902	0,953	1,000
	0,2	0,371	0,520	0,625	0,707	0,775	0,832	0,881	0,925	0,965	1,000
	0,3	0,453	0,605	0,703	0,775	0,830	0,876	0,914	0,947	0,975	1,000
	0,4	0,558	0,702	0,784	0,841	0,883	0,915	0,942	0,965	0,984	1,000
	0,5	0,686	0,801	0,861	0,900	0,927	0,948	0,965	0,979	0,990	1,000
	0,6	0,819	0,890	0,925	0,946	0,962	0,973	0,982	0,989	0,995	1,000
	0,7	0,925	0,954	0,968	0,978	0,984	0,989	0,992	0,996	0,998	1,000
	0,8	0,982	0,988	0,992	0,994	0,996	0,997	0,998	0,999	0,999	1,000
	$\geq 0,9$	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
	0,1	0,273	0,402	0,506	0,595	0,676	0,749	0,817	0,882	0,942	1,000
	0,2	0,308	0,448	0,555	0,643	0,719	0,786	0,846	0,902	0,953	1,000
	0,1	0,221	0,220	0,421	0,605	0,743	0,837	0,902	0,946	0,977	1,000
	0,2	0,060	0,220	0,421	0,605	0,743	0,837	0,902	0,946	0,977	1,000
	0,3	0,027	0,105	0,221	0,359	0,502	0,635	0,753	0,852	0,933	1,000
	0,4	0,016	0,061	0,134	0,231	0,345	0,472	0,606	0,741	0,873	1,000
	0,5	0,010	0,040	0,090	0,160	0,250	0,360	0,490	0,640	0,810	1,000
	0,6	0,007	0,027	0,061	0,110	0,170	0,250	0,360	0,490	0,640	1,000

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

Valores intermedios pueden interpolarse linealmente

siendo:

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

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

c coeficiente función de los parámetros α y ν , cuyos valores vienen recogidos en la tabla 3.7.

Este apartado es únicamente aplicable a piezas biarticuladas.

3.5.5. Piezas simples con sección abierta de pequeño espesor.

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

3.5.5.1. Radio de torsión.

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

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

siendo:

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

I_T el módulo de torsión,

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

siendo:

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

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

l la longitud de la pieza.

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

β_0 un coeficiente que mide la coacción al alabeo en los extremos de la pieza; $\beta_0 = 1$ corresponde a un alabeo libre de las secciones extremas, $\beta_0 = 0,5$ a un alabeo totalmente impedido en las mismas.

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

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

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

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

$$i_0 > i_T$$

siendo:

i_0 el radio de giro polar

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

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

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

siendo:

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

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

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

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

siendo:

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

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

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

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

3.5.6. Recomendaciones sobre la esbeltez.

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

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

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

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

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

con los valores de η que se establecen en la tabla 3.9.

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

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

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

siendo:

σ_u , resistencia de cálculo del acero.

N^* , esfuerzo normal ponderado de compresión.

A , área de la sección bruta de la pieza.

ω , coeficiente de pandeo, función de la esbeltez mecánica λ de la pieza determinada según el artículo 3.5 y del tipo de acero.

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

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

3.8.1. Cálculo del enlace con presillas.

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

s , separación entre ejes de cordones consecutivos.

l_i , longitud de tramo, en los cordones.

i_i , radio de giro mínimo de los cordones.

n , número de planos de presillas iguales.

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

TABLA 3.8
CARACTERÍSTICAS DE TORSIÓN DE ALGUNAS SECCIONES

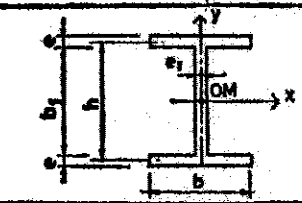
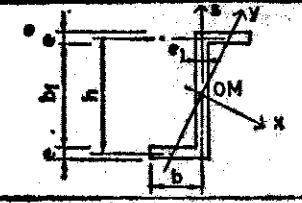
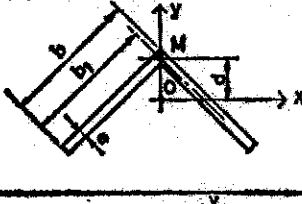
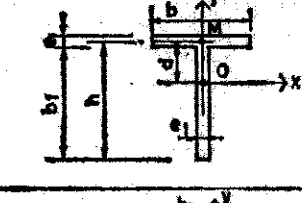
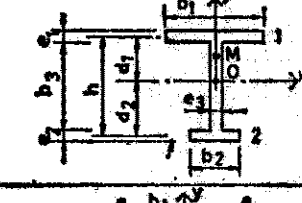
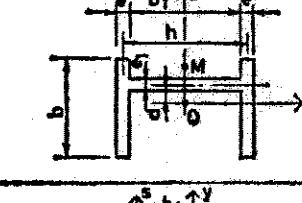
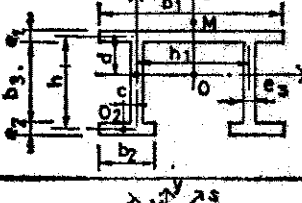
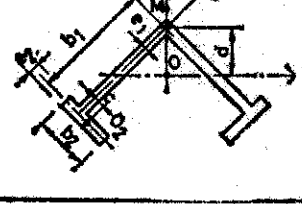
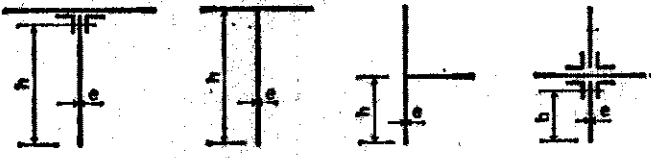
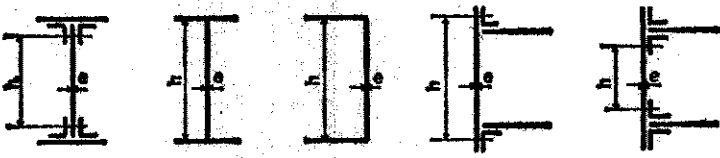
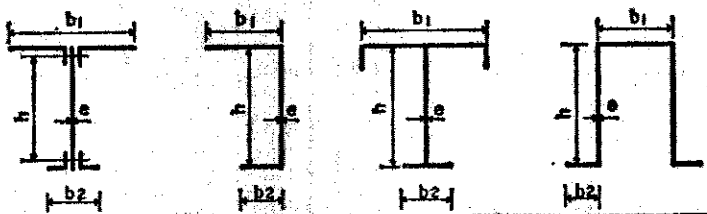
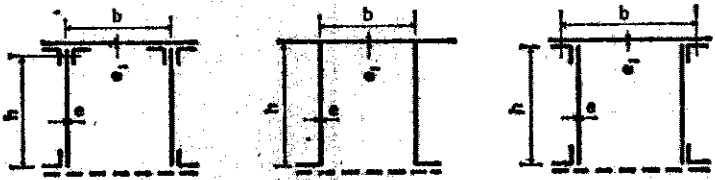
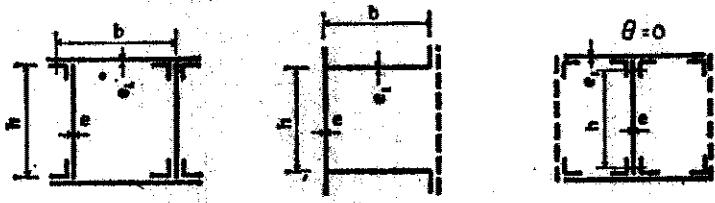
	$I_r I_A$	Coordenadas del centro de esfuerzos cortantes M	Módulo de torsión I_r cm ⁴	Módulo de alabeo I_A cm ⁶
1		$x_o = 0$ $y_o = 0$	$\frac{2 b e_1^3 \cdot b_1 e_1^3}{3}$	$I_y \frac{h^2}{4}$
2		$x_o = 0$ $y_o = 0$	$\frac{2 b e_1^3 \cdot b_1 e_1^3}{3}$	$I_s \frac{h^2}{4}$
3		$x_o = 0$ $y_o = d$	$\frac{2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

TABLA 3.9

LÍMITE DE ESPESOR EN PIEZAS COMPRESIDAS

Elementos planos de las piezas	Coeficiente η para piezas de esbeltez mecánica λ
<p>1. Con un borde no rigidizado</p> 	$0,2 \lambda \leq 15$
<p>2. Con dos bordes igualmente rigidizados</p> 	$0,6 \lambda \leq 45$
<p>3. Con dos bordes desigualmente rigidizados</p> 	$(0,2 + 0,4 \sqrt{\frac{b_2}{b_1}}) \lambda \leq$ $\leq 15 + 30 \sqrt{\frac{b_2}{b_1}}$
<p>4. En secciones cajón, con un borde arriostrado y otro empotrado elásticamente</p> 	$(0,7 - 0,1 \theta^2) \lambda \leq$ $\leq 52,5 - 7,5 \theta^2$ $\theta = \frac{be}{h e_1} \geq 1$
<p>5. En secciones cajón, con ambos bordes empotrados elásticamente.</p> 	$(0,8 - 0,2 \theta^2) \lambda \leq$ $\leq 60 - 15 \theta^2$ $\theta = \frac{be}{h e_1} \geq 1$

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

El esfuerzo cortante T_i viene dado por:

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

siendo:

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

El esfuerzo cortante T_i origina en las presillas una sollicitación de flexión, con esfuerzo cortante T_p y momento flector M_p , que, según los casos, tiene la distribución indicada en la figura 3.8, y cuyos valores son:

Piezas de dos cordones:

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

Piezas de tres cordones:

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

Piezas de cuatro cordones:

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

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

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

3.8.2. Cálculo del enlace con celosía.

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

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

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

Diagonales desiguales (fig. 3.4a)

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

Diagonales iguales (fig. 3.4b)

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

Diagonales dobles unidas (fig. 3.4c)

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

Dos celosías de diagonales contrapuestas (fig. 3.4d)

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

Montantes y diagonales (fig. 3.4e)

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

Montantes sueltos y diagonales (fig. 3.4f)

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

Montantes y jабalcones (fig. 3.4g)

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

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

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

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

3.9.1. Comprobación de resistencia.

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

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

siendo:

N^* , el esfuerzo normal ponderado.

M_x^* y M_y^* , los momentos flectores ponderados.

3.9.2. Comprobación a pandeo.

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

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

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

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

En las expresiones anteriores son:

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

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

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

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

siendo ω el coeficiente de pandeo obtenido considerando el radio de giro mínimo de la sección.

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

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

El coeficiente ω debe obtenerse en función de la mayor de las dos esbelteces λ_x, λ_y . Si la barra es de débil rigidez torsional, debe comprobarse también el pandeo con flexión y torsión.

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

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

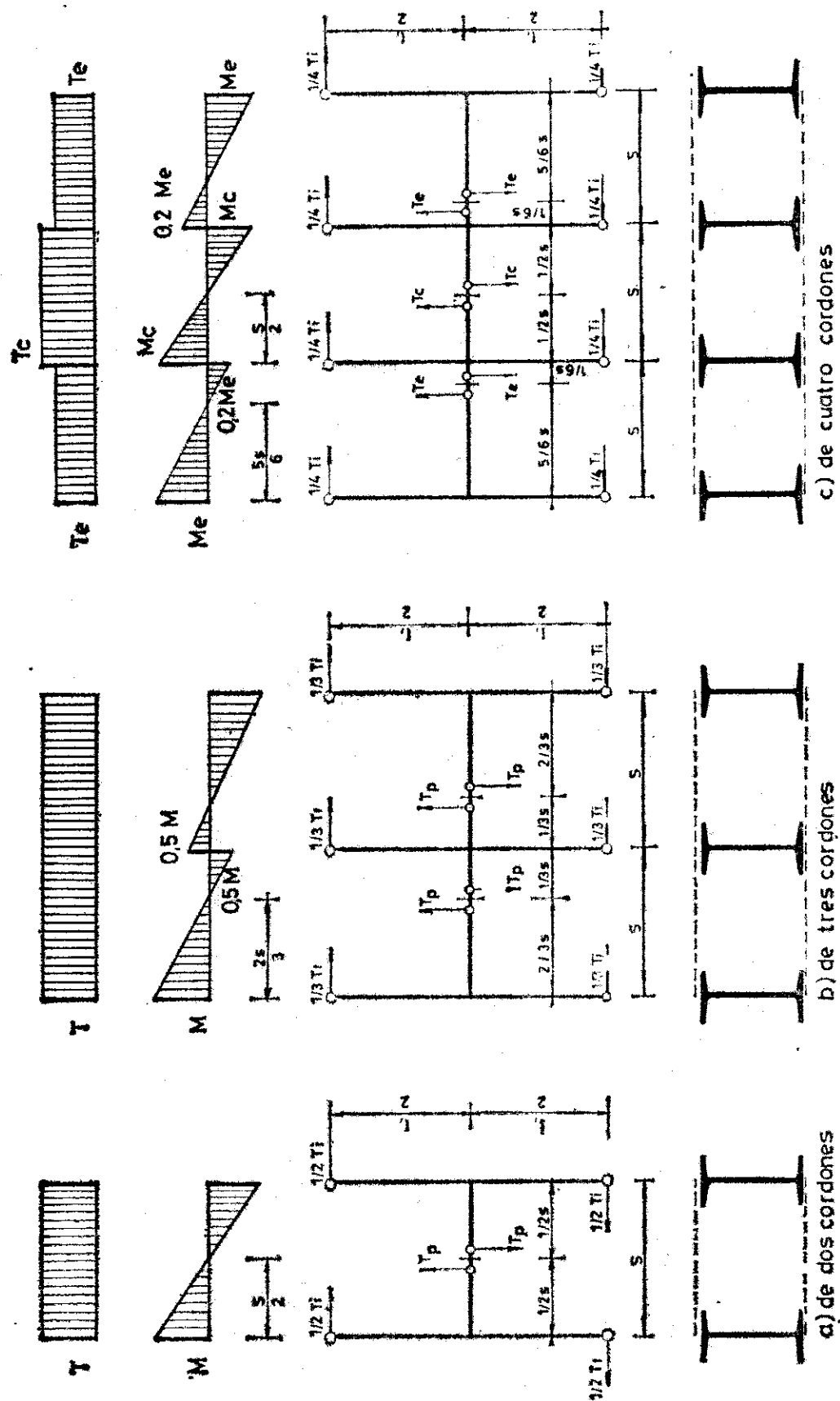


Fig. 3.8. Esfuerzo cortante y momento flector en las presillas de las piezas compuestas

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

3.9.4. Pandeo por flexión y torsión.

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

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

$$\lambda_{T1} = \frac{l_k}{l_y} \sqrt{\frac{i_T^2 + i_A^2 + a(r_x - 2y_0)}{2i_T^2}} \left[1 \pm \sqrt{1 - \frac{4i_T^2 \left[i_D^2 + a(r_x - a) + 0.093 \left(\frac{\beta^2}{\beta_0^2} - 1 \right) (a + y_0)^2 \right]}{[i_T^2 + i_A^2 + a(r_x - 2y_0)]^2}} \right]$$

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

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

a , excentricidad de la compresión,

pudiendo ser r_x y a , positivos o negativos.

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

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

3.9.4.1. Esbeltez ideal.

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

En las secciones con centro de simetría

$$r_x = 0$$

En las secciones 4 y 5 de la tabla 3.8

$$r_x = \frac{1}{I_x} \left[y_0 I_y + b_1 e_1 d_1^3 - b_2 e_2 d_2^3 + \frac{e_3}{4} (d_1^4 - d_2^4) \right]$$

En la sección 6 de la tabla 3.8

$$r_x = \frac{1}{I_x} \left\{ d(b_3 e_3 d^3 + I_{3y}) + (2d - b_1) I_{1y} + \frac{e_1}{2} [d'' - (b_1 - d)^4] \right\}$$

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

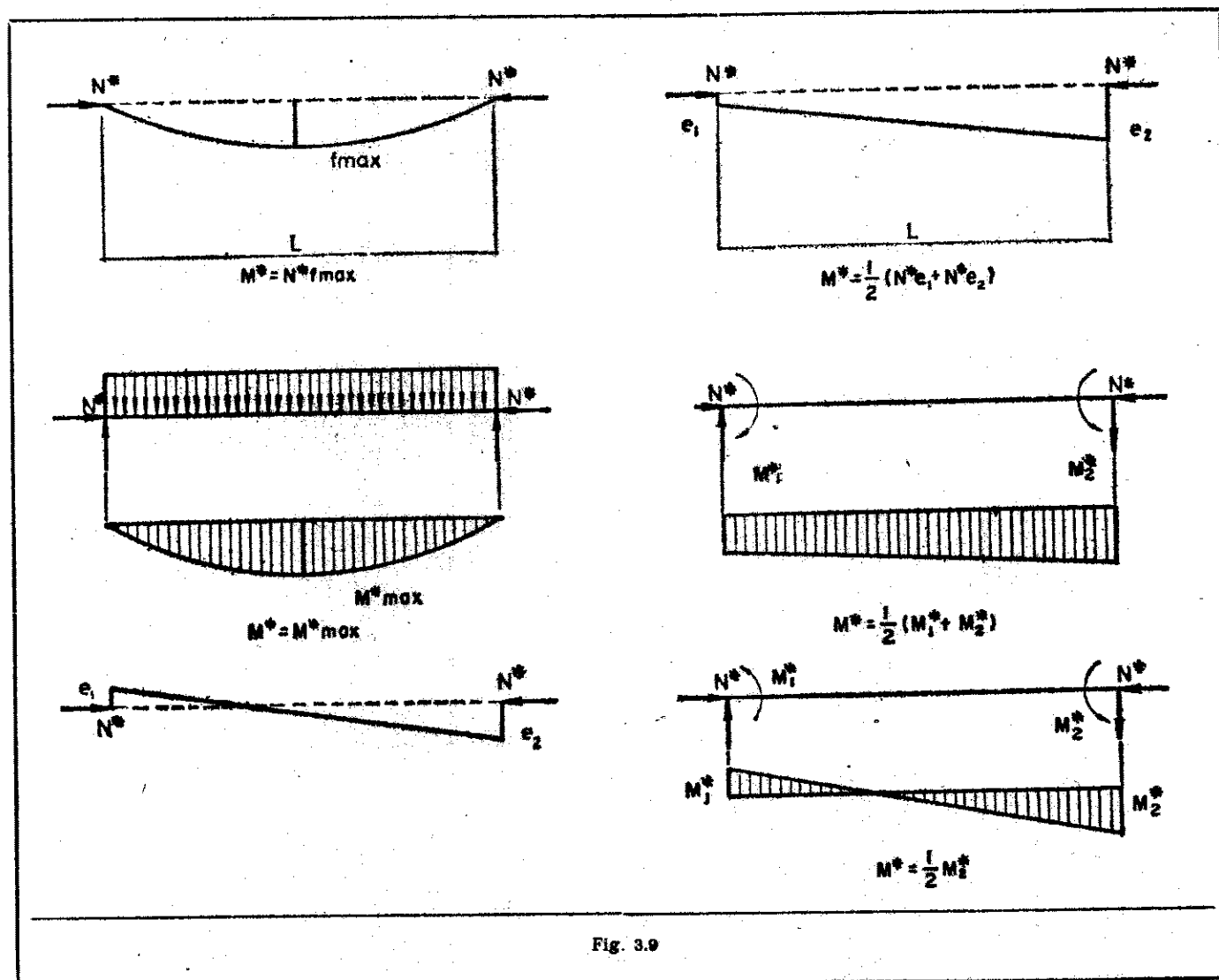


Fig. 3.9

CAPITULO IV

4. PIEZAS DE DIRECTRIZ RECTA SOMETIDAS A TRACCIÓN

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

4.1.1. Piezas simples.

Son las constituidas por:

a) Un solo perfil.

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

$$s \leq 15 a$$

$$s \leq 25 e$$

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

$$s \leq 25 e$$

$$s \leq 300 \text{ mm}$$

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

$$s \leq 50 i$$

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

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

(Continuará.)

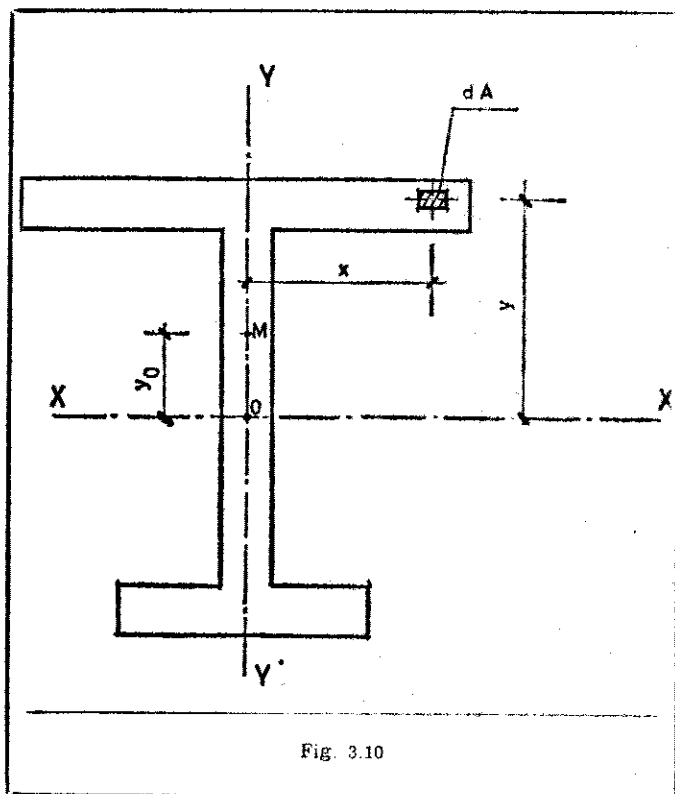


Fig. 3.10

II. Autoridades y personal

NOMBRAMIENTOS, SITUACIONES E INCIDENCIAS

PRESIDENCIA DEL GOBIERNO

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

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

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

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

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

Dios guarde a V. I. muchos años.

Madrid 23 de mayo de 1973.

CARRERO

Enio. Sr. Director general de Promoción de Sahara.

Número de filiación	Clase	Nombre	Unidad	Fecha de retiro
36.635	Soldado	Larosi Uld Salem Uld Lehsca	Policia Territorial	31-12-1962
2.059	Soldado	Brahim Uld Embarec Uld Latrachi	Policia Territorial	31-12-1957
1.854	Soldado	Lual Uld Mohammed Abderrahman	Policia Territorial	31- 8-1949
1.654	Soldado	Mohammed Brahim Uld Ahmed Baba	Policia Territorial	30-11-1959
1.618	Soldado	Budda Uld Haruadi Uld Brahim	Policia Territorial	31-12-1950
938	Soldado	Deid-da Uld Ali Uld El Yasi	Policia Territorial	31-12-1958
971	Soldado	Mohamed Meharaud Uld Mohamed Uld Embarec	Policia Territorial	31-12-1958
954	Soldado	Mohamed Uld Burki Uld Breica	Policia Territorial	16- 5-1954
815	Soldado	Ahmed Uld Embarec Uld Buid-da	Policia Territorial	1- 8-1947
806	Soldado	Sidahamed Uld Labid Uld Ahmed Mehenum	Policia Territorial	31-12-1948
554	Soldado	Haimad Uld Lekebib Uld Mohammed Mesaud	Policia Territorial	31-12-1947
371	Soldado	El Cori Uld Mohamed Uld Mueimo	Policia Territorial	31- 5-1952