

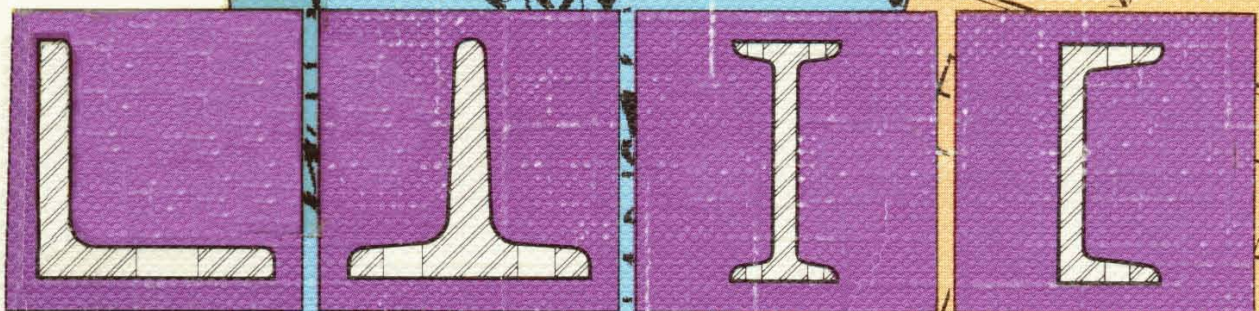
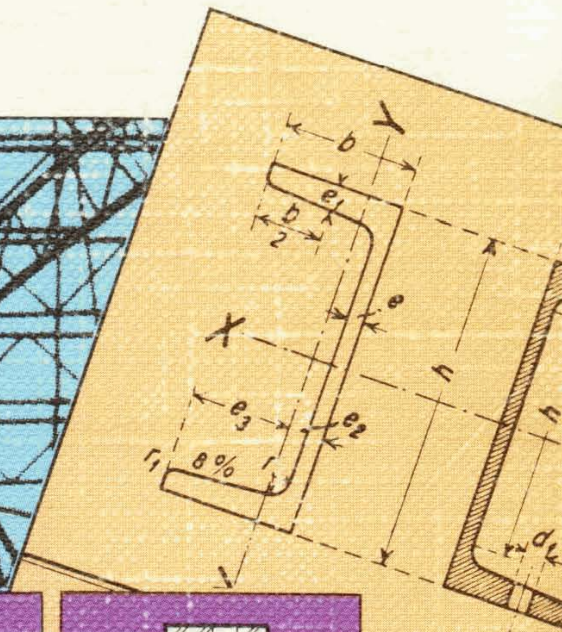
Mariano Hernández

El Hierro

en la

Construcción

● Cálculo y aplicaciones



iones en mm

	$e_1 = r$	r_1
12	100	50
14	120	55
		6
		8
		8,5
		4

El Hierro en la Construcción

Mariano Hernández

Arquitecto Técnico

Quedan rigurosamente prohibidas, sin la autorización escrita de los titulares del «Copyright», bajo las sanciones establecidas en las leyes, la reproducción parcial o total de esta obra por cualquier medio o procedimiento, comprendidos la reprografía y el tratamiento informático y la distribución de ejemplares de ella mediante alquiler o préstamo públicos.

A mi hijo Joaquín

© EDICIONES CEAC, S. A.
Perú, 164 - 08020 Barcelona (España)

19.ª edición: Enero 1990

ISBN 84-329-2937-9

Depósito Legal: B-1407 - 1990

Impreso por
GERSA, Industria Gráfica
Tambor del Bruc, 6
08970 Sant Joan Despí (Barcelona)

Printed in Spain
Impreso en España

Prólogo

El empleo del hierro como material para estructuras de edificación no tiene limitación, debido a sus buenas cualidades técnicas, y creemos que en general es uno de los materiales favoritos de la construcción.

Es de resaltar el impulso logrado por la soldadura para la unión de los diversos elementos sin la cual no hubiera sido posible el empleo masivo de las estructuras metálicas para edificios, tal como en la actualidad se están produciendo.

Todo ello nos ha llevado a escribir esta obra, que completará aún más la colección de Monografías CEAC de la Construcción. La presente obra no tiene las pretensiones de libro de texto, sino de consulta, bien para quienes se inicien en esta materia o para los que ya la conocen.

Hemos procurado, resumiendo, dar una idea clara de los minerales que constituyen el hierro y los métodos de obtención empleados, las propiedades técnicas, formas comerciales, uniones de los elementos, técnica constructiva, cálculo de los diversos

elementos metálicos y de sus aplicaciones prácticas; se ha tratado todo ello de forma elemental para llegar a un mejor conocimiento de lo que se expone en cada caso. Los ejemplos de cálculo de las aplicaciones prácticas se han realizado de una manera completa.

Se han incluido gran número de figuras, para aclarar su lectura, así como tablas de cálculo para facilitar el mismo en los diferentes elementos metálicos tratados.

EL AUTOR

I. El hierro como material empleado en la construcción

El nombre de hierro se aplica únicamente al elemento químico, cuyo símbolo es Fe. En la práctica lo que se emplea son sus aleaciones acompañadas con otros elementos como impurezas.

El material en la construcción empleado como tal, es el denominado **acero dulce de construcción**.

Desaparecidas totalmente las limitaciones en su empleo, vuelve a ser uno de los materiales favoritos de la construcción.

Respecto del hormigón estimamos las siguientes ventajas:

1.^a Habiéndose realizado adecuadamente el estudio de una estructura (cálculos, planos de detalle, etc.), su construcción y montaje es más rápida que la del hormigón.

2.^a No se necesita una inspección adecuada de sus proporciones como en el hormigón, con el cemento, arena, grava y acero; ya que el perfeccionamiento a que se ha llegado para su obtención hacen poder confiar en él plenamente.

3.^a No le afectan los agentes atmosféricos para su montaje.

4.^a El ocupar menor espacio, detalle importante sobre todo en las plantas bajas de los edificios destinados al comercio.

5.^a El valor importante que se obtiene de estos elementos en caso de derribos, realizados como consecuencia de una expropiación o de una ordenación urbana, nunca por estado ruinoso.

6.^a El admitir reformas sobre la marcha o posteriormente.

7.^a Sistema insustituible para edificios de gran altura.

En cambio, es más propenso que el hormigón a ser atacado por los agentes climatológicos al estar expuesto al aire y a su destrucción por incendio, de no haberse tomado las precauciones debidas para evitar estos casos.

ANTECEDENTES HISTORICOS

Se remontan a los hallazgos de útiles y herramientas encontrados en Egipto, considerándoles una antigüedad de 5.000 años. En España son antiquísimas las llamadas «ferrerías» de Vizcaya; donde se obtenía el hierro de una forma primitiva, por medio de fosos practicados en el suelo y empleando como combustible el carbón de leña.

Más moderno es el empleo de las «forjas catalanas» (siglo XI) y en la actualidad por medio de los altos hornos.

ESTADO NATURAL

Se conocen entre otros, los yacimientos de hierro nativo de Groenlandia descubiertos por el Profesor Nordenskiöld. Industrialmente es costosísima la obtención del hierro puro y tiene el inconveniente de ser un producto que no reúne las condiciones necesarias para ser empleado como material en la construcción.

CONSTITUCION

Los principales minerales del hierro son: El **hierro magnético o piedra imán**, cuyo contenido de hierro es el 40—70 %; tiene como impurezas silicio y fósforo.

El **oligisto o hematites rojas**, es una excelente mena del hierro que da hasta el 60 % de metal puro y homogéneo; se presenta en masas concrecionadas y fibrosas de aspecto rojizo.

La **siderita o hierro espático**, tiene un contenido de hierro que varía del 40 al 60 %, le acompañan como impurezas, el cromo, manganeso y la arcilla.

La **limonita o hematites parda**, tiene un contenido del 30 al 50 % de hierro, se presenta en masas estalactíticas, concrecionadas o bajo otros aspectos. Su color es pardo de densidad 3,64. El orín u óxido que se origina en la superficie de los objetos de hierro expuestos a los agentes climatológicos, se produce generalmente por la alteración de la limonita o de otros minerales que la contienen. Posee ácido fosfórico.

La **pirita o sulfuro de hierro**, se caracteriza por el poco contenido de hierro, además de darle a este muy mala calidad. Se emplea generalmente para la fabricación de ácido sulfúrico y sulfato de hierro.

YACIMIENTOS EN ESPAÑA

Los más importantes son los de Bilbao, Monte Triano y Somorrostro en Vizcaya, los de la Sierra Menera, con las minas de «Ojos Negros» y «Almohaja» en la provincia de Teruel.

FUNDENTES

Son los elementos que se agregan a las gangas del mineral, para mejorar sus condiciones y sacar más aprovechamiento de las menas empleadas. Pueden ser básicos y ácidos. El carbonato cálcico es un fundente básico. La arcilla, y la arenisca son fundentes ácidos.

Cuando se emplea como fundente el manganeso, proporciona al hierro una mayor dureza.

OBTENCION

En la actualidad se obtiene industrialmente en los altos hornos, como fuente de calor se emplea el carbón de coque y la electricidad. Para conseguir los aceros y hierros dulces se emplean los hornos de pudelado o por medio de los convertidores de Bessemer y Thomas, en los que se oxidan las diferentes impurezas, siguiendo un ciclo fijo en su eliminación; formándose escorias o separándose en forma gaseosa.

Con el procedimiento del ingeniero francés, Martin (1865) se logró fundir el acero, por la fusión conjunta del arrabio con la chatarra —desperdicio de hierro dulce—, con lo cual, se elimina en gran parte el carbono que la fundición contiene. Los complejos industriales más importantes en España son los de Bilbao, Avilés (Asturias) y Sagunto (Valencia).

Alto horno

El alto horno se compone de una gran cavidad, constituida por dos troncos de conos adosados en sus bases mayores (fig. 1).

El tragante es la parte superior por donde se introduce el carbón, el mineral y los fundentes en capas alternadas.

El vientre es la parte más ancha del horno y donde se tienen las máximas temperaturas del mismo.

El atalaje es la parte del tronco de cono inferior que está más próximo al viento.

El crisol es la parte inferior de este mismo cono, por donde llega el aire que penetra al interior del alto horno; y por último, la piquera es la base del tronco de cono donde se reúnen los productos de la fusión mineral; donde sobre la fundición líquida sobrenadan las escorias.

El perfil del horno es consecuencia de las temperaturas a que está sometido éste durante su funcionamiento, siendo las mayores donde tiene lugar el ensanchamiento del horno.

Los hornos son de palastro, revestidos interiormente con ladrillos refractarios especiales; además en los sitios adecuados se colocan zunchos para recortar la camisa de palastro de que está constituido.

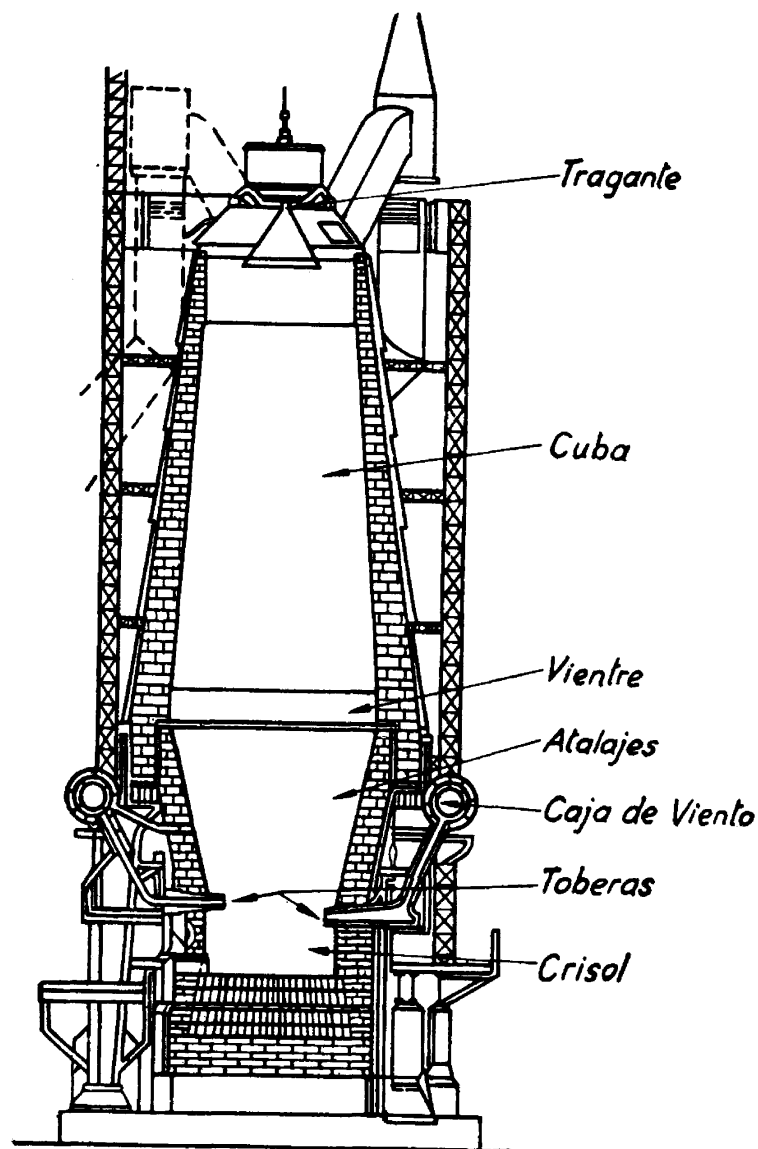


Figura 1

En el horno se distinguen tres zonas principales de temperaturas, éstas son: la zona de fusión, la zona de carburación y la zona de desecación.

La zona de fusión tiene lugar en el crisol, que es donde se funde el mineral debido al aire inyectado en la misma, que aviva al mineral existente en esta zona.

La zona de carburación es donde el hierro, a una temperatura aproximadamente de 1.100° , absorbe carbono, lográndose así los primeros productos de fundición.

Y por último, la zona de desecación, es donde los gases de las zonas anteriores se acumulan en ésta al enfriarse, ocupando menos espacio. Realizados en el horno el ciclo indicado, los gases son conducidos adecuadamente a regeneradores para ser depurados.

PRODUCTOS

El primer producto obtenido de los altos hornos se denomina **arrabio** o **lingote**, cuyo contenido de carbono pasa de 4%; le acompañan otras impurezas como el silicio, manganeso y fósforo, estas impurezas llegan en conjunto hasta un 10%.

Es duro, quebradizo, no maleable y al calentarlo funde bruscamente.

Fundición gris

Es el lingote que contiene hasta el 4% de carbono, 2—3% de silicio y otras pequeñas cantidades de manganeso y fósforo. Esta fundición es más dulce, se puede limar, torneear y perforar. Se emplea en la fabricación de objetos de fundición.

Fundición blanca

Contiene hasta un 3% de carbono y como impurezas en pequeñas cantidades, manganeso, silicio, fósforo y azufre. Es más dura que la gris, no se deja atacar por la lima, es frágil y poco maleable, destinándosele al afinado por pudelado, Thomas, Bessemer, etc.

Fundición atruchada

Sus propiedades son intermedias entre la blanca y la gris, aunque por su aspecto exterior y color, no puede clasificarse, requerirá un análisis de sus componentes.

Los hierros y aceros industriales contienen, además, otros cuerpos simples, unos procedentes del mineral, otros del carbón y otros procedentes de los fundentes. A continuación detallamos las características que las diferentes impurezas proporcionan al hierro: **El carbono**, proporciona al hierro dureza cuanto más contiene, en cambio rebaja su punto de fusión

y su maleabilidad. También aumenta su tenacidad y su aptitud para el temple, pero se hace menos soldable.

El azufre es una de las impurezas más perjudiciales, reduce su resistencia, forjabilidad y maleabilidad.

El fósforo hace al hierro quebradizo en caliente y frío, disminuye su tenacidad y aumenta su fluidez. Se emplea para fundir tubería y objetos de adorno.

El manganeso aumenta la dureza y resistencia, pero dificulta la maleabilidad. Favorece la separación del azufre de la masa fluida.

El silicio endurece la fundición, la hace más dulce y compacta, disminuye la maleabilidad y forjabilidad, transforma el carbono combinado —cementita— en carbono grafitico.

En la composición de los aceros especiales, entran diversos metales, como níquel, cromo, tungsteno, vanadio, cobalto, etc.; que aislados o con algún otro proporcionan al acero las características que se precisan: dureza, tenacidad, resistencia, etc.

Hierro dulce

Reciben este nombre los productos ferrosos que se obtienen al estado pastoso por pudelado, con un contenido de carbono menor del 0,5 %. Es muy maleable y soldable. Funde a 1.500°; pero al rojo (aprox. 700°) se trabaja con martillo, soldándose así mismo lo que constituye la verdadera soldadura autógena. Se le considera como el más puro de los hierros y reúne las propiedades técnicas que a estos materiales se les debe exigir.

Acero dulce

Son los productos ferrosos que se obtienen por fusión, que pueden adquirir temple, y cuyo contenido de carbono oscila entre el 0,4 y 1,5 %. Funde a 1.400° y son poco maleables. Carece de escorias. Se obtienen por afinado de la fundición blanca —básica— en el convertidor Thomas de revestimiento básico.

Cuando se obtiene de la fundición gris —silicea— se emplea el convertidor Bessemer de revestimiento ácido —silífico—. Para su obtención con mezclas de fundición y chatarra, se emplea el horno Martín-Siemens, resultando un afinado por disolución y algo por oxidación.

Hierro templado

Se obtiene por el enfriamiento brusco o muy rápido del acero llevado al rojo e introducido después en un líquido. El acero así obtenido se endurece,

aumenta su resistencia pero se hace quebradizo. A 750° se templen bien los aceros que contengan hasta el 1 % de carbono.

Hierro recocido

Consiste en calentar uniformemente a una temperatura algo superior a los 700° al acero, durante media hora aproximadamente, dejando después enfriar al aire, atenuando los efectos del temple y de su trabajo mecánico.

Hierro revenido

Reduce la fragilidad y mejora la resistencia, aumentando, además, la elasticidad del acero. Consiste en calentarlo a temperatura menor de 700° graduándose según las piezas a tratar.

Existen, además, aceros especiales que se obtienen al crisol o en horno eléctrico; tienen mayor alargamiento y se deforman menos con el temple, trabajándose bien en caliente.

PROPIEDADES TECNICAS

Las propiedades técnicas del hierro son su elasticidad, ductibilidad, forjabilidad, maleabilidad, tenacidad, soldabilidad y facilidad de corte.

Elasticidad

Es la propiedad de los cuerpos de recuperar su estado primitivo al cesar la fuerza que los deforma, si la deformación no ha pasado de cierto límite. La mayor carga que puede resistir en éstas condiciones se llama **límite de elasticidad**.

Ductibilidad

Capacidad de los cuerpos para alargarse en sentido longitudinal, convirtiéndose en alambres o hilos; es decir, que pueden alterarse mecánicamente entre límites muy amplios sin que se rompan.

Forjabilidad

Propiedad de variar de forma los metales en estado sólido caliente mediante acciones mecánicas sin pérdida de su cohesión.

Maleabilidad

Propiedad anterior, pero realizado a temperatura ordinaria.

Tenacidad

Es la resistencia a la rotura por tracción que tienen los cuerpos debidos a la cohesión de sus moléculas; propiedad que aumenta debido a tratamientos mecánicos adecuados, como el laminado, martillado, etc.

Soldabilidad

Consiste en unirse dos metales por presión hasta formar un trozo único realizándose a altas temperaturas por medio del martillo, soplete, etc.

Facilidad de corte

Es la propiedad de separarse el metal en pedazos por medio de una herramienta cortante adecuada. En la práctica se realiza por medio de sierras y del soplete.

PROPIEDADES DEL HIERRO EMPLEADO EN LA CONSTRUCCION

TABLA I

Clase del material	Densidad	Mod. elást. (E)	Alargamiento.	Clase de las piezas	Clase de esfuerzos.	Fatig. trab.		
						Minim.	Máxim.	
ACERO DULCE DE CONSTRUCCION	7,85	2100000	22	Perfiles laminados en elementos simples y compuestos.	Tracción flexión	1.100	1.300	
					Compresión soportes	1.100	1.300	
					Cortadura	800	1.000	
				Tornillos y remaches	Aplastamiento	1.600	2.000	
					Cortadura	800	1.000	
				Tirantes roscados	Tracción	800	1.000	
FUNDICION	7,25	1000000	-	En general	Compresión	-	900	
				Columnas	Flexión	Compresión	-	900
						Tracción	-	900
				En general	Flexión	Compresión	-	600
						Tracción	-	300

OBSERVACIONES. — Las fatigas de trabajo están expresadas en kilos/cm² en los perfiles laminados trabajando a tracción o cortadura, sólo se tendrá en cuenta la sección neta, es decir descontando los agujeros de los taladros.

En barras a compresión se tendrá en cuenta toda la sección.

En los tornillos y remaches, la sección utilizable es el Ø del agujero, y en los tirantes aterrados, la sección del núcleo.

Densidad

La densidad aparente varía con la cantidad de carbono que contengan los diferentes productos siderúrgicos, aumentando a medida que disminuye su contenido de carbón.

En la Tabla n.º 1 se detallan los pesos del hierro más empleados en construcción.

Tracción

Como generalmente ocurre con todos los materiales empleados en la construcción, el acero dulce tiene más resistencia en el sentido longitudinal de sus fibras que en el transversal. Los datos correspondientes están indicados en la Tabla n.º 1.

Compresión

Es el efecto mecánico que se produce en un cuerpo al que le ha sido aplicado un esfuerzo, que trata de aproximar entre sí a las partículas que integran un cuerpo. Ejemplo: El esfuerzo a que están sometidos los soportes en una construcción.

El efecto de tracción es opuesto al de compresión. Los datos correspondientes se hallan en la Tabla n.º 1.

OXIDACION

El hierro al estar expuesto a los agentes atmosféricos, sobre todo al aire húmedo, se descompone formando un óxido hidratado.

La oxidación depende del contenido de carbono del material, aumentando al disminuir éste; se deduce por tanto, que los aceros serán más propensos a la corrosión que el hierro dulce.

La limonita y los minerales que la integran son los principales elementos propensos a la oxidación de los materiales ferrosos.

ORIN

Se denomina así a la capa porosa que acelera la destrucción del hierro, siendo por tanto, necesario establecer los procedimientos adecuados para evitarla.

REVESTIMIENTOS. SUS CLASES

Antes de proceder a tratamiento alguno, es necesario limpiar el hierro de toda oxidación por medio de cepillos metálicos, o sometiéndole al chorro

de arena, igualmente se puede hacer con ácidos, y se denomina **decapado**; es preciso después aclararlos con agua de cal y secarlos bien, posteriormente se les tratará con algunos de los sistemas que en este capítulo se indican.

Los procedimientos más empleados son los recubrimientos metálicos obtenidos por inmersión y las pinturas; entre los primeros, figuran:

Galvanizado

Se obtiene recubriendo con una ligera capa de zinc los elementos metálicos. Se emplea, generalmente, para recubrir chapas negras, que reciben el nombre de galvanizadas.

Estañado

Recubriendo con una ligera película de estaño, el hierro queda protegido, pero aun siendo pequeña las deficiencias en forma de grietas que pueda presentar este recubrimiento, es suficiente para ser atacado nuevamente de oxidación; por este motivo, no se emplea en la protección de los elementos ferrosos en las construcciones metálicas.

Entre las pinturas, destacamos las siguientes:

Pintura al óleo

Resulta muy adecuada para proteger al hierro, se da en dos capas a base de aceite de linaza y minio de plomo. La primera capa debe ser fluida para que no deje bolsas de aire, que al romperse dejarían otra vez al hierro sin protección.

Es aconsejable que todos los elementos metálicos procedentes del taller vayan a la obra con la primera capa o imprimación, dándose la segunda en la obra.

Pintura de cemento al agua

Se obtiene formando una lechada de cemento puro y aplicándose varias capas, tres a cuatro como máximo.

Pinturas asfálticas

Se aplica a los elementos que han de quedar enterrados como postes, tuberías, cámaras de cables, etc. Se emplean pinturas a base de asfalto y alquitrán en caliente. En la actualidad se emplean también emulsiones asfálticas que pueden diluirse con agua y, que una vez secas, son impermeables e inalterables a los agentes atmosféricos.

Debido a la falta de protección adecuada, es frecuente ver manchas de óxido en los cielos rasos de los forjados de pisos que producen un efecto deplorable.

PROTECCION AL INCENDIO

Como revestimiento para proteger al hierro de la acción del fuego, existen varios procedimientos. Uno de ellos consiste en aplicar una tela metálica rodeando al elemento a proteger y cubriéndolo después con una capa de hormigón.

También da buen resultado el recubrir con una malla metálica recubierta de un revoco de yeso, añadiendo algún agregado ligero como amianto y vermiculita.

En Estados Unidos se emplea frecuentemente un aislamiento que consiste en proteger los elementos metálicos con placas de arcilla y ladrillos refractarios y al revoco de yeso correspondiente.

II. Formas comerciales del hierro

HIERROS PLANOS

Son los hierros elaborados de sección rectangular y por sus dimensiones se dividen en:

Flejes

Son los hierros planos menores de 4 mm de grueso y 200 mm de ancho.

Pletinas

Cuando tienen de 4 a 10 mm de espesor y 200 mm de ancho.

Plano ancho

Perfil de 6 a 20 mm de espesor y 200 a 600 mm de ancho.

Se obtienen de longitudes varias, como máximo 12 metros.

Chapa negra

Son los perfiles que tienen más de 600 mm de ancho. Existen tres tipos: fina, mediana y gruesa. **Fina**, cuando tiene de 0'4 a 2'7 mm de espesor, ancho 1'25 metros y 2'50 a 5 metros de longitud. **Mediana y gruesa**, cuando están comprendidas entre 3 a 3'5 mm de espesor, 1 a 2'60 metros de ancho y 5 a 16 metros de longitud.

Chapa galvanizada lisa

Recibe esta denominación, la chapa negra recubierta con una ligera capa de cinz, tiene de 0'4 a 2'7 mm de espesor y sus dimensiones normales 1 × 2 metros. Como medidas extraordinarias se suministra de 1'20 × 2'40 metros.

Chapa galvanizada ondulada

Son las que tienen una ondulación en forma parabólica y se emplean

para las cubiertas; sus características quedan definidas por su longitud de onda, altura de la misma y el ancho útil. Se fabrican en las siguientes medidas: $76 \times 24 \times 760$; $90 \times 24 \times 810$; $105 \times 23 \times 840$; y $130 \times 35 \times 780$ mm su longitud más corriente es 2 metros y su espesor oscila entre 0'6 y 2 mm.

Chapa estriada

Es la que tiene una de las caras de la chapa con estrías en relieve en forma de rombo, de 2 y 5 mm de ancho; sus espesores, son de 5 a 10 mm., sus anchos, de 750 a 1.200 mm y su longitud de 3 a 6 metros.

Chapa desplegada

Son las chapas recocidas, las cuales llevan cortes al tresbolillo y, estirado en forma de malla romboidal.

Se emplea como armadura en piezas ligeras de hormigón, para revestimientos como elementos de sujeción del revoque y también para verjas de los vallados.

PERFILES LAMINADOS

Al acero con pequeño contenido de carbono que no admite el temple, es lo que vulgarmente se llama **perfil laminado**.

Se obtiene por laminación de aceros suaves soldables. En el comercio se les designa por la forma de su sección, altura y ancho. Sus dimensiones se expresan en milímetros, fabricándose de 4 a 16 m de longitud.

Hierro en ángulo

Pueden ser de lados iguales y desiguales (fig. 2), los desiguales tienen sus lados en la relación 1 : 1, 5 ó 1 : 2 como máximo.

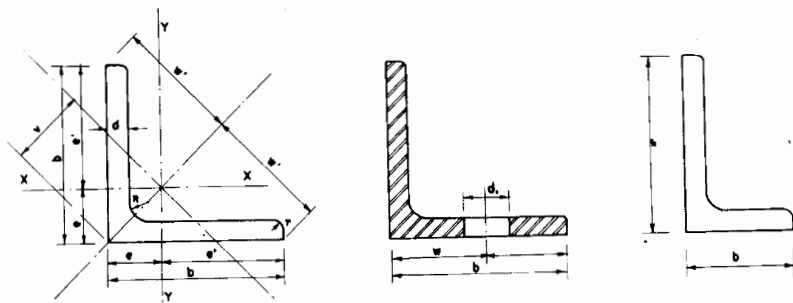
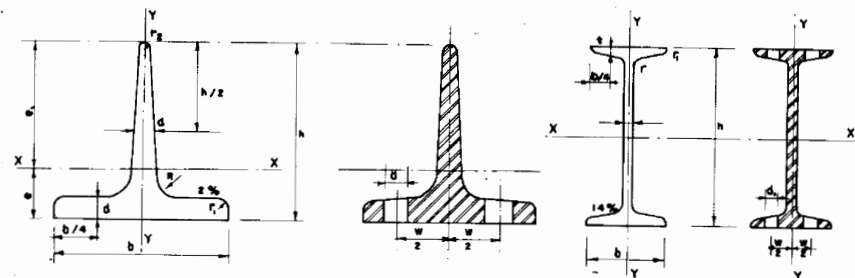


Figura 2

Se fabrican desde 15 a 150 mm los de lados iguales; y desde 25×15 hasta 150×75 mm para los de lados desiguales.

Hierro en T — un ala

Entre sus dimensiones se cumple lo siguiente: (fig. 3) $h = b$; $r = e$;
 $r = \frac{r}{4}$; midiéndose los espesores a $0,5h$ y $0,25b$. Siendo h y b respectivamente la altura y ancho del perfil.



Se fabrican desde $\frac{20 \times 20}{3}$ a $\frac{100 \times 100}{13}$ mm. También existen los denominados de ala ancha; es decir, cuando b es mayor que h , y se fabrican desde $\frac{100 \times 55}{8}$ hasta $\frac{100 \times 75}{8}$; cuyas cifras representan respectivamente la anchura, altura y espesor del perfil.

Hierro en doble T

Son los elementos más empleados en la construcción, para formación de suelos, ávenas, soportes, etc. (fig. 4).

Se fabrican desde 80 a 500 mm de altura; sus características de formación son las siguientes: $r = e$; $r = 0,6e$; con una inclinación de las aletas del 14 %. El espesor como indica la figura se mide en la aleta a una distancia igual a $0,25b$ y es igual a $t = 1,5e$.

Hierro en doble T de ala ancha

Su característica principal (fig. 5), es el que la altura es igual a la base ($h = b$) y las aletas tienen una inclinación del 9 %, fabricándose de $140 \times 140 \times 8,5$ a $220 \times 220 \times 10,5$ mm.

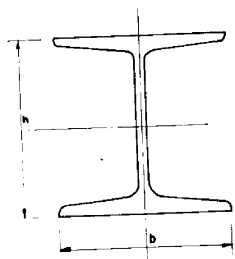


Figura 5

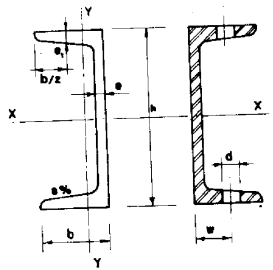


Figura 6

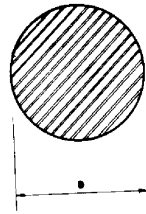


Figura 7

Hierros en «U»

Este perfil (fig. 6), es otra de las formas comerciales del hierro más empleadas en la construcción, sobre todo en la formación de soportes compuestos. Sus características quedan definidas por las siguientes condiciones

entre sus dimensiones: $t = r$; $r = \frac{r}{2}$

Se fabrican de 80 a 300 mm de altura.

Hierros redondos

Son (fig. 7) los empleados en la construcción para el hormigón armado, fabricándose de 3 a 50 mm; se suministran todos los diámetros de 5 a 12 mm, y a partir del 12 los pares y los múltiplos de 5; es decir, 12, 14, 15, 16, 18, 20, 22, 24, 25, 26, etc. Recordaremos que estos perfiles han de ser de acero dulce o semiduros; ya que deben poseer las cualidades de elasticidad y resistencia y no ser frágiles. Generalmente, hasta 6 mm se sirven en rollos de unos 20 metros de longitud, el resto en madejas de 5 a 10 metros.

Hierros o perfiles especiales

Existen los denominados de media caña, pasamanos lisos, pasamanos con filetes, medios redondos, cuadrados de — 5 a 200 mm —, hierros Zorés, carriles, etc.

III. Uniones de los elementos metálicos

GENERALIDADES

Siendo necesario las uniones para obtener los diversos elementos metálicos empleados en la construcción, ya porque estos elementos no tengan la longitud requerida (como los tirantes de una percha, viga, etc.) es preciso establecer los empalmes o uniones necesarios, realizados de suerte que estas uniones transmitan bien los esfuerzos a los que deberán estar sometidos; es decir, que las uniones no pueden ser puntos débiles, sino que estarán de tal forma dispuesta, que se puedan garantizar contra los esfuerzos que han de soportar.

CLASES DE UNION

Las uniones o empalmes pueden ser atornilladas, roblonadas y soldadas, según el procedimiento con que se realicen éstas.

MEDIOS AUXILIARES

Reciben esta denominación los elementos metálicos necesarios para establecer las diferentes uniones como son los roblones, tornillos, cartelas, presillas, y el cordón de soldadura; con los que se obtendrán los diferentes nudos rígidos o articulados de los entramados, según los casos de sustentación.

Roblones

Es el elemento metálico formado por una clavija o clavo de hierro, de forma cilíndrica, provisto de una cabeza en uno de sus extremos, que después de colocado en su sitio ha de formar otra cabeza en el extremo

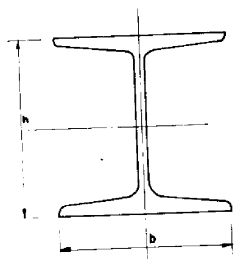


Figura 5

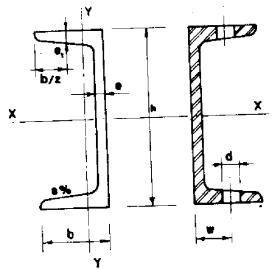


Figura 6

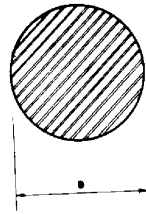


Figura 7

Hierros en «U»

Este perfil (fig. 6), es otra de las formas comerciales del hierro más empleadas en la construcción, sobre todo en la formación de soportes compuestos. Sus características quedan definidas por las siguientes condiciones

entre sus dimensiones: $t = r$; $r = \frac{r}{2}$

Se fabrican de 80 a 300 mm de altura.

Hierros redondos

Son (fig. 7) los empleados en la construcción para el hormigón armado, fabricándose de 3 a 50 mm; se suministran todos los diámetros de 5 a 12 mm, y a partir del 12 los pares y los múltiplos de 5; es decir, 12, 14, 15, 16, 18, 20, 22, 24, 25, 26, etc. Recordaremos que estos perfiles han de ser de acero dulce o semiduros; ya que deben poseer las cualidades de elasticidad y resistencia y no ser frágiles. Generalmente, hasta 6 mm se sirven en rollos de unos 20 metros de longitud, el resto en madejas de 5 a 10 metros.

Hierros o perfiles especiales

Existen los denominados de media caña, pasamanos lisos, pasamanos con filetes, medios redondos, cuadrados de — 5 a 200 mm —, hierros Zorés, carriles, etc.

III. Uniones de los elementos metálicos

GENERALIDADES

Siendo necesario las uniones para obtener los diversos elementos metálicos empleados en la construcción, ya porque estos elementos no tengan la longitud requerida (como los tirantes de una percha, viga, etc.) es preciso establecer los empalmes o uniones necesarios, realizados de suerte que estas uniones transmitan bien los esfuerzos a los que deberán estar sometidos; es decir, que las uniones no pueden ser puntos débiles, sino que estarán de tal forma dispuesta, que se puedan garantizar contra los esfuerzos que han de soportar.

CLASES DE UNION

Las uniones o empalmes pueden ser atornilladas, roblonadas y soldadas, según el procedimiento con que se realicen éstas.

MEDIOS AUXILIARES

Reciben esta denominación los elementos metálicos necesarios para establecer las diferentes uniones como son los roblones, tornillos, cartelas, presillas, y el cordón de soldadura; con los que se obtendrán los diferentes nudos rígidos o articulados de los entramados, según los casos de sustentación.

Roblones

Es el elemento metálico formado por una clavija o clavo de hierro, de forma cilíndrica, provisto de una cabeza en uno de sus extremos, que después de colocado en su sitio ha de formar otra cabeza en el extremo

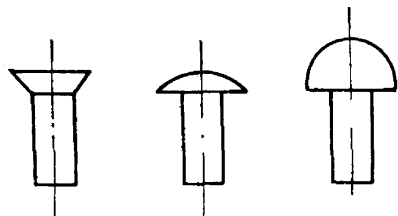


Figura 8

opuesto e igual a la otra al ser remachado. La cabeza puede ser plana, avellanada y de gota sebo (fig. 8). El remachado se hace por medio de la **estampa ódoile** y la contraestampa o sufridera; en la industria, esta operación se hace con los roblones en caliente (fig. 9).

Se fabrican de 10 a 28 mm aumentando de 3 en 3 mm a partir de 10 mm.

Tornillos

Los empleados en las estructuras metálicas, están formados por una clavija cilíndrica, provista de una cabeza en un extremo, además de un fileteado para ser roscado por el otro extremo que también va provisto de una tuerca.

Se fabrican desde 1/4" de diámetro.

Cartelas

Son los elementos de hierro plano que sirven de elemento de unión para las diferentes barras que integran los nudos de las cerchas de las cubiertas, o de cualquier otro sistema reticulado.

También se emplean para formar los apoyos de las vigas en los soportes.

Presillas

Bajo esta denominación se conocen a los hierros planos rectangulares, que se emplean para formar los soportes compuestos destinados a impedir la flexión lateral o pandeo de los mismos. Pueden sujetarse a los perfiles del soporte por medio del roblonado o el cordón de soldadura.

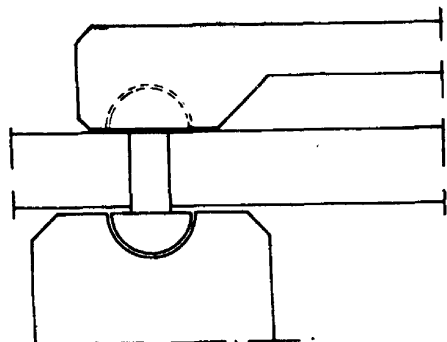


Figura 9

UNIONES ROBLONADAS

Las que se realizan por medio del empleo de los roblones. Los diámetros de los remaches se toman 1 mm menor que el diámetro del remache; pues al ser remachadas deben llenar perfectamente la holgura anterior. Esto se cumple cuando los espesores de los elementos a unir, es menor que $4d$ para remaches de diámetro inferior a 17 mm y no excede de $5d$ para diámetros mayores. Siendo d el diámetro del roblón.

El Prontuario de Altos Hornos, aconseja, en función de la chapa más delgada a unir, lo siguiente:

Espesor de la chapa en mm	4-5	6-7	8-10	11-13	14-18	mayor de 18
Diámetro del agujero en mm	14	17	20	23	26	29

Aunque no vamos a entrar en conocer las operaciones previas necesarias para el empleo de los diferentes perfiles empleados en las estructuras metálicas, de forma resumida diremos lo que sigue: las operaciones preparatorias son el enderezado, para los perfiles cuando sea preciso enderezarlos; se necesita calentarlos y luego se les golpea con el martinete para ejecutar dicha operación.

El **taladro**, se hace por medio de punzonadora, el taladro así, es instantáneo por golpe. También se emplean las máquinas taladradoras para dejar los orificios limpios de rebordes, empleándose para esta operación la fresadora.

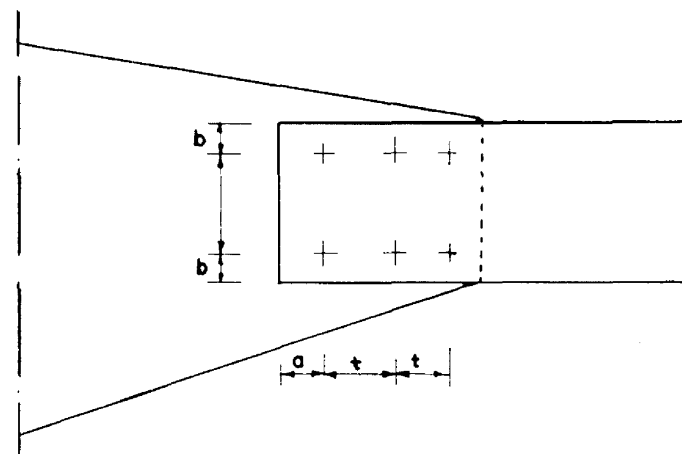


Figura 10

Se denomina **gramil** la distancia medida desde el borde o eje del perfil, según su clase, en donde debe hacerse el taladro en los perfiles laminados. Para perfiles mayores de 100 mm hay dos líneas de gramil; generalmente se les designa con la letra **w**. Los pasos o distancias entre los diferentes remaches son los que se indican en la fig. 10.

$$t = 2,5 - 3 d$$

$$a = 2 - 2,5 d$$

$$b = 1,5 - 2 d$$

Estos datos los encontrará el lector en cualquier prontuario de las casas fabricantes de los perfiles, así como para algunos de los casos más corrientes en la Tabla n.º 2.

RESISTENCIA DE LOS ROBLONES

TABLA 2

Agujero		Fatiga de trabajo adm.		Resistencia, en toneladas de un roblón.			Se calculará el roblón al aplastamiento cuando el espesor sea:	
Ø	Sección F cm ²	Cortad.	Aplast.	Simple cort.	Doble corta	Aplast. e=1 cm.	Simple (1)	Doble (2)
d ₁								
11	0,95	800	1.600	0,760	1,520	1,760	4,32	8,64
		1.000	2.000	0,950	1.900	2,220		
14	1,54	800	1.600	1,232	2,464	2,240	5,50	11,-
		1.000	2.000	1.540	3,080	2,800		
17	2,27	800	1.600	1.816	3,632	2,720	6,68	13,40
		1.000	2.000	2.270	4.540	3,400		
20	3,14	800	1.600	2.512	5.024	3,200	7,85	15,70
		1.000	2.000	3.140	6.280	4,000		
23	4,15	800	1.600	3.720	7.440	3.680	9,03	18,01
		1.000	2.000	4.150	8.300	4.600		
26	5,31	800	1.600	4.248	8.496	4.160	10,2	20,4
		1.000	2.000	5.310	10.620	5.200		

UNIONES ATORNILLADAS

Se realiza esta unión cuando los elementos a unir adquieren grandes dimensiones para su transporte a obra, o por la dificultad de las uniones

para ser realizadas mediante el roblonado o la soldadura. También cuando el espesor de la junta a unir es mayor que $4d$, siendo d el diámetro del roblón.

En este sistema de unión, el diámetro del agujero y el del tornillo son iguales. Los ensayos realizados con esta clase de uniones indican que son inferiores al 80 % de la resistencia cuando la unión se hace roblonada; por eso se toman coeficientes de trabajos para los tornillos menores que los empleados para los roblones.

En la Tabla n.º 3 pueden verse las características de resistencia de los tornillos corrientes.

El paso de los tornillos debe ser $3,5 - 4d$; para que puedan ajustarse bien todos los tornillos con la llave en su montaje.

RESISTENCIA DE LOS TORNILLOS CORRIENTES

TABLA 3

Agu. Ø d ₁ m/Ø.	TORNILLOS			Fatiga de trabajo Kg/cm ²		Resistencia, en toneladas de un remache.			Se calculará el tornillo a aplastamiento cuando el espesor de la chapa sea:	
	Ø nomin. pulg.	Ø esp. mm.	Secc. esp. cm ²	Cort.	Aplast.	Simple cort.	Doble cort.	Aplast. e=1 cm.	(1)	(2)
14	½"	12,7	1,27	800	1.600	1,016	2,032	2,030	6,27	12,5
17	5/8"	15,9	1,98	800	1.600	1,584	3,168	2.540	7,78	15,6
20	¾"	19,1	2,85	800	1.600	2.280	4.560	3.060	9,33	18,7
23	7/8"	22,2	3,88	800	1.600	3.104	6.208	3.550	10,9	21,8
26	1"	25,4	5,07	800	1.600	4.056	8.112	4.060	12,5	25,-
29	1 1/8"	28,6	6,41	800	1.600	5.128	10.256	4.580	14,-	28,-

UNIONES SOLDADAS

Modernamente, casi todas las estructuras metálicas, unen sus diversos elementos por medio de las soldaduras, que respecto de las uniones roblonadas y atornilladas tienen evidentes ventajas: mayor garantía de seguridad y solidez, economía en mano de obra y material, y menor volumen de las piezas (fig. 11).

Con este sistema, las antiguas piezas de fundición que antes quedaban inútiles al romperse, ahora aumentan la duración de su empleo al poder unirse mediante la soldadura.

La soldadura consiste en la unión mediante el calor de dos elementos metálicos para que formen una sola pieza, con suficiente resistencia y que no presente solución de continuidad.

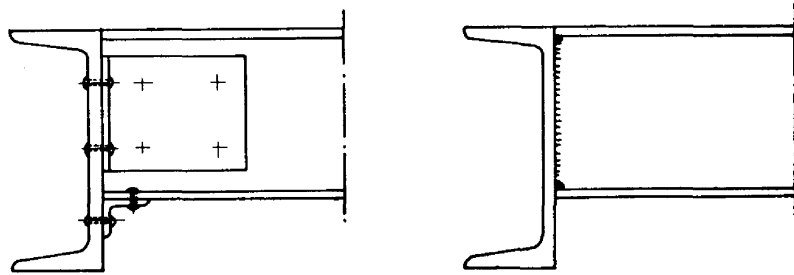


Figura 11

Existen varios procedimientos; cuando se hace mediante otro metal o aleación más fácilmente fusible, se denomina **soldadura común o heterogénea**.

El calor lo proporciona la corriente eléctrica o el soplete oxídrico.

Se denomina **soldadura autógena**, la unión de dos elementos mediante el calor, sin la intervención de materiales extraños, también cuando el metal de aportación es de la misma clase que los metales bases; realizándose con el soplete oxídrico o la soldadura eléctrica.

El soplete oxídrico está formado por un dardo, en el que se combinan adecuadamente el oxígeno y el acetileno.

Las soldaduras deben hacerse a altas temperaturas, aun tratándose de metales de bajo punto de fusión; pues al disminuir el tiempo de su realización se evitan pérdidas de calor, ya sea por conductibilidad, convección y radiación.

La soldadura autógena puede alcanzar una temperatura de 3.000° y la eléctrica de 3.500°; con cualquiera de estas fuentes de calor, que se concentran en espacios reducidos, se obtiene rápidamente su máxima producción de calor.

Como consecuencia del calor producido, se originarán alteraciones en el hierro en forma de dilatación primero, y como contracción después; dando lugar a deformaciones en las piezas, si estas soldaduras no se hacen con personal especializado o si no se da posteriormente el tratamiento térmico o mecánico, que sea necesario.

Es importante saber que cuando el soplete oxiacetilénico, tiene exceso de acetileno, por no estar bien graduado; y en la soldadura eléctrica se haga con una barra de carbón como electrodos, se producirán carburaciones en las piezas, generalmente nocivas en ambos casos.

Las varillas del metal de aportación para la soldadura oxiacetilénica son varillas cilíndricas de metal sin revestimiento, su espesor dependerá del de las piezas a unir.

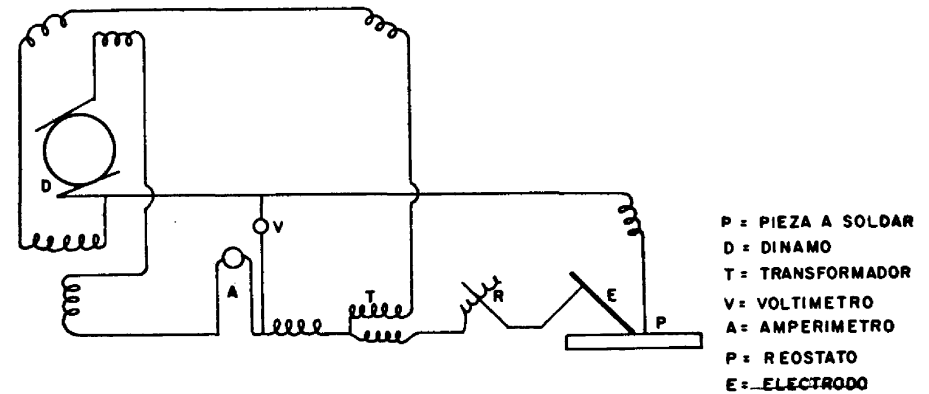


Figura 12

En la soldadura eléctrica, a la varilla del metal de aportación se le denomina electrodo, y están formadas con una capa más o menos gruesa de materias desoxidantes y aislantes.

Para realizar las soldaduras es preciso tener un circuito eléctrico (figura 12). El voltaje empleado es de 20 a 30 Voltios.

PREPARACION DE LAS PIEZAS A UNIR

Para realizar una buena soldadura, se precisa, además de conocer la naturaleza exacta de la obra; saber preparar en condiciones adecuadas las piezas que han de soldarse.

Las superficies de las juntas han de limpiarse de una manera apropiada por medio de la lima y el buril, de toda oxidación.

Por otra parte, será necesario preparar los extremos de las piezas a unir según el espesor de éstas, los achaflanados necesarios para que penetren bien por ellas el material de aportación, y se obtenga una soldadura compacta. Cuando el espesor de las piezas lo requiera se soldará por ambos lados.

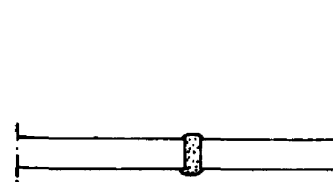


Figura 13

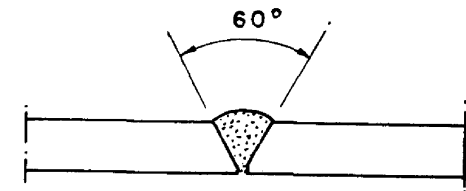


Figura 14

Soldadura a tope

Cuando se enfrentan dos piezas sin ninguna preparación de sus bordes, y el espesor de las chapas no excede de 4 mm (fig. 13).

Soldadura en V

Se emplea para espesores de chapa comprendidos entre 4 y 8 mm (figura 14).

Soldadura en X

Es la empleada cuando los espesores de la chapa varían entre 8 y 12 milímetros (fig. 15). Es más conveniente que la anterior; pues su disposición simétrica le hacen más favorable para el pandeo o alabeo de las

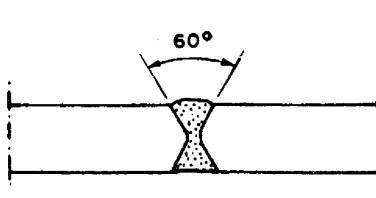


Figura 15

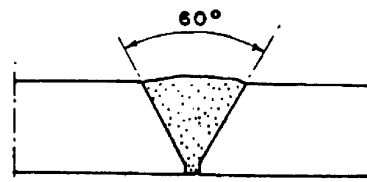


Figura 16

piezas. También por ser necesario menos material de aportación en esta clase de soldadura.

Soldadura en copa

Se emplea cuando los espesores de la chapa son mayores de 12 mm (figura 16).

POSICION DE LAS PIEZAS A UNIR

Por la disposición de las piezas a unir entre sí, se denominan estas uniones a tope, frontal, lateral, en ángulo, en T.



Figura 17

Unión a tope

Se denomina así cuando los esfuerzos a que están sometidas las piezas se transmiten a través de la unión (figura 17).

Unión frontal

Cuando los esfuerzos que transmiten la unión son normales a los cordones de la soldadura (fig. 18).

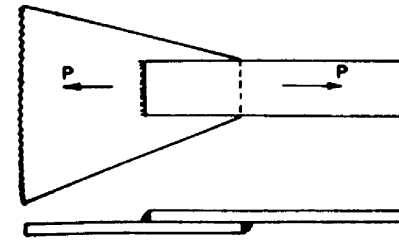


Figura 18

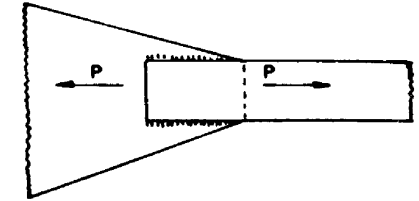


Figura 19

Unión lateral

Cuando es paralela a los esfuerzos que transmiten las piezas. La unión se hace con «puntos» intermitentes de soldadura (fig. 19).

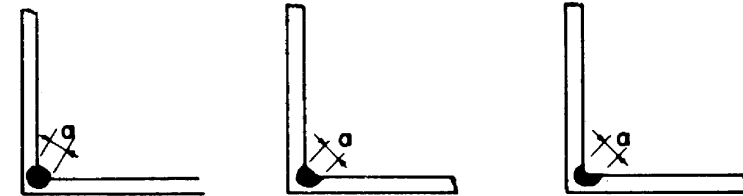


Figura 20

Unión en ángulo

La posición del ángulo puede ser recto o agudo; recomendándose el empleo de ángulos mayores de 60° (fig. 20, convexo, plano y cóncavo).

La dimensión «a», se denomina grueso del cordón de soldadura; dicha dimensión interviene en los cálculos de las piezas soldadas.

Unión en T

Se diferencia de las de ángulo en que aquí el cordón de soldadura se hace por ambos lados (fig. 21).

El cordón de soldadura, puede ser convexo, plano y cóncavo.

También puede ser el cordón continuo y por puntos (variante, correspondiente y alternado) (fig. 22).

Generalmente, cuando los esfuerzos sean normales a las uniones, los

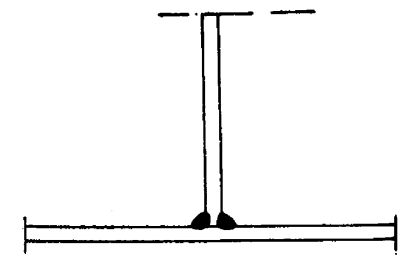


Figura 21

TABLA 4

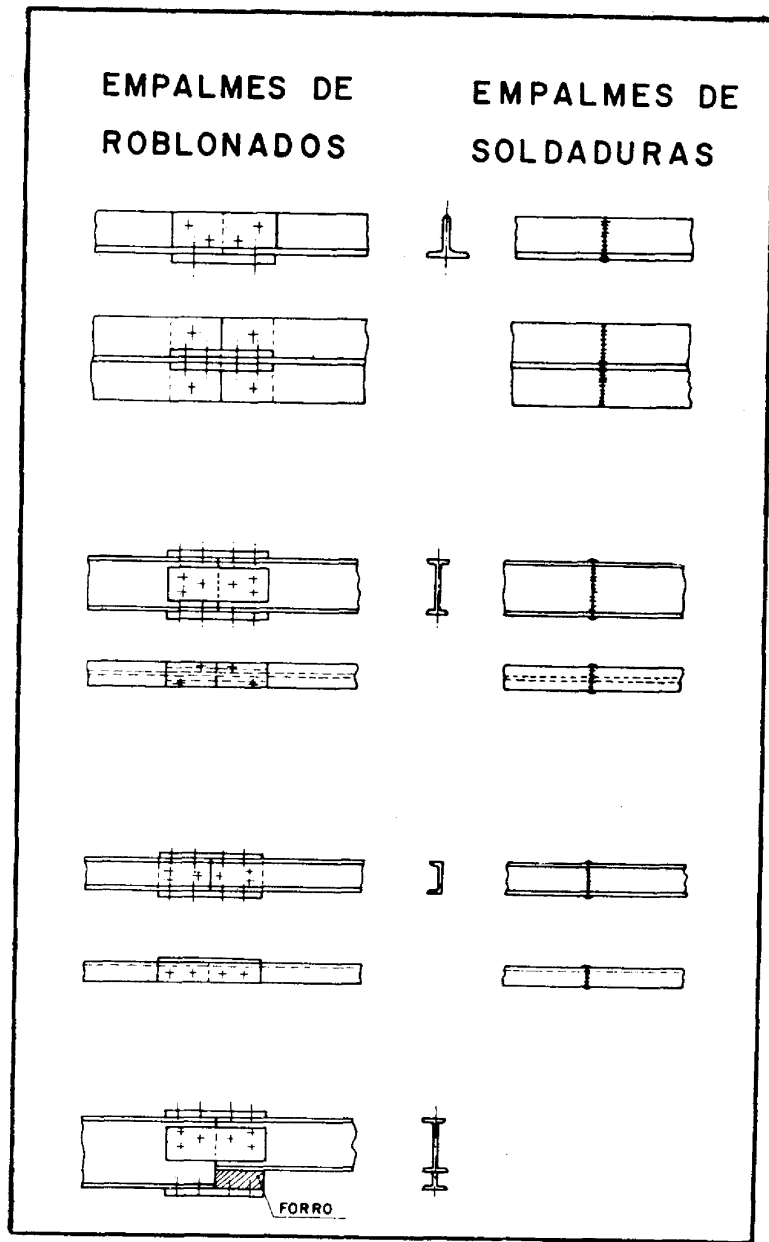


TABLA 5

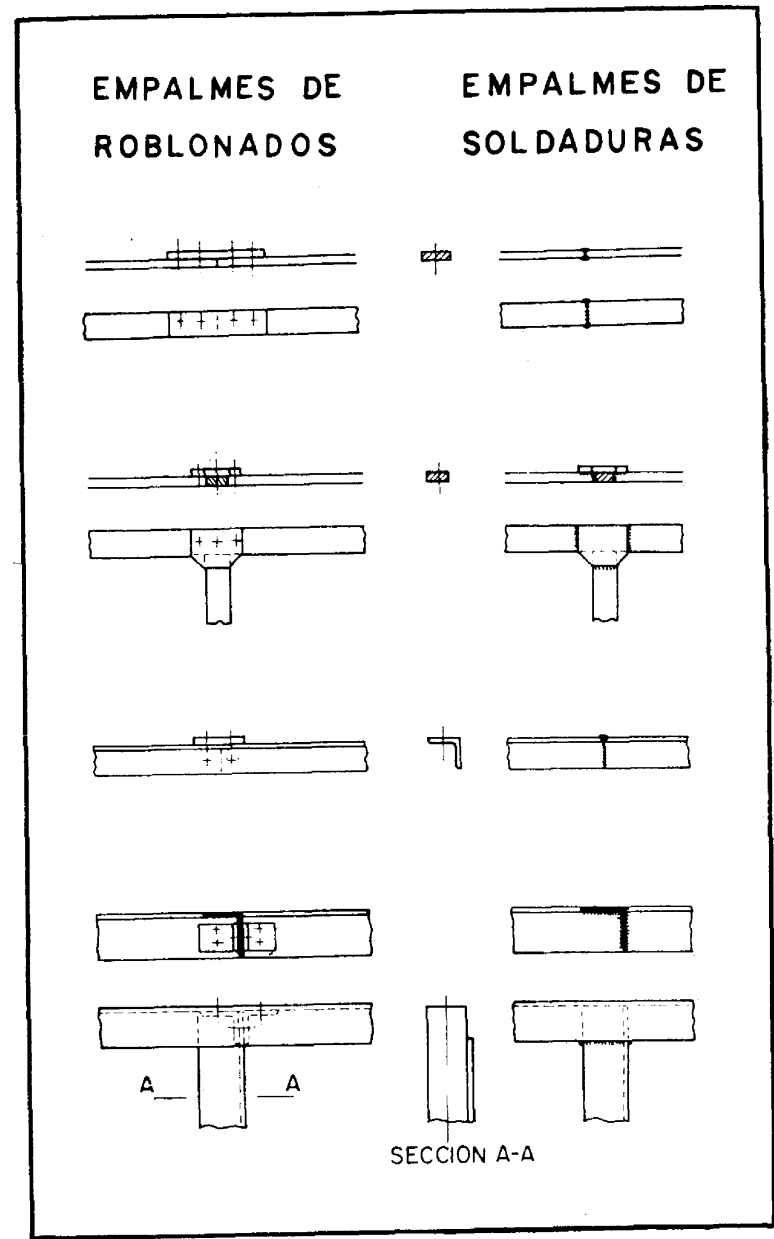




Figura 22

cordones de soldadura han de ser de cordón continuo, y por puntos cuando los esfuerzos sean paralelos.

Es importante para hacer una buena soldadura, conservar de una manera uniforme la disposición del dardo del soplete y la varilla del metal de aportación y que se mantengan ambos en un mismo plano, y que respecto del plano de trabajo y en posición invertida mantengan ángulos de $40 - 50^\circ$ para el dardo y $30 - 40^\circ$ para la varilla de aporte, con relación a dicho plano.

La verdadera unión por soldadura, en los diferentes casos, se forma con el metal de aportación y el que se funde de las piezas, consiguiéndose de esta forma, una buena unión.

La posición más adecuada para soldar es poniendo el material de aportación por arriba y las piezas a unir por debajo. Cuando se hace al contrario, se llama soldadura **de cabeza**.

En las Tablas 4 y 5 pueden verse diferentes empalmes por roblonado y por soldadura.

IV. Estructura metálica

GENERALIDADES

Es el conjunto de los elementos fundamentales de una construcción, ordenados y orientados adecuadamente, paralela y normalmente a la fachada formando un conjunto monolítico; estos elementos principales son los **pilares y las vigas**.

SOPORTES

Son los elementos verticales de las estructuras, los cuales están sometidos a las cargas de los colocados sobre él, muros y forjados correspondientes.

Según que lleven uno o varios perfiles simples en su formación, se les denomina **simples o compuestos** (fig. 23).

Los elementos que constituyen los soportes son la **basa, fuste o caña y capitel**.

La basa está formada por un palastro de asiento que transmite las cargas al terreno que resiste, uniéndose al fuste mediante palastros y angulares.

La formación del capitel es análoga a la de la basa pero invirtiendo sus elementos.

Cuando se hace roblonada la basa, las cabezas de los roblones irán enrasadas con el palastro de asiento.

El fuste está constituido por el perfil o perfiles laminados, según la clase de soporte.

Se hacen, generalmente, para dos pisos de altura, pues de exceder de esta dimensión, su montaje en obra resultaría costoso.

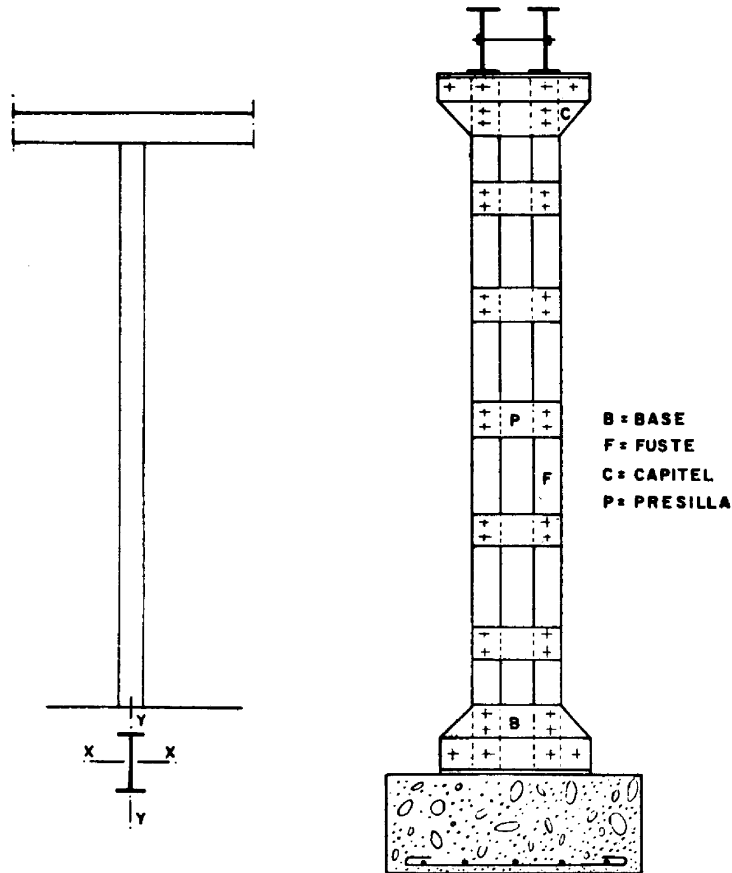


Figura 23

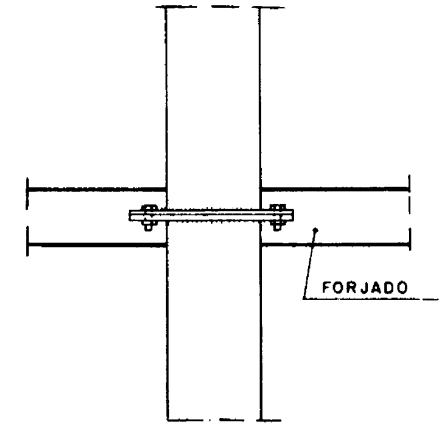
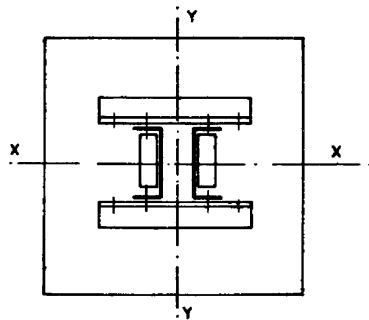


Figura 24

Los empalmes de los soportes se sitúan entre el grueso de los forjados de piso para que queden ocultos (figura 24), pues no sería constructivo el realizarlo de otra forma. Los perfiles más empleados generalmente, son el «P.N.I. y el P.N.U.»

También se emplean con frecuencia los hierros angulares.

Cuando son soldados pueden formarse con palastros y angulares unidos mediante la soldadura, obteniéndose secciones ligeras, pero con un gran momento de inercia; favoreciendo por tanto, la resistencia al pandeo de estos elementos.

Las presillas son los elementos que unen los perfiles de los soportes, que impiden su pandeo, haciéndolos trabajar conjuntamente.

JACENAS

Recibe este nombre la pieza horizontal de la estructura, generalmente situada entre pilares, que sirve para fijar la separación de los pisos de una construcción al tiempo que sirve de apoyo a las viguetas de los suelos. Las jácenas pueden ser perfiles simples, vigas compuestas de alma llena, vigas de cajón, vigas de celosía, de perfiles laminados reforzados, etc. que estudiaremos cada uno separadamente.

Las viguetas para la formación de los suelos se sitúan, generalmente, a una distancia entre sí, comprendida entre 0,70 y 1 metro.

DINTELES O CARGADEROS

Corresponde esta denominación a los elementos metálicos horizontales, con sus extremos apoyados directamente sobre los muros, de poca o gran luz destinados a soportar el peso de los muros y forjados superiores.

Ejemplo: Las vigas en los huecos de fachada (ventanas, balcones) y las vigas de planta baja para los huecos de los comercios, que en ocasiones son de gran luz (distancia entre apoyo).

Para los de gran luz se forman de una manera análoga a lo indicado para las jácenas. Se pueden hacer por medio de uniones roblonadas o soldadas, cuando se emplean vigas compuestas de alma llena.

VIGAS COMPUESTAS DE ALMA LLENA (Roblonadas)

Son las formadas por el acoplamiento de varios perfiles laminados (fig. 25). Estos son, generalmente, un alma, varias platabandas (como máximo) en cada cabeza y 4 angulares; estos pueden ser de lados iguales o desiguales, y se emplean cuando la unión se hace roblonada.

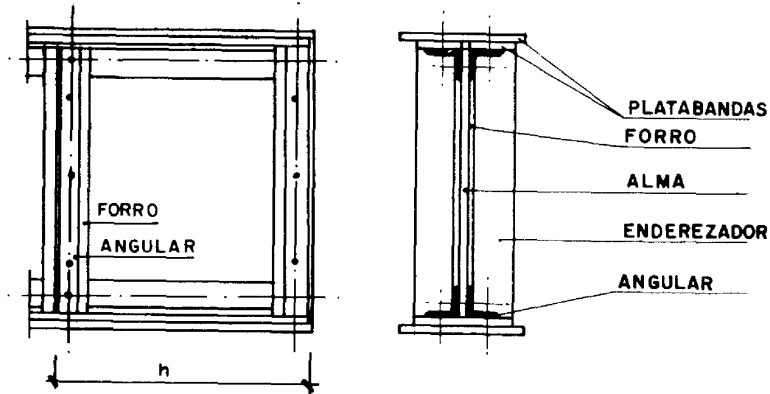


Figura 25

El grueso de las platabandas y los angulares empleados han de ser igual o menor que 3 veces el diámetro del roblón empleado; el vuelo de las platabandas, y $3,5d$ cuando sean varias. Esta dimensión se contará desde el eje del diámetro del agujero del roblón a la parte más saliente de las platabandas. Desde la extremidad del angular a la parte más alejada de la platabanda habrá una distancia igual o mayor que 5 mm.

Otro de los elementos importantes que entran en la formación de estas vigas son los **enderezadores**, que tienen por misión dar rigidez al alma, al mismo tiempo que impedir el pandeo de la misma, sobre todo en la parte comprimida de la viga.

Se colocan principalmente en los apoyos o cerca de ellos, también en los lugares de la viga sometidos a cargas concentradas aisladas; en la práctica se sitúan espaciados regularmente a lo largo de la viga, a una distancia entre sí, comprendida entre $s = h \div 1,5$ a h siendo h la altura de la viga.

Van roblonados al alma mediante forros interpuestos, para salvar el espesor de las alas de los angulares, sobresaliendo de 1,5 a 2,5 cm del ancho de los angulares empleados como enderezadores.

La altura de la viga vendrá dada por necesidades del proyecto; supeditando los cálculos a esta condición establecida, de no existir éstas, la

altura se tomará entre $1/10$ y $1/20$ de la distancia entre apoyos, tomando como término medio $1/16$ aproximadamente.

El grueso del alma se tomará de acuerdo con lo siguiente:

Hasta 6 m de luz	8 mm
Hasta 10 m de luz	10 mm
Mayores de 10 m	12 mm

El grueso de las platabandas se tomará igual o un poco mayor que el elegido para el alma.

Con relación a los angulares es importante saber que, los de lados desiguales serán más convenientes que los de lados iguales, pues a igualdad de sección aquellos dan mayor momento de inercia; se escogerán en todos los casos de forma que pueden emplearse roblones de 20 mm como mínimo

El paso o distancia entre los roblones para el cordón comprimido será:

$$pc = 6d \div 8d \text{ y para el cordón extendido del alma } pe = 8d \div 10d$$

Como momento de inercia neto, se toma el 85 % del momento de inercia bruto, para tener en cuenta los taladros hechos en ella para angulares, cubrejuntas, etc.

El paso de los roblones en los enderezadores se toma entre $6d$ y $10d$, siendo d el diámetro del roblón.

VIGAS COMPUESTAS DE ALMA LLENA (Soldadas)

Con este procedimiento se pueden obtener vigas en forma de doble T, etc., la disposición es parecida a las ejecutadas por medio de uniones roblonadas; pues pueden emplearse platabandas para la formación de sus cabezas. En este sistema se suprimen los angulares que empleábamos en el sistema de unión anterior, para el alma y las platabandas; ya que en este sistema la unión del alma y la platabanda se lleva a cabo mediante la soldadura.

Este sistema permite, partiendo de una altura establecida, y de un momento flector también conocido, el compensar con platabandas soldadas al alma para obtener el momento de inercia necesario.

El número de platabandas a emplear, ha de ser como en el caso de las vigas roblonadas, 3 como máximo.

Con este procedimiento también es preciso el empleo de los enderezadores para evitar el pandeo del alma, disponiendo como en el caso anterior, pero adoptando aquí la forma que indica la figura 26. La separación entre enderezadores varía entre h y $1,5h$; siendo h la altura de la viga.

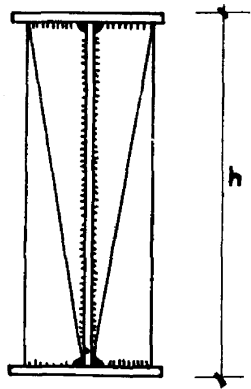


Figura 26

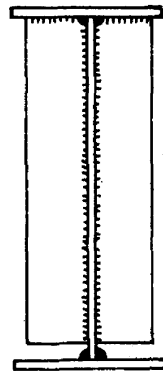


Figura 27

Como en las vigas roblonadas las características de los gruesos para el alma y platabandas pueden tomarse análogos a lo especificado anteriormente.

Cuando el enderezador sea de la forma de la figura 27 debe evitarse el soldarse con la cabeza o cordón extendido, siendo conveniente el dejar una cierta holgura, para que la parte extendida trabaje adecuadamente.

Los enderezadores, en cualquier sistema, pueden colocarse enfrentados o contrapeados.

Para prevenir el pandeo del ala en el cordón comprimido, en algunos casos se sueldan pequeñas cartelas al ala y alma de la viga, y cuyas di-

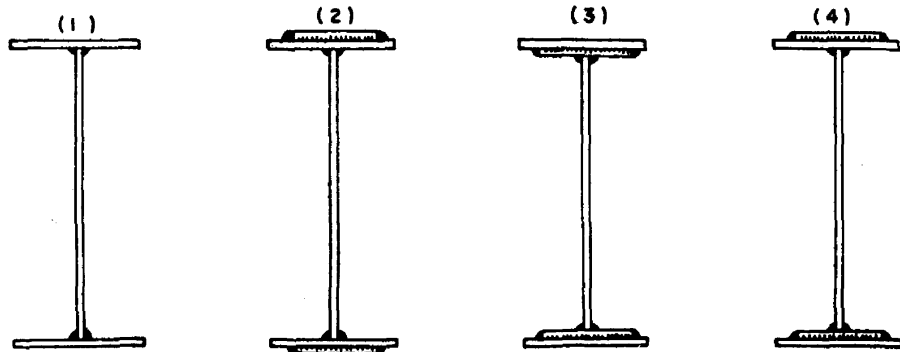


Figura 28

mensiones entre los lados de dichas cartelas están en la relación 1 : 2; es decir, $x = \frac{y}{2}$.

A continuación, indicamos las diferentes posiciones (fig. 28) que pueden tomar las platabandas en las vigas soldadas.

VIGAS DE CELOSIA

Es la formada por dos cordones, y una ordenación adecuada de diagonales y montantes que sirven de unión a los citados cordones.

En general, cualquier viga triangulada recibe esta denominación.

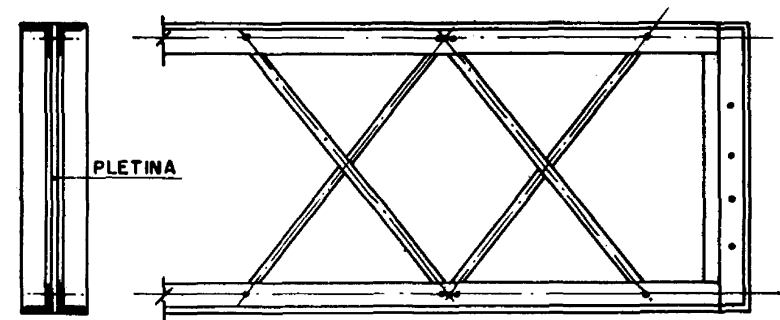


Figura 29

Los cordones superior e inferior se forman corrientemente por dos angulares, y las diagonales por angulares o hierros planos (fig. 29).

Las diagonales trabajando a compresión se formarán con dos perfiles simples y las sometidas a tracción con uno. La zona de los apoyos se refuerza con un palastro y dos angulares unidos entre sí.

Existen varios tipos característicos como son la viga HOWE (fig. 30), en la que sus diagonales **D** trabajan a compresión y los montantes **M** a tracción.

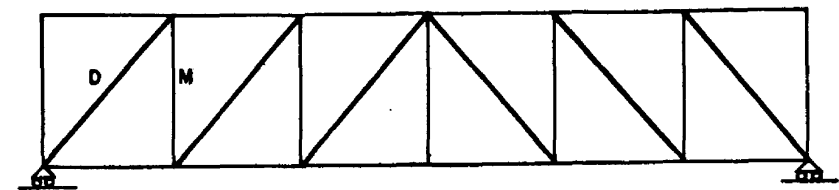


Figura 30

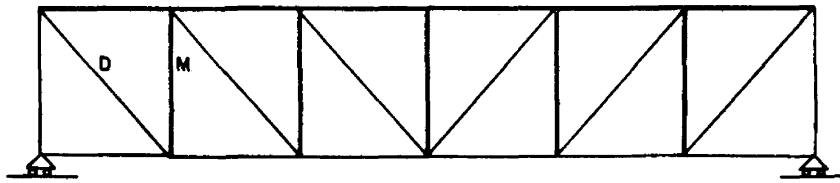


Figura 31

La viga puente (fig. 31) se caracteriza porque los esfuerzos a que están sometidos, tanto sus diagonales como sus montantes, están invertidos con relación a la anterior.

Es característico en esta clase de viga, el que sus elementos, según nos acercamos al centro, los esfuerzos a que se hayan sometido son cada vez mayores.

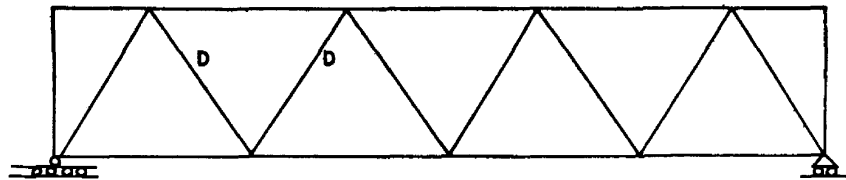


Figura 32

La viga WARREN (fig. 32) se caracteriza porque sus barras entre los cordones superior e inferior son todos inclinados (diagonales).

Todas estas vigas se emplean para salvar grandes luces e incluso para la formación de puentes.

Para estos elementos, como altura se suele tomar la distancia entre los centros de gravedad de los cordones, $h = 1/7 l$ a $1/10 l$; siendo l la luz de la viga.

Para la formación de las mismas, se toman para las barras comprimidas dos perfiles simples y para las estiradas uno; excepto el cordón estirado que por razones constructivas también se hacen con dos de forma simétrica con el cordón comprimido. En estos tipos de viga cabe también las disposiciones del roblonado o soldadura.

VIGAS ARMADAS DE CAJON

Son las vigas compuestas por dos almas, cuatro angulares y como máximo tres platabandas en cada uno de los cordones. Se emplean en cargaderos de gran importancia por adaptarse muy bien a dar un apoyo

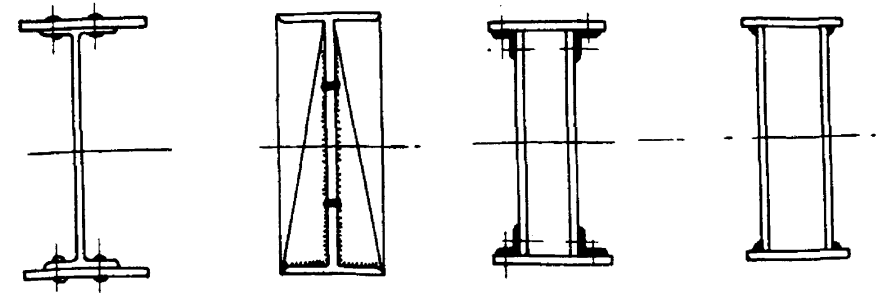


Figura 33

Figura 34

adecuado a los muros. Para pequeñas dimensiones, las almas se pueden formar con perfiles simples de «U» (fig. 33).

VIGAS DE PERFILES LAMINADOS, REFORZADAS

El refuerzo en estas vigas puede hacerse de dos formas: una, reforzando las cabezas del perfil simple con platabandas (soldadas o roblonadas), y la otra, cortando al hilo del alma del perfil simple e intercalando el palastro necesario del mismo espesor que el del perfil cortado; este último caso se realiza generalmente por medio de la soldadura.

En estas vigas, se intercalarán los enderezadores necesarios cuando las circunstancias lo requieran, como ya hemos indicado antes.

Hacemos notar que en la disposición de la figura 34, manteniendo aparentemente su altura, el momento de inercia aumenta considerablemente y, con ello, su resistencia mecánica, siendo esta solución empleada muy frecuentemente como cargaderos en los huecos de los establecimientos comerciales en que la altura ha de ser muchas veces limitada por diversas circunstancias.

En las Tablas núms. 6, 7, 8 y 9 presentamos las características y dimensiones de los perfiles laminados más frecuentemente utilizados en estructuras de hierro.

TABLA 6

ALTOS HORNOS DE VIZCAYA

I NORMAL

Perfil	Dimensiones en mm						Sección A cm ²	Peso p Kg/m.	w mm	Agujero d ₁ mm	Sección neta A _n mm
	h	b	e-r	e ₁	r ₁	h ₁					
8	80	42	3,9	5,9	2,3	60	7,58	5,95	22	—	—
10	100	50	4,5	6,8	2,7	75	10,6	8,32	26	—	—
12	120	58	5,1	7,7	3,1	90	14,2	11,2	30	—	—
14	140	66	5,7	8,6	3,4	109	18,3	14,4	34	11	14,6
16	160	74	6,3	9,5	3,8	125	22,8	17,9	38	14	17,5
17 *	175	80	10,0	12,0	5,0	130	36,0	28,4	42	14	29,3
18	180	82	6,9	10,4	4,1	142	27,9	21,9	44	14	22,2
20	200	90	7,5	11,3	4,5	159	33,5	26,3	46	17	25,9
22	220	98	8,1	12,2	4,9	175	39,6	31,1	52	17	31,4
24	240	106	8,7	13,1	5,2	190	46,1	36,2	56	17	37,3
25 *	250	110	10,0	11,7	5,4	200	49,5	38,8	58	20	40,1
26	260	113	9,4	14,1	5,6	208	53,4	41,9	58	20	42,2
28	280	119	10,1	15,2	6,1	225	61,1	48,0	62	20	49,1
30	300	125	10,8	16,2	6,5	240	69,1	54,2	64	20	56,2
32	320	131	11,5	17,3	6,9	257	77,8	61,1	70	20	64,2
34	340	137	12,2	18,3	7,3	274	86,8	68,1	74	20	72,5
36	360	143	13,0	19,5	7,8	290	97,1	76,2	74	23	79,3
38	380	149	13,7	20,5	8,2	306	107	84,0	80	23	88,5
40	400	155	14,4	21,6	8,6	323	118	92,6	84	23	98,5
42 1/2	425	163	15,3	23,0	9,2	343	132	104	86	26	108
45	450	170	16,2	24,3	9,7	363	147	115	92	26	122
47 1/2	475	178	17,1	25,6	10,3	384	163	128	96	26	137
50	500	185	18,0	27,0	10,8	404	180	141	100	26	152

* Especial.

TABLA 6 (Continuación)

ALTOS HORNOS DE VIZCAYA

I NORMAL

Referido al eje X—X					Referido al eje Y—Y					R _x R _y	Perfil I
I _x cm ⁴	R _x cm ³	i _x cm	I _{xn} cm ⁴	R _{xn} cm ³	I _y cm ⁴	R _y cm ³	i _y cm	I _{yn} cm ⁴	R _{yn} cm ³		
77,8	19,5	3,20	—	—	6,29	3,00	0,91	—	—	6,50	8
171	34,2	4,01	—	—	12,2	4,88	1,07	—	—	7,01	10
328	54,7	4,81	—	—	21,5	7,41	1,23	—	—	7,38	12
573	81,9	5,61	411	58,7	35,2	10,7	1,40	24,0	7,27	7,65	14
935	117	6,40	635	79,4	54,7	14,8	1,55	34,8	9,40	7,91	16
1541	176	6,54	1099	129	158	30,5	2,09	127,2	31,8	4,45	17 *
1450	161	7,20	1040	116	81,3	19,8	1,71	52,8	12,9	8,13	18
2140	214	8,00	1460	146	117	26,0	1,87	74,8	16,6	8,23	20
3060	278	8,80	2180	198	162	33,1	2,02	105	21,4	8,40	22
4250	354	9,59	3120	260	221	41,7	2,20	150	28,3	8,49	24
4679	374	9,72	3400	272	245	44,5	2,22	165	30,0	8,40	25 *
5740	442	10,4	4040	311	288	51,0	2,32	190	33,7	8,67	26
7590	542	11,1	5480	391	364	61,2	2,45	245	41,1	8,86	28
9800	653	11,9	7200	480	451	72,2	2,56	315	50,4	9,04	30
12510	782	12,7	9390	587	555	84,7	2,67	384	58,6	9,23	32
15700	923	13,5	11980	705	674	98,4	2,80	473	69,1	9,38	34
19610	1090	14,2	14450	803	818	114	2,90	567	79,3	9,56	36
24010	1260	15,0	18010	948	975	131	3,02	671	90,0	9,62	38
29210	1460	15,7	22220	1110	1160	149	3,13	806	104	9,78	40
36970	1740	16,7	27410	1290	1440	176	3,30	988	121	9,86	42 1/2
45850	2040	17,7	34620	1540	1730	203	3,43	1190	140	10,04	45
56480	2380	18,6	43270	1820	2090	235	3,60	1470	165	10,12	47 1/2
68740	2750	19,6	53240	2130	2480	268	3,72	1770	192	10,25	50

TABLA 7

ALTOS HORNOS DE VIZCAYA											
HIERROS EN [
[Dimensiones en mm						Sección A cm ²	Peso p Kg/m.	c mm	d mm	Sección neta A _n cm ²
	h	b	e	e ₁ =r	r ₁	h ₁					
8	80	45	6	8	4	46	11,0	8,64	25	14	8,8
10	100	50	6	8,5	4,5	64	13,5	10,60	30	14	11,2
12	120	55	7	9	4,5	82	17,0	13,40	30	17	14,0
14	140	60	7	10	5	98	20,4	16,01	35	17	17,1
16	160	65	7,5	10,5	5,5	115	24,0	18,84	35	20	19,9
18	180	70	8	11	5,5	133	28,0	22,00	40	20	23,8
20	200	75	8,5	11,5	6	151	32,2	25,30	40	23	27,0
22	220	80	9	12,5	6,5	167	37,4	29,40	45	23	31,8
25/8	250	80	10	12,5	6,5	195	42,5	34,00	45	23	36,7
25/10	250	100	10	16	8	180	53,7	42,20	55	26	45,4
30	300	90	13	14	4	230	60,7	47,65	50	26	53,4

TABLA 7 (Continuación)

ALTOS HORNOS DE VIZCAYA											
HIERROS EN [
Distancias al eje Y-Y		Referido al eje X-X					Referido al eje Y-Y			R _x R _y	[
w em	w ₁ em	I _x cm ⁴	R _x cm ³	i _x em	I _{xn} cm ⁴	R _{xn} cm ³	I _y cm ⁴	R _y cm ³	i _y em		
1,45	3,05	106	26,5	3,10	77,4	19,4	19,4	6,36	1,33	4,16	8
1,55	3,45	206	41,2	3,91	158	31,6	29,3	8,49	1,47	4,84	10
1,60	3,90	364	60,7	4,62	271	45,2	43,2	11,1	1,59	5,48	12
1,75	4,25	605	86,4	5,45	466	66,6	62,7	14,8	1,75	6,04	14
1,84	4,66	925	116	6,21	694	86,7	85,3	18,3	1,89	6,32	16
1,92	5,08	1350	150	6,95	1050	117	114	22,4	2,02	6,71	18
2,01	5,49	1910	191	7,70	1450	145	148	27,0	2,14	7,25	20
2,14	5,86	2690	245	8,48	2090	190	197	33,6	2,30	7,75	22
2,14	5,86	3770	302	9,40	2950	236	238	40,6	2,36	7,43	25/8
2,88	7,12	5180	414	9,80	4020	321	440	61,7	2,86	6,70	25/10
2,14	6,86	7310	487	10,95	5840	389	349	51,0	2,39	9,54	30

TABLA 8

ALTOS HORNOS DE VIZCAYA											
ANGULARES DE LADOS IGUALES											
Perfil	Dimensiones en mm				Sección A cm ²	Peso p Kg/m.	Gramil w mm	Agujero d ₁ mm	Sección neta		
	b	e	r	r ₁					A _{n1} cm ²	A _{n2} cm ²	
$\frac{15}{15}$	15	3 4	3.5	2	0,82 1,05	0,64 0,82	—	—	—	—	
$\frac{20}{20}$	20	3 4	3.5	2	1,12 1,45	0,88 1,14	—	—	—	—	
$\frac{25}{25}$	25	3 4	3.5	2	1,42 1,85	1,12 1,45	—	—	—	—	
$\frac{30}{30}$	30	3 5	5	2,5	1,73 2,78	1,36 2,19	17	8,5	1,49 2,36	—	
$\frac{35}{35}$	35	4 6	5	2,5	2,67 3,87	2,10 3,04	20	11	2,23 3,21	—	
$\frac{40}{40}$	40	4 6 8	6	3	3,08 4,48 5,80	2,42 3,52 4,55	22	11	2,64 3,82 4,92	—	
$\frac{45}{45}$	45	5 7 9	7	3,5	4,30 5,86 7,34	3,38 4,60 5,76	25	11	3,75 5,09 6,35	—	
$\frac{50}{50}$	50	5 7 9	7	3,5	4,80 6,56 8,24	3,77 5,15 6,47	30	14	4,10 5,58 6,98	—	

TABLA 8 (Continuación)

ALTOS HORNOS DE VIZCAYA												
ANGULARES DE LADOS IGUALES												
Posición de los ejes				Referido al eje						Perfil		
z cm	z' cm	w' cm	v cm	X-X = Y-Y			ξ - ξ		η - η			
				I _x =I _y cm ⁴	R _x =R _y cm ³	i _x =i _y cm	I _ξ cm ⁴	i _ξ cm	I _η cm ⁴	R _η cm ³	i _η cm	
0,48 0,51	1,02 0,99	1,06	0,67 0,73	0,15 0,19	0,15 0,19	0,43 0,42	0,24 0,29	0,54 0,53	0,06 0,08	0,08 0,10	0,27 0,28	15·15·3 15·15·4
0,60 0,64	1,40 1,36	1,41	0,85 0,90	0,39 0,48	0,28 0,35	0,59 0,58	0,62 0,77	0,74 0,73	0,15 0,19	0,17 0,21	0,37 0,36	20·20·3 20·20·4
0,73 0,76	1,77 1,74	1,77	1,03 1,08	0,79 1,01	0,45 0,58	0,75 0,74	1,27 1,61	0,95 0,93	0,31 0,40	0,30 0,37	0,47 0,47	25·25·3 25·25·4
0,85 0,92	2,15 2,08	2,12	1,20 1,30	1,41 2,16	0,65 1,04	0,90 0,88	2,24 3,41	1,14 1,11	0,57 0,91	0,48 0,70	0,57 0,57	30·30·3 30·30·5
1,00 1,08	2,50 2,42	2,47	1,41 1,53	2,96 4,14	1,18 1,71	1,05 1,04	4,68 6,50	1,33 1,30	1,24 1,77	0,88 1,55	0,68 0,68	35·35·4 35·35·6
1,12 1,20 1,28	2,88 2,80 2,72	2,83	1,58 1,70 1,81	4,48 6,33 7,89	1,56 2,26 2,90	1,21 1,19 1,16	7,09 9,98 12,40	1,52 1,49 1,46	1,86 2,67 3,38	1,17 1,57 1,81	0,77 0,77 0,76	40·40·4 40·40·6 40·40·8
1,28 1,36 1,44	3,22 3,14 3,06	3,18	1,81 1,92 2,04	7,83 10,4 12,6	2,43 3,31 4,12	1,35 1,33 1,31	12,4 16,4 19,8	1,70 1,67 1,64	3,25 4,39 5,40	1,80 2,28 2,65	0,87 0,87 0,86	45·45·5 45·45·7 45·45·9
1,40 1,49 1,56	3,60 3,51 3,44	3,54	1,98 2,11 2,21	11,0 14,6 17,9	3,05 4,15 5,20	1,51 1,49 1,47	17,4 23,1 28,1	1,90 1,88 1,85	4,59 6,02 7,67	2,32 2,85 3,47	0,98 0,96 0,97	50·50·5 50·50·7 50·50·9

TABLA 8 (Continuación)

ALTOS HORNOS DE VIZCAYA										
ANGULARES DE LADOS IGUALES										
Perfil	Dimensiones en mm				Sección A cm²	Peso p Kg/m.	Gramil w mm	Agujero d ₁ mm	Sección neta	
	b	e	r	r ₁					A _{n1} cm²	A _{n2} cm²
55 55	55	6	8	8	6,31	4,95	30	17	5,29	—
		8			8,23				6,87	
		10			10,07				8,40	
60 60	60	6	8	8	6,91	5,42	35	17	5,89	—
		8			9,03				7,67	
		10			11,07				9,40	
65 65	65	7	9	9	8,70	6,83	35	20	7,30	—
		9			10,98				9,20	
		11			13,17				11,00	
70 70	70	7	9	9	9,40	7,38	40	20	8,00	—
		9			11,90				10,10	
		11			14,30				12,10	
75 75	75	8	10	10	11,5	9,03	40	20	9,9	—
		10			14,1				11,8	
		12			16,7				13,9	
76 76	76	6,6	7,6	10,3	9,6	7,50	40	20	8,2	—
		9,3			13,2				11,3	
		4,6			12,3				10,7	
80 80	80	8	10	10	12,3	8,66	45	23	10,7	—
		10			15,1				12,8	
		12			17,9				15,1	
90 90	90	9	11	11	15,5	12,17	50	23	13,4	—
		11			18,7				16,2	
		13			21,8				18,4	

TABLA 8 (Continuación)

ALTOS HORNOS DE VIZCAYA													
ANGULARES DE LADOS IGUALES													
Posición de los ejes				Referido al eje									Perfil
z cm	z' cm	w' cm	v cm	X-X = Y-Y			ξ - ξ		η - η				
				I _x =I _y cm ⁴	R _x =R _y cm ³	i _x =i _y cm	I _ξ cm ⁴	i _ξ cm	I _η cm ⁴	R _η cm ³	i _η cm		
1,56	3,94	3,89	2,21	17,3	4,40	1,66	27,4	2,08	7,24	3,27	1,07	55-55-6	
1,64	3,86		2,32	22,1	5,72	1,64	34,8	2,06	9,35	4,03	1,07	55-55-8	
1,72	3,78		2,43	26,3	6,97	1,62	41,4	2,02	11,27	4,64	1,06	55-55-10	
1,69	4,31	4,24	2,39	22,8	5,29	1,82	36,1	2,29	9,4	3,95	1,17	60-60-6	
1,77	4,23		2,50	29,1	6,88	1,80	46,1	2,26	12,1	4,85	1,16	60-60-8	
1,85	4,15		2,62	34,9	8,41	1,78	55,1	2,23	14,6	5,58	1,15	60-60-10	
1,85	4,65	4,60	2,62	33,4	7,18	1,96	53,0	2,47	13,8	5,25	1,26	65-65-7	
1,93	4,57		2,73	41,3	9,04	1,94	65,4	2,44	17,2	6,31	1,25	65-65-8	
2,00	4,50		2,83	48,8	10,80	1,91	76,8	2,42	20,7	7,30	1,25	65-65-11	
1,97	5,03	4,95	2,79	42,4	8,4	2,12	67,1	2,67	17,6	6,29	1,37	70-70-7	
2,05	4,95		2,90	52,6	10,6	2,10	83,1	2,64	22,0	7,57	1,36	70-70-9	
2,13	4,87		3,01	61,8	12,7	2,08	97,6	2,61	26,0	8,65	1,35	70-70-11	
2,13	5,37	5,30	3,01	58,9	11,0	2,26	93,3	2,85	24,4	8,11	1,46	75-75-8	
2,21	5,29		3,12	71,4	13,5	2,25	113	2,83	29,8	9,54	1,45	75-75-10	
2,29	5,21		3,24	82,4	15,8	2,22	130	2,79	34,7	10,70	1,44	75-75-12	
2,15	5,45	5,37	3,04	53,5	9,8	2,36	82,5	2,93	24,6	8,09	1,60	76-76-6,6	
2,20	5,40		3,11	75,6	14,0	2,39	111	2,90	40,3	12,95	1,75	76-76-9,3	
2,26	5,74		3,20	72,3	12,6	2,42	115	3,06	29,6	9,2	1,55	80-80-8	
2,34	5,66	5,66	3,31	87,5	15,5	2,41	139	3,03	35,9	10,8	1,54	80-80-10	
2,41	5,59		3,41	102	18,2	2,39	161	3,00	43,0	12,6	1,53	80-80-12	
2,54	6,46		3,59	116	18,0	2,74	184	3,45	47,8	13,3	1,76	90-90-9	
2,62	6,38	6,36	3,70	138	21,6	2,72	218	3,41	57,1	15,4	1,75	90-90-11	
2,70	6,30		3,81	158	25,1	2,69	250	3,39	65,9	17,3	1,74	90-90-13	

TABLA 8 (Continuación)

ALTOS HORNOS DE VIZCAYA												
ANGULARES DE LADOS IGUALES												
Perfil	Dimensiones en mm				Sección A cm ²	Peso p Kg/m.	Gramil mm		Agujero d ₁ mm	Sección neta		
	b	e	r	r ₁			w	w ₁		A _{n1} cm ²	A _{n2} cm ²	
100 100	100	10	12	12	6	19,2	55	—	23	16,9	—	
		12				22,7			23			19,9
		14				26,2			26			22,6
102 102	102	13	12	12	7	24,8	55	—	23	21,8	—	
		16				30,2			26			26,0
120 120	120	11	13	13	6,5	25,4	50	30	23	22,9	20,3	
		13				29,7			26			26,3
		15				33,9			26			30,0
127 127	127	9,5	10	13	7	23,2	50	35	23	21,0	18,8	
		12,7				30,9			23			27,9
		13,2				32,2			23			29,1
		14,2				34,4			26			30,7
		16,76				40,0			26			35,8
140 140	140	13	15	15	7,5	35,0	55	45	26	31,6	28,2	
		15				40,0			36,1			32,2
		17				45,0			40,6			36,2
150 150	150	14	16	16	8	40,3	55	55	26	36,7	33,0	
		16				45,7			41,5			37,4
		18				51,0			46,3			41,6

TABLA 8 (Continuación)

ALTOS HORNOS DE VIZCAYA													
ANGULARES DE LADOS IGUALES													
Posición de los ejes				Referido al eje									Perfil L
z cm	z' cm	w' cm	v cm	X-X= Y-Y			ξ -- ξ		η -- η				
				I _x =I _y cm ⁴	R _x =R _y cm ³	i _x =i _y cm	I _ξ cm ⁴	i _ξ cm	I _η cm ⁴	R _η cm ³	i _η cm		
2,82	7,18		3,99	177	24,7	3,04	280	3,82	73,3	18,4	1,95	100-100-10	
2,90	7,10	7,07	4,10	207	29,2	3,02	328	3,80	86,2	21,0	1,95	100-100-12	
2,98	7,02		4,21	235	31,5	3,00	372	3,77	98,3	23,4	1,94	100-100-14	
3,00	7,20		4,24	233	32,3	3,06	366	3,84	100	23,5	2,04	102-102-13	
3,13	7,07	7,21	4,42	272	38,4	3,00	424	3,75	120	27,1	2,00	102-102-16	
3,36	8,64		4,75	341	39,5	3,66	541	4,62	140	29,4	2,35	120-120-11	
3,44	8,56	8,49	4,86	394	46,0	3,64	625	4,59	162	33,4	2,34	120-120-13	
3,51	8,49		4,96	446	52,5	3,63	705	4,56	186	37,5	2,34	120-120-15	
3,48	9,22		4,92	351	38,0	3,88	557	4,90	144	29,2	2,49	127-127-9,5	
3,63	9,05		5,13	457	50,4	3,86	725	4,85	189	36,8	2,48	127-127-12,7	
3,65	9,07	8,98	5,16	479	52,9	3,85	763	4,84	196	37,9	2,48	127-127-13,2	
3,66	9,04		5,18	506	55,8	3,84	802	4,83	210	40,5	2,48	127-127-14,2	
3,73	8,97		5,27	578	64,4	3,80	914	4,78	241	45,7	2,46	127-127-16,76	
3,92	10,08		5,54	638	63,3	4,27	1010	5,38	262	47,3	2,74	140-140-13	
4,00	10,00	9,90	5,66	723	72,3	4,25	1150	5,36	298	52,7	2,73	140-140-15	
4,08	9,92		5,77	805	81,2	4,23	1280	5,33	334	57,9	2,72	140-140-17	
4,21	10,8		5,95	845	78,2	4,58	1340	5,77	347	58,3	2,94	150-150-14	
4,29	10,7	10,6	6,07	949	88,7	4,56	1510	5,74	391	64,4	2,93	150-150-16	
4,36	10,6		6,17	1052	99,3	4,54	1670	5,70	438	71,0	2,93	150-150-18	

TABLA 9

ALTOS HORNOS DE VIZCAYA											
SIMPLES T											
$h = b$											
Perfil	Dimensiones en mm						Sección A cm ²	Peso p Kg/m.	Gramil w mm	Agujero d ₁ mm	Sección neta A _n cm ²
	b	h	e	r	r ₁	r ₂					
20·20·3	20	20	3	3	1,5	1	1,12	0,88	—	—	—
25·25·3,5	25	25	3,5	3,5	2	1	1,64	1,29	—	—	—
30·30·4	30	30	4	4	2	1	2,26	1,77	—	—	—
35·35·4,5	35	35	4,5	4,5	2	1	2,97	2,33	—	—	—
40·40·5	40	40	5	5	2,5	1	3,77	2,96	24	6,5	3,13
45·45·5,5	45	45	5,5	5,5	3	1,5	4,67	3,67	26	6,5	3,96
50·50·6	50	50	6	6	3	1,5	5,66	4,44	30	6,5	4,89
60·60·7	60	60	7	7	3,5	2	7,94	6,23	34	8,5	6,76
70·70·8	70	70	8	8	4	2	10,6	8,32	40	11	8,85
90·90·10	90	90	10	10	5	2,5	17,1	13,42	50	14	14,4
100·100·10	100	100	10	10	5	2,5	19,2	15,20	60	14	16,4
100·100·11	100	100	11	11	5,5	3	20,9	16,41	60	14	17,8
100·100·13	100	100	13	12	6	3	24,3	19,20	60	14	20,6

TABLA 9 (Continuación)

ALTOS HORNOS DE VIZCAYA									
SIMPLES T									
Posición del centro de gravedad		Referido al eje						Perfil	
		X — X			Y — Y				
z cm	z ₁ cm	I _x cm ⁴	R _x cm ²	i _x cm	I _y cm ⁴	R _y cm ²	i _y cm		
0,58	1,42	0,38	0,27	0,58	0,20	0,20	0,42		20·20·3
0,73	1,77	0,87	0,49	0,73	0,43	0,34	0,51	25·25·3,5	
0,85	2,15	1,72	0,80	0,87	0,87	0,58	0,62	30·30·4	
0,99	2,51	3,10	1,23	1,04	1,57	0,90	0,73	35·35·4,5	
1,12	2,88	5,28	1,84	1,18	2,58	1,29	0,83	40·40·5	
1,26	3,24	8,13	2,51	1,32	4,01	1,78	0,93	45·45·5,5	
1,30	3,61	12,1	3,36	1,46	6,06	2,42	1,03	50·50·6	
1,66	4,34	23,8	5,48	1,73	12,2	4,07	1,24	60·60·7	
1,94	5,06	44,5	8,79	2,05	22,1	6,32	1,44	70·70·8	
2,48	6,52	119	18,2	2,64	58,5	13,0	1,85	90·90·10	
2,87	7,13	174	24,4	3,00	88,2	17,6	2,14	100·100·10	
2,74	7,26	179	24,6	2,92	88,4	17,7	2,05	100·100·11	
2,88	7,12	221	31,0	3,01	108,6	21,7	2,10	100·100·13	

V. Cubiertas

DEFINICIONES

Se denomina cubierta a la superficie entramada que cierra una edificación por su parte superior, destinada a proteger su interior de los agentes climatológicos dando una adecuada evacuación, a la vez que asegura del agua de lluvia, proporcionando al mismo tiempo un aislamiento térmico y acústico al conjunto así obtenido.

Las cubiertas, pueden ser simples, es decir, cuando están formadas por elementos sustentantes de una sola clase, como son los pares de igual longitud, apoyados convenientemente y siguiendo la línea de máxima pendiente de la cubierta.

Se denominan **compuestas**, cuando los elementos planos de las cubiertas no son resistentes de por sí para su sustentación, siendo por tanto preciso el empleo de las cerchas, cuyo papel desempeñado en las mismas es análogo al de las vigas maestras en los suelos compuestos.

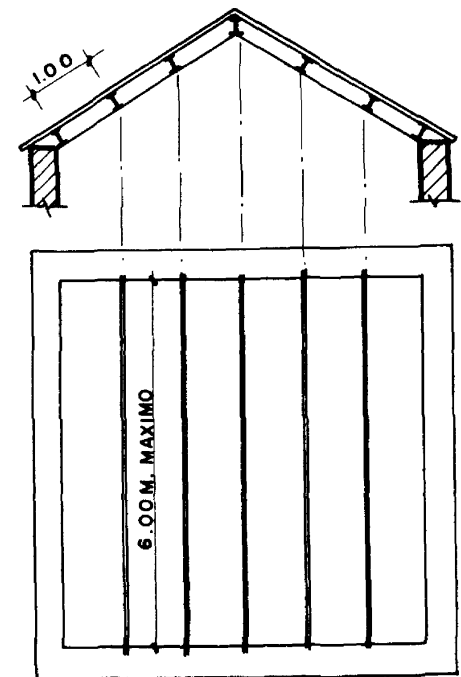


Figura 35

CUBIERTA A LA MOLINERA

Es un caso típico de cubierta simple, en que sus elementos resistentes van apoyados sobre muros piñones o hastiales (fig. 35); en forma horizontal, cerrándose de este modo este tipo de cubierta.

Para perfiles simples, se pueden cubrir luces de hasta 6 m de longitud con perfiles de doble T o «U». La separación para las viguetas suele ser de 1 m cuando se hace con forjado de tablero y bovedillas de rasillas, y de 2 a 3 m cuando se emplean chapas de fibrocemento acanalado. Para luces mayores de 6 m se recomienda el utilizar correas triangulares.

La forma de la cubierta exige en general que el cordón superior sea recto; pero no así el inferior que puede ser quebrado o curvo (parabólico).

Otra de las cuestiones que hay que tener en cuenta, es la disposición de las correas que pueden presentar su eje de máxima inercia, horizontal o paralelo al faldón de la cubierta. La primera posición es la más favorable; en cambio la segunda es más ventajosa constructivamente, por lo que su empleo en esta forma, es la más corrientemente empleada.

TIPOS DE CERCHAS METALICAS

Se conoce bajo este nombre, a la viga armada o triangulada, destinada a soportar las cargas de las correas de una cubierta, transmitiendo a su vez éstas, las cargas que reciben a los apoyos.

Estos elementos metálicos pueden realizarse por medio de uniones roblonadas o soldadas.

A) **Armadura Polonceau de tirante recto**, es apropiada para salvar luces hasta de 14 m (fig. 36).

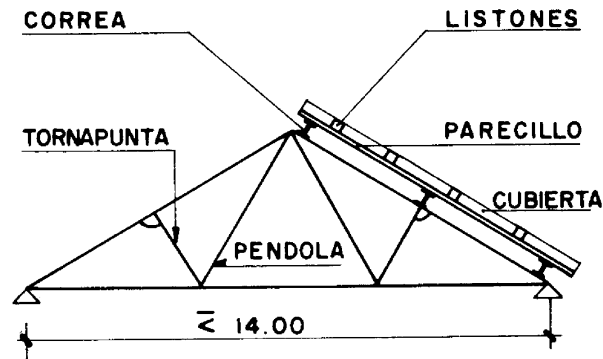


Figura 36

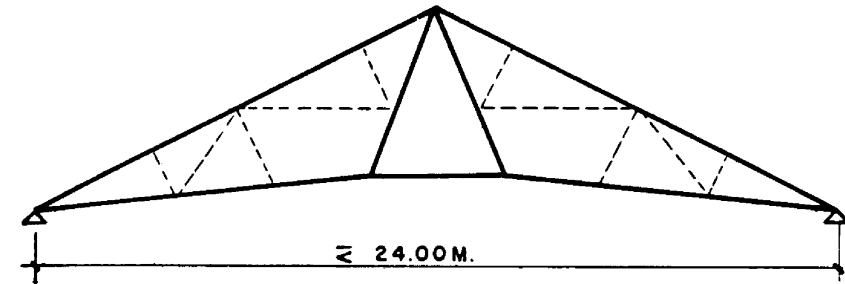


Figura 37

B) **Armadura Polonceau de tirante peraltado** (fig. 37); cuando lleva las barras (de puntos) se denomina Polonceau compuesta; empleándose para luces de hasta 24 m.

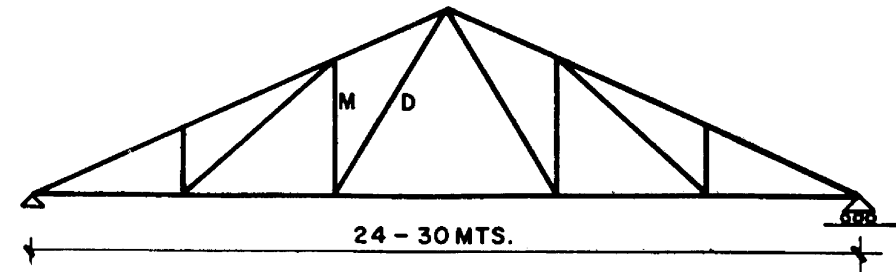


Figura 38

C) **Armadura inglesa**, empleada para salvar luces de 24—30 m; se caracteriza porque sus diagonales (fig. 38) **D** trabajan a tracción y sus montantes **M** lo hacen a compresión.

D) **Armadura Norteamericana**, empleada para luces de hasta 30 m; (fig. 39) sus diagonales trabajan a compresión y sus péndolas a tracción.

E) **Armadura belga**, para luces análogas a las anteriores, se carac-

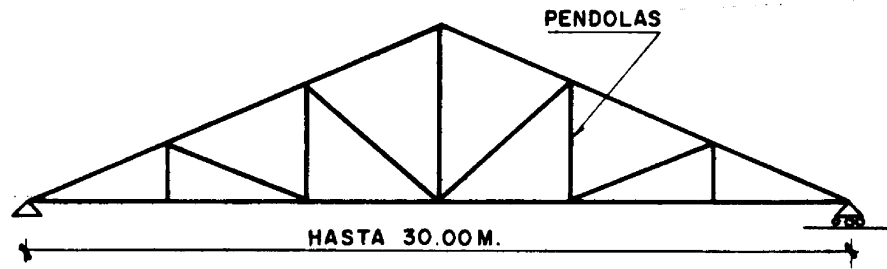


Figura 39

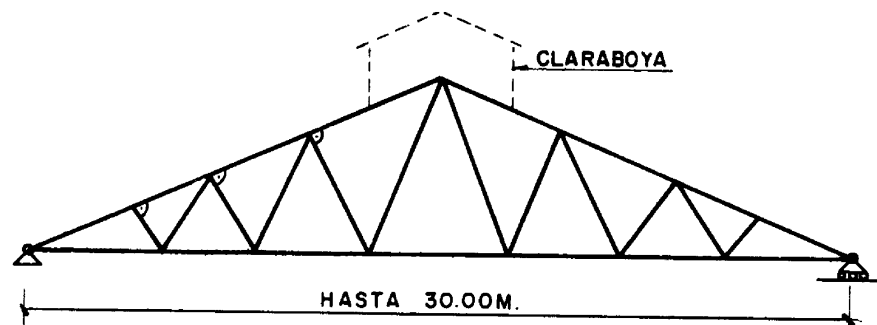


Figura 40

teriza por tener las tornapuntas (fig. 40) perpendiculares a los pares, y el tirante peraltado. Es uno de los sistemas más empleados.

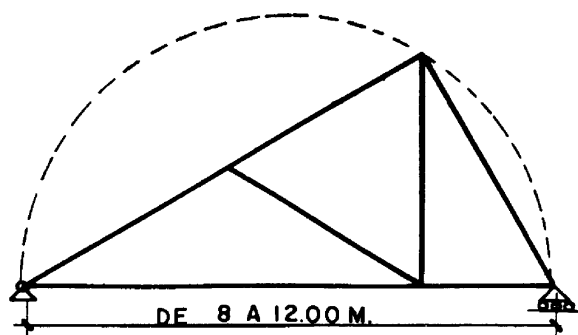


Figura 41

F) Armadura en diente de sierra (fig. 41) los ingleses la denominan Shed, son las más adecuadas para los talleres en los que se desee disponer de luz cenital; lo cual se consigue con el acristalamiento del faldón de la cubierta de más pendiente.

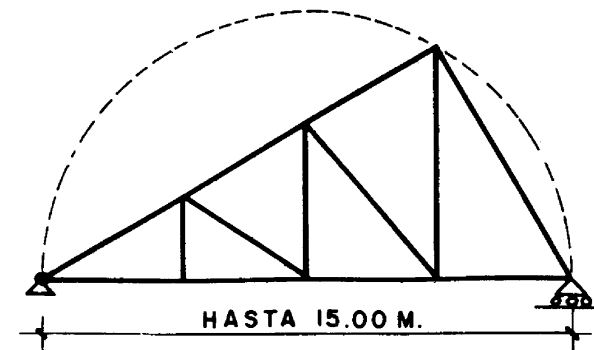


Figura 42

G) Armadura en diente de sierra reforzada (fig. 42), es la apropiada para salvar luces hasta de 15 m. En esta clase de armadura, los apoyos coinciden en las limahoyas de las cubiertas.

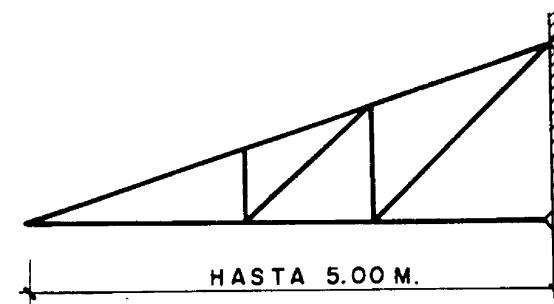


Figura 43

H) Armaduras para marquesinas (fig. 43) se emplean generalmente estos elementos para proteger las entradas de los edificios. También en los muelles de las estaciones del FF. CC., naves industriales, etc. Generalmente se construyen de hasta 5 m de voladizo.

CONSTITUCION DE LAS CERCHAS METALICAS

Generalmente se forman con hierros angulares, aunque puedan emplearse otros perfiles laminados. Las barras sometidas a esfuerzos de compresión, se formarán con dos angulares, y las sometidas a tracción, con uno; excepto el tirante que por razones constructivas y de simetría se dispondrá con dos angulares, e invertidos con relación a los pares.

Cuando la distancia entre los nudos de una barra comprimida sea grande, se dispondrá en el centro de la misma, una presilla cosida por roblones, con lo cual se independiza ésta, considerándola entonces como si estuviera formada por otras dos barras, en cuyo caso la longitud de pandeo a considerar será la que exista entre dos presillas consecutivas.

La separación entre cerchas se recomienda está comprendida entre 3 y 4 m; aunque algunas veces se sobrepasan estos límites.

FORMACION DE LOS NUDOS EN LAS CERCHAS. (Roblonados)

Se entiende por nudo, el punto de concurrencia de dos o más barras de una cercha o de cualquier estructura metálica triangulada.

Como primera condición para la formación de los mismos es que los ejes de las barras que concurren en un nudo coincidan en un solo punto, para que los efectos dinámicos en las barras queden entre sí equilibrados.

En cuanto a la segunda condición es la que dichos ejes queden contenidos en un mismo plano.

Y la tercera es que se recomienda no poner menos de dos roblones en cada barra que concurra en un nudo (fig. 44).

A continuación estudiamos (fig. 44) la constitución de los nudos **A**, **B**, **C**, **D**, **E**, y **F**, en una cercha Polonceau de tirante recto, aunque el procedimiento a seguir con cualquier otro tipo será análogo.

En cuanto a las cartelas, como norma general, se procurará sean lo más pequeñas posibles y estarán de acuerdo con el roblonado en cada caso. Serán de forma poligonal y se evitarán los picos salientes de las cartelas fuera de las barras, para evitar accidentes a los operarios.

El espesor de las cartelas se toma corrientemente del orden de los espesores de las barras que concurren en los apoyos, y en estos 1 mm mayor. No deben emplearse angulares menores de 40 mm de lado y se dispondrán como mínimo 2 roblones en cada barra que concurra en un nudo como ya indicábamos antes.

También se suele adoptar como espesor más conveniente para las cartelas $e = 0,8d$ siendo d el diámetro que se repita más en el cálculo de la cercha. Se basa esta condición en la teoría del cálculo del roblonado con doble cubrejuntas.

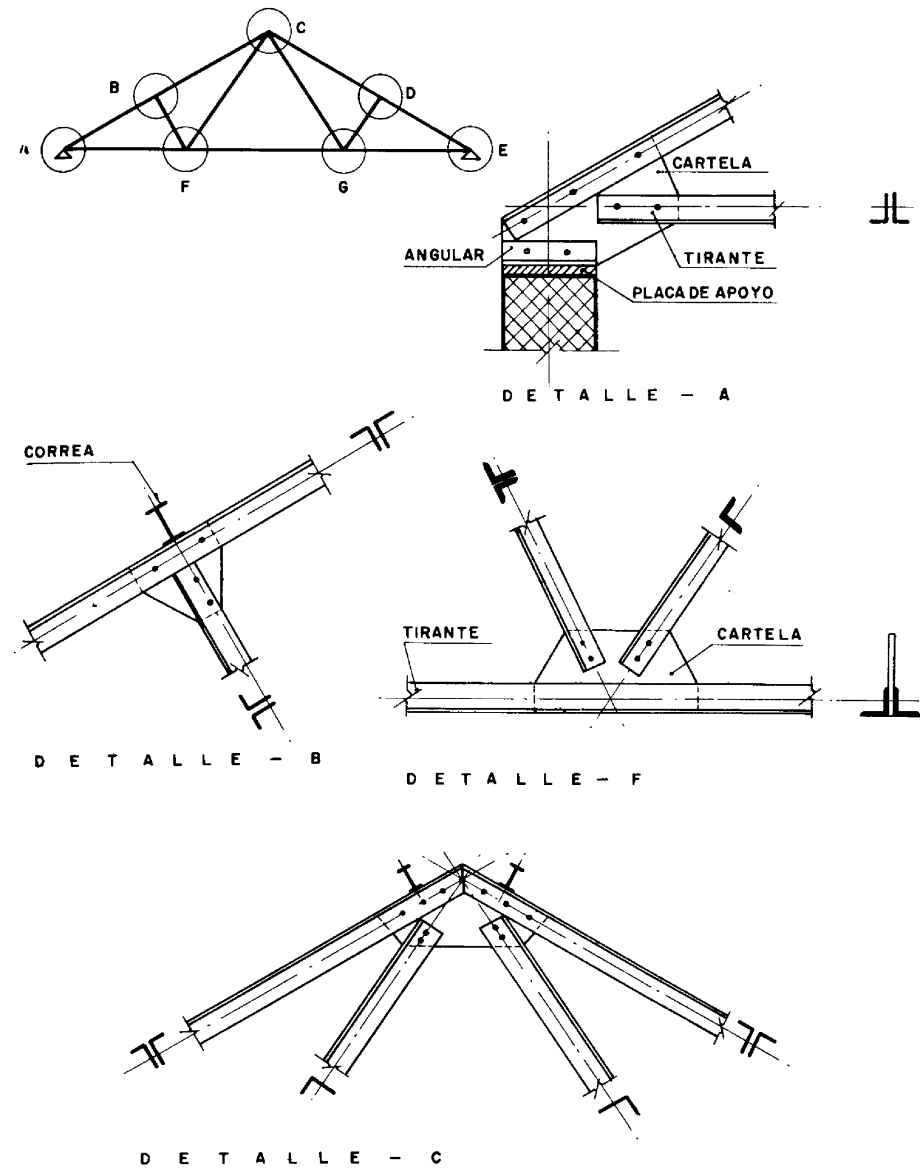


Figura 44

FORMACION DE LOS NUDOS EN LAS CERCHAS. (Soldados)

Las cerchas, al igual que otros elementos metálicos, modernamente llevan sus uniones soldadas, aprovechando el impulso logrado por la soldadura que evidencia una serie de ventajas sobre las clásicas realizadas por roblonado.

Para mejor comprensión estudiaremos la unión por soldadura, en el tipo de cercha anterior, pero igualmente, como dijimos antes, se puede aplicar para cualquier otro tipo de cercha.

Los pares se hacen generalmente soldando 2 angulares obteniéndose una sección cuadrada o rectangular, en que su momento de inercia aumenta considerablemente con esta disposición, que por este procedimiento se puede obtener.

El tirante se forma siguiendo el criterio anterior, aquí uno de los lados será igual al ancho del par para obtener un plano de simetría en la armadura.

Los demás se sueldan por contacto con los anteriores (fig. 45).

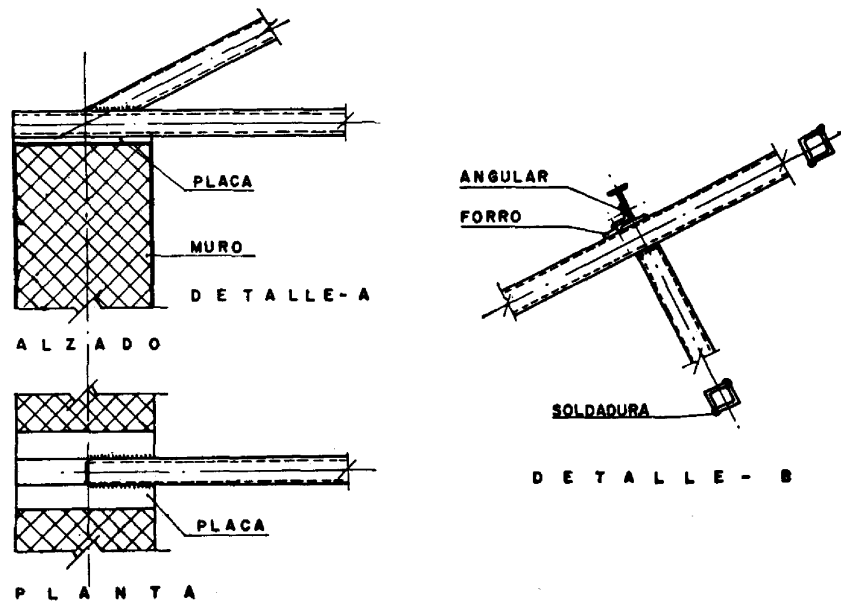


Figura 45

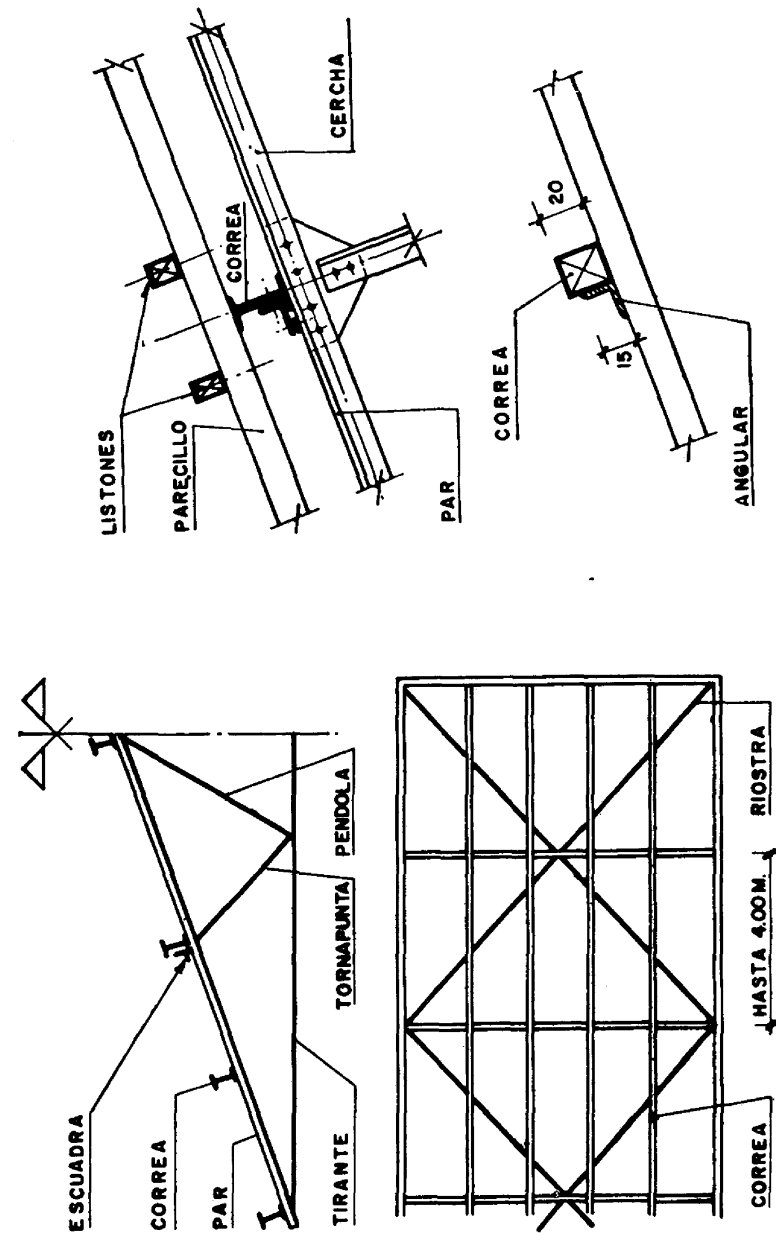


Figura 46

En algún caso convendrá que las barras sometidas a tracción se suelden lateralmente al par y al tirante; porque así se obtendrá un mayor cordón de soldadura.

Tanto en este sistema como en el anterior, cuando las cerchas sean grandes, convendrán llevarlas a la obra por mitades separadas; pero convenientemente preparadas las uniones para roblonarlas, atornillarlas o soldarlas, según lo que sea más factible en obra. Generalmente esta unión se hace atornillada.

CORREAS

Transmiten a los nudos de las cerchas (o cerca de ellas) el peso del entramado plano de la cubierta y sus sobrecargas (fig. 46).

Trabajan a flexión, según los planos longitudinales y principales de las piezas, y la suma de los momentos según los citados ejes es el resultante que actúa sobre ellas como en el próximo capítulo veremos.

Se emplean generalmente, perfiles laminados de doble T y «U» que van sujetos a los pares de las cerchas mediante escuadras de palastro o angular, interponiendo además, un forro para salvar el grueso del ala de la correa.

En ocasiones las correas se emplean de madera, sujetas mediante escuadras también a los pares. La separación entre correa está comprendida entre 1,50 y 2 m.

PARECILLOS O CABIOS

Las viguetas inclinadas que abarcan desde el caballete hasta el alero, y soportan el alistonado o enlatado de la cubierta, es lo que se conoce bajo esta denominación. En los cálculos se tendrá en cuenta su peso propio.

En el próximo capítulo se estudia el cálculo de estos elementos de las cubiertas.

LISTONES

Es la parte del entramado plano de la cubierta que sirve de apoyo al material de cubrición de las mismas, éste puede ser teja (plana o curva), planchas onduladas de fibrocemento y pizarra, como materiales más corrientemente empleados. El cálculo de estos elementos se estudia en el próximo capítulo.

ALEROS

Estos elementos tienen por objeto la protección de las fachadas de los

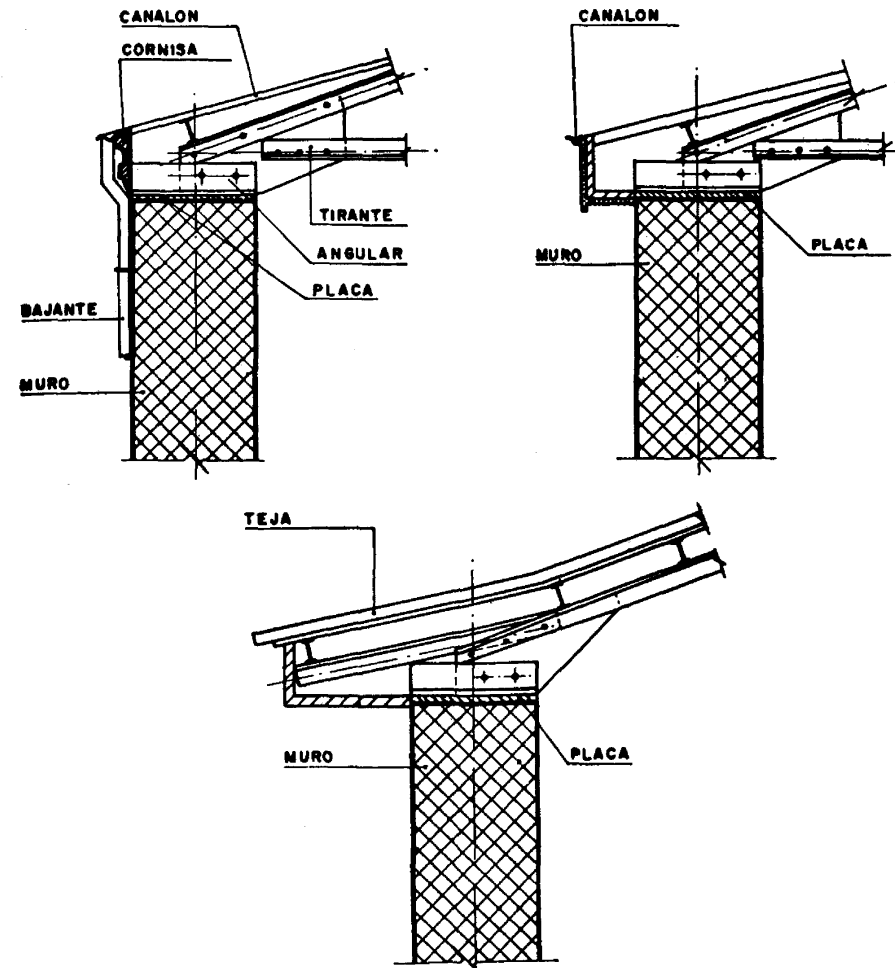


Figura 47

edificios, formándose por la prolongación de la vertiente de la cubierta sin solución de continuidad.

Existen tres clases de ellos: sencillos, corridos y levantados (fig. 47), estas denominaciones corresponden al oficio que realizan cada uno de ellos en las cubiertas.

A) **alero sencillo.** Esta disposición de alero, no corresponde con la definición dada para los mismos; ya que consiste esencialmente en una cornisa para tapar los frentes de los parecillos, como indicamos en la figura 47.

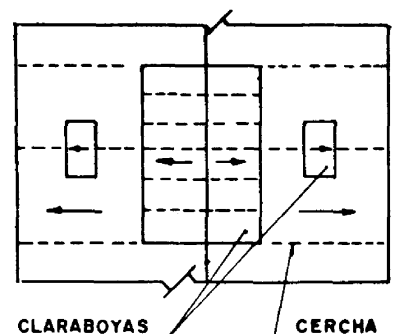
Pudiendo ser de fábrica o de madera, y ornamentado en casos, en forma de cornisa.

B) **alero corrido.** A nuestro entender, este tipo de alero es el que más se adapta a la definición dada para el mismo, pues es «prolongación de la vertiente de la cubierta». Tomando la denominación de cerrado o abierto, según que sus partes exteriores (frente y parte inferior) vayan o no guardadas con madera o chapa metálica, para lograr un más agradable efecto estético.

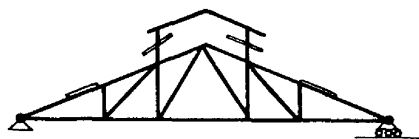
C) **alero levantado o encillado,** este tipo de alero, se emplea generalmente en los edificios, para reducir próxima a la fachada las inclinaciones de los faldones de la cubierta, y con ello la menor velocidad del discurrir de las aguas de lluvia.

Esta disposición consigue un buen efecto estético en los edificios.

Se recubren con fábrica o madera en sus partes exteriores, como indicábamos antes.



P L A N T A



C U B I E R T A - A L Z A D O

Figura 48

HUECOS EN LAS CUBIERTAS

Surgen de la necesidad, al tener que establecer en las mismas, huecos para las chimeneas, claraboyas, salida a cubierta, etc. (fig. 48).

Para establecer estos huecos es necesario hacer, lo que se denomina **embrochados**, generalmente se hace embrochando las correas con perfiles análogos a las de éstas, y sujetas mediante escuadras roblonadas al brochal y correa, o por medio de la soldadura.

En cuanto al caso de las claraboyas ya vimos en las cubiertas en diente de sierra, dónde se establecían éstos. Es interesante hacer resaltar que estas claraboyas pueden estar situadas en el mismo plano de la cubierta o formando un elemento, que, aun es-

tando unido a la estructura de la cercha, sobresale un poco de ésta.

Se sitúan sobre dos nudos próximos al caballete.

Con estos elementos se pierde la continuidad de los faldones de la cubierta será pues necesario tener en cuenta que estas uniones de la cubierta del tejado y el de las claraboyas deben tratarse con cuidado, estableciendo faldones, y arrimos de cinc o plomo en dichas uniones; para impedir las filtraciones del agua de lluvia.

LUCES EN LAS CUBIERTAS

Proviene de la recibida por las claraboyas según indicábamos antes, y sólo nos queda decir que dichas claraboyas se forman con hierros en T recibiendo el cristal para las mismas sobre una cama de masilla y, formando por el exterior un achaflanado de dicha masilla para mayor protección (fig. 49).

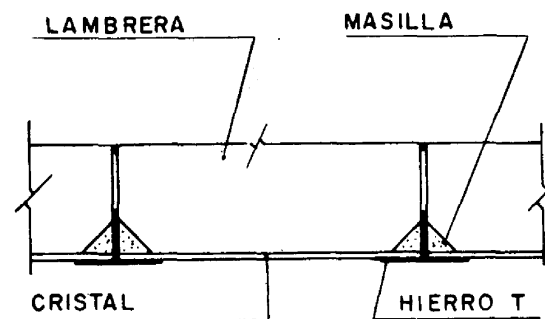


Figura 49

En las paredes laterales de las claraboyas se ponen uno o varios huecos para la ventilación de los recintos cubiertos por este tipo de estructura metálica.

Se protegen con alambres metálicas adecuadas para preservar los acristalamientos de las mismas.

VI. Cálculo de los diversos elementos

GENERALIDADES

Para proceder acertadamente al cálculo de los diferentes elementos de las estructuras metálicas, es preciso conocer de antemano la clase de esfuerzos a que están sometidos y la intensidad de éstos.

La magnitud de las piezas depende principalmente de la luz, sobrecarga y peso propio de los mismos elementos, que deberán tenerse en cuenta.

PIEZAS SOMETIDAS A TRACCION

Cuando sobre una pieza actúan dos fuerzas iguales y de sentido contrario aplicadas en sus extremos que tratan de separar los puntos de aplicación y, por tanto, separar las partículas que forman la pieza, se dice que ésta está sometida a esfuerzos de **tracción**. La fuerza que se opone a esta separación es la reacción de la pieza, por la cohesión de sus moléculas que impiden su alargamiento.



Figura 50

Una pieza que esté sometida a estos esfuerzos de tracción (fig. 50), precisará una sección que viene dada por la fórmula general.

$$F = \frac{P}{\sigma}$$

en que F es la sección necesaria, P , el esfuerzo a que está sometida la pieza y σ el coeficiente o fatiga de trabajo admisible del material por tracción. Haciendo homogénea esta fórmula, en que P , generalmente viene expresada en Kgms y la fatiga en Kgms divididos por cm^2 , el valor de F estará expresado entonces en cm^2 . Esta sección F será neta, es decir se deducirá la pérdida de sección en el anclaje cuando esta sea roblonada; y se considerará la sección bruta cuando el anclaje se realice mediante la soldadura.

Ejemplo de aplicación

Calcular la sección que deberá tener una pieza metálica de angular sometida a una carga de 6.000 Kgms suponiendo la fatiga mínima de trabajo 1.000 Kgms/ cm^2 y la fatiga máxima de trabajo a 1.200 Kgms/ cm^2 .

$$F = \frac{P}{\sigma} = \frac{6.000}{1.000} = 6 \text{ cm}^2; \text{ que corresponde a un angular } \frac{55 \times 55 \text{ mm}}{6 \text{ mm}}$$

en el que la sección bruta es 6,31 cm^2 , el diámetro máximo del roblón para el mismo es 17 mm y su sección neta 5,29 cm^2 .

$F = \frac{6.000}{5,29} = 1.133 \text{ Kgms/cm}^2$; y como esta fatiga es menor que la máxima admitida (1.200 Kgms/ cm^2), la sección calculada es adecuada.

Nota. — Estos datos los encontrará el lector en la Tabla n.º 8; aunque le recomendamos se provea de un prontuario de los que las casas productoras de perfiles laminados, facilitan.

EMPALMES ROBLONADOS

El elemento principal de esta unión es el roblón, que ya hemos estudiado.

El cálculo de los roblones, se basa en que estos tienen que resistir a aplastamiento y esfuerzo cortante; admitiéndose además, que dichos roblones trabajan por igual en la unión. Las secciones del roblón para el cálculo son: para aplastamiento, se considera una sección rectangular en que sus dimensiones, son una el diámetro del agujero y otra la altura del palastro más delgado de la unión.

Para el esfuerzo cortante se considera como sección de cálculo, la del agujero.

Otra condición, es que la fatiga al aplastamiento se toma doble que

la fatiga a esfuerzo cortante; tomándose el diámetro del roblón 1 mm menor que el diámetro del agujero que admita el perfil.

Estos empalmes se hacen de dos clases, con simple o doble cubrejunta-s.

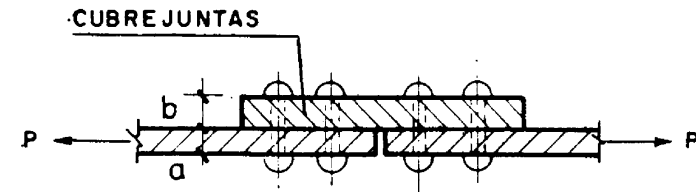


Figura 51

EMPALME CON SIMPLE CUBREJUNTAS (fig. 51)

Los datos para el cálculo en este sistema de unión, son los siguientes:

σ_{ap} = fatiga a aplastamiento.
 σ_{τ} = fatiga a esfuerzo cortante.
 n = número del agujero.
 d = diámetro del agujero.
 a = espesor de la chapa más delgada.

Verificándose además que:

$$\sigma_{ap} = 2\tau$$

También se verificará:

$$\sigma_{ap} = \frac{P}{n \cdot a \cdot d}$$

$$\sigma_{\tau} = \frac{P}{\frac{3,14 \times d^2}{4} \cdot n}$$

$$\frac{P}{n \cdot a \cdot d} = \frac{2P}{\frac{3,14 \cdot d^2}{4} \cdot n}$$

de donde deducimos que:

$$d = \frac{8 \cdot a}{3,14}$$

En la práctica, ocurre que el diámetro calculado no coincide con los diámetros comerciales; por eso habrá que tomarlo por exceso o por defecto lo más próximo a los calculados.

Ahora vamos a ver las condiciones que deben de cumplirse para calcularlos por aplastamiento o acortadura, según los casos.

$$\left. \begin{aligned} n^{ap} &= \frac{P}{a \cdot d \cdot \sigma^{ap}} = \frac{P}{a \cdot d \cdot 2\tau} \\ n^r &= \frac{P}{3,14 \cdot d^2 \cdot \frac{4}{4}} = \frac{P}{3,14 \cdot d^2} \end{aligned} \right\} \frac{n^{ap}}{\tilde{n}^r} = \frac{3,14 d}{8 a} \quad (1)$$

de la igualdad (1) deducimos lo siguiente:

$$n^{ap} = n^r ; a = \frac{3,14 d}{8} \quad 0,393 d ; d = \frac{8 a}{3,14}$$

$$n^{ap} = n^r ; a > \frac{3,14 d}{8} \quad 0,393 d ; d < \frac{8 a}{3,14}$$

$$n^{ap} = n^r ; a < \frac{3,14 d}{8} = 0,393 d ; d < \frac{8 a}{3,14}$$

estas igualdades indican:

1.° que si el diámetro d obtenido en el cálculo, fuera el que se tomara, el número de roblones a aplastamiento y esfuerzo cortante sería el mismo.

2.° que si el diámetro del agujero se toma por exceso al que corresponda más próximo en el comercio, en número de roblones a aplastamiento será mayor que a esfuerzo cortante.

3.° tomándole por defecto, lo contrario de lo anterior.

Se adaptará siempre, la solución que dé mayor número de roblones.

Se evitará el trabajo a tracción de los roblones.

Ejemplo de aplicación

La barra de una cercha metálica, está compuesto por un angular de

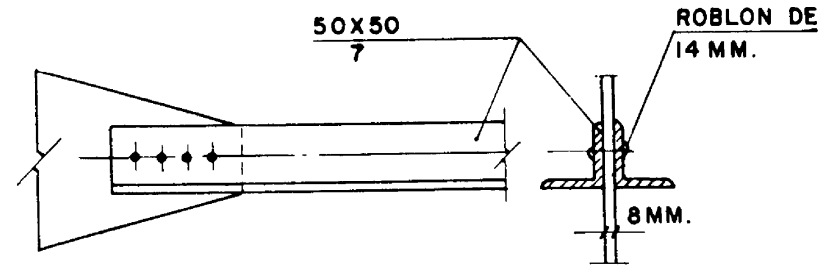


Figura 52

60 × 60 × 8 milímetros. Está sometido a un esfuerzo P , de tracción de 9.500 Kgms.

Determinar el número de roblones necesarios para esta unión sabiendo que la cartela a que está unido es de 8 mm de espesor. Fatiga a aplastamiento 1.600 Kgms; fatiga a esfuerzo cortante 800 Kgms/cm² (fig. 52).

El diámetro teórico es, $d = \frac{8 a}{3,14} = \frac{8 \times 8}{3,14} = 20$ mm.; el taladro para

el angular, se recomienda sea de 17 mm; luego los roblones debemos calcularlos a cortadura.

$$n^r = \frac{P}{3,14 d^2 \cdot \frac{4}{4}} = \frac{9.500}{3,14 \times 1,7^2 \cdot 4} = \frac{95}{2,27 \times 8} = 6 \text{ roblones}$$

en cuanto al paso de los remaches, ya se han dado instrucciones en el estudio de uniones roblonadas.

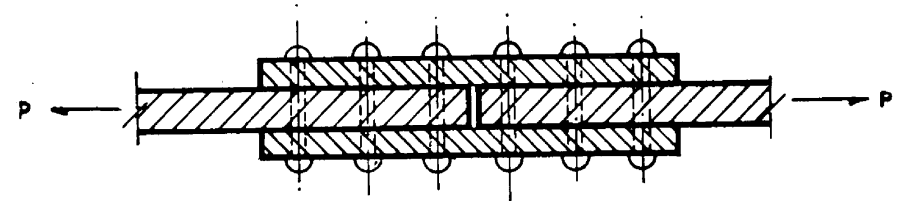


Figura 53

EMPALME CON DOBLE CUBREJUNTA

En este caso, cada roblón presentará una sección a aplastamiento, de dimensiones, una el diámetro del agujero y otra la altura a del palastro; y dos secciones a esfuerzo cortante de diámetro, el del agujero.

Haciendo las mismas consideraciones que para el roblonado con cubrejuntas sencillas, teniendo en cuenta, que a cortadura, en este caso hay dos secciones; se deduce por tanto que:

$$\frac{n^{sp}}{n^r} = \frac{3,14 d}{4}$$

$$\text{si } n^{sp} = n^r ; a = \frac{3,14 d}{4} ; d = \frac{4 a}{3,14}$$

$$\text{si } n^{sp} > n^r ; a > \frac{3,14 d}{4} ; d = \frac{4 a}{3,14}$$

$$\text{si } n^{sp} < n^r ; a = \frac{3,14 d}{4} ; d = \frac{4 a}{3,14}$$

Ejemplo de aplicación

Un tirante de una cercha metálica está compuesta por dos angulares de $50 \times 50 \times 7$ milímetros. Está sometido a un esfuerzo P de 6.700 Kgs. Determinar el número de roblones necesarios, sabiendo que la cartela del nudo tiene 8 mm. de espesor.

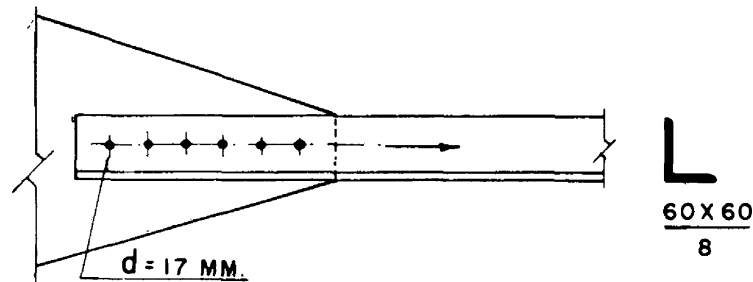


Figura 54

Fatiga a aplastamiento 1.600 Kks/cm^2 y la fatiga a esfuerzo cortante 800 Kgs/cm^2 (fig. 54).

$$d = \frac{4 a}{3,14} = \frac{4 \times 7}{3,14} \approx 9 \text{ mm} ; \text{ el diámetro que admite el angular en}$$

en este caso, según el Prontuario de Altos Hornos de Vizcaya es de 4 mm, tomamos éste para hacer la unión y por tanto, habrá que calcular la unión a aplastamiento.

$$n = \frac{P}{a \cdot d} = \frac{6.700}{0,8 \times 1,4 \times 1.600} = 4 \text{ roblones (a.e)}$$

Recordamos nuevamente, que el diámetro del roblón se debe tomar 1 mm menor que el diámetro del agujero, en este caso será de 13 mm el roblón.

EMPALMES SOLDADOS

Los elementos metálicos se pueden unir además de con roblones, por medio de la soldadura (ver epígrafe «Uniones soldadas» en el capítulo III).

No habiéndose publicado en España normas para la ejecución y proyectos de estructuras soldadas; se aplican las normas del Reglamento Alemán. Para piezas sometidas a tracción, compresión y cortadura, tanto en uniones a tope como en ángulo, el coeficiente de trabajo admitido viene dado por la fórmula:

$$\rho = \frac{P}{\Sigma \cdot a \cdot l}; \text{ en que:}$$

p = magnitud del esfuerzo que transmite la unión.

l = longitud del cordón de soldadura, sin cráteres terminales, que se admitirán son al menos de igual espesor que el cordón a .

a = grueso del cordón, es decir, la altura del triángulo isósceles inscrito en él; para soldaduras a tope, el espesor de las piezas a unir, y tratándose de diferentes espesores, el menor. Esta dimensión ha sido ya conocida por el lector al tratar el capítulo de las uniones de las piezas.

En el caso de soldaduras hendidas (uniones de platabanda en vigas grandes, como más adelante veremos), el desarrollo de la soldadura es el que se tomará por longitud l .

El coeficiente ρ de trabajo está comprendido entre 0,75 y 0,80 de la fatiga de trabajo del material metálico que se emplee; generalmente en perfiles laminados se adopta como fatiga admisible 1.100 Kgs/cm².

La forma del cordón tiene corrientemente la forma de un triángulo isósceles y su espesor mínimo (la altura del triángulo isósceles) no debe ser inferior a 4 mm.

Se adopta $a = 0,70e$ siendo e el espesor de la chapa más delgada de la unión; solamente en casos de necesidad manifiesta, se hará el cordón más grueso que lo anteriormente indicado.

Ejemplo de aplicación

Calcular el esfuerzo que podrá soportar, la unión por solape de dos hierros planos de 150 x 10 mm. Fatiga admisible 1.200 Kgs/cm² (figura 55).

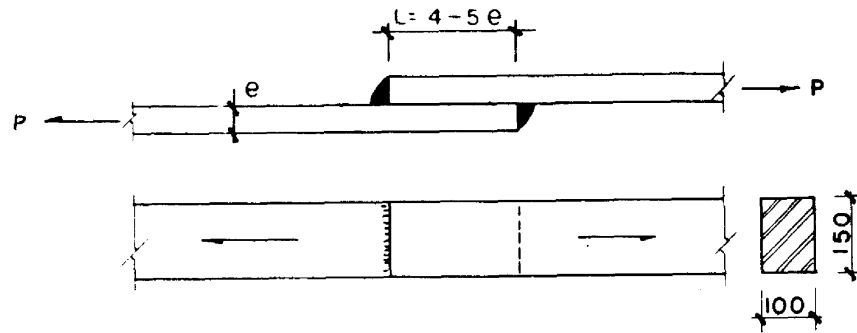


Figura 55

$$\rho = \frac{P}{\Sigma(a.l)}$$

Tomamos $\rho = 0,70$ $\sigma = 0,70 \times 1.200 = 840$ Kgs/cm²

$$a = 0,707 \times 1,00 = 0,707 \text{ cm}$$

La longitud del cordón de soldadura es:

$l = 15 - 2 \times 0,71 = 13,58$ cm; y la sección resistente de la soldadura en este caso es: $a.l = 2 \times 0,71 \times 13,58 = 19,28$ cm².

El esfuerzo que puede resistir la sección anterior es:

$$P = 840 \times 19,28 \approx 16.195 \text{ Kgs}$$

Otro ejemplo de aplicación

La barra de una cercha metálica es un angular de 55 x 55 x 8 mm, se quiere unir a una cartela mediante dos cordones de soldadura; sabiendo que esta unión transmite un esfuerzo $P = 7.000$ Kgs. Determinar la longitud de los cordones de soldadura laterales necesarios para hacer dicha unión. Fatiga de trabajo 800 Kgs/cm².

Por tratarse de una sección no simétrica su centro de gravedad estará desplazado hacia un ala, para anular los posibles efectos de flexión que puedan producirse se ha de verificar que los momentos estáticos de las secciones de soldadura con relación al centro de gravedad (en este caso del angular) han de ser iguales.

Es decir se verificará que (fig. 56)

$$a_1 \cdot l_1 \cdot v_1 = a_2 \cdot l_2 \cdot v_2;$$

$$\frac{a_1 \cdot l_1}{a_2 \cdot l_2} = \frac{v_2}{v_1} =$$

$$= \frac{3,86}{1,64} = 2,34 \quad (1)$$

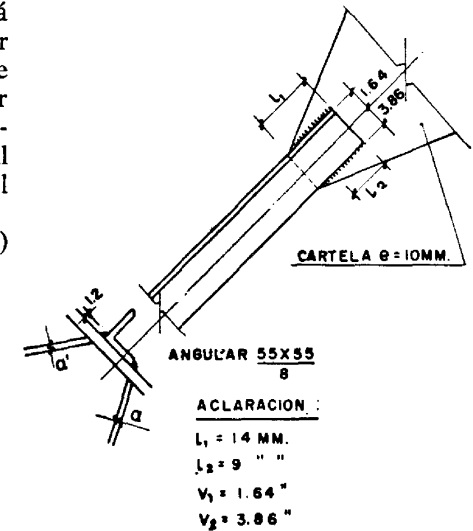


Figura 56

La fórmula general para este caso es:

$$\sigma = \frac{7.000}{2 l_1 a_1 + l_2 a_2} = 80 \text{ Kgs/cm}^2 \quad (2)$$

Los espesores de los cordones de soldadura son:

$$\left. \begin{aligned} a_1 &= 0,7 \times 1,2 \times 0,8 = 0,67 \text{ cm} \\ a_2 &= 0,7 \times 0,8 = 0,56 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \text{redondeando tomaremos} \\ a_1 = 0,7 \text{ cms y } a_2 = 0,5 \text{ cms}$$

Por las igualdades anteriores (1) y (2) tenemos lo siguiente:

$$\begin{aligned}
 l_1 &= \frac{P}{a \cdot \sigma} \cdot \frac{v_2}{v_1 + v_2} \\
 l_2 &= \frac{P}{a \cdot \sigma} \cdot \frac{v_1}{v_1 + v_2}
 \end{aligned}
 \left. \begin{array}{l} \text{sustituyendo estas fórmulas por sus} \\ \text{valores, queda:} \end{array} \right\}
 \begin{aligned}
 l_1 &= \frac{10.000}{0,7 \times 800} \times \frac{3,86}{5,5} = 12,5 \text{ cms} \\
 l_2 &= \frac{10.000}{0,5 \times 800} \times \frac{1,64}{5,5} = 7,46 \text{ cms}
 \end{aligned}$$

Como estas longitudes son útiles, tomaremos como longitudes de dichas soldaduras 14 y 9 cm respectivamente; para tener en cuenta los cráteres terminales.

Los empalmes de soldadura, en los elementos que trabajan a flexión se verán en el capítulo siguiente.

PIEZAS SOLICITADAS A ESFUERZOS DE COMPRESION

Cuando sobre una pieza actúan esfuerzos, que tratan de unir entre sí las partículas que forman ésta, se dice que dicha pieza trabaja a compresión. Hay que distinguir el que estas piezas sean **cortas, largas o esbeltas**.

Las piezas cortas tienen su rotura por aplastamiento; las piezas largas por pandeo (flexión lateral).

Debe verificarse para las piezas cortas que $F = \frac{P}{\sigma}$

En cuanto a las piezas esbeltas, su cálculo viene dado por la expresión

$$F = \frac{P \cdot \omega}{\sigma}; \text{ debiendo cumplirse además } \frac{P \cdot \omega}{F} < \sigma \text{ adm}$$

Como la rotura por pandeo se produce con cargas muy inferiores a las que producen la rotura por aplastamiento, hay que multiplicar la carga real **P** por el coeficiente de pandeo ω en el cálculo de la sección.

Este coeficiente de pandeo ω es consecuencia de la esbeltez de la pieza, la que es el resultado de dividir la longitud de la pieza por el radio de giro mínimo de la sección considerada (concepto que el lector encontrará en

cualquier libro de Resistencia de Materiales). Los valores de estos radios de giro vienen calculados en los Prontuarios de las empresas productoras de los perfiles laminados (Altos Hornos de Vizcaya, Basconia, etc.)

Las normas vigentes de la Dirección General de Arquitectura fijan los

coeficientes para cada grado de esbeltez $\lambda = \frac{l}{i}$ según la tabla de coeficientes ω

TABLA DE COEFICIENTES ω

Esbeltez $\lambda = \frac{l}{i}$	Coficiente ω
0	1,00
10	1,01
20	1,02
30	1,05
40	1,10
50	1,17
60	1,26
70	1,39
80	1,59
90	1,88
100	2,36
110	2,86
120	3,40
130	4,00
140	4,63
150	5,32
160	6,05
170	6,83
180	7,66
190	8,53
200	9,46
210	10,43
220	11,44
230	12,51
240	13,62
250	14,78

Siendo **L** = longitudinal real de la pieza
i = radio de giro mínimo de su sección.

En ningún caso dependerá también de los vínculos que se adopten en cada extremo de las piezas consideradas (fig. 57). Si la pieza es articulada en ambos extremos, se determinará su esbeltez y por tanto por los valores de la tabla de ω . Si estuviese articulada en su extremo y empotrada en el otro, se tomará la longitud $L = \frac{1}{2}$ (aproximadamente $\frac{2}{3}$ de la longitud real se considerará la mitad de la real. Si un extremo es libre y el otro empotrada, la longitud para el cálculo será doble de la real.

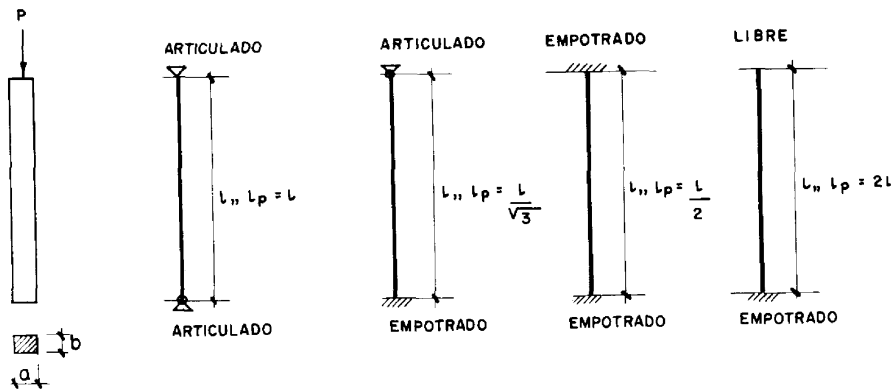


Figura 57

Ejemplo de aplicación (soporte simple)

Se desea establecer un soporte con un perfil I que ha de resistir una carga P , de 10.000 Kgs.; siendo su altura 1,50 m. Fatiga mínima y máxima de trabajo 1.100 y 1.300 Kgs/cm² respectivamente.

$$F = \frac{P}{\sigma} = \frac{10.000}{1100} = 9,09 \text{ cm}^2; \text{ buscamos en el Prontuario de Altos}$$

Hornos y corresponde a un perfil I de 10; en que su sección $F = 10,6 \text{ cm}^2$ y su radio de giro mínimo $i = 1,07 \text{ cm}$.

La esbeltez de la pieza viene dada por la expresión siguiente:

$$\lambda = \frac{l}{i} = \frac{150}{1,07} = 140; \text{ en la tabla de } \omega \text{ encontramos como coeficiente } \omega = 4,63; \text{ por tanto la fatiga real de trabajo será:}$$

$$\frac{P \cdot \omega}{F_1} < \sigma ; \frac{10.000 \times 4,63}{10,63} \approx 960 \text{ Kgs/cm}^2 < 1.300; \text{ luego el perfil anteriormente no vale.}$$

Lo que procede ahora es tantear con otro perfil mayor, tomamos el P. N. I. de 16 en el que su sección F es igual 22,80 cm² y el radio de giro mínimo es 1,55 cm.

$$\lambda = \frac{150}{1,55} \approx 97 ; \omega = 2,22$$

la fatiga real de trabajo en este nuevo perfil será

$$\frac{P \cdot \omega}{F_2} < \sigma ; \frac{10.000 \times 2,22}{22,8} \approx 970 \text{ Kgs/cm}^2 < 1.300; \text{ luego el perfil tomado anteriormente es adecuado.}$$

Si se comprobara el P. N. I de 14, les daría una fatiga de trabajo igual a 1.400 Kgs/cm², y como se ve, es mayor que la fatiga real de trabajo admitida.

En la tabla 10 encontramos para una altura de 1,60 m y 11,80 toneladas, que corresponde un P. N. I de 16; lo que nos demuestra que el perfil anteriormente calculado trabaja a una fatiga de trabajo inferior a la admisible (960 Kgs/cm²).

Ejemplo de aplicación (soporte compuesto)

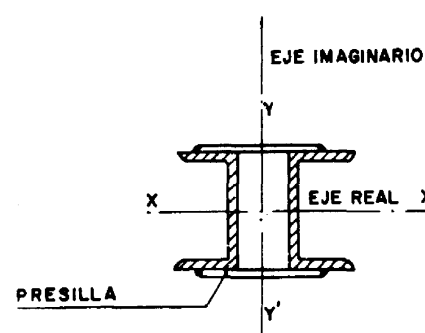


Figura 58

En estos perfiles existe un eje real xx (de los perfiles simples) y otro eje imaginario yy y del soporte compuesto. El momento de inercia con relación al eje xx es la suma de los momentos de inercia de los perfiles simples. El momento de inercia con respecto al eje imaginario (fig. 58) dependerá de la separación de los dos perfiles simples, siendo esta separación tal que el momento de inercia con relación al eje imaginario, sea un 10 % mayor que el correspondiente al eje real.

TABLA 10

Perfil	CARGA MAXIMA P, EN TONELADAS PARA UNA LONGITUD DE PANDEO EN MTS. DE:									
	1,00	1,20	1,40	1,60	1,80	2,00	2,20	2,40	2,60	2,80
I										
8	3,45	2,38	1,74	1,32	1,06	0,85	0,71	-	-	-
10	6,60	4,60	3,40	2,59	2,06	1,68	1,34	1,16	0,99	-
12	11,46	8,24	6,10	4,62	3,65	2,98	2,45	2,06	1,76	1,52
14	16,9	13,65	10,1	7,75	6,14	4,91	4,08	3,44	2,90	2,52
16	22,4	19,3	15,8	11,80	9,36	7,56	6,22	5,25	4,46	3,88
18	29,-	26,-	22,2	17,8	13,85	11,2	9,20	7,83	6,65	5,78
20	36,2	33,4	29,5	25,-	19,9	16,07	14,60	11,20	9,78	8,20
22	44,0	40,9	37,25	33,-	29,9	22,4	18,3	15,35	13,25	11,45
24	52	49	45,3	41,2	36,4	31,9	25,1	21,1	18,-	15,55
26	61,90	58,8	54,5	50,03	45,-	39,98	33,1	27,6	24,56	20,44
28	72,7	68,5	64,7	59,3	54,3	48,7	42,2	35,38	29,8	26,6
30	81,5	78,-	74,2	69,-	64,8	57,5	51,6	44,-	36,4	31,3
32	92,8	89,4	85,7	80,1	75,-	68,3	61,-	53,7	46,2	39,5
34	104,3	100,-	96,4	91,8	85,6	78,9	72,38	64,95	56,4	47,75
36	117,-	113,-	110,-	104,6	98,-	91,5	84,4	76,10	67,3	57,7
38	130,-	126,8	120,9	116,8	110,4	103,-	95,4	87,5	77,6	68,1
40	144,50	139,4	135,8	130,-	123,4	117,-	101,1	100,6	92,5	81,6
42 1/2	164,-	158,6	152,8	147,4	141,5	135,4	126,9	119,-	110,-	100,2
45	182,-	176,7	171,9	168,-	160,9	152,-	144,9	135,4	127,4	117,20
47 1/2	192,-	188,5	185,2	178,5	172,4	165,-	158,9	149,4	141,-	131,-
50	225,-	221,-	214,8	208,5	203,5	194,8	187,-	177,1	168,-	155,9

TABLA 10 (Continuación)

Perfil	CARGA MAXIMA P, EN TONELADAS PARA UNA LONGITUD DE PANDEO EN MTS. DE:									
	3,00	3,20	3,60	4,-	4,50	5,00	5,50	6,00	6,50	7,00
I										
8	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
12	1,43	-	-	-	-	-	-	-	-	-
14	2,40	1,91	1,61	-	-	-	-	-	-	-
16	3,36	2,90	2,46	-	-	-	-	-	-	-
18	4,95	4,35	3,68	2,80	-	-	-	-	-	-
20	7,22	6,30	5,00	4,02	3,18	-	-	-	-	-
22	9,95	8,73	6,89	5,63	4,42	3,56	-	-	-	-
24	13,67	11,9	9,35	7,59	6,02	4,71	4,03	-	-	-
26	17,6	15,4	13,00	9,97	7,87	6,34	5,29	-	-	-
28	22,5	19,8	16,4	12,67	10,-	8,08	6,7	5,64	-	-
30	27,6	24,25	20,2	15,6	12,4	9,90	8,20	6,93	-	-
32	34,-	30,2	25,25	19,15	15,19	12,39	10,2	9,54	7,27	-
34	41,5	36,6	30,5	23,7	18,83	15,1	12,45	10,39	8,97	7,64
36	49,4	44,2	37	32,4	22,2	18,1	14,95	12,6	10,7	9,18
38	58,95	51,3	42,9	33,25	26,1	21,2	17,5	14,7	12,5	10,85
40	71,6	62,3	51,5	39,5	31,07	25,3	21,8	17,49	15,14	12,89
42 1/2	89,5	78,5	64,4	49,5	38,2	31,8	26,25	21,9	18,7	16,10
45	107,2	93,6	74,7	60,-	47,1	38,3	31,6	26,7	22,6	19,45
47 1/2	119,35	109,4	90,1	69,3	54,7	44,1	36,48	30,52	26,3	22,52
50	145,5	134,2	114,67	84,9	67,6	55,2	45,18	38,15	32,52	28,05

TABLA II

Perfil	II	CARGA MAXIMA P, EN TONELADAS PARA UNA LONGITUD DE PANDEO EN MTS. DE:									
		2,40	2,60	2,80	3,00	3,20	3,40	3,60	3,80	4,00	4,20
12	98	31,50	30,5	29,5	28,3	27,25	26,2	24,9	23,6	22,2	19,6
14	109	42,50	41,8	40,5	39,7	38,7	37,5	36,4	35	33,3	32,2
16	131	54,9	53,3	52,5	51,7	50,7	49,4	48,2	47,4	45,6	44,3
18	148	67,7	67,-	65,8	65,2	64,1	62,9	61,9	60,8	59,3	57,9
20	164	83,-	81,5	80,6	80,-	79,3	78,-	77,1	75,8	74,5	73,2
22	180	98,9	98,1	97,2	96,4	94,5	94,-	93,2	91,7	90,8	90,-
24	197	115,20	113,9	113,8	112,9	111,8	111,6	109,8	108,8	107,8	106,-
26	214	134,7	133,5	133,4	132,4	131,-	129,9	128,5	127,2	126,-	125,-
28	228	154,-	153,8	152,8	151,20	149,50	148,7	146,8	145,5	144,-	143,-
30	246	174,4	172,5	170,9	169,-	167,5	166,-	164,8	163,4	161,9	160,4
32	262	198,-	196,-	195,5	195,-	194,5	194,-	193,3	192,5	190,8	189,-
34	278	223,-	222,-	221,-	220,-	219,-	218,-	217,-	216,-	215,-	214,-
36	294	248,-	247,-	246,-	245,-	244,2	243,4	242,5	241,7	241,-	239,5
38	311	276,-	273,-	272,-	271,-	270,-	269,-	268,-	267,-	266,-	265,-
40	324	304,-	301,-	300,-	299,-	298,-	297,-	296,-	295,-	294,2	293,3
42 1/2	346	339,-	337,5	336,-	334,6	333,3	332,5	331,9	331,3	330,7	330,-
45	366	388,-	386,7	385,4	384,-	383,-	382,-	381,-	380,-	379,-	378,-
47 1/2	386	420,-	418,-	416,-	415,-	414,-	413,-	412,-	411,-	410,-	409,-
50	406	464,-	463,-	462,-	461,-	460,-	458,5	457,-	455,5	454,-	453,-

TABLA II (Continuación)

Perfil	II	CARGA MAXIMA P, EN TONELADAS PARA UNA LONGITUD DE PANDEO EN MTS. DE:									
		4,40	4,60	4,80	5,-	5,20	5,40	5,70	6,-	6,50	7,00
12	98	18,9	17,2	15,6	14,4	13,3	12,4	11,0	10,0	8,58	7,40
14	109	30,5	29,2	27,4	25,9	23,8	21,7	19,3	17,6	14,95	12,9
16	131	43,-	41,5	40,-	38,5	36,3	34,6	32,2	29,-	24,1	21,1
18	148	57,-	55,3	53,7	52,2	50,3	48,9	46,4	42,8	38,5	32,3
20	164	72,1	70,2	69,1	66,8	66,1	63,9	60,8	58,7	63,3	46,2
22	180	88,4	86,9	85,5	84,1	82,8	80,2	78,4	75,-	70,80	65,-
24	197	104,8	104	102,4	101,4	99,1	97,4	95,-	92,3	88,-	83,2
26	214	124,-	122,8	120,7	119,8	118,7	117,8	114,8	112,-	106,7	102,-
28	228	142,-	140,5	139,2	138,-	137,-	135,6	134,7	132,-	128,-	122,-
30	264	159,-	157,3	156,-	154,9	153,5	152,2	151,-	150,-	148,8	143,80
32	262	187,-	185,5	184,5	183,5	182,-	180,5	179,-	176,-	171,5	167,-
34	278	212,50	211,20	210,-	208,-	206,-	205,-	203,-	201,-	197,2	192,5
36	294	238,-	236,-	235,-	234,-	232,-	231,-	230,-	226,-	222,-	216,6
38	311	263,7	262,5	261,2	260,-	257,5	256,2	255,-	252,5	246,-	242,-
40	324	292,5	290,7	289,-	288,-	287,-	284,-	282,-	279,-	277,-	272,-
42 1/2	346	328,5	327,-	325,6	324,3	323,-	321,-	318,-	315,-	312,-	310,-
45	366	377,-	375,-	373,-	372,-	371,-	370,-	367,-	363,-	359,-	357,-
47 1/2	386	408,-	407,-	405,6	404,3	403,-	401,-	399,-	396,-	392,-	388,-
50	406	452,-	451,-	450,-	448,7	447,4	446,-	444,-	442,-	437,-	434,-

Corrientemente se agrupan para que sus momentos de inercia sean iguales, es decir, que tengan igual resistencia al pandeo con relación a los citados ejes reales e imaginarios.

$$J_{xx} \text{ (real)} = J_{yy} \text{ (imaginario)} ; \text{ o también; } 1,10 J_{xx} = J_{yy}$$

Calcular un soporte formado por dos P. N. «U»; con los datos siguientes.

$P = 25.000$ Kgs. $l = 3$ m y la fatiga mínima y máxima de trabajo 1.100 y 1.300 Kgs/cm² respectivamente.

El procedimiento a seguir es éste:

$$F = \frac{P}{1.100} ; \text{ ahora tomamos } F_1 \approx \frac{F}{2} ; \lambda = \frac{l}{i_{xx}}$$

$$y \frac{P}{2 \cdot F_1} < 1.300 \text{ Kgs/cm}^2 \text{ (fatiga máxima)}$$

Lo expresado anteriormente es lo que daremos en llamar guión de cálculo, ahora procedemos a aplicar la consecución con datos numéricos del cálculo de los perfiles necesarios basándonos en el citado guión.

$$F = \frac{25.000}{1.100} = 22,70 \text{ cm}^2; \text{ esta sería la sección de los dos perfiles}$$

necesarios. Para un perfil, por tanto, la sección sería 11,35 cm²; los pron tuarios nos dan una sección $F = 13,50$ cm² y un radio de giro mínimo de 3,97 cm para un perfil de «U» del 10; la esbeltez mecánica en estas condiciones será:

$$\lambda = \frac{l}{i_{xx}} = \frac{300}{3,97} \approx 76; \text{ a la que corresponde un coeficiente de pandeo } \omega = 1,50.$$

El coeficiente de trabajo para la pieza anterior teniendo en cuenta su esbeltez, se expresa por la siguiente fórmula:

$$\sigma_{ad.} < \frac{P}{2 F_1} = \frac{25.000 \times 1,50}{27} \approx 1.388 > 1.300; \text{ luego este perfil no es adecuado.}$$

TABLA 12

Perfil	[]B]S	CARGA MAXIMA P, EN TONELADAS PARA UNA LONGITUD DE PANDEO EN MTS. DE:									
				2,40	2,60	2,80	3,00	3,20	3,60	4,00	4,50	5,00	
10	46	108		27,2	26,-	24,6	23,1	21,6	17,5	14,-	11,2	9,09	
12	60	124		37,5	35,9	34,8	33,4	31,7	28,7	24,8	19,7	16,-	
14	74	144		47,-	46,2	45,-	43,8	42,4	39,6	36,3	31,9	27,2	
16	88	164		56,8	56,3	54,8	53,9	53,-	50,5	47,4	43,4	39,-	
18	102	179		67,3	66,8	65,7	64,4	63,8	61,6	58,7	55,1	50,8	
20	114	194		79,-	78,2	76,8	76,-	75,3	72,8	70,7	66,8	63,3	
22	129	215		92,7	91,7	90,8	90,-	89,-	86,7	84,4	81,5	77,5	
25/8	149	235		106,-	105,2	104,6	104,-	103,-	100,2	98,8	96,2	92,2	
25/10	140	255		134,-	133,3	132,7	131,5	130,4	128,-	125,5	122,5	118,-	
30	183	269		153,2	152,5	151,9	150,-	149,4	147,4	144,8	142,-	138,1	

Perfil	[]S]S	CARGA MAXIMA P, EN TONELADAS PARA UNA LONGITUD DE PANDEO EN MTS. DE:									
				5,50	5,75	6,-	6,25	6,50	6,75	7,-	7,25	7,50	
10	46	108		7,49	6,86	6,25	5,81	5,39	4,97	4,65	4,3	4,03	
12	60	124		13,20	11,98	11,-	10,25	9,40	8,78	8,10	7,58	7,05	
14	74	144		22,4	19,9	18,5	16,9	15,85	14,6	13,7	12,7	11,95	
16	88	164		33,7	32,1	28,3	25,8	23,7	22,2	20,6	19,25	18,-	
18	102	179		45,7	43,7	40,8	38,5	35,5	32,4	30,18	27,8	26,3	
20	114	194		58,4	56,4	54,2	51,2	48,8	46,1	43,6	40,9	37,2	
22	129	215		73,4	71,3	70,-	66,7	64,1	61,3	58,7	56,-	52,9	
25/8	149	235		88,4	85,8	84,4	81,9	79,5	77,2	74,8	71,8	69,5	
25/10	140	255		113,-	111,4	107,9	106,2	103,2	101,-	97,5	95,7	91,7	
30	183	269		134,8	132,6	130,4	127,-	125,2	122,4	120,5	116,7	114,2	

Lo que procede en estos casos, es tantear con un perfil por exceso; en este caso el P. N. «U» del 12, en el que su sección es $F_1 = 17 \text{ cm}^2$ y su radio de giro mínimo $i_{xx} = 4,62 \text{ cm}$; la esbeltez mecánica para este nuevo perfil

viene expresada por el cociente $\lambda = \frac{l}{i} = \frac{300}{4,62} = 65$; a cuya esbeltez

corresponde un coeficiente $\omega = 1,31$; la fatiga real en estas condiciones es:

$$\frac{25.000 \times 1,31}{2 \times 17} = 963 \text{ Kgs/cm}^2 \text{ que vemos es francamente inferior}$$

a la fatiga máxima de trabajo admitida (1.300 Kgs/cm^2). Vemos, por tanto, que el segundo perfil tanteado está en condiciones óptimas de trabajo.

El lector, no obstante, para realizar esta clase de cálculos para soportes compuestos de «U» puede hacer uso de la Tabla insertada en el presente volumen (Tabla 12) en la que, entrando por la columna $l = 3 \text{ m}$. vemos que la carga aproximada a la que hay que resistir realmente, es $33,4 \text{ ton.}$ que es absorbida por un pilar compuesto de 2 «U» del 12; lo que concuerda con los cálculos realizados anteriormente.

FLEXION SIMPLE

Todos los elementos metálicos que reciben cargas tales como los listones, cabios y correas en las cubiertas; las viguetas de suelos, cargaderos, etcétera; se dice que están sometidas a flexión simple.

Aunque realmente van acompañadas de esfuerzo cortante, concepto que en cualquier Resistencia de Materiales, encontrará el lector. Para los elementos anteriores sus cargas son uniformemente repartidas; y el momento flector máximo viene dado por la expresión:

$$M = \frac{pl^2}{8}$$

en la que p es la carga que soporta el elemento por metro lineal, y l la luz entre apoyos.

Una vez conocido el momento flector y aplicando la fórmula fundamental de la Resistencia de Materiales, que es la siguiente:

$$W = \frac{M}{\sigma}$$

en la que W , es el momento resistente de la sección, M el momento flector máximo de las fuerzas exteriores y σ el coeficiente o fatiga de trabajo admisible del material; en nuestro caso los perfiles laminados, obteniéndose, por tanto, las características de los elementos calculados.

El valor W , o sea, el momento resistente lo encontrará el lector en las Tablas de perfiles insertadas en este libro.

Este momento o módulo resistente es el cociente $W = \frac{J}{v}$; en el que J

es el momento de inercia y v la distancia a la fibra más alejada del perfil, medida desde el eje neutro. En materiales homogéneos (hierro, madera, etc.) el citado eje neutro coincide con el centro de gravedad de la sección y está en el punto medio de la altura de los perfiles cuando su disposición tiene un eje de simetría con respecto al eje real.

Para el cálculo de las correas de las cubiertas véase lo indicado en FLEXION OBLICUA indicado más adelante.

Ejemplo de aplicación.

Calcular las dimensiones de una viga de doble I (fig. 59) sabiendo que está sometida a una carga p de 300 Kgs/ml ; y su distancia entre apoyo 3 m . Fatiga de trabajo a flexión 1.200 Kgs/cm^2 .

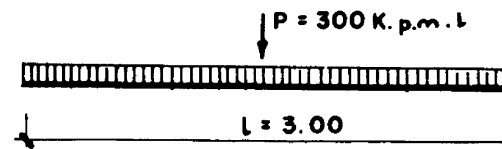


Figura 59

El momento flector que soporta la viga es:

$$M = \frac{300 \times 9}{8} = 337,50 \text{ Kgs} = 33.750 \text{ Kgcm}$$

aplicando la fórmula fundamental de la resistencia, tenemos:

$$W = \frac{M}{\sigma} = \frac{33.750}{1.200} = 28,75 \text{ cm}^3; \text{ la Tabla 6 nos da estos valores,}$$

y en este caso vemos que el perfil más aproximado es el P.N.I. del 10, en el que $W = 34,2 \text{ cm}^3$.

La fatiga real de trabajo para este elemento calculado será:

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{33.750}{34,2} \approx 986 \text{ Kgs/cm}^2 \text{ que como se ve es menor que}$$

la fatiga máxima prevista.

Cuando se trate de vigas de gran luz (distancia entre apoyos), será necesario tener en cuenta el peso propio de la viga, en forma de carga uniformemente repartida, así como las flechas producidas en las mismas.

TABLA 13

**LUCES ADMISIBLES PARA VI-
GUETAS I, SOMETIDAS A CARGA
UNIFORME TOTAL POR M², de
400 KILOS. Separación entre eje de
las mismas 0,75 metros.**

Perfil	Luz en metros	Perfil	Luz en metros
I		I	
8	2,35	16	4,80
10	3,10	18	5,30
12	3,60	20	6,10
14	4,30	22	7,10

Estos perfiles se han calculado, teniendo en cuenta que la flecha sea 1/400 l hasta 5 m y de 1/500 l para separación en mayores. No es económico el empleo de viguetas I para forjados de pisos, de luces mayores que las indicadas.

Para luces intermedias, se tomarán como es lógico el perfil correspondiente al límite superior.

FLEXION COMPUESTA

Se produce en las piezas, y generalmente en soportes que están sometidos a cargas excéntricas, o cuando sus extremos se consideren empotramientos y, por tanto, se produzcan momentos flectores en los mismos.

Se deduce de lo anterior que estos esfuerzos serán una combinación de la flexión, con compresión o tracción, según los casos.

La fórmula general de la flexión compuesta es:

$$\sigma < \frac{P}{F} \pm \frac{M}{W}$$

en que los términos que intervienen en dicha fórmula, tienen los mismos significados que los empleados para las teorías anteriores.

Ejemplo de aplicación

Calcular un soporte en perfil I sabiendo que tiene 2,70 m de altura, sometido a una fuerza P, de 6.000 Kgs y a dos momentos flectores en sus extremos de 25.500 Kgs y 23.400 Kgs, respectivamente. Fatiga máxima admisible 1.200 Kgs/cm².

El cálculo se realiza por tanteos. Como el perfil es único, se adoptará la hipótesis más desfavorable de cálculo.

$$W = \frac{M}{\sigma} = \frac{25.500}{1.200} \approx 21,65 \text{ cm}^3$$

La Tabla 6 nos da un perfil por exceso de doble T del 10; en el que su momento resistente vale (en la Tabla es R_x) W = 34,2 cm³ y su sección (en la Tabla es A) F = 10,60 cm²; ahora lo que hacemos es introducir los dos efectos (compresión y flexión) aplicando la fórmula general de la flexión compuesta.

$$\sigma < \frac{P}{F} \pm \frac{M}{W} \quad \sigma < \frac{6.000}{10,6} \pm \frac{25.500}{34,2} = -566 \pm 763 = \begin{cases} -1329 \text{ K/cm}^2 \\ +197 \text{ K/cm}^2 \end{cases}$$

Es decir, que el soporte trabaja a compresión a 1.329 Kgs/cm²; y como la fatiga máxima admisible es 1.200 Kgs el soporte anterior tanteado no vale.

Lo que se hace ahora es tomar un perfil por exceso, en este caso el P. N. I. 12, cuyo momento resistente vale W = 54,7 cm³ y su sección F = 14,2 cm² aplicándose a continuación la fórmula de la flexión compuesta y haciendo intervenir las características de este nuevo perfil.

$$\sigma < \frac{6.000}{14,2} \pm \frac{25.500}{54,7} = -422,50 \pm 466,17 = \begin{cases} -888,67 \text{ Kgs/cm}^2 \\ +43,67 \text{ Kgs/cm}^2 \end{cases}$$

y como las fatigas de trabajo obtenidas son menores que la máxima admitida, el perfil anterior es adecuado.

Si este último perfil comprobado hubiera dado una fatiga real de trabajo mayor de 1.200 Kgs/cm²; hubiera sido preciso comprobar con otro perfil por exceso hasta dar con uno cuyas fatigas de trabajo fueran igual o menor que la máxima admisible.

FLEXION DISIMETRICA U OBLICUA

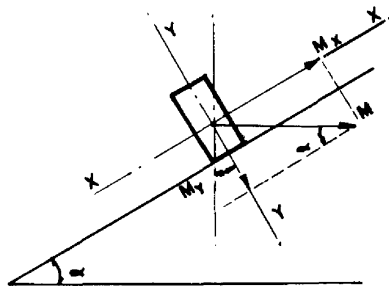


Figura 60

Generalmente, en la práctica, se presenta en las coreras de las cubiertas y consiste en que todos los esfuerzos que actúan sobre ellas quedan reducidos a un par único cuyo plano de acción es longitudinal, pero no principal de la pieza (fig. 60).

El momento flector resultante M , se descompone en otros dos, que actúan en dos planos longitudinales y principales de las piezas; la suma de las fatigas de trabajo en estos planos, no ha de ser mayor que la fatiga admisible del material de que se trate.

La fórmula de la ecuación de equilibrio en estas condiciones es:

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y}$$

poniendo la ecuación anterior en función de los valores conocidos tenemos:

$$\left. \begin{aligned} M_x &= M \cdot \cos \alpha \\ M_y &= M \cdot \sin \alpha \end{aligned} \right\} \text{ también los momentos resistentes se pueden poner uno en función del otro, es decir: } W_x = W_y \cdot n$$

ecuación final para aplicarla prácticamente de esta forma:

CALCULO DE ELEMENTOS METALICOS A FLEXION DISIMETRICA

TABLA 14

Clase del perfil	Coeficientes de equivalencia $n = \frac{W_x}{W_y}$, de perfiles laminados														
	8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36
I	6,50	7,--	7,38	7,65	7,90	8,13	8,23	8,39	8,48	8,66	8,85	9,04	9,23	9,38	9,56
C	4,17	4,84	5,37	5,83	6,32	6,69	7,07	7,29	7,43	6,70	-	9,55	-	-	-

$$\sigma = \frac{M}{W_x} (\cos \alpha + n \cdot \sin \alpha)$$

Los valores de n varían de 7 a 8 según se trate de perfiles I ó «U» y se encuentran en la Tabla 14 de este volumen.

TABLA 15

VALORES de $\sin \alpha$ y $\cos \alpha$ en función de las pendientes de una cubierta con relación a un plano horizontal.

PENDIENTES	SEN α	COS α	PENDIENTES En %
1 : 10	0,102	0,995	10
1 : 8	0,125	0,992	12,50
1 : 6	0,165	0,986	17
1 : 5	0,196	0,980	20
1 : 4	0,242	0,970	25
1 : 3	0,314	0,949	33
1 : 2,50	0,372	0,928	40
1 : 2	0,447	0,894	50
1 : 1	0,707	0,707	100

Igualmente se encuentran en la Tabla 15, los valores de $\sin \alpha$ y $\cos \alpha$ en función de las pendientes de las correas con relación al plano horizontal, y para las pendientes más corrientemente empleadas en la construcción, para las cubiertas en general.

Ejemplo de aplicación

Calcular la sección de una correa de P. N. «U» apoyada en los pares de una cubierta que forma 30° con el horizontal, sabiendo que la longitud de la misma es $l = 4$ m. y el peso soportador por m/l es 250 Kgs. Fatiga máxima del perfil 1.200 Kgs/cm².

La fórmula general para el cálculo de estos elementos que hemos indi-

cado ya anteriormente es $\sigma = \frac{M}{W_x} (\cos \alpha + n \cdot \sin \alpha)$

El momento resultante que actúa sobre la correa es $M = \frac{250 \times 16}{8} =$

= 500 Kgms = 50.000 Kgcm; sustituyendo ahora en la fórmula general tenemos:

$$W_x = \frac{50.000}{1.200} (0,86 + 7 \times 0,50) = 181,7 \text{ cm}^3 \text{ buscando en la Ta-}$$

bla n.º 7 encontramos como perfil más aproximado la «U» del 20; en el que su momento resistente vale $W_x = 191 \text{ cm}^3$ y $W_y = 27 \text{ cm}^3$ (en las tablas es R_x y R_y).

Ahora con este perfil comprobamos la fatiga real de trabajo, y tomando el valor exacto de n para el perfil normal «U» de 20 que vale 7,08, en estas condiciones dicha fatiga de trabajo es

$$\sigma = \frac{50.000}{191} (0,86 + 7,08 \times 0,50) = 1.152 \text{ Kgs/cm}^2 \text{ y como esta fatiga}$$

hallada es menor que la admisible, el perfil es apropiado.

FLECHAS EN LAS VIGAS

El descenso producido en un punto de una viga, ocasionado por la carga a que está sometida, se denomina **flecha**.

Cuando la disposición de carga es simétrica, y los apoyos de las vigas son de la misma clase (empotramiento, articulación, etc.), la flecha máxima de la viga, estará en su punto medio.

Debido a la elasticidad del hierro, aun trabajando el material en buenas condiciones, las flechas en las vigas no deben de exceder de una cierta fracción de la longitud de las mismas; pues en ocasiones se ven forjados en que sus vigas aparecen flechadas, lo cual produce un desagradable efecto.

Para vigas de piso y correas de cubierta, en que su luz exceda de

$$5 \text{ m debe ser, } f = \frac{1}{400} \times l; \text{ cuando pasen de 7 m se tomará } f = \frac{1}{500} \times l.$$

Cuando los extremos de estas vigas puedan considerarse empotramientos, bien por estar recibidas con hormigón o estar arriostradas convenientemente las flechas anteriores se tomarán por $l \times \frac{1}{200}$ y $l \times \frac{1}{300}$ respectivamente; los valores anteriores.

$$l \times \frac{1}{200} \text{ y } l \times \frac{1}{300} \text{ respectivamente; los valores anteriores.}$$

Ejemplo de aplicación

Calcular un perfil de doble l; necesario para salvar una luz de 4 m, sabiendo que ha de resistir una carga uniformemente repartida de 300 Kgs/ml. La fatiga de trabajo $\sigma = 1.200 \text{ K/cm}^2$, el coeficiente de elasticidad $E = 2.100.000 \text{ Kgs/cm}^2$. La flecha admisible no debe de exceder de $1/500$ de la luz.

$$\text{El momento a resistir por esta viga es: } M = \frac{p \cdot l^2}{8} = \frac{300 \times 16}{8} =$$

$$= 600 \text{ Kgms} = 60.000 \text{ Kgcm}; \text{ el momento resistente preciso para absorber}$$

$$\text{el momento de flexión anterior es } W = \frac{60.000}{1.200} = 50 \text{ cm}^3; \text{ la Tabla n.º 6}$$

nos da como momento resistente más aproximado al calculado el de la viga P.N.I. del 12, en el que su momento resistente $W = 54,7 \text{ cm}^3$ y su momento de inercia $J_{xx} = 328 \text{ cm}^4$. La flecha de la viga para este perfil calculado viene expresado por la fórmula siguiente:

$$f \text{ max.} = \frac{5 pl^4}{384.E.J} = \frac{5 \times 3 \times 400^4}{384 \times 2.100.000 \times 328} = 1,45 \text{ cm}$$

$$\text{La flecha máxima admisible es } f \text{ adm.} = \frac{400}{500} = 0,8 \text{ cm.}; \text{ y como la}$$

flecha calculada anteriormente es mayor que la máxima admisible; esta viga, aún estando en buenas condiciones de resistencia, no lo está en cuanto a la flecha se refiere.

Lo que procede en estos casos es tomar otro perfil por exceso y comprobar la flecha para el momento perfil; en el que su momento resistente $W = 81,9 \text{ cm}^3$ y el momento de inercia $J_{xx} = 573 \text{ cm}^4$ (estos datos se refieren al P.N.I. del 14).

$$\text{La flecha para este nuevo perfil será: } f \text{ max.} = \frac{5 \times 3 \times 400^4}{384 \times 2.100.000 \times 573} =$$

$$= 0,83 \text{ cms}; \text{ y como la flecha admisible es } 0,80 \text{ cms, la flecha ahora hallada puede admitirse.}$$

VII. Supuestos de aplicaciones prácticas

CONSIDERACIONES PREVIAS

Es fundamental, cuando queremos calcular un elemento metálico, haber hecho un cuidadoso estudio de las diferentes hipótesis de carga sobre todo en entramados de edificios y cubiertas, en los que algunos de sus elementos tienen cierta continuidad (vigas de piso de varios apoyos, correas en las cubiertas, etc.), pues es erróneo creer que la hipótesis más desfavorable es suponiendo cargados todos los vanos.

Por otra parte, es necesario conocer la parte de carga que corresponde a cada elemento, con relación a su función y lugar que ocupe en la estructura.

También es necesario tener en cuenta el peso propio de los elementos que se empleen, como carga uniformemente repartida, pero dicha necesidad nacerá de la magnitud que estos elementos alcancen.

PESOS PROPIOS

Es el de los elementos que intervienen en las estructuras, que no se conocen de antemano; pero que la práctica ha obtenido por su habitual uso,

a) Cubiertas

Caballetes y correas de madera . . .	12 - 16 Kgs/m ²
Parecillos y enlistonados de madera .	17 - 30 »
Parecillos y enlistonados (cubiertas de gran luz)	24 - 40 »
Caballetes y correas metálicas . . .	16 - 25 »

b) Material de cubrición

Teja plana.	32 - 40 »
---------------------	-----------

Planchas de fibrocemento	10 - 16 »
Planchas metálicas.	6 - 12 »
Cartón impermeabilizado y arenado.	4 - 6 »
Pizarras	30 - 45 »

c) Suelos

Forjado de doble tablero de rasilla y solado hidráulico	100 - 120 »
Forjado con tablero y bovedilla de rasilla; incluso solado hidráulico	135 - 150 »
Forjado de tablero de rasilla y doble bovedilla, con solado hidráulico	165 - 180 »

El lector encontrará, no obstante en cualquier libro de Resistencia de materiales, datos de pesos de unidades de obra y pesos específicos de materiales que aquí no podemos enumerar por falta de espacio.

SOBRECARGAS PARA EL VIENTO Y LA NIEVE

Con relación a las del viento, las normas de la Dirección General de Arquitectura han dispuesto lo siguiente:

Lugares de fuertes vientos (propios zona costera)	200 Kgs/m ²
Lugares de vientos moderados	125 »

En los edificios protegidos, pueden reducirse las sobrecargas anteriores hasta un 50 %. Corrientemente se toma 80 a 100 Kgs/m².

Cuando se conozcan las características de los vientos del lugar, es de aplicación la Tabla n.º 16.

SOBRECARGA PRODUCIDA POR EL VIENTO

TABLA 16

VELOCIDAD m/seg.	PRESION Kg./m ² .	VELOCIDAD m/seg.	PRESION Kg./m ² .	VELOCIDAD m/seg.	PRESION Kg./m ² .
1 - 2	0,12 - 0,53	14 - 16	25 - 34	28 - 30	103 - 119
2 - 4	0,53 - 2,12	18 - 20	42 - 53	30 - 32	119 - 135
6 - 8	4 - 9	22 - 24	62 - 76	34 - 36	152 - 161
10 - 12	13 - 19	26 - 28	89 - 103	38 - 40	190 - 211

En lo que respecta a las sobrecargas de la nieve, las normas de la Dirección General de Arquitectura, recomiendan tomar valores comprendidos entre 0 y 70 Kgs/m².

De no conocer las condiciones climatológicas del lugar, corrientemente se tomará de 40 a 50 Kgs/m².

SOBRECARGAS EN LA EDIFICACION

La Dirección General de Arquitectura aconseja las siguientes sobrecargas vivas en los edificios:

Viviendas	150 a 200 Kgs/m ²
Oficinas.	200 a 250 »
Edificios públicos	250 a 300 »
Salas de espectáculos	400 a 500 »
Garajes (coches ligeros)	350 a 400 »
Azoteas visitables	150 »

Recomendamos al lector que en casos específicos consulte las referidas Normas.

CALCULO DE SOPORTES

En el capítulo anterior al tratar de estos elementos, hemos visto que su resistencia depende de la carga a que está sometido y de su altura, por el peligro de pandeo, que se corregía haciendo intervenir los coeficientes, que dependen, a su vez, de la esbeltez mecánica de las piezas; es decir del cociente que resulta de dividir la altura del soporte por el radio de giro mínimo del perfil, y se representa la esbeltez por la expresión $\lambda = \frac{l}{i \text{ min.}}$.

Ejemplo:

Calcular un soporte simple de l con los datos siguientes: P = 7.000 kilogramos l = 2,80 m, y las fatigas mínima y máxima de trabajo 1.100 y 1.300 Kgs/cm² respectivamente. Los extremos del soporte se suponen articulados (Ip = I).

La sección es:

$$F = \frac{P}{\sigma} = \frac{7.000}{1.100} = 6,37 \text{ cm}^2; \text{ la Tabla n.º 6 da como sección más}$$

próxima la del P.N.I. del 8, en el que su sección $F = 7,58 \text{ cm}^2$ y su radio de giro mínimo $i = 0,91 \text{ cm}$. La esbeltez mecánica para este perfil es

$$\lambda = \frac{l}{i \text{ min.}} = \frac{280}{0,91} = 307 \text{ y como resulta éste mayor que el máximo}$$

admitido (250) será necesario escoger otro perfil. Hechos ya otros tanteos, escogemos el perfil P.N.I. del 20 en que su sección $F = 33,50 \text{ cm}^2$ y su radio de giro mínimo $i = 1,87 \text{ cm}$; la esbeltez para esta pieza será:

$$\lambda = \frac{280}{1,87} \approx 149; \text{ al que corresponde un coeficiente } \omega = 5,25; \text{ se}$$

debe verificar además:

$$\frac{P \cdot \omega}{F_i} < 1.300; \text{ para que el soporte sea válido; es decir:}$$

$$\frac{7.000 \times 5,25}{33,50} = 1.097 \text{ Kgs/cm}^2 \text{ y como esta fatiga es menor que la}$$

máxima admisible el perfil I del 20 es el adecuado.

Otro ejemplo:

Calcular un soporte compuesto formado por 2 «U» conociendo los datos siguientes: $P = 35.000 \text{ Kgs}$ y $l = 6,50 \text{ m}$. Se supone que tiene un extremo empotrado y otro articulado ($I_p = 0,71$). Fatigas mínima y máxima de trabajo, 1.100 y 1.300 Kgs/cm^2 respectivamente.

$$F = \frac{P}{\sigma} = \frac{35.000}{1.100} = 31,81 \text{ cm}^2;$$

Para dos P.N. «U» del 12 se obtiene una sección de 34 cm^2 es decir, para un perfil $F = 17 \text{ cm}^2$ y su radio de giro mínimo $i = 4,62 \text{ cm}$; la esbeltez de las piezas teniendo en cuenta las características de estos perfiles hallados anteriormente,

$$\lambda = \frac{650}{4,62} \times \frac{1}{\sqrt{2}} = 100; \quad \omega = 2,36$$

$$\frac{35.000 \times 2,36}{34} = 2.429 \text{ Kgs/cm}^2 \text{ y como esta fatiga resulta mayor que}$$

la máxima admitida el perfil del 12 no vale.

En este caso lo que procede es tantear con otro perfil mayor, en nuestro caso el P.N. «U» del 16; en el que su sección $F = 24 \text{ cm}^2$ y su radio de

$$\text{mínimo } i = 6,21 \text{ cm; la esbeltez para este nuevo perfil será } \lambda = \frac{650}{6,21} \times$$

$$\times \frac{1}{\sqrt{2}} = 74; \quad \omega = 1,47 \text{ ahora comprobamos en función de la esbeltez}$$

y con las características del nuevo perfil tanteado, la fatiga real de trabajo expresada por la siguiente expresión:

$$\sigma_{adm} = \frac{35.000 \times 1,47}{2 \times 24} = 1.072 < 1.300 \text{ Kgs/cm}^2; \text{ luego este perfil tra-}$$

baja en buenas condiciones de resistencia y nos resuelve el problema. Para este caso, la Tabla 12 da para $l = 4,615 (6,50 \times 0,71)$, una carga $P = 43.400 \text{ Kgs}$; por lo tanto, el cálculo directo y la Tabla citada están de acuerdo.

Estos ejemplos han sido realizados, para que el lector conozca la forma que se sigue para calcular estos elementos.

En la Tabla 12 aparecen las cargas que soportan a compresión estos citados elementos para diversas alturas; en la hipótesis de extremos articulados.

CALCULO DE JACENAS

Ejemplo

Tenemos que cubrir un recinto limitado por muros de $5,50 \times 7,50 \text{ m}$ (fig. 61) con viguetas de hierro de doble l de 4 y 3,50 ml. Estas vigas van apoyadas, a su vez, en la jácena A B. Se pide calcular todos los elementos precisos siendo la carga total de 400 Kgs por m^2 y la fatiga de hierro 1.100 Kgs/cm^2 .

La carga que soporta la jácena por metro lineal es:

$$p = 3,75 \times 400 = 1500 \text{ Kgs/ml}$$

El momento flector máximo a que está sometida la citada jácena.

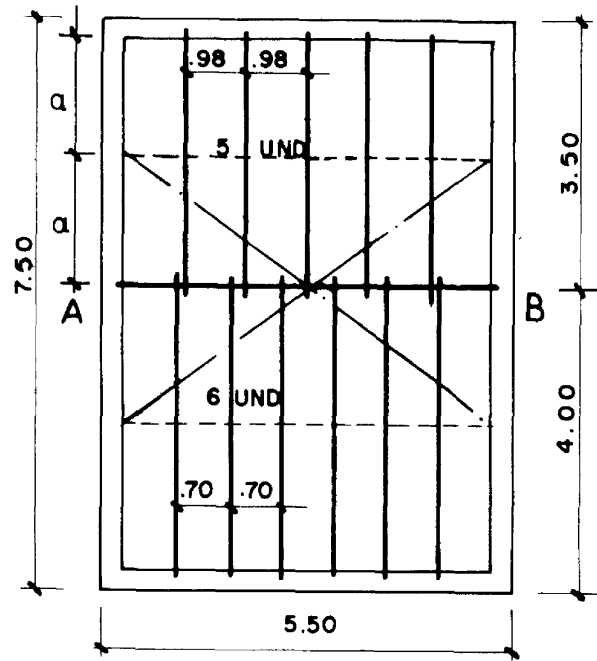


Figura 61

$$M = \frac{1.500 \times 5,50^2}{8} = 6.046,87 \text{ Kgm} = 604.687 \text{ Kgcm} \text{ aproximadamente } 604.700 \text{ Kgcm.}$$

y el momento resistente preciso $W = \frac{604.700}{1.100} = 550 \text{ cm}^3$.

que corresponde a 2 P.N. I del 22 cuyo momento resistente total $W = 2 \times 278 = 556 \text{ cm}^3$.

Ahora lo que hacemos es comprobar la flecha de la jácena que es $F = \frac{5pl^4}{384EJ} = \frac{5 \times 15 \times 550^4}{384 \times 2.100.000 \times 2 \times 3.060} = 0,70 \text{ cm}$; la fle-

cha admisible en este caso es $F = \frac{I}{500} = \frac{550}{500} = 1,10 \text{ cm}$; y como

la flecha calculada anteriormente es menor que la flecha máxima admisible el perfil calculado vale.

Calculamos ahora las viguetas de 4 m en las condiciones anteriores adaptando una separación entre ejes de 0,70 m.

La carga por metro lineal de estas viguetas es: $400 \times 0,70 = 280$ kilogramos/ml aproximadamente 300 Kgs/ml.

El momento flector máximo que soportan estas viguetas es:

$$M = \frac{300 \times 4^2}{8} = 600 \text{ Kgms} = 60.000 \text{ Kgcm}; \text{ el momento resistente preciso para absolver el citado momento flector es:}$$

$$W = \frac{60.000}{1.100} = 54,50 \text{ cm}^3 \text{ que corresponde al perfil P.N. I del 12 cuyo momento resistente } W = 54,70 \text{ cm}^3.$$

Para las viguetas de 3,50 m las tomamos también del P.N.I. del 12, con lo cual el problema a resolver en este tipo de vigas es el de su separación.

El momento máximo que puede resistir un perfil del 12 se expresa por la siguiente fórmula: $M = W \sigma$; $M = 54,7 \times 1.100 = 60.170 \text{ Kgcm}$.

Por otra parte el momento flector es igual $M = \frac{pl^2}{8}$; $p = \frac{8M}{l^2}$

$$p = \frac{8 \times 601,7}{3,5^2} \approx 390 \text{ Kgs/ml. La separación para estas viguetas será:}$$

$$s = \frac{390}{400} \approx 0,98 \text{ m}$$

El número necesario de esta clase de viguetas es $\frac{5,50}{0,98} - 1 = 5$ unidades

en cuanto a la separación real para las viguetas de 3,50 y 4 m de longitud respectivamente es $0,91 = \frac{550}{6}$ y $0,68 = \frac{5,50}{8}$ cm respectivamente.

Para comprobar las flechas de las viguetas, se seguirá el mismo procedimiento empleado para la jácena A B, siendo de aplicación la misma fórmula para calcularlas.

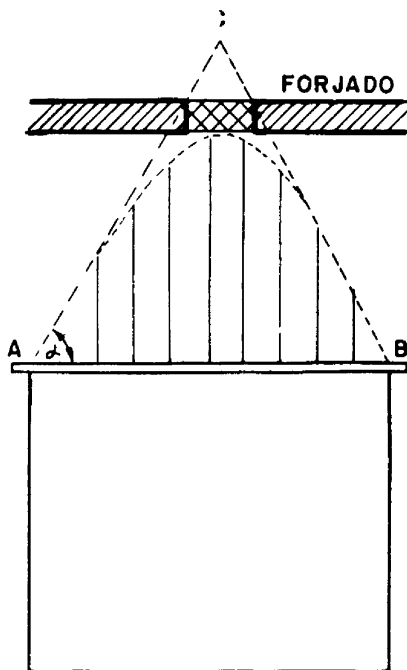


Figura 62

CALCULO DE CARGADEROS

Es conveniente antes de proceder a su cálculo establecer algunas consideraciones, previas que faciliten dicho cálculo (fig. 62).

Tratándose de cargaderos o dinteles de huecos de fachadas; la experiencia ha demostrado que al ceder por flexión un cargadero, arrastra consigo una parte de muro, de forma parabólica; considerándose por tanto ésta, como la carga que en realidad soporta el cargadero.

Basados en esta experiencia; se calculan los cargaderos sustituyendo la carga parabólica por una triangular A B C (fig. 62).

Para fábrica de ladrillo, recibida con mortero de cemento, $\alpha = 60^\circ$ y para mampostería ordinaria recibida con mortero de cal el ángulo α a considerar es de 75° .

También se incluirá, según los casos, la parte de forjados que intercepte dicha carga triangular.

Ejemplo:

Calcular un cargadero de 1,50 m que soporta un muro de fábrica de ladrillo de 1'5 pie de espesor (0,37 cm), siendo la fatiga del hierro 1.100 kilogramos/cm² y el peso por metro cúbico de la fábrica 1.700 Kgs/m³. Se supone una pared en la que no hay huecos ni forjados encima de él (figura 63).

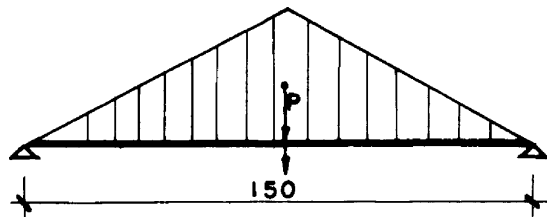


Figura 63

$$L = 1 + 0,35 \text{ m}$$

El momento flector de la carga triangular es: $M = \frac{Q \cdot l}{6}$; el peso Q se determina por la fórmula $Q = \frac{1,50 \times 1,50 \times 1,73}{4} \times 0,37 \times 1.700 \approx 610 \text{ Kgs.}$

El momento flector vale: $M = \frac{610 \times 150}{6} = 15.250 \text{ Kgcm}$, el momento resistente preciso para este cargadero $M = \frac{15.250}{1.100} = 13,86 \text{ cm}^2$.

Buscando en la Tabla n.º 6 encontramos como momento resistente más próximo del perfil P.N.I. del 8, cuyo $W = 19,50 \text{ cm}^2$.

Como comprenderá de antemano el lector sería necesario tomar dos perfiles, por razones constructivas que son obvias indicar; estando, por tanto, muy sobrado de resistencia dicho cargadero.

Otro ejemplo:

Calcular los cargaderos de la entrada de una nave industrial de 4,28 metros de luz, que soporta un muro de 0,90 m de altura y sobre la parte superior anterior una carga triangular de 3,30 m, siendo el espesor de estos muros 0,50 m. Peso del metro cúbico de fábrica de ladrillo 1.700 Kgs y la fatiga del hierro 1.200 Kgs/cm² (figura 64).

Los pesos que soporta el cargadero son una carga rectangular uniformemente repartida de 0,90 m. de altura

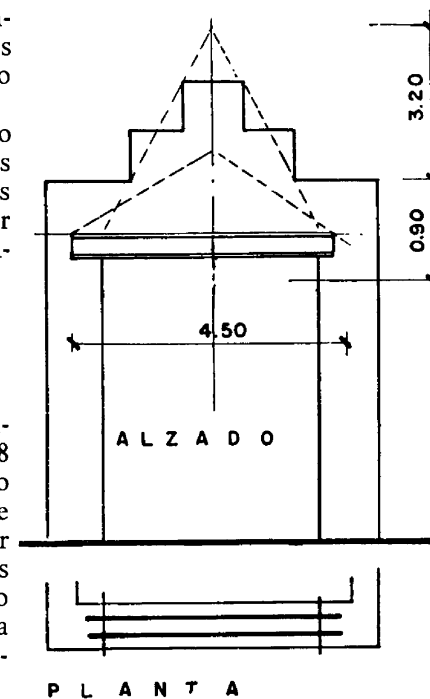


Figura 64

y otra triangular de 3,30 m. El momento flector máximo total será:

$$M = \frac{p l^2}{8} + \frac{Q \cdot l}{6}; \text{ hacemos}$$

$$P = p \cdot l \text{ y } L = 1,05 l; L = 1,05 \times 4,28 \approx 4,50 \text{ mts. } P = 4,50 \times 0,90 \times 0,50 \times 1.700 \approx 3.500 \text{ Kgs.}$$

$$Q = \frac{4,50 \times 3,30 \times 0,50 \times 1.700}{2} = 6,350 \text{ Kgs; deduciéndose con estos datos hallados el momento flector máximo que tiene por valor el de la expresión:}$$

El momento resistente preciso es

$$M = \frac{3.500 \times 4,50}{8} + \frac{6.350 \times 4,50}{6} = 6.800 \text{ Kgms} = 680.000 \text{ Kgcm.}$$

El momento resistente preciso es

$$W = \frac{M}{\sigma} = \frac{680.000}{1.200} = 565 \text{ cm}^3; \text{ que corresponde a 2 P.N. I del 22,}$$

cuyo momento resistente es $W = 556 \text{ cm}^3$.

Ahora comprobamos si este perfil cumple con lo referente a la flecha máxima admisible que en este caso vale: $f = \frac{l}{400} = \frac{450}{400} \approx 1,125 \text{ cm.}$

La flecha máxima por la simetría de las cargas ha de estar en su punto medio y será la suma de dos flechas, una la correspondiente a la carga uniformemente repartida y otra a la de la carga triangular.

$$f_1 = \frac{5 P l^3}{384 \cdot E \cdot J} \text{ (correspondiente a la carga uniformemente repartida)}$$

$$f_2 = \frac{Q l^3}{60 \cdot E \cdot J} \text{ (correspondiente a la carga triangular). Sustituyendo por}$$

sus valores las fórmulas anteriores tenemos,

$$f_1 = \frac{5 \times 35 \times 450^3}{384 \times 2.100.000 \times 6.120} \approx 0,32 \text{ cm.}$$

$$f_2 = \frac{6.350 \times 450^3}{60 \times 2.100.000 \times 6.120} \approx 0,75$$

$$f = f_1 + f_2 = 0,32 + 0,75 \text{ cm} = 1,07 \text{ cm}$$

y como la flecha calculada es menor que la máxima admisible los cargaderos anteriormente calculados están en óptimas condiciones de resistencia.

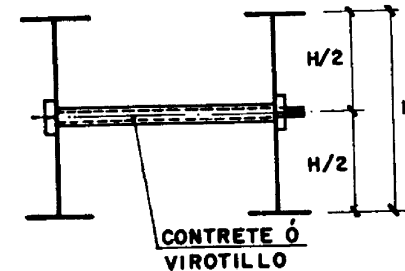


Figura 65

Además de comprobar la flecha en los perfiles, es necesario establecer a lo largo de la viga y muy preferentemente cerca de los apoyos o donde existan cargas aisladas, tornillos pasantes que se introducen por taladros hechos en las almas de los perfiles y en su punto medio van provistos de unos manguitos de tubo de hierro o fundición que son los que mantienen la separación de los perfiles (fig. 65).

Estos elementos reciben el nombre de **concretos** o **virotillos**.

El Prontuario de Altos Hornos de Vizcaya aconseja tornillos de 5/8 pulgadas de diámetro, o sea, 16 mm, para perfiles I comprendidos entre 80 y 180 mm de altura, tornillos de 3/4 de pulgada (aprox. 19 mm) para perfiles I de 200 a 300 mm de altura, y para alturas mayores, tornillos de 7/8 de pulgada (aprox. 22 mm).

En cuanto a la separación entre virotillos suele ser de 0,70 a 1,50 m; y de los extremos de las vigas la separación varía de 25 a 30 cm.

CALCULO DE VIGAS DE ALMA LLENA

Se plantea este problema en la práctica cuando el momento resistente necesario para una viga es superior al máximo que fijan los Prontuarios de los centros productores de perfiles laminados. En cuanto su disposición, ya se ha explicado en el capítulo IV.

Ejemplo:

Cálculo de una viga de 7 m de luz, que soporta una carga uniformemente repartida de 9.000 Kgs/ml; sabiendo que el coeficiente admisible a la flexión.

$\sigma = 1.200 \text{ Kcm}^2$, y el coeficiente a esfuerzo cortante $\sigma = 960 \text{ Kgs/cm}^2$

Guión de cálculo. — Se conoce de antemano resistente y la altura de la viga se fija ésta por razones de altura disponible, economía, etc. El momento de inercia se toma aproximado como si todo el área de la cabeza de la viga estuviera reunida en la fibra más separada con relación al eje neutro.

$$W = \frac{J}{v} = \frac{2F (h/2)^2}{h/2} = F \cdot h; \text{ de donde } F = \frac{W}{h}$$

En la que W es el momento resistente que necesitamos, h la altura fijada para la viga, y F la sección de cada cordón (estirado y comprimido); este cálculo sirve para fijar aproximadamente la sección de los citados cordones.

Establecidos los elementos anteriores se procede a comprobar las fatigas de trabajo de la viga, para saber si están dentro de los límites fijados para las mismas como datos del problema.

El momento flector máximo que ha de resistir la viga es:

$$M = \frac{9.000 \times 49}{8} = 55.125 = 5.512.500 \text{ Kgcms}$$

El esfuerzo cortante máximo es:

$$Q = \frac{9.000 \times 7}{2} = 31.500 \text{ Kgs}$$

El momento resistente preciso, para resistir el momento flector máximo

anterior es: $W = \frac{5.512.500}{1.200} \approx 4.593 \text{ cm}^3$

La viga se ha proyectado de 0,70 m de altura y con dos platabandas en cada cordón. El espesor se fija de acuerdo con lo establecido en el epígrafe «Roblones» del capítulo IV, o sea, igual a 10 mm.

El área de la cabeza tanto comprimida como extendida ha de ser igual a

$$F = \frac{4.593}{70} \approx 66 \text{ cm}^2.$$

Tomando 2 angulares de $80 \times 120 \times 10 \text{ mm}$ cuya sección $F = 19,10 \times 2 = 38,20 \text{ cm}^2$.

Tomando 2 platabandas de $260 \times 10 \text{ mm}$ cuya sección $F = 26 \times 1 \times 2 = 52,00 \text{ cm}^2$. Total, $90,20 \text{ cm}^2$.

Fijados ya los elementos de la viga, se procede a lo que pudiéramos llamar problema de peritación, es decir, comprobar si con los elementos elegidos la viga trabaja en buenas condiciones de resistencia (fig. 66, 67 y 68).

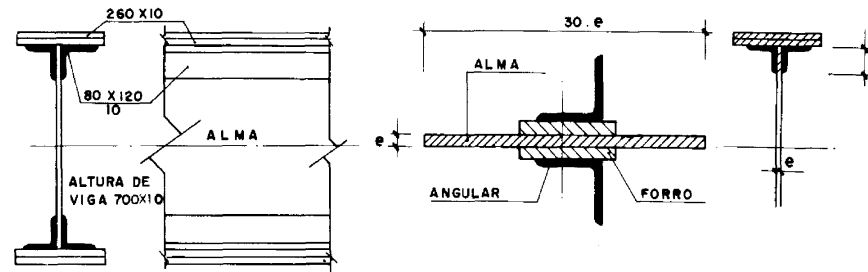


Figura 66

Figura 67

Figura 68

El momento de inercia para la figura escogida es:

Momento de inercia del alma	$J_{xx} = 22.687, — \text{ cm}^4$
Momento de inercia de los angulares	$J_{xx} = 83.850, — \text{ cm}^4$
Momento de inercia de las platabandas	$J_{xx} = 67.408, — \text{ cm}^4$
	<hr/>
	$J_{xx} = 173.945, — \text{ cm}^4$

El momento de inercia neto, se obtiene deduciendo del momento de inercia total anterior, el momento de inercia de los agujeros del alma, y el 15 % del momento de inercia del alma para tener en cuenta los taladros dados en la misma para los enderezadores, empalmes, etc.

El momento de inercia neto para la sección de viga escogida es:

$$J_{xxn} = 173.945 - (22.687 \times 0,15 + 3.722) = 166.820 \text{ cm}^4$$

siendo $J_{xag} = 3.722 \text{ cm}^4$ (momento de inercia de los agujeros con relación al eje neutro).

El momento resistente neto de la sección formada anteriormente es:

$W = \frac{166.820}{37} = 4.508 \text{ cm}^3$; y la fatiga de trabajo para la sección considerada será:

$$\sigma = \frac{5.512.500}{4.508} = 1.222 \text{ Kgs/cm}^2, \text{ que resulta admisible.}$$

El coeficiente de seguridad $n = \frac{\tau_c}{\tau} > 2$

Por otra parte, la tensión crítica de alabeo se expresa por la fórmula siguiente:

$$\tau_c = \left(11.000 + \frac{7.500}{\alpha^2} \right) \cdot \left(\frac{e}{a} \right)^3$$

en la que e es el espesor del alma, a la altura de la viga y $\alpha = \frac{b}{a}$, que es

el cociente de dividir la distancia b entre enderezadores por la altura a de la viga para el caso b mayor que a . La distancia en nuestro caso para los enderezadores será de 1 m.

La tensión crítica en esta viga teniendo en cuenta la fórmula anterior y los datos numéricos para la misma, es en nuestro caso:

$$\tau_c = \left(11.000 + \frac{7.500}{100} \right) \cdot \left(\frac{1}{70} \right)^3 \approx 2,99 \text{ Tm/cm}^2$$

La fatiga a esfuerzo cortante se expresa por: $\tau = \frac{31,50}{1 \times 70} = 0,45 \text{ Tm/cm}^2$

El coeficiente de seguridad, para nuestro caso es: $n = \frac{2,99}{0,45} = 6,64 > 2$;

luego en lo que respecta al coeficiente de seguridad estamos en condiciones óptimas.

Cálculo de los enderezadores

Se calculan a compresión, comprobando el pandeo y considerándose como sección transversal de los mismos, la formada por los angulares, forros, y una longitud del alma igual a 30 veces el espesor de ella (fig. 67).

Para formar la sección de los enderezadores tomamos 2 angulares de $40 \times 40 \times 6 \text{ mm}$ y 2 forros de $70 \times 8 \text{ mm}$; en nuestro caso, la sección de los enderezadores será:

$F = 30 \times 1 \times 1 + 7 \times 0,8 \times 2 + 2 \times 4,48 = 50,16 \text{ cm}^2$; y el momento de inercia para el mismo será:

$$J_{xx} = \frac{30 \times 1 \times 1^3}{12} + 2 \frac{7 \times 0,8^3}{12} + 7 \times 0,8 \times 0,9^2 + 6,33 + 4,48$$

$(1,2 + 1,3)^2 \approx 81 \text{ cm}^4$.

El radio de giro mínimo del enderezador así formado será:

$$i = \sqrt{\frac{81}{50,16}} \approx 1,26 \text{ cm};$$

en cuanto a la esbeltez mecánica tiene por valor el cociente siguiente:

$$\lambda = \frac{68}{1,26} \approx 54; \text{ a cuya esbeltez corresponde un coeficiente } \omega = 1,20,$$

la fatiga real de trabajo en el caso más desfavorable para el enderezador es:

$$\frac{31,5 \times 1,20}{50,16} \approx 0,755 \text{ Tm/cm}^2, \text{ luego la sección escogida para el enderezador es apropiada.}$$

Queda, por último, el comprobar a pandeo el cordón comprimido; cuya sección transversal está formada por las platabandas que tenga la cabeza, los dos angulares y la parte del alma comprendida entre los dos angulares (figura 68).

La longitud de pandeo a considerar, es la distancia entre dos enderezadores.

El esfuerzo a compresión en el cordón comprimido, se expresa por la fórmula:

$P = \frac{M}{J_{xx}} \cdot M_c$ (en Tm); siendo M_c el momento estático del cordón comprimido con relación al eje neutro.

$$M_c = 26 \times 2 \times 36 + 2 \times 19,10 (5 - 1,95) + 8 \times 1 (35 - 4) \approx 3.381 \text{ cm}^4.$$

La sección considerada como la del cordón comprimido es:
 $F = 26 \times 1 \times 2 + 2 \times 19,10 + 8 \times 1 = 98,20 \text{ cm}^2$; el esfuerzo de compresión en el cordón comprimido será:

$$P = \frac{5.512,50}{166.820} \times 3.381 = 111,7 \text{ Tm}$$

El momento de inercia del cordón comprimido con relación al eje yy es:
 $J_{yy} = \frac{2 \times 26^3}{12} + 2 (276 + 19,10 (3,92 + 0,5)^2) + \frac{8 \times 1^3}{12} = 4.227$ centímetros⁴; en cuanto al radio de giro mínimo del cordón comprimido es:

$$i_{yy} = \sqrt{\frac{4.227}{98,20}} \approx 6,60 \text{ cm, la esbeltez vale } \lambda = \frac{100}{6,60} \approx 15; \omega = 1$$

La fatiga real de trabajo en el cordón comprimido viene expresada por el cociente: $\sigma = \frac{111,70 \times 1}{98,20} = 1,14 \text{ Tm/cm}^2$; con esto hemos terminado

el ciclo completo de cálculo para el caso que nos ocupa y que como vemos por los diferentes resultados obtenidos la viga que hemos calculado está en condiciones adecuadas para su empleo.

En lo referente al cálculo de flechas, roblonados, etc., se realizarán de acuerdo con lo especificado para el cálculo de las diferentes cuestiones en los capítulos correspondientes.

CALCULO DE CUBIERTA A LA MOLINERA

Por los capítulos V y VI (flexión oblicua o disimétrica) conocemos su organización y cálculo, no obstante, insistimos con un nuevo ejemplo para que el lector se familiarice con su cálculo, que en definitiva será conocer el cálculo de esta clase de cubiertas.

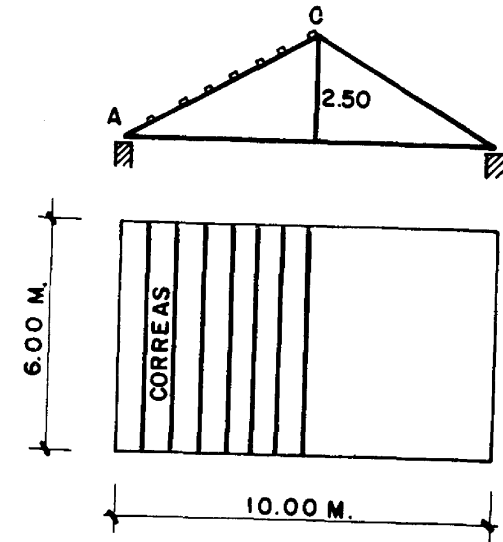


Figura 69

Ejemplo:

Calcular las correas de una cubierta a la molinera (fig. 69), de 6 m de luz, empleando vigas P.N. I con una separación entre ellas de 0,70 m y siendo la pendiente del tejado, que será de pizarra, igual a 1/2. La fatiga para los perfiles laminados necesarios será de 1.200 Kgs/cm².

$$AC = \sqrt{25 + 6,25} = 5,59 \text{ m}$$

el número de viguetas precisas para cada faldón de la cubierta será:

$$n = \frac{5,59}{0,70} + 1 = 9 \text{ viguetas}$$

Además de los datos establecidos para solucionar este problema conocemos los siguientes: $\text{sen. } \alpha = 0,447$ y $\text{cos. } \alpha = 0,894$.

Peso propio:

Forjado	200 Kgs/m ²
Pizarra	40 »
Enlistonada	10 »

Sobrecargas:

Viento y nieve	100	»
Total	350	Kgs/m ²

La carga que soporta cada vigueta es: $0,70 \times 350 = 245$ Kgs/ml aproximadamente 250 Kgs/ml.

El momento flector total a que estará sometido cada vigueta es:

$$M = \frac{250 \times 36}{8} = 1.125 \text{ Kgms}$$

Aplicando ahora la fórmula general de la flexión disimétrica, obtenemos

el momento resistente $W = \frac{M}{\sigma} (\cos. \alpha + n. \text{sen.} \alpha) = \frac{112.500}{1.200} (0,447 + 8 \times 0,894) = 712 \text{ cm}^3$.

Las Tablas núms. 6 y 14 nos dan como perfil normal de doble T de 32 cm en el que su momento resistente $W_x = 782 \text{ cm}^3$ y $n = 9,23$; ahora lo que procede es calcular la fatiga real de trabajo para el perfil calculado que es la siguiente:

$$\sigma = \frac{112.500}{782} (0,447 + 9,23 \times 0,894) \approx 1.250 \text{ Kgs/cm}^2$$

y como la fatiga real de trabajo hallada es mayor que la máxima admisible, el perfil anterior no vale.

Tomamos otro perfil por exceso, en este caso el P.N.I. del 34; en el que su momento resistente $W = 923 \text{ cm}^3$ y $n = 9,38$, la fatiga real para este nuevo perfil es:

$$\sigma = \frac{112.500}{923} (0,447 + 9,38 \times 0,894) \approx 1.075 \text{ Kgs/cm}^2$$

y como esta fatiga hallada sí que es menor que la máxima admisible, el P.N. I. del 34 trabaja en buenas condiciones de resistencia.

CALCULO DE CERCHAS METALICAS

Hemos estudiado ya, con relación a estos elementos todo lo referente a la constitución y organización de las diversas piezas, que en ella intervienen.

Nos queda proceder al cálculo, como ahora estudiaremos (Ver cap. V). El cálculo de estos elementos se puede hacer por cualquiera de los métodos siguientes: CREMONA, RITTER Y CULMANN.

El método de CREMONA es el procedimiento gráfico y ordenado para determinar los diferentes esfuerzos que han de transmitir las diversas barras que forman este elemento triangular. Está basado este sistema en el conocido método de los nudos que es el siguiente: si un nudo de la retícula

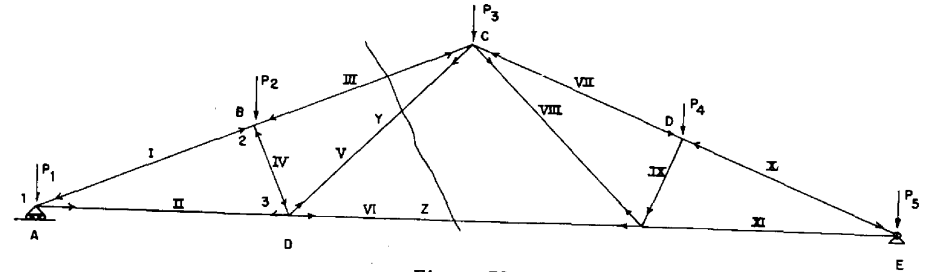


Figura 70

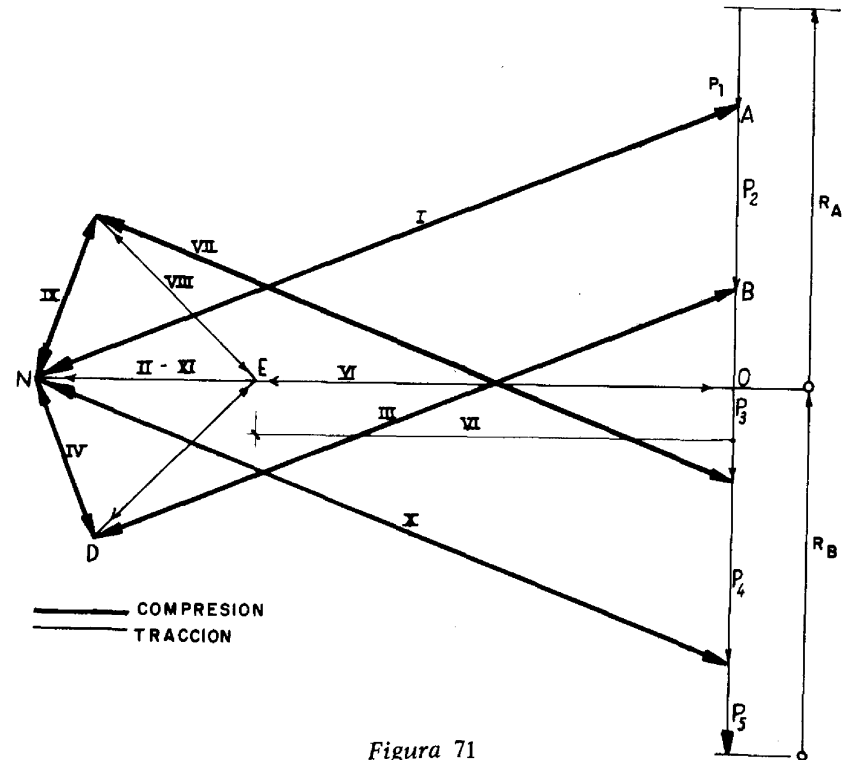


Figura 71

está formado por barras; situadas en un mismo plano y que además han de estar en equilibrio, conocidas de antemano $n - 2$ barras; se pueden determinar el esfuerzo a que están sometidas las restantes barras que forman el nudo.

Las cargas que soporta la cubierta (fig. 70) se reparten a los nudos, la cercha está sometida a las fuerzas P_1 , P_2 y P_3 , iguales entre sí.

Las reacciones en los extremos de las cerchas tienen por valor.

$$R_a = R_b = \frac{3 P}{2}$$

El procedimiento gráfico a seguir es como sigue (figura 71): Trazamos aparte una vertical cualquiera y tomamos $OA = R_a - P_1$ en escala de fuerzas, por ejemplo, un centímetro equivalente a una tonelada (1 cm = 1 Tm). Por el punto A trazamos una paralela al par de la izquierda y por O una paralela al tirante de la cercha. Ambas rectas se cortan en N, y así obtenemos los segmentos AN y ON, que representan los esfuerzos de las barras I y II de la cercha; y ponemos en los extremos O, N y A (en el sentido P, A N O) unas flechas indicadoras del sentido de las fuerzas que trasladamos a la cercha al modo I (fig. 70) y de ellas obtendremos, como norma, que la flecha en un extremo que se dirige a un nudo indica que la barra trabaja a compresión, mientras la otra que sale de él, indica que lo hace a tracción. Los pares, generalmente, trabajan a compresión y los tirantes de la cercha a tracción.

Determinados ya los esfuerzos de las barras I y II podemos resolver el nudo 2. Sobre AO medimos un segmento igual a P_2 y obtenemos el punto B. Por B trazamos una paralela a la barra III de la cercha y por N otra paralela a la barra IV obteniéndose en I intersección de ambas el vértice D. Los segmentos BD y DN representan a escala de fuerzas, los esfuerzos a que están sometidas las barras III y IV, respectivamente, de la cercha.

Siguiendo el mismo criterio de flechas y trasladándolas a la figura de la cercha obtenemos los sentidos de las mismas, y en consecuencia la clase de esfuerzos a que están sometidas cada una de las barras que forman la cercha.

Las barras III y IV trabajan a compresión en el nudo (2); como igualmente la barra I que dedujimos antes.

Pasamos al nudo (3) de la cercha y por cambios de sentido en la dirección de la flecha en la barra II de la cercha, indicando con dos flechas su nuevo sentido se hace igual a la IV y por D y O respectivamente trazamos paralelas a las barras V y VI de la cercha, obteniendo en su intersección en el punto E los esfuerzos DE y EO que representan a los de las barras V y VI respectivamente; y así sucesivamente, hasta obtener los demás esfuerzos que faltan; y que la simple inspección del gráfico de fuerzas da clara idea de todo lo realizado.

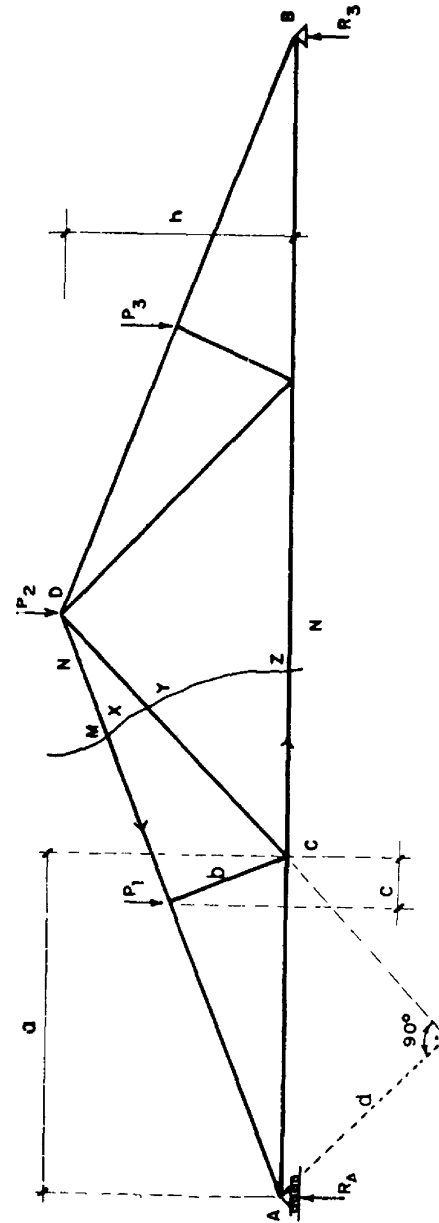


Figura 72

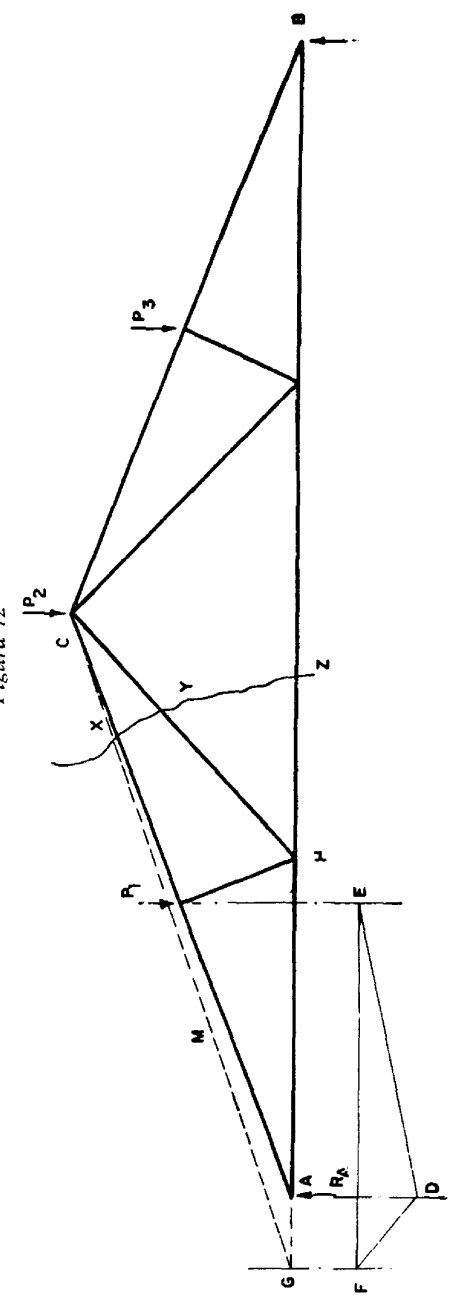


Figura 73

Como generalmente ocurre, como las cerchas son simétricas respecto del vértice superior, con calcular una mitad de ésta, será suficiente.

El método de RITTER, está basado en que si en un sistema reticulado, en el que todos sus esfuerzos están situados en un mismo plano está en equilibrio si la suma de los momentos con respecto a un punto cualquiera del reticulado, es cero. (Condiciones universales de equilibrio) (fig. 72).

Si en cercha diéramos un corte MN, el trozo de la izquierda de la cercha se separaría del de la derecha; para que esto no ocurra, se ha de tener que la resultante de todas las fuerzas que actúan en la parte izquierda incluida la reacción del apoyo, han de ser igual a la resultante de la parte de la derecha de la cercha, en este caso la resultante de las barras cortadas X, Y, y Z; pues el equilibrio desaparece si en las barras cortadas no se ejercieran esfuerzos, iguales y de sentido contrario para evitar la separación de las dos partes.

A primera vista, aparecerá una ecuación con tres incógnitas, la evitamos, tomando los momentos desde un vértice donde concurran dos barras desconocidas, con lo cual sus momentos respecto a este punto son cero.

Los momentos en relación a C son, a la parte izquierda del corte:

$$R_1 \cdot x \cdot a - P_1 \cdot c - x \cdot b = 0; X = \frac{R_1 \cdot a - P_1 \cdot c}{b} = \frac{M_o \cdot C}{B}$$

Con relación al punto A tenemos:

$$P_1 \cdot (a-c) - Y \cdot d = 0; Y = \frac{P_1 \cdot (a-c)}{d} = \frac{M_o \cdot A}{d}$$

Tomando momentos con relación al punto A se tiene:

$$R_1 \cdot 2 \cdot (a-c) - P_1 \cdot (a-c) - Z \cdot h = 0$$

$$Z = \frac{(2R_1 - P_1) \cdot (a-c)}{h} = \frac{M_o \cdot D}{h}$$

Este método se emplea preferentemente para comprobar aisladamente el esfuerzo en una barra, por lo que creemos oportuno que el lector se familiarice con este método.

El método de CULMANN es análogo al anterior, pero diferenciándose de aquél, en que aquí lo que se emplea es un procedimiento gráfico (figuras 73 y 74).

Se halla gráficamente las resultantes de las fuerzas a la izquierda del corte, incluyendo la reacción del apoyo A, y su línea de acción.

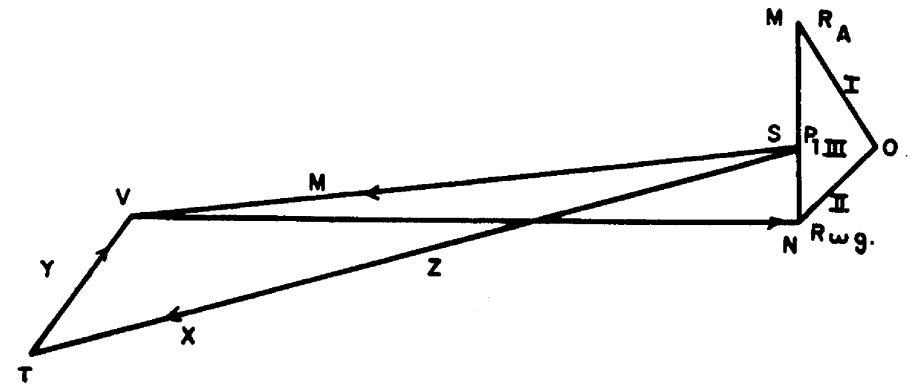


Figura 74

Se traza una vertical cualquiera y se toma $MN = R_1$; luego a partir de M hacia N se toma $MS = P_1$; entonces la resultante será: $SN = R_1$.

Se elige un punto cualquiera O y se une con M, S y N; se toma un punto cualquiera D de la línea de acción de R_1 , por este punto una paralela a MO; por este mismo punto D, trazamos una paralela a NO que corta a la línea de acción de P_1 en E y por último, una paralela a SO trazada por E que corta a la primera paralela trazada en el punto F (punto de paso de la resultante).

Se prolonga la línea de acción de Z hasta que corte a la línea de acción de R_1 en G, se une G con C. Ahora en el polígono de fuerzas, se traza por N una paralela a la línea de acción de Z (tirante de la cercha) y por S una paralela a CG; dando en su intersección el punto V y obteniéndose las fuerzas Z y M; se sustituye M, trazando por S una paralela a AC y por

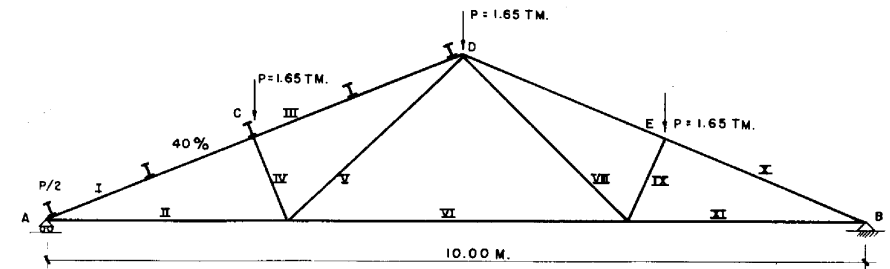


Figura 75

V una paralela a CH, dando en su intersección con la anterior el punto T y con ello las fuerzas X e Y.^a

La solución es X, I y Z medidas a escala en el polígono de fuerzas.

Ejemplo:

Calcular una cercha Polonceau de tirante recto, de 10,00 m de luz, que ha de cubrirse con teja plana y cuya pendiente será del 40 %, y la separación entre las distintas cerchas serán de 4,00 m (fig. 75), tomándose, además, como pesos propios y sobrecargas los siguientes:

Carga permanente:

Teja plana	40 Kgs por m ²
Parecillos y listones	20 » » »
Correas	20 » » »
Sobrecarga de nieve	75 » » »
Total	155 Kgs por m²

La longitud del par de la cercha es, $\frac{1}{2} L : \cos. 40^\circ = \frac{5}{0'928} = 5'38$ metros, siendo la separación entre las distintas correas $\frac{5,38}{4} = 1,345$ m.

La carga P, en cada nudo de la cercha es:

$$P = \frac{5,38 \times 4 \times 155}{2} = 1.650 \text{ Kgs}$$

La carga en los distintos nudos se distribuye como sigue:

- En A y B P/2 = 825 Kgs en cada uno
- En C y E P = 1.650 Kgs en cada uno
- En D P = 1.650 Kgs

Cálculo de las reacciones de los apoyos:

$$R_a = R_b = \frac{4 \times 1,650}{2} = 3.300 \text{ Kgs}$$

Una vez calculado por el método de CREMONA, los esfuerzos de las distintas barras que forman la marcha y formado el cuadro de las barras que integran las mismas, indicando la clase de esfuerzo que transmite y la intensidad de cada una, se procede al cálculo de las secciones necesarias.

Esta cercha se proyecta para realizarla con hierro de angular y los nudos roblonados.

En la Tabla n.º 17 presentamos las cargas máximas que pueden soportar los angulares para diferentes longitudes de pandeo.

TABLA 17

PERFIL	L	CARGA MAXIMA P, EN TONELADAS PARA UNA LONGITUD DE PANDEO EN MTS. DE:											
		0,60	0,80	1,—	1,20	1,40	1,60	1,80	2,—	2,25	2,50	2,75	3,—
40 x 40	6	10,—	8,70	6,98	4,88	3,55	2,70	2,18	1,76	1,38	1,12	0,94	-
45 x 45	7	13,50	12,—	10,20	7,95	5,75	4,50	3,50	2,83	2,26	1,82	1,51	1,27
50 x 50	7	15,20	14,20	12,52	11,60	8,35	6,19	4,92	4,02	3,16	2,63	2,11	1,79
55 x 55	8	19,06	18,46	16,80	14,60	12,30	9,55	7,49	6,08	4,82	3,91	3,20	2,69
60 x 60	8	21,80	20,60	19,10	17,30	15,16	12,70	9,89	8,03	6,33	5,10	4,22	3,55
65 x 65	9	27,00	25,8	24,30	22,20	20,10	17,26	14,30	11,44	9,—	7,32	6,—	5,04
70 x 70	9	29,—	28,2	26,80	25,00	22,80	20,60	17,78	14,35	11,34	9,21	7,61	6,38
75 x 75	10	35,20	33,90	32,50	30,50	28,17	25,60	23,00	19,90	15,50	12,58	10,46	8,78
80 x 80	10	37,70	36,60	35,40	33,50	31,65	29,00	26,50	23,20	19,20	15,30	12,73	10,6
90 x 90	12	47,35	46,45	44,66	43,00	41,20	38,00	36,3	33,30	29,30	24,90	20,02	17,—
100 x 100	12	58,00	56,80	55,20	53,70	51,33	49,66	47,—	43,80	40,00	35,50	30,75	25,10
120 x 120	13	75,7	75,—	73,7	72,2	70,1	68,4	66,—	63,8	59,9	55,8	51,4	46,5
140 x 140	15	102,8	102,—	100,8	98,9	97,3	95,3	93,—	90,3	87,3	83,1	78,9	73,7
150 x 150	16	111,80	109,6	108,5	107,2	105,2	103,3	101,2	99,—	95,5	92,5	88,—	83,5

PERFIL	L	CARGA MAXIMA P: EN TONELADAS PARA UNA LONGITUD DE PANDEO EN MTS. DE:											
		3,25	3,50	3,75	4,00	4,25	4,50	4,75	5,—	5,50	6,—	6,50	7,—
40 x 40	6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
45 x 45	7	1,18	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
50 x 50	7	1,52	1,31	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
55 x 55	8	2,32	1,95	1,72	1,52	-	-	-	-	-	-	-	-
60 x 60	8	3,05	2,59	2,28	2,01	1,78	1,58	-	-	-	-	-	-
65 x 65	9	4,29	3,69	3,25	2,85	2,53	2,26	2,02	-	-	-	-	-
70 x 70	9	5,42	4,68	4,06	3,58	3,20	2,84	2,51	2,33	2,08	-	-	-
75 x 75	10	7,60	6,38	5,56	4,78	4,33	3,86	3,50	3,16	2,87	2,60	-	-
80 x 80	10	9,10	7,78	6,81	6,02	5,29	4,74	4,23	3,83	3,48	2,15	-	-
90 x 90	11	14,28	12,38	10,76	9,55	8,48	7,50	6,82	6,10	5,05	4,22	3,61	-
100 x 100	12	21,33	18,55	15,93	14,08	12,53	11,25	10,13	9,07	7,55	6,31	5,35	4,65
120 x 120	13	41,9	35,9	30,8	27,—	23,7	21,6	19,3	17,35	14,28	11,93	10,30	8,85
140 x 140	15	66,4	62,7	56,6	50,8	44,—	39,18	35,—	31,05	26,—	22,1	17,95	16,14
150 x 150	16	78,1	73,5	67,25	61,8	54,7	48,5	43,6	39,—	32,25	27,1	23,—	19,88

Cálculo de las barras I y X. — Los datos de cálculo para las mismas son los siguientes: $P = 6.700$ Kgs $l = 2,70$ m y las fatigas mínimas y máxima para estos perfiles, 1.100 y 1.300 Kgs/cm². Tomamos dos angulares de $70 \times 70 \times 9$ mm, cuyo perfil tiene una sección $F = 11,90$ cm² y el radio de giro mínimo de la sección es $i = 2,10$ cm.

La esbeltez para estos perfiles vale $\lambda = \frac{270}{2,10} = 128$; a la que corres-

ponde un coeficiente de corrección de pandeo $\omega = 3,87$.

La fatiga real en estos perfiles, viene expresada por la fórmula:

$$\sigma = \frac{P \cdot \omega}{2 F} \leq 1.300; \quad \sigma = \frac{6.700 \times 3,87}{23,80} = 1.100 \text{ Kgs/cm}^2$$

luego el perfil escogido anteriormente, trabaja en buenas condiciones de resistencia.

Cálculo de las barras II XI. — $F = \frac{6.250}{1.000} = 6,25$ c/m²; como esta

sección hallada nos da 2 angulares menores de 40 mm de lado, tomaremos los angulares de 4 mm por ser estos los mínimos recomendables, por razones constructivas.

Cálculo de las barras III y VIII. — Tomamos la misma sección que para las barras I y X; para que los pares sean barras enterizas, siendo además en este caso las cargas a que están sometidas estas barras muy aproximadas a las citadas barras anteriores; es decir 2 angulares de $70 \times 70 \times 9$ mm.

Cálculo de las barras IV IX. — Los datos de cálculo para las mismas son los siguientes: $P = 1.550$ Kgs y $l = 1,10$ m. Las fatigas de trabajo las indicadas anteriormente.

Tomamos angulares de $40 \times 40 \times 6$ mm, cuya sección $F = 4,48$ cm² y su radio de giro mínimo $i = 1,19$ cm.

La esbeltez para estas barras es $\lambda = \frac{110}{1,19} \approx 93$, para cuya esbeltez, corresponde un coeficiente $\omega = 2$,

La fatiga real para estos perfiles, es:

$$\frac{1.550 \times 2}{8,96} \approx 691 \text{ Kgs/cm}^2;$$

vemos que aún poniendo el menor angular aconsejable, la fatiga de trabajo es pequeña y se toman dos barras por razones constructivas.

Cálculo de las barras V y VIII. — Los datos de cálculo son los siguientes: $P = 2.050$ Kgs y la fatiga de trabajo a tracción 1.000 Kgs/cm².

La sección necesaria viene dada por:

$F = \frac{2.050}{1.000} = 2,05$ cm²; que corresponde a un angular de $30 \times 30 \times 5$ mm y cuya sección $F = 2,78$ cm²; no obstante, tomamos el angular de $40 \times 40 \times 6$ mm que es el mínimo recomendable tanto por razones constructivas como de roblonado.

CALCULO DE CORREAS

Para la cercha anterior hemos supuesto una separación de 1,345 m, la carga que soportan es:

$$P = p \cdot l = 1,345 \times 1,50 \times 4 = 807 \text{ Kgs aproximadamente } 810 \text{ Kgs.}$$

El momento flector a que están sometidas estas correas, será:

$$M = \frac{P \cdot l}{8} = \frac{810 \times 4}{8} = 405 \text{ Kgms} = 40.500 \text{ Kgcm.}$$

La fórmula general para el cálculo de estos elementos.

$$W = \frac{M}{\sigma} (\cos \alpha + \sin \alpha)$$

Los valores de $\sin \alpha$ y $\cos \alpha$, se encuentran en la Tabla 15 y los de n en la Tabla 14.

El momento resistente preciso será:

$$W = \frac{40.500}{1.100} (0,928 + 8 \times 0,372) = 143,70 \text{ cm}^3 \text{ que corresponde}$$

TABLA 18

PERFIL I CMS.	150 K/M2			200 K/M2			250 K/M2			PERFIL I CMS.
	PENDIENTES			PENDIENTES			PENDIENTES			
	33 %	40 %	50 %	33 %	40 %	50 %	33 %	40 %	50 %	
12	0.67	0.60	0.52	0.50	0.45	0.39	0.40	0.36	0.31	12
14	0.98	0.87	0.76	0.73	0.65	0.57	0.59	0.52	0.46	14
16	1.32	1.21	1.06	1.02	0.90	0.79	0.81	0.72	0.63	16
18	1.85	1.59	1.42	1.39	1.19	1.07	1.11	0.95	0.82	18
20	2.46	2.15	1.87	1.82	1.63	1.40	1.44	1.29	1.12	20
22	3.14	2.75	2.39	2.32	2.06	1.79	1.86	1.65	1.43	22
24	3.92	3.46	3.02	2.94	2.60	2.24	2.57	2.08	1.81	24

a un perfil P.N.I. del 18: en el que su momento resistente $W = 161 \text{ cm}^3$ y el coeficiente de equivalencia $n = 8,13$.

La fatiga real para este perfil calculada se obtiene por el cociente:

$$\sigma = \frac{40.500}{161} (0,928 + 8,13 \times 0,372) = 1.000 \text{ Kgs/cm}^2.$$

Y como la fatiga de trabajo es menor que la máxima admisible el perfil calculado anteriormente, resulta correcto.

En la Tabla 18 presentamos la separación máxima entre las correas de una cercha metálica, con distancias de 4 m entre cerchas.

CALCULO DE PARECILLOS O CABIOS

Como la cubierta la hemos supuesto de teja plana, lo corriente será adoptar un listoncillo de $3 \times 3 \times 5 \text{ cm}^2$, en cuyo caso los parecillos les deberemos dar una separación de 0,50 m.

El cálculo se efectúa como si se tratara de una viga apoyada en las correas; la carga que resiste por m^2 será $150 - 20 = 130 \text{ Kgs/m}^2$.

La carga total a que está sometido el parecillo vale:

$$P = p \cdot l = 130 \times 0,50 \times 0,894 \times 1,345 = 91 \text{ Kgs} \approx 100 \text{ Kgs.}$$

El momento flector máximo a que está sometido es:

$$M = \frac{100 \times 1,345}{8} = 16,8125 \text{ Kgms} = 16.812,50 \text{ Kgcm.}$$

El momento resistente necesario para absorber el momento flector anterior, vale:

$$W = \frac{16.812,50}{1.100} = 15,20 \text{ cm}^3; \text{ que corresponde a un perfil I P.N. del 8, cuyo momento resistente } W = 19,50 \text{ cm}^3.$$

CALCULO DE LOS LISTONES

Se procede de forma análoga a las correas; la separación entre listones para teja plana debe ser 37 cm.

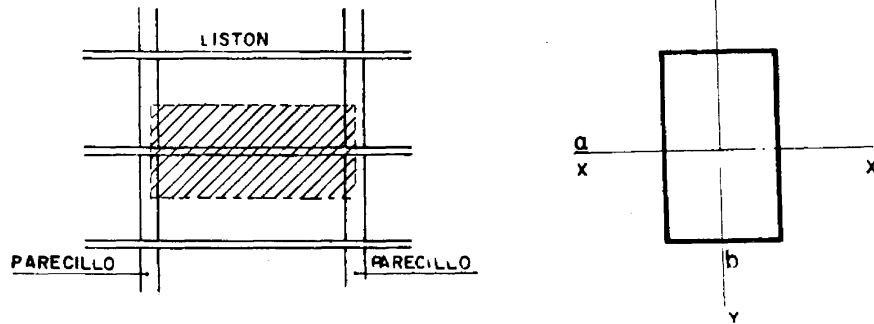


Figura 76

La carga a considerar por m^2 es $150 - 30 = 120 \text{ Kgs}/m^2$.
La carga que resiste entre apoyos cada listón es:

$$P = p \cdot l = 0,37 \times 0,50 \times 150 = 64,75 \text{ Kgs} = 65 \text{ Kgs}$$

La fórmula general para el cálculo de estos elementos es la siguiente:

$$\frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y}; \text{ en esta ecuación con dos incógnitas será necesario fijar la relación entre las dimensiones transversales (fig. 76) del listón; aquí tomamos } \frac{a}{b} = 1,5$$

$$\left. \begin{aligned} W_x &= \frac{b \cdot a^2}{6} = \frac{2,25 b^3}{6} \\ W_y &= \frac{a \cdot b^2}{6} = \frac{1,5 b^3}{6} \end{aligned} \right\} \frac{W_x}{W_y} = \frac{2,25}{1,50} = 1,50$$

$$M = \frac{65 \times 0,50}{8} = 4,06 \text{ Kgms} = 406 \text{ Kgcm}$$

$$\left. \begin{aligned} M_x &= M \cos \alpha \\ M_y &= M \sin \alpha \end{aligned} \right\} \sigma = \frac{M \cos \alpha}{W_x} + \frac{M \sin \alpha}{\frac{W_x}{1,5}} = (\cos \alpha + 1,5 \sin \alpha) \frac{M}{W_x}$$

$$W_x = \frac{M}{\sigma} (\cos \alpha + 1,5 \sin \alpha) = \frac{406}{60} (0,928 + 1,5 \times 0,372) = 6,04 \text{ cm}^3$$

$$6,04 = \frac{a^2 b}{6}; \quad b = \sqrt{\frac{6,04 \times 6}{2,25}} \approx 2,5 \text{ cm}$$

$$a = 2,5 \times 1,5 = 3,75 \text{ cms}$$

tomaríamos redondeando, un listón de $3 \times 4 \text{ cms}^2$ de sección.

EMPALMES ROBLONADOS

Se incluyen en este tema todas las uniones roblonadas correspondientes a los nudos de la cercha, calculada anteriormente.

Las cartelas las tomamos de 9 mm en los apoyos, y de 8 mm para los distintos nudos.

Como son de varios perfiles las distintas barras, de la citada cercha, admiten taladros que varían entre 11 y 20 mm de diámetro, para unificarlos tomaremos como diámetro medio de los taladros, 14 mm, con lo que se empleará, por tanto, roblones de 13 mm. El cálculo de estos elementos se hará siguiendo el mismo criterio especificado en el capítulo VI, epígrafe «Empalme con doble cubrejunta».

Nudo A. (Barra I)

Para todos los nudos se emplearán fatigas de $1.600 \text{ Kgs}/\text{cm}^2$ para los roblones sometidos a aplastamiento y $800 \text{ Kgs}/\text{cm}^2$ para los sometidos a esfuerzo cortante.

El diámetro del taladro en esta barra, viene dado por:

$$d = \frac{4 a}{3,14} = \frac{4 \times 0,9}{3,14} = 1,12 \text{ cm}$$

como $d_1 > d$; hay que calcularlos a aplastamiento.

$$n_{ap} = \frac{P}{a_1 \cdot d_1 \cdot \sigma_{ap}} = \frac{6.700}{0,9 \times 1,4 \times 1.600} \approx 4 \text{ roblones de 13 mm}$$

(Barra II)

El diámetro del taladro en esta barra, se obtiene por la fórmula d

$$d = \frac{4 \cdot a}{3,14} = \frac{4 \times 0,9}{3,14} = 1,12 \text{ cm}$$

En este caso, como en el anterior hay que calcular el roblón a aplastamiento.

$$n_{ap} = \frac{6,250}{0,9 \times 1,4 \times 1,600} = 4 \text{ roblones de 13 mm}$$

Nudo B. (Barra III)

El diámetro del taladro para esta barra, viene expresado por el valor del cociente:

$$d = \frac{4 \cdot a}{3,14} = \frac{4 \times 0,8}{3,14} \approx 1,02 \text{ cm}$$

Como en los casos anteriores, el roblón hay que calcularlo a aplastamiento, pues se verifica que $d_1 > d$.

$$n_{ap} = \frac{6.150}{0,9 \times 1,4 \times 1.600} = 4 \text{ roblones de 13 mm}$$

(Barra IV)

El diámetro en esta barra, viene dado por la fórmula:

$$d = \frac{4 \cdot a}{3,14} = \frac{4 \times 0,8}{3,14} = 1,02 \text{ cm}$$

En esta barra también se calcula los roblones a aplastamiento, pues se verifica que $d_1 > d$

$$n_{ap} = \frac{1.550}{0,9 \times 1,4 \times 1.600} \approx 1 \text{ unidad}$$

Será preciso no obstante, tomar dos roblones en este nudo como aconsejamos, al tratar de la constitución de los nudos.

Nudo C. (Barra V)

El diámetro se calcula por la fórmula general:

$$d = \frac{4 \cdot a}{3,14} = \frac{8 \times 0,6}{3,14} = 1,54 \text{ cm}$$

En este caso se verifica que $d_1 < d$ y el número de roblones se calcula a esfuerzo cortante

$$n_r = \frac{2.050}{0,60 \times 1,54 \times 800} \approx 3 \text{ roblones de 13 mm.}$$

(Barra VI)

El diámetro del roblón se calcula, como siempre por la fórmula:

$$d = \frac{4 \cdot a}{3,14} = \frac{4 \times 0,8}{3,14} = 1,02 \text{ cm}$$

como en esta barra se verifica que $d_1 > d$; el cálculo de los roblones ha de hacerse a aplastamiento.

$$n_{ap} = \frac{4.250}{0,8 \times 1,4 \times 1,600} \approx 3 \text{ roblones de 13 mm.}$$

Se ha expuesto todo el cálculo de los roblones de esta cercha para que el lector se familiarice con el proceso de cálculo seguido para estos elementos y, con ello, la facilidad de poder calcular sencillamente cualquier cuestión que en la práctica pueda presentarse.

CALCULO DE EMPALMES SOLDADOS

Calcular la carga que puede resistir por metro lineal una viga de perfil normal I del 18, de 5 metros de luz; sabiendo que ha de unirse por soldadura a tope en su punto medio (fig. 77).

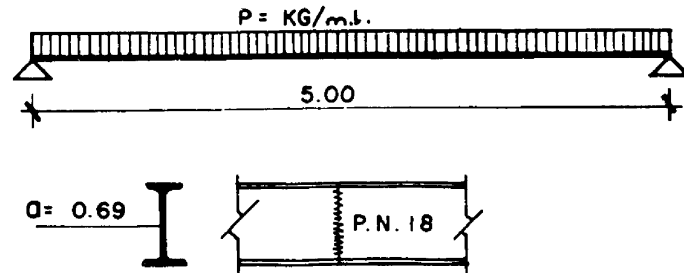


Figura 77

La fatiga de trabajo de la soldadura es:

$$\sigma = 1.100 \times 0,80 = 880 \text{ Kgs/cm}^2 \approx 900$$

Como la viga ha de cargarse de forma uniforme, la sección más peligrosa está en su centro donde el momento flector es máximo, y cuyo valor viene expresado por

$$M = \frac{pl^2}{8}$$

Por tratarse, como hemos indicado de una soldadura a tope, el momento resistente de la misma ha de ser igual al del perfil empleado, en este caso $W = 161 \text{ cm}^3$.

Se verificará además, que:

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{2.500 p}{8 \times 1,61} = 1,941 p$$

$$\tau = \frac{Q}{a \cdot h} = \frac{5 p}{2 \times 0,69 \times 0,18} = 0,020 p$$

Ha de verificarse por otra parte, que la fatiga total de trabajo será:

$$\sqrt{\rho f^2 + 4 \tau^2} = 900 \quad \rho t = \rho f + 1/2$$

Sustituyendo por sus valores en la fórmula anterior, tenemos:

$$\rho t = 1.941 p + 1/2 \quad \sqrt{1.941 p^2 + 4 \times 0,020 p^2} = 900$$

$$5.718 p = 900; \quad p = \frac{900}{5,718} = 157,40 \text{ Kgs.}$$

La solución es, por tanto, 157,40 Kgs por metro lineal.

CALCULO DE VIGAS CONTINUAS

Es corriente el empleo de estas vigas, pues los perfiles laminados pueden alcanzar hasta los 16 metros de longitud.

El concepto de vigas continuas, comprende a todo elemento existente, generalmente apoyado, entre 3 o más puntos, y que no presente variación alguna en su forma estructural, lo cual se cumple con el empleo de los perfiles laminados. Estos son generalmente vigas de P.N.I.

Para el cálculo de estos elementos, se emplean los métodos de CROSS, RITTER (procedimiento gráfico) y el método de CLAPEYRON o de los «tres momentos», etc., todos ellos aplicables a cualquier número de tramos.

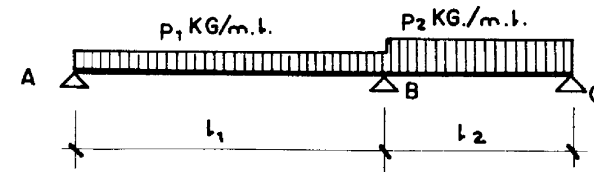


Figura 78

Aplicaremos este último método por estimar que es el de más fácil comprensión (fig. 78).

La fórmula general para la determinación de los momentos en los apoyos de una viga continua, viene dada por la fórmula general: $M_a \cdot L_1 + 2 M_b (L_1 + L_2) + M_c = -1/4 (P_1 \cdot L_1^3 + P_2 \cdot L_2^3)$.

Por tratarse de una viga apoyada en nuestro caso, tendremos que $M_a = M_c = 0$.

La fórmula general queda en este caso simplificada así:

$2 M_b (L_1 + L_2) = -1/4 (p_1 l_1^3 + p_2 l_2^3)$; para luces iguales y carga uni-

TABLA 19

VIGAS CONTINUAS DE TRES TRAMOS IGUALES														
CLASE DE VIGA Y DE LA CARGA SUSTENTADA		REACCIONES X P.			ESFUERZOS CORTANTES X P.			MOMENTOS FLECTORES X P. l.						
		A	B	C	D	A	B	C	D	B	C	E	F	G
		0.350	1.150	1.150	0.350	0.350	-0.650	-0.500	-0.350	-0.150	-0.150	0.175	0.100	0.175
		0.425	0.575	0.575	0.425	0.425	-0.575	-0.575	-0.425	-0.075	-0.075	0.213	-0.075	0.213
		-0.075	0.575	0.575	-0.075	-0.075	0.575	-0.575	0.075	-0.075	-0.075	-	0.175	-
		0.325	1.300	0.425	-0.080	0.325	-0.675	0.375	-0.050	-0.175	-0.050	0.162	0.138	-

TABLA 20

VIGAS CONTINUAS DE DOS TRAMOS IGUALES.												
CLASE DE VIGA Y DE LA CARGA SUSTENTADA		REACCIONES			ESF. CORTANTES			MOMENTOS FLECTORES				
		A	B	C	A	B	C	B	C	D	E	
		0.375	1.250	0.375	0.375	0.375	± 0.625	0.375	-0.125	0.070	0.070	
		0.437	0.625	-0.062	0.437	-0.563	0.062	-0.062	-0.063	0.096	-	
		0.312	1.375	0.312	0.312	0.312	± 0.688	0.312	-0.188	0.156	0.156	
		0.406	0.688	-0.094	0.406	-0.594	0.094	-0.094	-0.094	0.203	-	
LOS COEFICIENTES INDICADOS SE MULTIPLICAN POR:		P · l			P · l			P · l ²				
CARGAS UNIFORMES -- X CARGAS CONCENTRADAS -- X		P			P			P · l				

forme esta fórmula queda simplificada a $M_b = -\frac{p l^2}{8}$

A continuación, para luces iguales y diferentes hipótesis de carga, en vigas continuas de dos tramos, incluimos, las Tablas núms. 19 y 20, con los principales datos de cálculo,

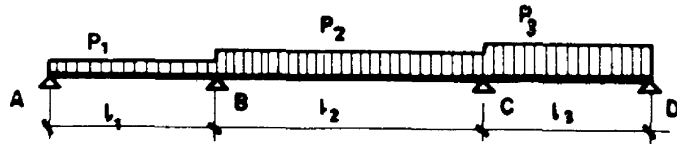


Figura 79

Para vigas de tres tramos, es de aplicación la fórmula general de forma reiterada (fig. 79)

para los apoyos A, B y C, podemos escribir:

$$M_a \cdot l_1 + 2 M_b (l_1 + l_2) + M_c \cdot l_3 = 1/4 (p_1 l_1^3 + p_2 l_2^3) \quad (1)$$

para los apoyos B, C y D será:

$$M_b \cdot l_2 + 2 M_c (l_2 + l_3) + M_d l_3 = -1/4 (p_2 l_2^3 + p_3 \cdot l_3^3) \quad (2)$$

de las igualdades anteriores (1) y (2) se deduce el sistema de dos ecuaciones con dos incógnitas, teniendo en cuenta que por ser apoyo A y D, tenemos $M_a = M_d = 0$

$$2 M_b (l_1 + l_2) + M_c \cdot l_2 = -1/4 (p_1 l_1^3 + p_2 \cdot l_2^3)$$

$$M_b \cdot l_2 + 2 M_c (l_2 + l_3) = -1/4 (p_2 \cdot l_2^3 + p_3 \cdot l_3^3)$$

de este sistema se pueden hallar para cualquier caso de cargas uniformes y luces, los momentos negativos en los apoyos P y C.

Para el caso de luces iguales y diferentes hipótesis de cargas, en la Tabla n.º 21, se indican los valores de los momentos negativos y positivos de las vigas de tres tramos recordando que para el caso de los perfiles laminados habrá de tomarse el momento de mayor valor absoluto.

TABLA 21

CLASE DE LA VIGA Y DE LA CARGA SUSTENTADA	REACCIONES X P.L				ESF. CORTANTES, Xp.L				MOMENTOS FLECTORES, Xp.L ²					
	A	B	C	D	A	B	C	D	B	C	E	F	G	
	0.400	1.100	1.100	0.400	0.400	0.400	0.600	-0.400	-0.100	-0.100	0.080	0.023	0.080	
	-0.50	0.550	0.550	-0.050	-0.050	0.500	0.500	0.050	-0.050	0.050	-	0.075	-	
	0.383	1.200	0.450	-0.033	0.383	0.383	0.333	-0.033	0.113	-0.033	0.074	0.340	-	
	0.450	0.550	0.550	0.450	0.450	0.450	0.500	0.450	-0.050	-0.050	0.102	-	0.102	

Ejemplo de aplicación (Viga de dos tramos)

Calcular una viga continua de dos tramos de 5 metros de longitud, cada uno (figura 80), sometida a una carga uniforme de 600 Kg por metro lineal; siendo la fatiga del hierro 1.100 kilos centímetros².

Se emplearán dos vigas de doble T.

Para este caso de viga, el momento más desfavorable considerando la viga cargada uniformemente en los dos tramos, es el negativo, es decir, en el apoyo A, y tiene por valor:

$$M = -\frac{p l^2}{8} = -\frac{600 \times 25}{8} = -187,50 \text{ Kgm} = -187,500 \text{ Kgm.}$$

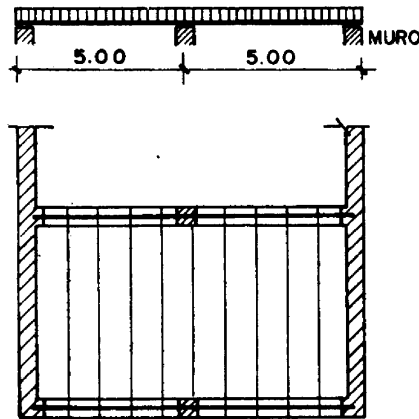


Figura 80

El momento resistente preciso será:

$$W = \frac{187.500}{1.100} = 170 \text{ cm}^3$$

Y corresponde a 2 P.N.I. del 16 cuyo valor $2 W = 234 \text{ cm}^3$; con lo cual este problema quedaría resuelto.

Ejemplo de aplicación (Viga de tres tramos)

Calcular una viga continua de tres tramos de 4 metros de longitud entre tramos, sometida a una carga uniforme de 500 kilos por metro lineal, siendo la fatiga de trabajo 1.100 kilos/cm². Se emplearán dos vigas de doble T. (Fig. 81).

Para calcular los momentos negativos, es de aplicación el sistema de ecuaciones (3); en nuestro caso particular.

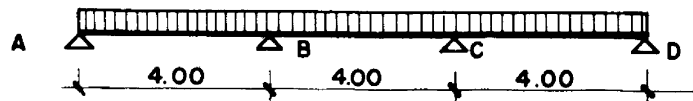


Figura 81

$l_1 = l_2 = l_3 = y p_1 = p_2 = p_3 = p$; quedando reducido el sistema a

$$\left. \begin{aligned} 16 M_b + 4 M_c &= 16.000 \\ 4 M_b + 16 M_c &= 16.000 \end{aligned} \right\} \text{ Se deduce además, por simetría de } \\ \text{cargas que } M_b = M_c$$

$$20 M_b = 16.000; M_b = \frac{16.000}{20} = -800 \text{ Kgs}$$

Los momentos positivos máximos para esta viga son:

$$\text{En el tramo AB; } M = \frac{8 p l^2}{100} = \frac{8 \times 500 \times 16}{100} = 640 \text{ Kgms}$$

$$\text{En el tramo BC; } M = \frac{p l^2}{40} = \frac{500 \times 16}{40} = 200 \text{ Kgms}$$

$$\text{Y en el tramo CD; } M = \frac{8 p l^2}{100} = \frac{8 \times 500 \times 16}{100} = 640 \text{ Kgms}$$

Deducimos, por tanto, que los momentos en los apoyos, en este caso son los más desfavorables y, por tanto, habrán de calcularse los perfiles para resistir estos momentos máximos.

El momento resistente preciso es:

$$W = \frac{80.000}{1.100} = 73 \text{ cm}^3$$

que corresponde a 2 P.N. I. del 12 en que su momento resistente vale: $2 W = 2 \times 54,7 = 109,4 \text{ cm}^3$, que son los que resuelven este problema.

VIII. Formación de los suelos

SUELOS

Los suelos son las superficies planas, cuya función es dividir a un edificio en sentido horizontal, cubriendo las distancias entre los muros que forman una edificación; esta separación se denomina **crujía**.

El suelo está formado por un elemento resistente y otro de relleno; al primero se le denominan **vigas** y al otro **forjados**.

La superficie acabada superior del suelo se denomina **pavimento** y la inferior **cielo raso**, esta última puede formarse con la superficie del suelo o ser independiente, como en los techos suspendidos de escayola, entablillados de madera, etc.

Por sus buenas cualidades, el hierro es muy empleado en la formación de toda clase de suelos sea cual fuere el uso a que se destinen.

SUELOS SIMPLES

Se llaman así cuando se forman con viguetas de igual longitud apoyadas directamente en los muros, y espaciadas a distancias iguales. Con este sistema se pueden cubrir espacios de 5 a 6 mts de separación entre apoyos, espaciándose las vigas en general entre sí, de 0,70 a 1,00 metro; las entregas de las vigas en los apoyos suele ser igual a vez y media su altura ($e = 1,5 h$), siendo h la altura del perfil que se emplee.

Esta limitación es consecuencia de que, para distancias mayores, la formación de estas superficies, resultan antieconómicas, recurriéndose por ello a la formación de los suelos compuestos en la Tabla n.º 22 pueden verse las luces máximas admisibles para viguetas de forjados de pisos.

SUELOS COMPUESTOS

Cuando se pasan de los límites establecidos para los suelos simples se

TABLA 22

ALTURA DEL PERFIL I CM.	400 KG./M ²			500 KG./M ²			600 KG./M ²			ALTURA DEL PERFIL I CM.
	SEPARACION ENTRE EJES DE VIGAS EN METROS									
	0.70	0.85	1.00	0.70	0.85	1.00	0.70	0.85	1.00	
8	2.24	2.09	1.99	2.08	1.95	1.85	1.96	1.83	1.74	8
10	3.12	2.92	2.77	2.89	2.71	2.56	2.72	2.54	2.34	10
12	3.61	3.39	3.21	3.35	3.15	2.98	3.16	2.96	2.80	12
14	4.04	4.09	3.86	4.04	3.79	3.59	3.80	3.56	3.38	14
16	4.76	4.46	4.22	4.42	4.14	4.23	4.16	4.20	3.98	16
18	5.51	5.16	4.89	5.11	4.79	4.20	4.81	4.51	4.27	18
20	6.27	5.88	5.57	5.82	5.46	5.17	5.48	5.13	4.86	20
22	7.06	6.62	6.27	6.56	6.15	5.82	6.17	5.78	5.48	22
24	7.88	7.39	7.16	7.32	6.86	6.50	6.88	6.45	6.11	24
26	8.71	8.17	7.74	8.09	7.58	7.18	7.61	7.13	6.76	26

FATIGA DE TRABAJO 1.200 KG./CM². -
 LA LINEA ESCALONADA ———, ES LA DE SEPARACION ENTRE ZONAS PARA $f = \frac{L}{400}$ Y $f = \frac{L}{500}$
 FLECHAS DE $f = \frac{L}{400}$ HASTA LUCES DE CALCULO DE 5 MTS.
 PARA LUCES ——— MAYORES SE HA TOMADO $f = \frac{L}{500}$

recurre a esta disposición; consiste en apoyar directamente sobre los muros unas vigas denominadas **jácenas o vigas maestras** espaciadas entre sí de 3 a 4 metros, y colocando sobre estas vigas las que han de formar propiamente el suelo del piso; con ello se ha conseguido aligerar las alturas de las viguetas del piso sin perjuicio para la resistencia de éste.

Generalmente, este segundo orden de vigas se apoya directamente sobre las jácenas, pero cuando las viguetas alcanzan gran altura pueden unirse a aquellas mediante un roblonado o soldadura, enrasando con la parte superior de la jácena con lo cual se gana espacio, en muchas ocasiones necesario y, en otras, por razones de tipo estético.

La unión de las viguetas y las jácenas, cuando aquéllas van apoyadas sobre éstas se hace taladrando el ala inferior de las viguetas y el ala superior de la jácena, introduciendo por estos taladros coincidentes un tor-

nillo con tuerca y haciendo el ajuste adecuado. Cuando las luces a salvar son considerables, generalmente se hacen apoyos intermedios entre la distancia entre los diferentes muros de crujía, haciendo uso de soportes.

SUELOS MIXTOS

Quando en los suelos compuestos, el segundo orden de vigas no es de hierro, es decir, que pueden ser de madera, o forjados autárquicos, etc. reciben esta denominación.

En el caso de ser de madera, esta disposición obedece frecuentemente a consideraciones de tipo económico y en el de los forjados autárquicos, por su ligereza y sus buenas cualidades de aislamiento. También porque con esta solución no aparecen manchas en los cielos rasos debido a la oxidación del hierro y que dan, en muchos casos un desafortunado aspecto.

APOYOS DE LAS VIGAS

Entendemos por apoyo, a las superficies de contactos entre las vigas y los muros que las sustentan.

La organización de los apoyos, estará en relación con la importancia de los elementos a sustentar y con la carga que ellas transmitan a los apoyos.

Para vigas corrientes de piso basta sentarlas sobre un lecho de mortero de cemento 1 : 3 y de 1 a 1,5 cm de espesor.

Otra disposición de los apoyos, cuando se trata de muros de ladrillo hueco doble, por ejemplo, es poner dos o tres hiladas de ladrillo macizo con objeto de obtener una mejor distribución de las cargas, en las zonas de los apoyos.

En el caso del muro anterior puede hacerse el apoyo con un bloque de piedra u hormigón, en el que sus dimensiones cumplan lo siguiente: Que la altura sea la mitad de la anchura, y su profundidad la que determine el

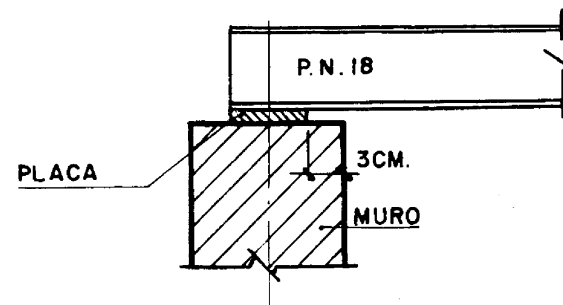


Figura 82

cálculo; recibiéndose en ambos casos al muro, por medio de un tendel de mortero de cemento, de las características anteriores.

Los apoyos además se pueden formar por medio de una placa de hierro (fig. 82), que pueden ser planas o curvadas (muy ligeramente), estas últimas para vigas de gran luz pueden formarse para apoyos móviles y fijos.

Los apoyos móviles se organizan para facilitar la libre dilatación de las vigas.

Las chapas planas se remeten de los paramentos de los muros unos tres centímetros para evitar que se deteriore el muro por la presión de la viga y se aconseja tomar espesores no inferiores a 10 milímetros para las chapas planas de hierro y de 25 mm cuando estas son de fundición.

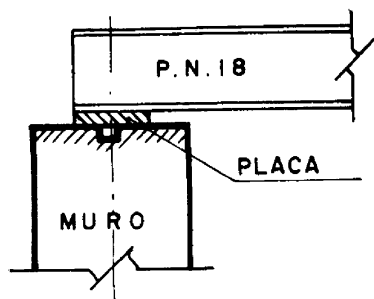


Figura 83

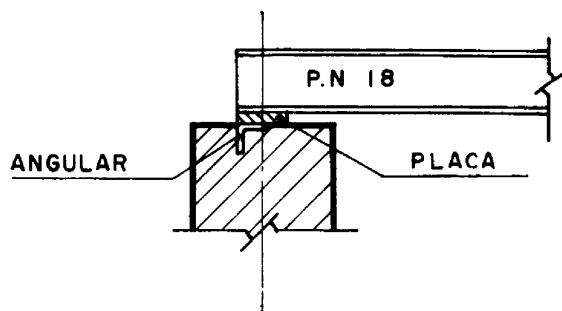


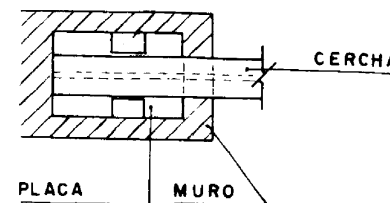
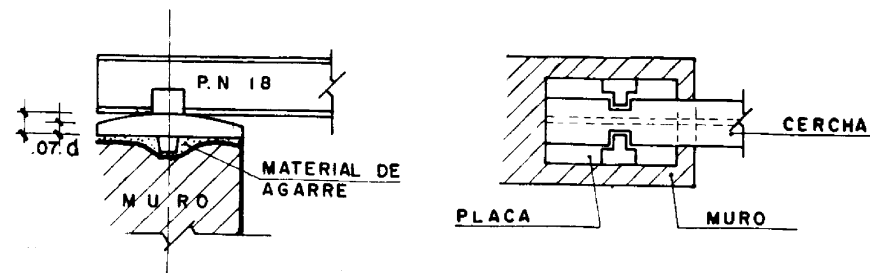
Figura 84

Estas placas pueden ir recibidas directamente sobre el muro con una lechada de mortero de cemento; pero cuando se prevé que han de estar expuestas a corrimientos, se evita colocando debajo de la chapa un trozo de pletina en el centro (fig. 83) o angular en un extremo (fig. 84) o por medio de otro sistema apropiado.

Para los casos en que se empleen placas curvadas, muy ligeramente su radio de curvatura suele tomarse de 2 a 3 metros y espesores no inferiores a 30 mm. Estas placas, proporcionan a la vez, apoyo fijo y móvil; permitiendo los giros y desplazamientos producidos por las cargas que resisten. Generalmente son de fundición o hierro moldeado.

Existen un sinnúmero de procedimientos, para hacer con las placas combadas, los apoyos fijos o móviles; en este caso nos limitaremos a exponer los de las figuras 85, 86 y 87.

En el apoyo fijo se despalma el ala de la viga para introducirla dentro del apoyo, tal como se indica en la figura 85, este apoyo no permite el deslizamiento, pero sí el giro.



Figuras 85, 86 y 87

El apoyo móvil se realiza de manera análoga a la anterior, pero aquí no hay saliente alguno, en la orejeta, para facilitar el giro y el deslizamiento de la misma.

Otro tipo de apoyo es el que se obtiene colocando en el apoyo de la viga principal, viguetas de pequeña longitud colocadas transversalmente a la anterior y sujetas ambas por tornillos ajustados en las alas.

ENTREGA DE LAS VIGAS EN LOS MUROS

La parte de la viga que queda apoyada en el muro y que transmite la presión al apoyo, es lo que se ha dado en llamar **entrega de la viga**. Esta dimensión se determina por el cálculo; no obstante, se admiten las siguientes expresiones en función de la altura h del perfil.

$$e = 1,5 \cdot h, \text{ o también } e = 0,15 + \frac{h}{2}$$

En la Tabla n.º 23 pueden verse las entregas en cm que corresponden a los diferentes perfiles l normalmente empleados.

ENTREGA DE LAS VIGAS I EN LOS APOYOS
(en cada extremo)

TABLA 23

PERFILES cm.	8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28
ENTREGAS cm.	12	15	18	21	23	24	25	26	27	28	29
PERFILES cm.	30	32	34	36	38	40	42 1/2	45	47 1/2	50	-
ENTREGAS cm.	30	31	32	33	34	35	37	38	39	40	-

OBSERVACIONES. — En algunos casos, convendrá comprobar si los coeficientes de trabajo transmitidos por estas entregas a las fábricas de apoyo, son las admitidas o las inferiores, que las asignadas a las mismas. En caso contrario deberá proveerse a los apoyos de placas de asiento u otros medios apropiados.

CALCULO Y EJEMPLO DE APLICACION

Antes de proceder a cálculo alguno, indicamos a continuación los coeficientes de los diversos materiales, que entran en la formación de los apoyos.

Denominación	Resistencia en Kgs/cm ²
1. — Fábrica de ladrillo corriente recibida con mortero de cal	6,—
2. — Fábrica de ladrillo corriente recibida con mortero de cemento	7,—
3. — Fábrica de ladrillo cerámico bien cocido recibido con mortero de cal	10,—
4. — Fábrica de ladrillo cerámico bien cocido recibido con mortero de cemento	14,—
5. — Fábrica de ladrillo escafilado recibido con mortero de cemento	20,—
6. — Piedra natural de granito	50,—
7. — Hormigón en masa	35,—
8. — Acero corriente de perfiles laminados	1.100,—
9. — Hierro colado	250,—

Ejemplo:

Calcular la entrega en un muro de fábrica de ladrillo, de 0,50 m de

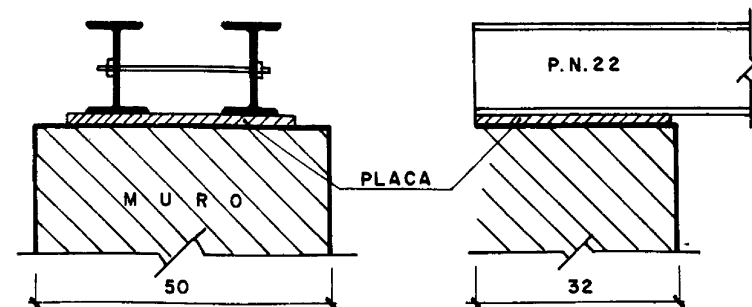


Figura 88

espesor, de dos vigas, P.N. I del 22; que han de transmitir al apoyo una presión de 4.925 kilos. Coeficiente a compresión de la fábrica 8 kilos/cm² (figura 88).

Se ha de verificar que:

$P = 2 b \cdot e \sigma$, siendo **b** el ancho de la viga; sustituyendo la fórmula anterior por los valores de la misma conocidos, tenemos:

$$e = \frac{4.925}{2 \times 9,8 \times 8} \approx 32 \text{ cm}$$

Si calculamos esta entrega de la viga, por medio de las fórmulas anteriormente indicadas, obtenemos:

$$e = 1,5 h = 1,5 \times 22 = 33 \text{ cm}$$

También la obtenemos dicha entrega por la expresión:

$$e = 0,15 + \frac{h}{2} = 0,15 + 11 = 26 \text{ cm}; \text{ como vemos en este caso la}$$

dimensión obtenida por el cálculo es aproximadamente el término medio de las tres calculadas; por tanto, tomaremos aquella por la buena.

PLACAS DE ASIEN TO DE LAS VIGAS, EN LOS APOYOS

Cuando los apoyos reciben cargas considerables, estos se organizan de tal forma, que pueden transmitir a los muros las cargas que estos puedan resistir; esto se consigue interponiendo entre la viga y el muro un elemento metálico, plano o combado que transmita adecuadamente al muro las presiones que recibe de la viga. La disposición y constitución de estos elementos se ha visto anteriormente en este mismo capítulo.

CALCULO DE LAS PLACAS DE ASIEN TO

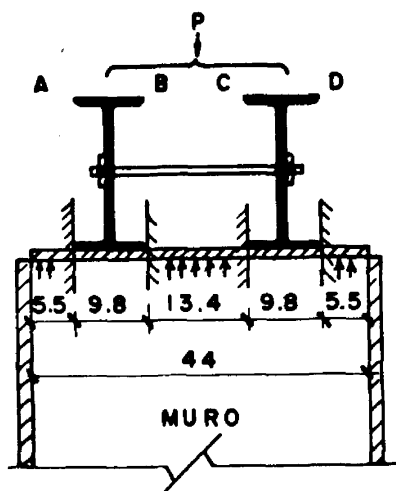


Figura 89

El cálculo del espesor de una placa de asiento que ha de transmitir la presión de dos vigas P.N. I del 22, sometida a una carga $P = 4.925$ Kgs; (fig. 89) sabiendo que el espesor del muro es de 0,50 m. Los datos del problema corresponden a los del ejercicio del epígrafe anterior para que el lector vea más claramente el ciclo completo para el cálculo de las vigas.

El espesor de las placas de asiento de las vigas, se calculan como vigas en voladizo en las secciones **A** y **D**, y como viga empotrada la parte central en las secciones **B** y **C** (fig. 89); adoptando el espesor mayor que se obtenga, calculando independientemente dichas vigas.

Los momentos flectores en el voladizo son:

$$M = \frac{p l^2}{2} = 5,5 \times 8 \times 32 \times \frac{5,5}{2} = 3.872 \text{ Kgs}$$

El momento en la zona intermedia que hemos considerado anteriormente tiene por valor, su máximo momento flector.

$$M = \frac{p l^2}{12} = \frac{8 \times 32 \times 13,4^2}{12} \approx 3.831 \text{ Kgcm}$$

Como el espesor de la chapa ha de ser el mismo, tanto en el voladizo como en su parte central, calcularemos éste para el momento flector más desfavorable, en este caso el del voladizo. No obstante, el lector podrá observar la poca diferencia en los mismos, quiere decir esto, que a la placa de asiento se le ha sacado el máximo rendimiento.

El momento resistente de la chapa es:

$$W = \frac{32 \times e^2}{6}$$

por otra parte:

$$W = \frac{3.872}{1.200}$$

por tanto, podremos escribir lo siguiente:

$$\frac{32 \times e^2}{6} = \frac{3.872}{1.200}$$

por tanto, el espesor de la chapa será:

$$e = \frac{6 \times 3.872}{32 \times 1.200} \approx 0,8 \text{ cm} = 8 \text{ mm}$$

Tomaríamos 10 mm como espesor de la chapa, pues éste es el mínimo que se debe de emplear.

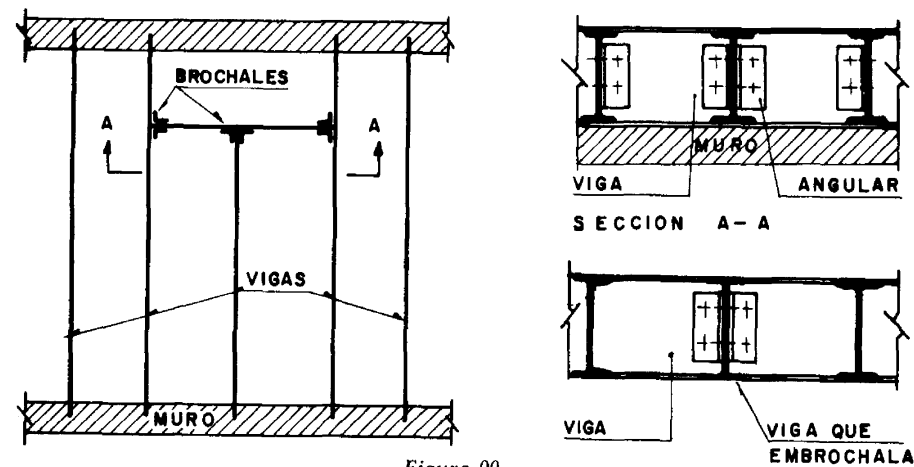


Figura 90

HUECOS EN LOS SUELOS

Cuando es preciso dejar en el forjado una longitud mayor que la establecida para la separación de las viguetas; se recurre al empleo de los brochales que son las vigas que dan apoyo a las cabezas de las vigas cortas del suelo, formándose una abertura en el mismo. Estos espacios se dejan para el paso de las chimeneas, huecos de escalera, etc. (fig. 90).

Las uniones del brochal con las viguetas largas y cortas del piso, se puede hacer mediante una unión roblonada, así como por una unión atornillada.

FORJADOS

Con este nombre conocemos al elemento de relleno de los suelos, o de cualquier otro entramado.

El forjado en estructura metálica puede hacerse con bloques de cerámica o de cemento, apoyados en las alas de los perfiles; con hormigón y también haciendo un forjado con cascote y yeso, empleándose para realizar este tipo de forjado una armadura de redondo o cuadradillo colocada longitudinal y transversalmente a las vigas de los suelos, y ancladas a la cabeza superior de las viguetas.

En España, sin embargo, predominan los forjados de rasilla o ladrillos huecos sencillos, que estudiamos a continuación.

FORJADO CON TABLERO DE RASILLA

Cuando se trata de forjados que no hayan de ser transitados o de poca importancia, se recurre a este sistema que consiste en establecer un tablero

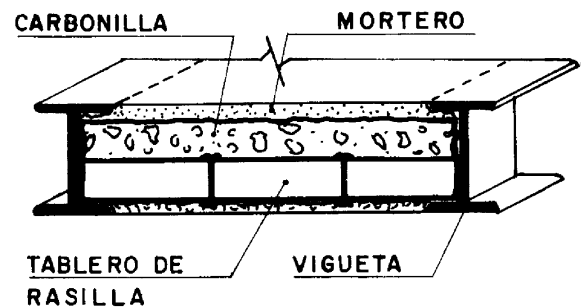


Figura 91

de rasilla, apoyado sobre las alas inferiores de las viguetas. En ocasiones, en este sistema se ponen cada 0,70 metros una hilada de doblado de ladrillo hueco sencillo, que se denominan **correas**, con lo cual se obtiene una mayor rigidez en el forjado y enrasándose después con carbonilla y una capa de 1,5 cm de espesor de mortero de cemento (figura 91).

También es corriente hacer el doblado completo del forjado, dando a esta hilada una forma abovedada con respecto al primer tablero.

En este sistema el forjado puede hacerse colocando tableros adosados a la parte interior de las viguetas del suelo colocándose pies derechos para su sujeción, después se hacen lechadas espesas de yeso o mortero de cemento colocándose a continuación la rasilla o ladrillo hueco sencillo en las condiciones anteriores.

Generalmente se hacen de yeso, pues como fragua antes este material que el cemento, y se pueden cambiar en seguida los tableros de posición se obtienen un mejor rendimiento por el citado sistema.

FORJADO DE BOVEDILLA DE RASILLA

Este sistema se emplea, generalmente, cuando los cielos rasos son destinados para sótanos, naves industriales, etc., o bien, porque posteriormente dicho cielo raso sea independiente del de forjado, tales como los falsos techos de escayola, entablillado de madera, etc.

Este procedimiento requiere una mano de obra esmerada, puede hacerse la bovedilla sencilla o doblada, dejándose de uno a dos centímetros más

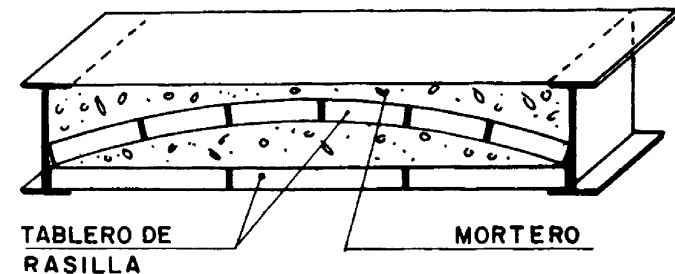


Figura 92

baja la bovedilla que la altura total del enrase del forjado, para proceder al relleno de los senos, con cascote de ladrillo y mortero de cemento, o bien por un hormigonado, de cemento, arena de río y garbancillo. Puede hacerse también el relleno con mortero de cemento únicamente.

FORJADO DE TABLERO Y BOVEDILLA DE RASILLA

Este procedimiento se forma con el primero y segundo sistema explicado, por lo que no estimamos oportuno extendernos en más consideraciones (figura 92).

IX. Paredes

PAREDES DE LA EDIFICACION

Las más generalizadas en España, son lo que pudiéramos llamar paredes **mixtas y homogéneas**; según que se asignen o no a los muros funciones resistentes. El procedimiento mixto es el más generalizado en España.

El sistema homogéneo es en el que las paredes no tienen funciones resistentes, se obtiene con el empleo de las estructuras metálicas de la edificación, cuando éstas se hacen de una manera completa.

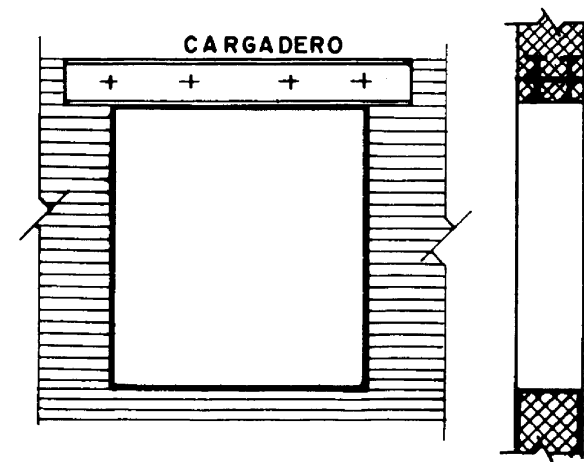


Figura 93

HUECOS

En las paredes de fábrica de ladrillo, los huecos se obtienen colocando lo que se llaman cargaderos (figura 93), empleándose generalmente para estos elementos el perfil de doble T. Para luces importantes se recurre al empleo de las vigas armadas de alma llena y de celosía.

En las paredes con entramado metálico se hace corrientemente con perfil en «U», poniéndose dicho perfil incluso en las peanas de las ventanas; en ambos casos por razones estéticas.

ENTRAMADOS

El entramado propiamente dicho de las paredes con estructura de hierro no es frecuente, empleándose en ocasiones en naves industriales y muelles del ferrocarril principalmente (fig. 94).

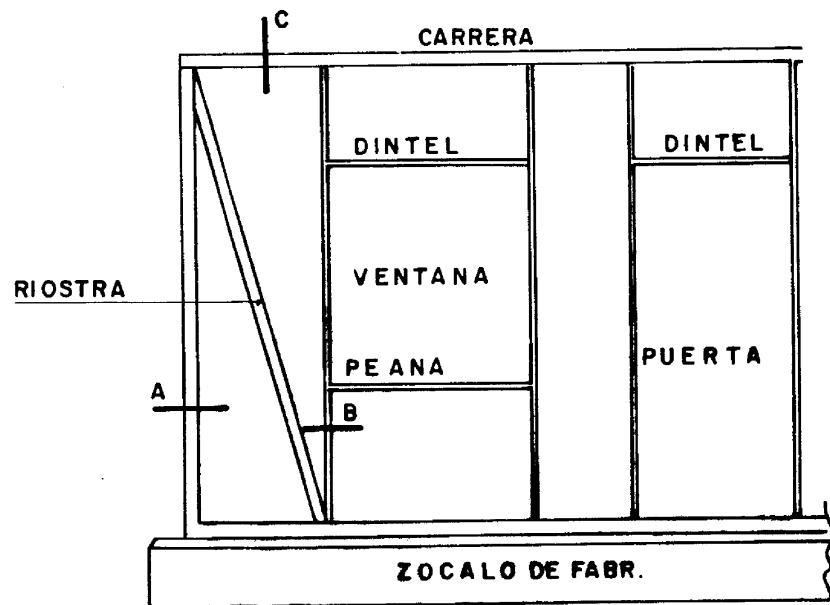


Figura 94

Se emplean para la constitución de estos entramados los siguientes perfiles: Para los soportes de esquina (cornijales) se usa preferentemente el perfil de «U» adosados como se indica en el siguiente epígrafe. Las riostras,

generalmente, son de hierro plano; los cabeceros y peanas de los huecos son de perfiles en «U», como asimismo el durmiente.

Los pies derechos intermedios, de doble T, y cuando coinciden con los huecos de paso se emplean perfiles de «U». Las uniones de estos elementos se hacen, generalmente, roblonadas por medio de cartelas, adosadas por su parte exterior, cuidando la forma de ellas.

Como las paredes constituidas de esta forma, su elemento de relleno es generalmente de ladrillo visto y todos los elementos metálicos van cuidadosamente pintados, el conjunto produce un agradable efecto.

Esta clase de entramado va apoyado y anclado convenientemente a un zócalo de fábrica u hormigón, y en ocasiones suele ser también de mampostería.

ESQUINAS

En estructuras de paredes no entramadas, las esquinas se forman por la asociación simétrica en conjunto de dos perfiles simples para estructura. Cuando estos elementos van unidos mediante la soldadura pueden lograrse diferentes secciones cerradas, enfrentándose o dándose vista entre sí, los perfiles que forman dichas esquinas, pudiéndose cerrar o no dicho conjunto.

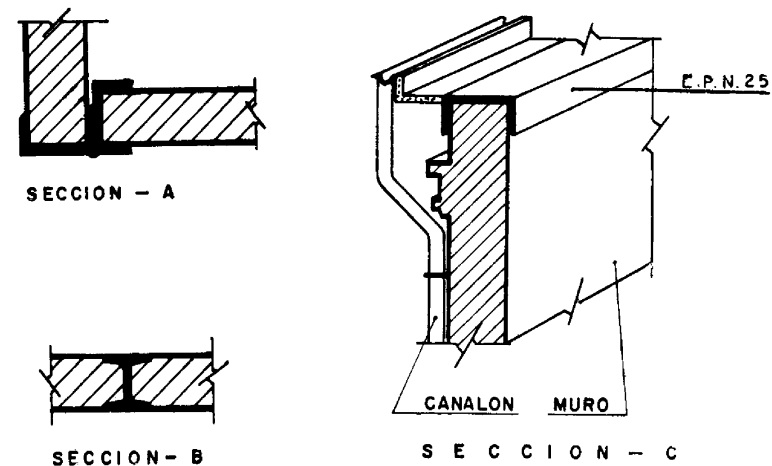


Figura 95

En las estructuras soldadas, como hemos indicado antes, esta asociación es mucho más amplia, por poderse adaptar un sinnúmero de combinaciones

entre los perfiles comerciales, obteniéndose así secciones cuyo momento de inercia es mayor y con ello más resistentes los elementos metálicos expuestos al pandeo, como generalmente ocurre en los soportes (figura 95).

X. Escaleras

GENERALIDADES

Las escaleras son los elementos constructivos, que sirven para comunicar entre sí a las diferentes plantas de que consta un edificio. Se forman las escaleras por una sucesión de escalones o peldaños que son los que facilitan dicha comunicación, por una subdivisión de la distancia entre las plantas, que se obtienen con el empleo de estos elementos.

El recinto donde se aloja a los peldaños, limitado por muros, se denomina **caja de escalera**.

Los elementos principales que las forman son: la **zanca**, la **huella** y la **tabica** (figura 96).

ZANCA

La zanca es la parte resistente de las escaleras y consiste en una viga inclinada que soporta a la escalera, y a la cual se fijan la huella y la tabica en sus extremos libres.

El tramo de las escaleras está formado por una sucesión de peldaños sin interrupción. No es recomendable los tramos con más de 18 peldaños.

Los descansillos o mesetas son planos horizontales donde se interrumpen los tramos, sirviendo para descansar entre los mismos o para dar paso a las viviendas de las diferentes plantas. Cuando las mesetas tienen por longitud una de las dimensiones de la caja de escalera, se denominan éstas, **mesetas corridas** o de **media vuelta**.

Digamos que la distancia medida verticalmente entre dos descansillos debe estar comprendida entre 2,20 y 3,30 metros.

En lo que se refiere a los anchos de la escalera, éstos deberán estar en relación con la intensidad del paso por ella y el uso a que sea destinada.

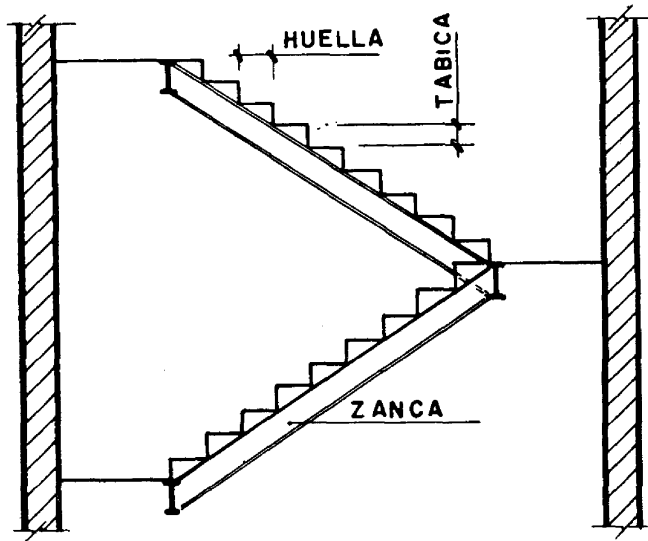
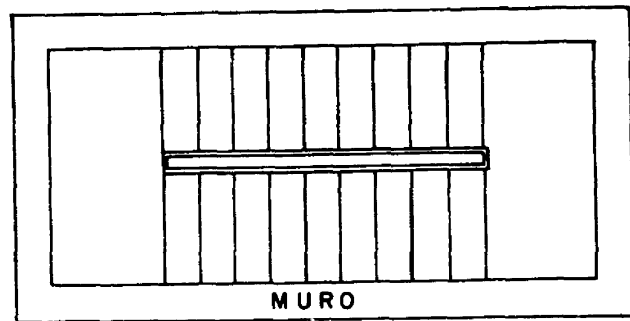


Figura 96

En escaleras para viviendas, deberá estar comprendido entre 0,80 y 1,90 metros; esta última dimensión está prevista para cruzarse en ella tres personas.

Para que un tramo de escalera resulte cómodo, deberá cumplirse lo que sigue

$2 \cdot t + h = 63$ cm; en la que t es la tabica y h la huella de la escalera medidas en centímetros. A continuación indicamos las diferentes huellas empleadas en función de la altura de la tabica.

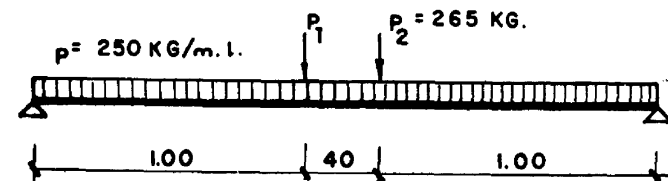
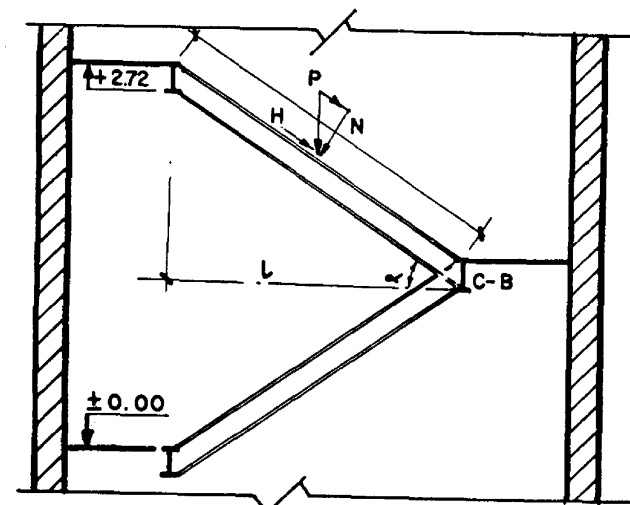
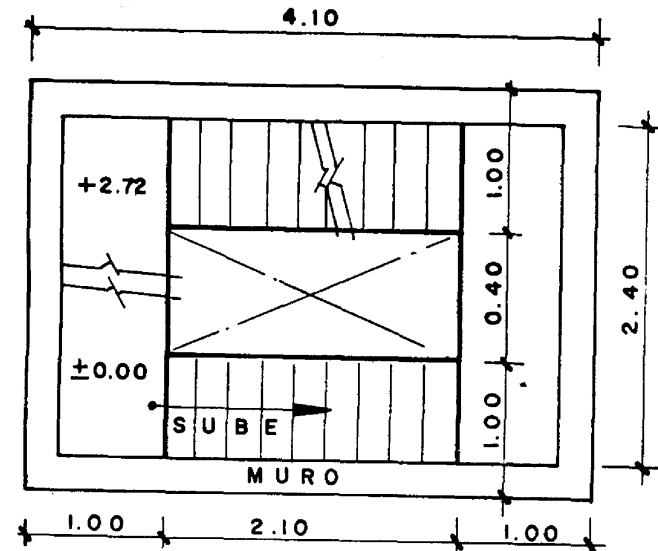


Figura 97

Tabica	15	16	17	18	19	20	21
cm							
Huella	33	31	29	27	25	23	21
cm							

HUELLA

Recibe esta denominación; el plano horizontal del escalón, como igualmente la dimensión de la profundidad del mismo.

Las dimensiones de estos elementos deberán estar comprendidas entre 21 y 33 cm.

TABICA

Es el frente del peldaño, y la dimensión de esta longitud. Como hemos visto en el cuadro anterior dicha dimensión varía generalmente entre 15 y 21 centímetros.

CALCULO DE LAS ESCALERAS

Cálculo las zancas y vigas de rellano de una escalera (fig. 97), de 2,72 m de altura entre pisos; estando sometida a una carga de 500 kilogramos/m² y siendo la inclinación de los tramos respecto de un plano horizontal $\alpha = 29^\circ 30'$.

Las zancas para su cálculo se consideran como apoyadas en las vigas de rellano de distinta altura, con esta hipótesis el perfil calculado se supone trabajando en condiciones inferiores a las reales.

Tomando como altura de la tabica 17 cm el número de peldaños es

$$n = \frac{272}{17} = 16 \text{ peldaños.}$$

Por otra parte, aplicando la fórmula para el cálculo de escaleras tenemos que $h = 63-34 = 29$ cm.

Por otra parte, conocemos los valores de $\cos \alpha = 0,870$ y $\sin \alpha = 0,492$.

Como se trata de una viga inclinada puede calcularse como una viga de longitud L , sometida a una carga N o a una viga de longitud l y carga P .

El momento flector que ha de soportar esta viga inclinada vale:

$$M = \frac{500 \times 1}{2} \times \frac{2,10^2}{8} = 137,80 \text{ Kgm} = 13.780 \text{ Kgcm.}$$

El momento resistente preciso para absorber dicho momento flector tiene por valor el cociente.

$$W = \frac{13.780}{1.000} = 13,78 \text{ cm}^3; \text{ la Tabla núm. 6 nos da como momento}$$

resistente más aproximado el correspondiente a un perfil l del 8 en que su momento resistente $W = 19,50 \text{ cm}^3$, su sección $F = 7,58 \text{ cm}^2$ y su radio de giro mínimo $i_x = 3,20$ cm.

$$\text{El esfuerzo } H = P \cdot \sin \alpha = \frac{500 \times 1 \times 2,10 \times 0,492}{2} = 504 \text{ Kgs}$$

Ahora lo que se hace es comprobar el perfil escogido a flexión compuesta; la longitud expuesta a pandeo vale:

$$CD = \sqrt{2,10^2 + 1,36^2} \approx 2,50 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{l}{i_x} = \frac{250}{3,20} = 78, \text{ a esta esbeltez mecánica corresponde un coeficiente } \omega = 1,54.$$

La fatiga real de trabajo para este elemento será:

$$\sigma_{adm} \leq \frac{P}{F} - \frac{M}{W} = \frac{504 \times 1,54}{7,58} - \frac{13.780}{19,50} = 809 \text{ Kg/cm}^2 < 1.000;$$

luego el perfil doble T del 8 anteriormente escogido, trabaja en buenas condiciones de resistencia.

Haremos constar no obstante, que en la práctica el efecto producido por la fuerza H no se tiene en cuenta por ser generalmente pequeño.

Viga de rellano

La carga por metro lineal que resiste este elemento es $p = 500 \times 0,50 = 250 \text{ Kgs/ml}$.

La carga total $P = p \cdot l =$ uniformemente repartida, tiene por valor la expresión:

$$P = \frac{500 \times 0,50 \times 2,10}{2} = 262,50 \text{ Kgs aproximadamente } 265 \text{ Kgs.}$$

Las reacciones en los apoyos de esta viga de relleno, son:

$$R_a + R_q = \frac{250 \times 2,40}{2} + 265 = 565 \text{ Kgs}$$

El momento flector máximo en esta viga, por su disposición simétrica de cargas estará en su punto medio y tiene por valor la expresión siguiente:

$$M = 565 \times 1,20 - 250 \times \frac{1,20^2}{2} - 265 \times 0,20 = 445 \text{ m Kgs} \\ = 44.500 \text{ cm Kgs.}$$

El momento resistente necesario, se halla aplicando la fórmula general de la resistencia de materiales y tiene por valor el cociente.

$$W = \frac{44.500}{1.100} = 41 \text{ cm}^3 \text{ que corresponde a un P.N. I del 12 y en el}$$

que su momento resistente $W = 54,7 \text{ cm}^3$, es el más aproximado al que necesitamos.

Ejemplo de aplicación

Cálculo de las zancas y vigas de rellano de una escalera de estructura metálica (fig. 98) con los siguientes datos:

$P = 600 \text{ Kgs por m}^2$. Altura de pisos, 3,74 metros. Fatiga del trabajo para los perfiles laminados 1.000 Kgs por cm^2 .

El número de peldaños necesarios para escalera, tomando 17 cms como dimensión de la cabida es:

$$n = \frac{374}{17} = 22 \text{ peldaños; la profundidad de la huella, teniendo en}$$

cuenta la fórmula para el cálculo de escaleras es:

$$h = 64 - 2 \times 17 = 30 \text{ cms}$$

Cálculo de la zanca acodada (ABCD)

Para el cálculo de este elemento, puede considerársela como una viga sometida a dos cargas concentradas P iguales a las reacciones de las zancas

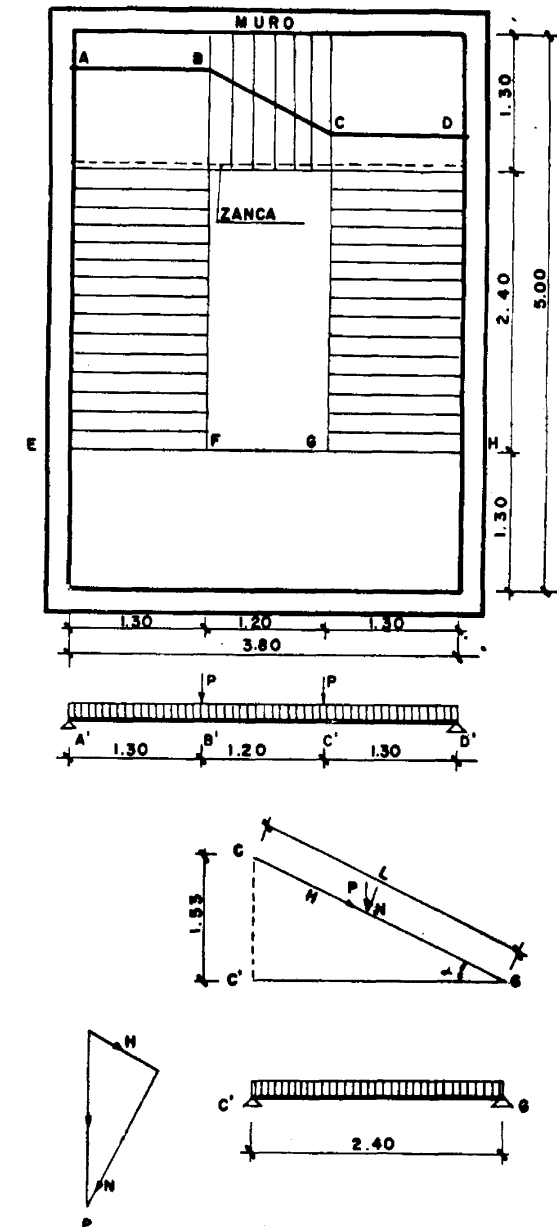


Figura 98

rectas adyacentes, y a una carga uniformemente repartida debida al tramo intermedio y mesetas de la zanca acodada.

La carga total **P** uniformemente repartida es:

$$P = \frac{600 \times 0,65 \times 240}{2} = 469 \text{ Kgs}$$

La carga **Q** uniformemente repartida por ml vale:

$$q = 600 \times 0,65 = 390 \text{ Kgs}; \text{ que redondeados a } 400 \text{ Kgs}$$

Las reacciones en los extremos **A** y **D** de la viga, sometida a las cargas anteriores es:

$$R_a + R_d = \frac{400 \times 3,80}{2} + 469 = 1.229 \text{ Kgs}$$

El momento flector máximo en esta viga por su disposición simétrica de carga, estará en su punto medio y tiene por valor la expresión siguiente:

$$M = 1.229 \times 1,90 - 400 \times \frac{1,90^2}{2} - 469 \times 0,60 =$$

$$131,70 \text{ Kgs} = 137.170 \text{ Kgcm.}$$

El momento resistente, para absorber dicho momento flector será:

$$W = \frac{137.170}{1.000} = 137,10 \text{ cm}^3; \text{ la Tabla n.}^\circ 6 \text{ nos proporciona como}$$

momento resistente más aproximado el correspondiente a un perfil l del 18, cuyo momento resistente $W = 161 \text{ cm}^3$.

Cálculo de la viga de meseta

Resulta evidente, que esta viga ha de ser del mismo perfil que el empleado para la zanca acodada, por asimilarse ambas vigas, pues tienen igual longitud y su disposición e intensidad de cargas es idéntica en las mismas. Se empleará, por tanto, el P.N. I del 16; para esta viga.

Cálculo de la zanca recta (BF y CG)

La inclinación de este tramo es $\alpha = 32^\circ 30'$ y $\text{sen } \alpha = 0,537$.

La carga por ml que ha de resistir este elemento es:

$$q = 600 \times 0,65 = 390 \text{ Kgs} \quad 400.$$

El momento resistente preciso es:

$$M = \frac{400 \times 2,4^2}{8} = 288 \text{ Kgcm} = 28.000 \text{ Kgcm.}$$

El momento resistente es:

$$W = \frac{28.800}{1.000} = 28,8 \text{ cm}^3; \text{ correspondiendo como momento resistente}$$

más aproximado el del perfil doble T en el que su momento resistente $W = 34,2 \text{ cm}^3$, su sección $F = 10,6 \text{ cm}^2$ y su radio de giro mínimo $i_x = 4,01 \text{ cm}$.

Ahora como en todos los casos análogos lo que se hace es comprobar a flexión compuesta el perfil escogido, la longitud expuesta a pandeo vale:

$$L = \sqrt{1,53^2 + 2,40^2} \approx 2,82 \text{ m.}$$

El esfuerzo **H** longitudinal tiene por valor la expresión:

$$H = 400 \times 2,40 \times 0,537 = 515 \text{ Kgs.}$$

La esbeltez para este elemento es:

$$\lambda = \frac{282}{4,01} \approx 71$$

a cuya esbeltez mecánica corresponde un coeficiente de corrección de pandeo $\omega = 1,41$.

La fatiga real, en este elemento calculado a flexión compuesta tiene por valor la expresión:

$$\sigma < \frac{515 \times 1,41}{10,06} + \frac{28.800}{34,2} \approx 910 \text{ Kgs/cm}^2 < 1.000$$

luego el perfil escogido anteriormente trabaja en condiciones de resistencia apropiada.

Indice

Prólogo	7
I. EL HIERRO COMO MATERIAL EMPLEADO EN LA CONSTRUCCION	
Antecedentes históricos	10
Estado natural	10
Constitución	10
Yacimientos en España	10
Fundentes	11
Obtención	11
Productos	13
Propiedades técnicas.	15
Tabla 1.— Propiedades del hierro empleado en la construcción.	16
Oxidación.	17
Orín	17
Revestimientos. Sus clases	17
Protección al incendio	19
II. FORMAS COMERCIALES DEL HIERRO	
Hierros planos	21
Perfiles laminados	22
III. UNIONES DE LOS ELEMENTOS METALICOS	
Generalidades.	25
Clases de unión	25
Medios auxiliares.	25

Uniones roblonadas	27
Tabla 2.— Resistencia de los roblones	28
Uniones atornilladas.	28
Tabla 3.— Resistencia de los tornillos corrientes	29
Uniones soldadas	29
Preparación de las piezas a unir.	31
Posición de las piezas a unir	32
Tabla 4	34
Tabla 5	35

V. CUBIERTAS

Definiciones	59
Cubierta a la molinera	60
Tipos de cerchas metálicas	60
Constitución de las cerchas metálicas	64
Formación de los nudos en las cerchas (roblonados)	64
Formación de los nudos en las cerchas (soldados)	66
Correas	68
Parecillos o cabios	68
Listones	68
Aleros	68
Huecos en las cubiertas	70
Luces en las cubiertas	71

IV. ESTRUCTURA METALICA

Generalidades	37
Soportes	37
Jácnas	39
Dinteles o cargaderos	39
Vigas compuestas de alma llena (roblonadas)	40
Vigas compuestas de alma llena (soldadas)	41
Vigas de celosía	43
Vigas armadas de cajón	44
Vigas de perfiles laminados, reforzadas	45
Tabla 6	46
Tabla 7	48
Tabla 8	50
Tabla 9	56

VI. CALCULOS DE LOS DIVERSOS ELEMENTOS

Generalidades	73
Piezas sometidas a tracción	73
Empalmes roblonados	74
Empalme con simple cubrejuntas	75
Empalme con doble cubrejuntas	78
Empalmes soldados	79
Piezas solicitadas a esfuerzos de compresión	82
Tabla de coeficientes.	83
Tabla 10	86
Tabla 11	88
Tabla 12	91
Flexión simple	92
Tabla 13.— Luces admisibles para viguetas l, sometidas a carga uniforme total por m ² de 400 kilos	94
Flexión compuesta	94
Flexión disimétrica u oblicua	96
Tabla 14.— Cálculo de elementos metálicos a flexión disimétrica.	96
Tabla 15	97
Flechas en las vigas	98

VII. SUPUESTO DE APLICACIONES PRACTICAS

Consideraciones previas	101
Pesos propios	101
Sobrecargas para el viento y la nieve	102
Tabla 16.— Sobrecarga producida por el viento	102
Sobrecargas en la edificación	103
Cálculo de soportes	103
Cálculo de jácnas	105
Cálculo de cargaderos	108
Cálculo de vigas de alma llena	111
Cálculo de cubierta a la molinera	116
Cálculo de cerchas metálicas	118
Tabla 17	125
Cálculo de correas	127
Tabla 18	128
Cálculo de parecillos o cabios	129
Cálculo de listones	129
Empalmes roblonados	131
Cálculo de empalmes soldados	134
Cálculo de vigas continuas	135

Tabla 19	136
Tabla 20	137
Tabla 21	139

VIII. FORMACION DE LOS SUELOS

Suelos	143
Suelos simples	143
Suelos compuestos	143
Tabla 22	144
Suelos mixtos	145
Apoyos de las vigas	145
Entrega de las vigas en los muros	147
Tabla 23.— Entrega de las vigas l, en los apoyos	148
Cálculo y ejemplo de aplicación	148
Placas de asiento de las vigas, en los apoyos	149
Cálculo de las placas de asiento	150
Huecos en los suelos	152
Forjados	152
Forjado con tablero de rasilla	152
Forjado de bovedilla de rasilla	153
Forjado de tablero y bovedilla de rasilla	154

IX. PAREDES

Paredes en la edificación	155
Huecos	156
Entramados	156
Esquinas	157

X. ESCALERAS

Generalidades	159
Zanca	159
Huella	159
Tabica	162
Cálculo de las escaleras	162

MONOGRAFÍAS DE CONSTRUCCIÓN

Títulos publicados

- 62 proyectos de Chalets
- Humedades en la Construcción
- Práctica Constructiva
- Diccionario Básico de la Construcción
- Presupuestos en Construcción
- Pavimentos de Construcción (extra)
- Escaleras
- Nuevos Proyectos de Chalets
- 250 modelos de Cerrajería
- Topografía práctica
- Complementos del Chalet
- Cálculo del Hormigón Armado (extra)
- Obras hidráulicas
- 164 modelos de Planos de Plantas
- Construcción de Cimientos
- Cómo se proyecta una vivienda
- Tablas de cálculo de Hormigón Armado
- Instalaciones Sanitarias en Viviendas
- Chimeneas
- Arcos y Bóvedas
- Cálculo de cuchillos de hierro y madera
- Formulario para la construcción
- Técnicas y prácticas del Hormigón (extra)
- 25 modernos proyectos de chalets
- Síntesis de Estilos Arquitectónicos
- Piscinas (extra)
- El Hierro en la Construcción
- Hormigón Pretensado
- Jardines
- Instalaciones agrícolas
- Hormigón vibrado y especiales
- Organización de Empresas constructoras
- Muros de contención
- El arte en la Arquitectura
- Arquitectura legal
- Organización de obras
- Encofrados
- Andamios, apeos y entibaciones
- Revestimientos (extra)
- Ascensores y montacargas
- Prevención de accidentes
- Aislamiento térmico-acústico
- Construcción de locales industriales
- Construcción de depósitos
- Calefacción, refrigeración y acondicionamiento de aire
- Instalaciones eléctricas I
- Instalaciones eléctricas II
- Cerrajería ornamental
- Energía solar para viviendas
- Nuevos modelos chimeneas
- Nuevos modelos cerraj. ornam.
- Cómo interpretar un plano
- Reparación de edificios

ENCICLOPEDIA DEL ENCARGADO DE OBRAS

Títulos publicados

- Materiales para la construcción
 - Técnica constructiva
 - Dibujos y planos de obras
 - Modelos y presupuestos de obras
 - Cubicaciones y resistencias
 - Proyectos
 - Historia de la Arquitectura
 - Diccionario de la Construcción
-



**Monografías
ceac
de la Construcción**

Las **Monografías Ceac de la Construcción** constituyen la más completa colección sobre temas constructivos, ya que cada uno de los libros trata de una materia específica, expuesta con la mayor claridad.

Desde el proyecto al acabado definitivo de una obra, las **Monografías Ceac de la Construcción** contienen una serie de orientaciones prácticas que las convierten en un verdadero instrumento de consulta y trabajo; asimismo, su ordenación, sencilla y útil, permite la fácil localización de cada tema.

El Hierro en la Construcción

El hierro como material en la construcción.

Formas comerciales del hierro.

Uniones de los elementos metálicos.

Estructuras metálicas.

Cubiertas.

Cálculo de los elementos estructurales.

Aplicaciones prácticas.

Suelos.

Paredes.

Escaleras.



9 788432 929373