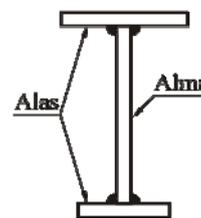


# VIGAS DE ALMA LLENA

## 1.- INTRODUCCION

Las barras que tienen dos dimensiones muy pequeñas en relación con la tercera, construidas para resistir la flexión y el esfuerzo cortante bajo la acción de cargas generalmente perpendiculares a su directriz, se denominan vigas (Fig. 1). Las alas están unidas por una pared llena designada con el nombre de alma. El cálculo de estas vigas, como el de sus empalmes y uniones, está basado en la hipótesis de distribución lineal de las tensiones normales debidas a la flexión.



**Fig. 1**

Cuando tengamos secciones que no posean eje vertical de simetría, debemos tener cuidado con la aplicación de las cargas en dicha vigas, ya que éstas, aún actuando en el plano del centro de gravedad –que no es el plano de simetría– producen tensiones cortantes adicionales por torsión. Dejan de estar solicitadas a torsión estas vigas si las cargas pasan por el centro de esfuerzos cortante.

En el proyecto de una viga se propone:

- 1.- El estudio general de su equilibrio estático y elástico, bajo la acción de fuerzas externas y en las condiciones reales de vínculo, para evitar movimientos y deformaciones capaces de alterar sensiblemente la posición deseada o prevista en las condiciones de resistencia.
- 2.- El estudio de las solicitaciones, en los distintos puntos considerados como pertenecientes a una sección genérica.
- 3.- El estudio del equilibrio elástico local, para alcanzar las condiciones previstas tanto en el campo elástico como, eventualmente, en el campo plástico.
- 4.- Para el dimensionamiento de las vigas de alma llena se deben tener en cuenta las reglamentaciones vigentes.

Se pueden considerar a las vigas como el elemento principal en una estructura metálica, y en algunos casos, pueden complementarse con otros elementos básicos, como ser las barras sometidas a compresión y flexión. Para el proyecto, la complejidad del problema está en la necesidad de adecuar sabiamente la influencia de la resistencia del material –en particular el límite de fluencia– sin descuidar las limitaciones impuestas por las deformaciones como flechas, alabeos, distorsiones, etc.

Las vigas de la Fig. 2 (son algunos de los tantos ejemplos que se pueden dar) se pueden clasificar desde el punto de vista de su utilización y de su ejecución:

- 1.- Desde su **utilización**, las vigas se clasifican en: vigas de coronamiento, vigas de arrosamiento, vigas de contraviento, vigas dintel, vigas de cubierta, vigas carril, etc.
- 2.- Desde su **ejecución** se pueden clasificar en :

- a) **Vigas de alma llena.** Construidas por perfiles laminados en caliente que pueden ser: simples (Fig. 2 a, b, c) o compuestos (Fig. 2 d, e, f, g). Estas vigas se construyen con perfiles **UPN** (U), **IPN** (doble te) o **IPB** (doble te de ala ancha) o en combinación con cualquiera de ellos.
- b) **Vigas de alma llena armadas.** Construidas con perfiles laminados y elementos planos de chapas empalmadas entre sí, que a su vez pueden ser:
  - ✓ **Con remaches o tornillos.** Estas vigas en la actualidad sólo tienen aplicación en casos excepcionales (Fig. 2 h, i).
  - ✓ **Soldadas.** Es el tipo de viga que más se utiliza hoy en día (Fig. 2 j, k, l, m, n). El acero a utilizar en estas vigas debe ser de “calidad” –desde el punto de vista de la soldabilidad– y cumplir con lo establecido en la reglamentación vigente.
- c) **Vigas de celosías, reticuladas o cerchas.** Estas vigas están compuestas por piezas que trabajan a tracción y compresión, ya estudiadas. Se utilizan en grandes luces y fuertes cargas. (Fig. 2 p, q, r, s).
- d) **Vigas especiales.** Vigas obtenidas a partir de perfiles de chapa plegada o de elementos prefabricados alguna de ellas son: Fig. 2 t –viga de hierro redondo–, Fig. 2 u –viga de cordón superior e inferior con perfiles angulares y alma en hierro redondo– y Fig. 2 v –viga de cordón superior e inferior en perfil de alma llena y montantes y diagonales en chapa plagada–.

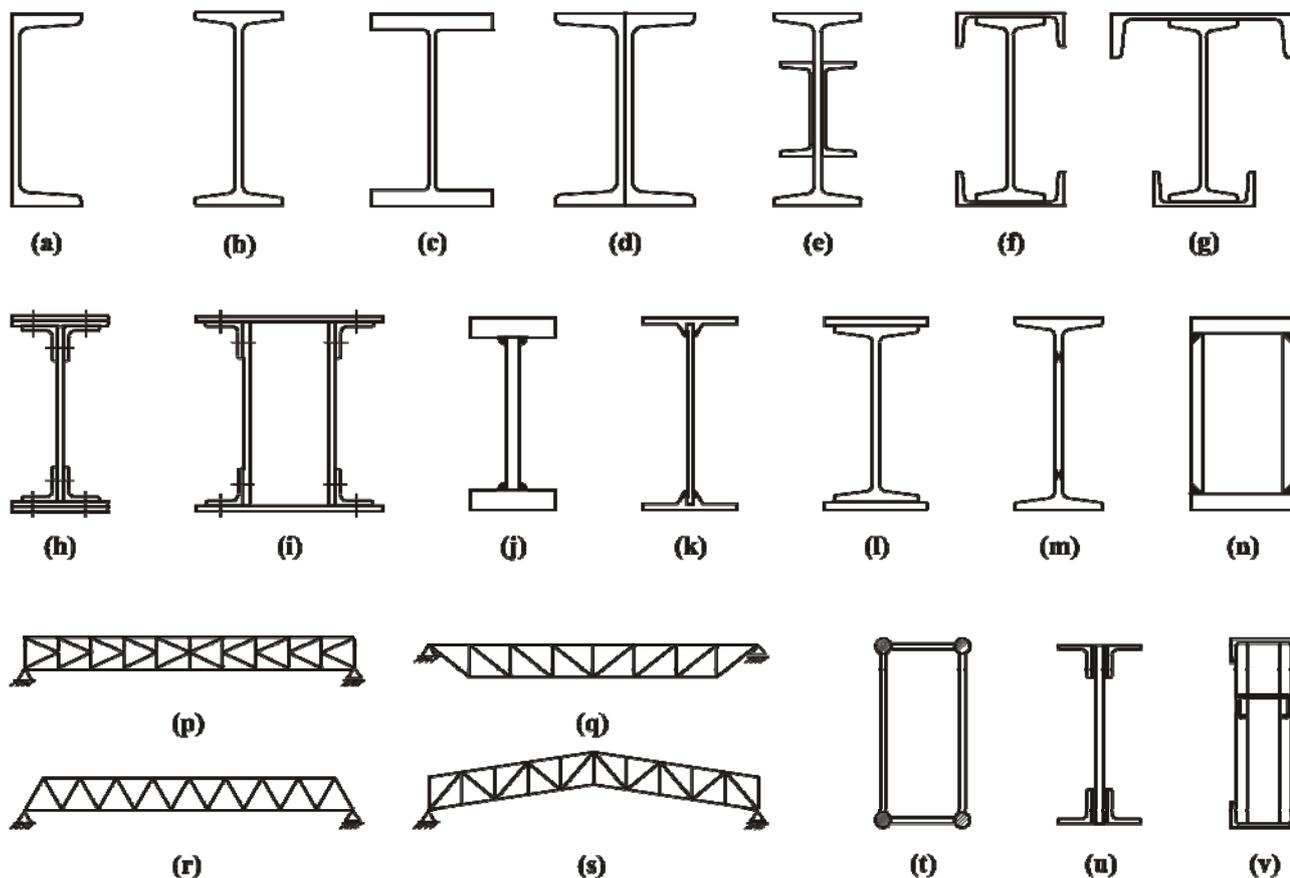


Fig. 2

## 2.- ELECCION DEL TIPO DE VIGA

No siempre es posible fijar de antemano el tipo de viga llena que se va a utilizar, si se quiere llegar a una buena solución desde el punto de vista constructivo y económico. Habrá que estudiar cada una de las soluciones posibles y compararlas entre sí. Además de las condiciones de estabilidad, se deberá tener presente el costo y el peso de la estructura. Asimismo al efectuar esta elección, la mano de obra necesaria para el montaje, los plazos de entrega, etc.

En vigas de poca longitud y no muy cargadas, deben utilizarse preferentemente las vigas de perfiles laminados; ya que éstos no necesitan ninguna elaboración de taller, por lo tanto, tienen la ventaja de un menor costo (comparadas con las vigas armadas que requieren de una cierta elaboración). Para estos tipos de vigas conviene la utilización de los perfiles normales laminados **UPN**, **IPN** que se utilizan en viguetas, correas, etc. Cuando existen limitaciones en la altura se recurre a los perfiles **IPB** (en sus distintas series). Todos estos perfiles pueden reforzarse mediante platabandas con remaches, tornillos o soldadas a ellos en las zonas en que la sollicitación debida al momento flector es mayor (Fig. 2 f, g, i). También puede reforzarse el alma adosándole chapas o perfiles (Fig. 2 e).

Principalmente para luces y cargas importantes se recurre a las vigas armadas, ya que los perfiles laminados tienen cierto límite de fabricación. En consecuencia, la elección del tipo de viga a diseñar estará dada por el cálculo. Las vigas armadas presentan la ventaja de que con ellas se puede aprovechar muy bien el material, pues las secciones pueden irse adaptando a sus correspondientes sollicitaciones. Consecuentemente, ofrecen con respecto a los perfiles laminados la ventaja de ahorrar peso, pero presentan el inconveniente de requerir más mano de obra.

No es tarea fácil establecer los límites de conveniencia entre las vigas de alma llena compuestas y las reticuladas. En vigas fuertemente cargadas, es conveniente el tipo de alma llena en doble te (Fig. 2 c, h) con luces de hasta 10 m o poco más. Para cargas muy grandes son recomendadas las vigas cajón (Fig. 2 i, n). Asimismo si las vigas son soldadas, su utilización puede extenderse a longitudes mayores.

En la práctica, para longitudes superiores a los 20 m entre apoyos (en lo que respecta al peso) las vigas de alma llena son sustituidas, casi siempre con ventaja, por las vigas reticuladas. No es así, en cuanto al costo, ya que pocas veces la reducción del peso se traduce en un beneficio.

No obstante a lo expuesto anteriormente indicaría que las cerchas son más conveniente, en general, cuando la luz es:

$$l \geq 67 \cdot \sqrt[3]{W_x}$$

$W_x$  es el módulo resistente necesario a la flexión.

Las vigas especiales se pueden dividir en serie y proyectadas:

- 1.- Las vigas en **series** se suelen utilizar como armadura de cubierta por su facilidad y economía de ejecución con medio mecánicos, muy utilizado en nuestro medio. Estas vigas están construidas por barras de sección circular (Fig. 2 t) o por **LPN** (Fig. 2 u) como cordón superior e inferior. En ambos casos los cordones están unidos por medio de unos serpentines, soldados en zigzag y de sección circular.

2.- Las **proyectadas** son para casos concretos, con fines diversos y se construyen con los medios habituales (Fig. 2 v). En este caso el cordón superior e inferior de la viga reticulada está formada por **UPN**. Las diagonales y montantes se forman con perfiles en chapa plegada en frío, de sección **C** con o sin rigidizador.

### 3.- VIGAS DE PERFILES LAMINADOS

Se debe recomendar siempre el empleo de los perfiles comerciales (laminados) para la construcción de vigas sencillas; por lo expuesto con anterioridad y sobre todo cuando las circunstancias de tensiones y flecha lo permiten, ya que son los que mejores se adaptan para estar solicitados a la flexión.

La comprobación de la sección del perfil a flexión se hace mediante la siguiente expresión general:

$$\sigma = \frac{M}{W_x} \leq \sigma_{adm}$$

$W_x$  es el módulo resistente del perfil –se los obtiene de las normas o de los catálogos de los fabricantes–, en el que habrá de tenerse en cuenta la deducción de los agujeros, si los hubiera.

El esfuerzo cortante  $Q$  en el alma, en general, tiene poca importancia, no se lo tiene en cuenta en el dimensionamiento de los perfiles laminados, ya que en escasas ocasiones sobrepasan los valores admisibles. La tensión de corte aproximadamente queda definida por:

$$\tau = \frac{Q}{F_{alma}} \leq \tau_{adm}$$

$F_{alma}$  es la sección del alma del perfil.

Si no se alcanzan los momentos resistentes dados en las tablas de perfiles, se pueden reforzar de una manera muy sencilla con la incorporación de platabandas (Fig. 3). El Momento de inercia total será, suponiendo una distribución simétrica:

$$I_x = I_1 + \sum \frac{b \cdot d^3}{12} + \sum F \cdot a^2$$

La mayor parte de las veces, el momento de inercia de las platabandas con respecto a su eje  $\frac{b \cdot d^3}{12}$  se desprecia sobre la base de su escasa importancia.

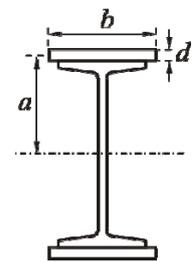


Fig. 3

A partir del momento de inercia de la viga total se obtiene el momento resistente de la forma habitual:

$$W_x = \frac{I_x}{a + \frac{d}{2}}$$

En los perfiles reforzados con platabandas es conveniente un cálculo más exacto de la tensión de corte, ya que es más probable que las tensiones sobrepasen los valores admisibles. En este caso, la tensión está dada por:

$$\tau_{\max} = \frac{Q_{\max} \cdot S}{I \cdot s} \leq \tau_{adm}$$

$S$  es el momento estático de la superficie de la sección transversal situada por encima (o por debajo) de la sección de corte que se estudia, en este caso la fibra neutra del diagrama de tensiones.

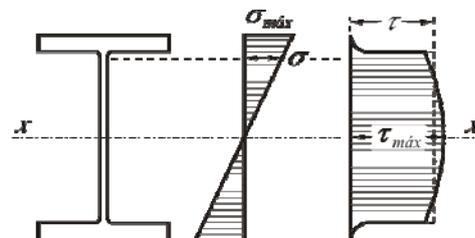
$I$  es el momento de inercia total de la sección.

$s$  es el espesor del alma en la sección de corte.

Habíamos dicho que el esfuerzo de corte tenía poca influencia en las vigas metálicas, como consecuencia de que, en el eje neutro son máximas las tensiones tangenciales y se anulan las tensiones normales debidas a la flexión.

Lo expresado en el párrafo anterior pierde vigencia, cuando, por ejemplo, cuando tenemos una viga **I** (Fig. 4) de poca luz y de gran carga. En esta condiciones se debe considerar un estado de tensiones biaxial, porque además de la tensión de corte, a la viga se le superpone las tensiones normales derivadas de los momentos de flexión. Por consiguiente, es necesario comprobar la tensión equivalente  $\sigma_{eq}$  –deducida de los estudios de la rotura de los cuerpos sometidos a un estado de tensiones planas, según el criterio de Hencky y Von Mises– dada por la siguiente expresión:

$$\sigma_{eq} = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$



**Fig. 4**

$\sigma$  es la tensión normal en el enlace de cabeza y alma en el extremo del alma.

$\tau$  es la tensión tangencial en la misma fibra en la que se comprueba  $\sigma$ .

En una sección solicitada a flexión y esfuerzo cortante se debe realizar la verificación de que, en ningún punto de la misma, la tensión de comparación  $\sigma_{eq}$  sobrepase el de la tensión admisible. En los perfiles usuales bastará, sólo en dos puntos, efectuar dicha verificación y ellos son:

- 1.- El correspondiente al borde de la sección en el cual es nula la tensión cortante y máxima la tensión normal de flexión, por lo tanto,  $\sigma_{eq} = \sigma$ .
- 2.- El correspondiente a la zona de transición del ala con el alma, donde la primera tensión,  $\sigma$  ya actúa y la segunda,  $\tau$ , se halla próxima a su valor máximo (Fig. 4).

En las almas de las vigas de alma llena, han de conservarse para las tensiones normales y de corte, sus tensiones admisibles. Asimismo, cuando la tensión de corte promedio en el alma sobrepasa el valor de  $0,50 \cdot \tau_{adm}$  ha de verificarse que, la tensión equivalente  $\sigma_{eq}$  sea menor o igual a la tensión admisible  $\sigma_{adm}$ . En el Trabajo Práctico N° 1 se aclara como realizar este cálculo.

En los perfiles que tienen dos ejes de simetría, el centro de esfuerzo de corte coincide con el baricentro de la sección y, por lo tanto, las fuerzas que actúan según los ejes principales pro-

vocan flexiones simples, mientras que, las que aun pasando por el baricentro, no coincide con un eje principal, dan lugar a flexión oblicua.

Por ejemplo, en el caso de un perfil I (Fig. 5) el momento  $M$  se descompone en los  $M_x = M \cdot \sin \alpha$  y  $M_y = M \cdot \cos \alpha$  con respecto a los ejes correspondientes, y la verificación está dado por:

$$\sigma = \pm \frac{M_x}{W_x} \pm \frac{M_y}{W_y} \leq \sigma_{adm}$$

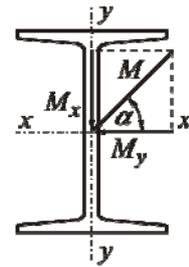


Fig. 5

### 4.- VIGAS CON REMACHES O TORNILLOS

Cuando las luces son grandes o las cargas son importantes, como los perfiles laminados tienen ciertos límites de fabricación y no alcanzan a las características mecánicas necesarias, se debe recurrir necesariamente a las vigas armadas.

En las vigas armadas se puede dar una mejor utilización del acero que en las vigas laminadas. Esto obedece a que, tienen un alma de espesor más reducido y además, sus alas –que son las piezas principales– poseen un brazo mecánico alto capaz de admitir los momentos flectores.

#### 4.1.- Criterios para el dimensionamiento

En línea general, no hay afinidad entre los distintos criterios para proyectar una viga doble T de alma llena remachada. La determinación de su sección transversal está dada por la experiencia y se detallan a continuación:

##### 4.1.1.- Elección de la altura $h$

En primera instancia se podría decir que, a mayor altura se obtendrían mejores condiciones para la viga ya que, por un lado, con el aumento del momento de inercia aumenta la capacidad resistente de la misma, y por el otro, mejoran las condiciones de flecha, ya que ésta, es inversamente proporcional a la altura. Desde luego esta comparación es válida siempre, a igual cantidad de material empleado. La elección de una mayor altura tiene el inconveniente de presentar mayor riesgo de pandeo lateral.

Teniendo en cuenta el aspecto económico y en función de la longitud  $l$ , las alturas  $h$  (Fig. 6) más convenientes oscilan:

- a) Vigas simplemente apoyadas:  $h = l/10$  a  $l/12$ .
- b) Vigas continuas:  $h \cong l/25$ .
- c) Para cargas estáticas constantes:  $h = l/12$  a  $l/20$ .
- d) Para vigas con una contraflecha igual a la flecha:  $h = l/15$  a  $l/18$ .

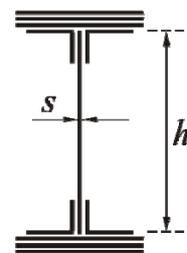


Fig. 6

- e) Si se tiene definido el espesor  $s$  del alma:  $h = 1,20 \cdot \sqrt{\frac{W_x}{s}}$  ( $W_x$  = Módulo resistente).
- f) Para puentes ferroviarios:  $\begin{cases} h = l/10 & \text{para vigas simplemente apoyada.} \\ h = l/25 & \text{para vigas continuas.} \end{cases}$
- g) Para puentes carreteros con luces de hasta 100 m:  $h = l/20$  a  $l/25$ .

**4.1.2.- Espesor  $s$  del alma**

No es fácil determinar el mínimo espesor  $s$  del alma (Fig. 6), y menos aún, el espesor mínimo al que hay que recurrir para prescindir del empleo de rigidizadores.

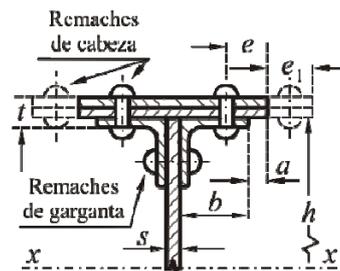
- a) Las normas españolas fijan el mínimo para  $s = h/167$ .
- b) La norma francesas fijan el mínimo para  $s \geq h/166$  y admite excluir los rigidizadores si  $s \geq h/71,5$ .
- c) La norma belgas establecen para puentes el mínimo si  $s \geq h/170$  y la cancelación de los rigidizadores si  $s \geq h/60$ .
- d) De la práctica se obtienen los criterios siguientes:
  - ✓ En base a la altura se fija el espesor:
    - Para  $h < 800$  mm  $\Rightarrow s = 8$  mm.
    - Para  $h < 1.500$  mm  $\Rightarrow s = 10$  mm.
    - Para  $h > 1.500$  mm  $\Rightarrow s = 12$  mm. Rigidizando el alma de ser necesario.
  - ✓ De acuerdo a la altura y del tipo de carga se determina el espesor:
    - Para  $h < 600$  mm y para cargas reducidas.  $\Rightarrow s = 6$  a  $8$  mm.
    - Para  $h < 1.000$  mm y para cargas medias.  $\Rightarrow s = 10$  a  $12$  mm.
    - Para  $h > 1.000$  mm y para cargas pesadas.  $\Rightarrow s > 12$  mm.
- e) En general, se puede utilizar para el espesor  $s$  la siguiente fórmula:

$$s \cong h/110$$

**4.1.3.- Ancho y espesor de las alas de los angulares**

Se recomienda utilizar para el ancho  $b$  de los angulares (Fig. 7) la siguiente la fórmula:

$$b \cong \frac{h}{40} + 60 \text{ mm}$$



**Fig. 7**

Los angulares a utilizar pueden ser de alas iguales o desiguales, siendo estas últimas más económicas si se colocan con el alma mayor en posición horizontal; de esta forma, para una misma sección de angular se obtiene un momento de inercia mayor en la viga y, por consiguiente mejora el pandeo lateral del cordón comprimido.

El espesor de los angulares suele tomarse igual al espesor del alma, a lo sumo de 1 a 2 mm más, excepcionalmente menos.

#### 4.1.4.- Platabandas o alas

##### a.- Números de platabandas

Respecto del número de platabanda es aconsejable no superar las 3, en casos muy puntuales podrían llegar a 4.

##### b.- Ancho

Las platabandas deben tener un ancho tal que, dentro de ciertos límites, aseguren al cordón comprimido, una cierta resistencia a las probables deformaciones locales. Las platabandas deberían tener el mismo ancho de ser posible, aunque no siempre el mismo espesor.

Como en los casos anteriores, se tienen distintos criterios para determinar al ancho de las platabandas, algunos de ellos son:

- ✓ Las alas deben sobresalir de los bordes de los angulares una distancia  $a$  (Fig. 7) comprendida de 5 a 10 mm.
- ✓ Se adopta la distancia  $e$  (Fig. 7) de los remaches a los bordes según:

$$1^{\circ} \text{ Criterio } e \leq \begin{cases} 3,50 \cdot d_1 & \text{con varias platabandas.} \\ 4,50 \cdot d_1 & \text{con una sola platabanda.} \end{cases}$$

$$2^{\circ} \text{ Criterio } e \leq 3,00 \cdot d \quad \text{ó} \quad 6,00 \cdot t$$

- ✓ Si el ancho de la platabanda fuera bastante mayor, línea punteada de la Fig. 7, se deberá disponer de otra fila de remaches, con un paso mayor de remachado que impida que los bordes de las platabandas se separen. Estos remaches que son de fuerza, también actúan en la transmisión de los esfuerzo de corte de la platabanda superior a la próxima inferior, siendo:

$$e_1 \leq 3,00 \cdot d \quad \text{ó} \quad 6,00 \cdot t$$

$d_1$  es el diámetro del remache.

$d$  es el diámetro del agujero donde se aloja el remache.

$t$  es el espesor de la chapa más delgada ya sea de la platabanda o del angular.

##### c.- Espesor

El espesor total  $t$  del ala o cabeza de la viga (Fig.7), que incluye el ala del angular y las platabandas, debe estar limitado. De esta forma se impediría que las espigas de los remaches

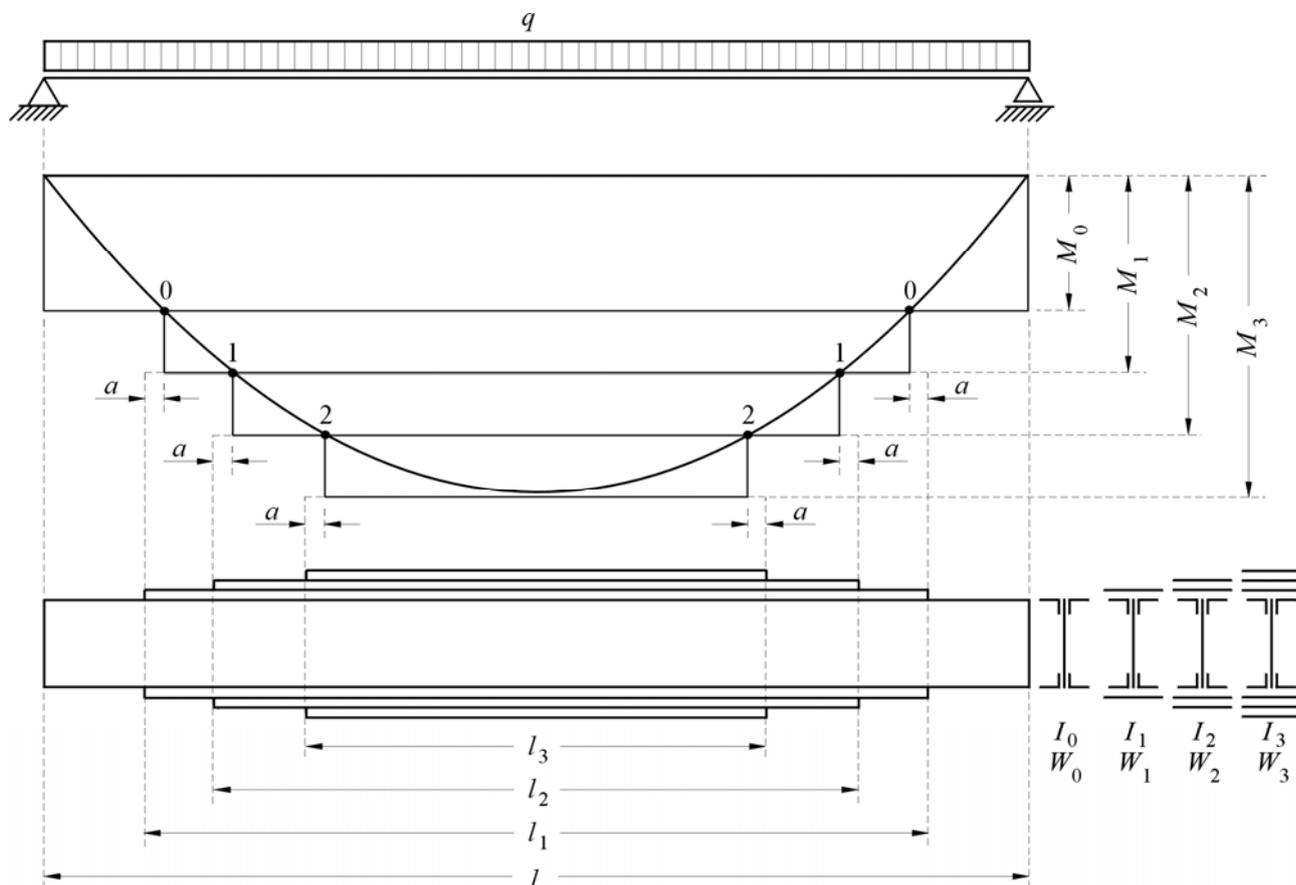
tengan una longitud exagerada, lo que podría dificultar la transmisión de los esfuerzos de corte de las platabandas a los angulares. El espesor total  $t$  está dado por los siguientes criterios:

$$t \leq 4,50 \cdot d_1 \quad \text{ó} \quad 3,00 \cdot d$$

Las platabandas, si bien pueden tener distintos espesores, en general tienen el mismo espesor de los angulares y en casos excepcionales, no muy superior a él.

**d.- Longitud**

Para que sean efectivas, las platabandas –con las longitudes requeridas– se deben disponer de forma escalonada, tal que se adapten al diagrama de los máximos momentos flectores provocados por las cargas previstas en la viga. En el ejemplo de la Fig. 8 se supone a la viga con tres platabandas y una carga uniformemente repartida  $q$ .



**Fig. 8**

El método más expeditivo para establecer la longitud de las platabandas es gráficamente, sobre la base del diagrama de momentos flectores  $M_i$  y de los momentos resistentes  $W_i$ . Los momentos flectores máximos (Fig. 8) que pueden admitir estas secciones teniendo en cuenta la tensión admisible,  $\sigma_{adm}$ , valen:

$$M_0 = W_0 \cdot \sigma_{adm} \quad \text{donde } W_0 = \text{Momento resistente del alma y los angulares}^{(1)}.$$

$$M_1 = W_1 \cdot \sigma_{adm} \quad \text{donde } W_1 = W_0 + 1 \text{ platabanda en cada ala.}$$

$$M_2 = W_2 \cdot \sigma_{adm} \quad \text{donde } W_2 = W_0 + 2 \text{ platabandas en cada ala.}$$

$$M_3 = W_3 \cdot \sigma_{adm} \quad \text{donde } W_3 = W_0 + 3 \text{ platabandas en cada ala.}$$

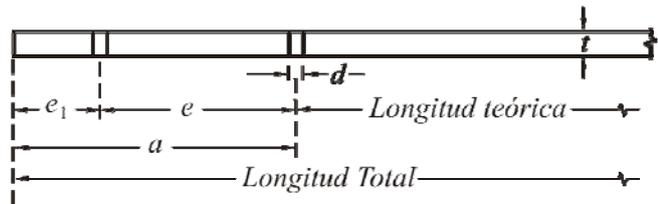
Los momentos así obtenidos y llevados a escala sobre el diagrama de momento y proyectado a lo largo del eje de la viga dan los puntos de intersección 0, 1 y 2 que definen la longitud teórica básica de las platabandas. En los extremos de la longitud teórica, las platabandas que han sido interrumpidas, deben absorber –en ese punto– las fuerzas P originadas por la flexión, por lo tanto, dichos extremos tienen que ser prolongados en la longitud conveniente, de modo que se transmita esta fuerza P a través de los métodos de unión indispensable.

$$P = \sigma_{plat} \cdot F_{plat}$$

$\sigma_{plat}$  es la tensión en la sección interrumpida.

$F_{plat}$  es la sección de la platabanda.

Las platabandas, necesitan tener una longitud un poco mayor que la teórica, y en la práctica, con un par de remaches suele ser suficiente. El primero de los remaches puede hallarse ubicado en el punto de intersección de la longitud teórica, con este procedimiento, se obtiene la distancia a que debe exceder y consecuentemente, la longitud total de la platabanda, según la Fig. 9 es de:



**Fig. 9**

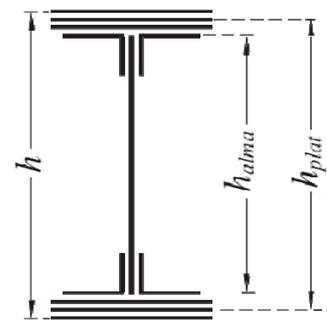
$$\text{Longitud total} = \text{Longitud teórica} + 2 \cdot (e + e_1)$$

e y e1 son las distancias reglamentaria en que se debe colocar los remaches.

**e.- Sección necesaria**

Generalmente, el cálculo de la sección de las platabandas se lo efectúa sin deducir la sección de los agujeros para el cordón comprimido y descontándolo en el cordón traccionado. No obstante, las normas americanas aceptan no tener en cuenta los agujeros –en la línea de menor resistencia– si la disminución es menor al 15 % respecto del ala completa.

La experiencia demuestra que, el descuento de los agujeros en el cordón traccionado asciende alrededor de un 15%, por consiguiente, se puede determinar –en un cálculo de máxima– la sección de las platabandas de acuerdo con la Fig. 10 y al siguiente desarrollo:



**Fig. 10**

<sup>(1)</sup>  $W_0 = W_t$  que, en general, es el momento resistente al borde traccionado debido al descuento de los agujeros. Es factible, que en algunos casos, se deba calcular el momento resistente al borde comprimido  $W_c$ .

$$I_3 = I_0 + 2 \cdot 0,85 \cdot F_{plat} \cdot \left( \frac{h_{plat}}{2} \right)^2 \quad \text{donde:} \quad h_{plat}^2 \cong h \cdot h_{alma}$$

El coeficiente 0,85 es debido a la deducción de agujeros en el cordón a tracción, la cual, según la experiencia asciende aproximadamente a un 15%.

$$I_3 = I_0 + 2 \cdot 0,85 \cdot F_{plat} \cdot \frac{h \cdot h_{alma}}{4}$$

$$W_3 = \frac{I_3}{\frac{h}{2}} = \frac{I_0}{\frac{h}{2}} + 2 \cdot 0,85 \cdot F_{plat} \cdot \frac{h \cdot h_{alma}}{4 \cdot \frac{h}{2}} = W_0 + 0,85 \cdot F_{plat} \cdot h_{alma}$$

$$F_{plat} = \frac{W_3 - W_0}{0,85 \cdot h_{alma}} \quad \text{donde:} \quad W_3 = \frac{M_{máx}}{\sigma_{adm}} ; \quad W_0 = \frac{M_0}{\sigma_{adm}}$$

$$F_{plat} = \frac{M_{máx} - M_0}{0,85 \cdot h_{alma} \cdot \sigma_{adm}}$$

Al valor  $F_{plat}$  se lo debe dividir entre varias platabandas, para así obtener una buena adaptación de los valores de los momentos resistentes a la envolvente de los momentos flectores; por otra parte, ha de tenerse en cuenta que el espesor total de chapas a remachar no debe sobrepasar, en lo posible, el valor de  $4,5 d$ , siendo  $d$  el diámetro de remache.

## 5.- VIGAS SOLDADAS

Las vigas soldadas, durante los últimos años, han anulado casi por completo a las vigas remachadas, siendo aquellas las más utilizadas en la actualidad. Dado que han mejorado el acero, los electrodos y perfeccionados los sistemas de soldadura.

Los inconvenientes que tiene la soldadura son el del control y el de encontrar buenos soldadores. Dado que, si se ejecutan uniones mal elaboradas (donde no hay una buena unión entre alma y platabanda) y además, no se tiene una buena penetración de la soldadura como se ve en la Fig. 11, se puede llegar a tener tensiones residuales de gran importancia.

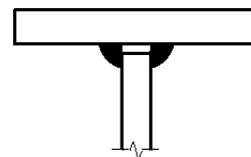


Fig. 11

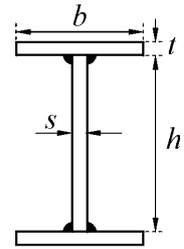
### 5.1.- Criterios para el dimensionamiento

#### 5.1.1.- Elección de la altura $h$

Para las vigas de alma llena soldada, en cuanto a la altura  $h$ , es válido lo expuesto sobre vigas de alma llena remachadas.

**5.1.2.- Espesor *s* del alma**

En las vigas soldadas (Fig. 12) el espesor *s* del alma –que se halla unida a las platabandas por medio de cordones de soldadura de filete o en ángulo– debe adoptarse en función de: el esfuerzo de corte (*Q*), la flexión (*M*), a que no presente fuertes fenómenos de abolladura, al momento de inercia transversal (*I*) y de la sección de los cordones que el alma vincula (*S*).



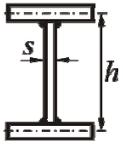
**Fig. 12**

Entre otros criterios –ver vigas remachadas– tenemos en la tabla siguiente, que de acuerdo a la altura *h*, se establecen los límites del espesor *s* del alma. El espesor, en estos casos, se define de acuerdo a la sollicitación principal a que está sometida la viga. Por ejemplo, se toma los valores inferiores de *s* para vigas de gran longitud, donde la sollicitación principal es el momento flector (*M<sub>máx</sub>*) y reducido el esfuerzo de corte (*Q<sub>máx</sub>*) y, viceversa, se toma los valores superiores de *s* en vigas de poca longitud, es decir, donde el esfuerzo de corte (*Q<sub>máx</sub>*) es elevado frente al momento flector (*M<sub>máx</sub>*).

Altura del alma <i>h</i>	Espesor <i>s</i> del alma	
	<i>Q<sub>máx</sub></i> reducido frente al <i>M<sub>máx</sub></i>	<i>Q<sub>máx</sub></i> elevado frente al <i>M<sub>máx</sub></i>
200 mm	6 mm	10 mm
500 mm	6 mm	12 mm
750 mm	8 mm	14 mm
1.000 mm	8 mm	16 mm
1.500 mm	10 mm	20 mm
> 2.000 mm	14 mm	28 mm

Entre las normas, no hay muchas coincidencias referentes al espesor mínimo que debe dársele al alma para evitar el uso de rigidizadores. Las normas españolas establecen que el espesor del alma debe ser:  $s > 0,006 \cdot h$

La tabla siguiente nos da el espesor *s* del alma admisible sin rigidizadores en función, del tipo de acero y de la altura *h*.

 <i>l</i> = longitud de la viga	Tipos de aceros	
	F-24	F-36
	Espesor <i>s</i> en función de la altura <i>h</i>	
Límite de fluencia en Kg/cm <sup>2</sup>	2.400	3.600
Esfuerzo de corte predominante y $l < 7 \cdot h$	$s \geq 0,0191 \cdot h$	$s \geq 0,0133 \cdot h$
Flexión predominante y $l \geq 12 \cdot h$	$s \geq 0,0123 \cdot h$	$s \geq 0,0151 \cdot h$

**5.1.3.- Platabandas o alas**

**a.- Números de platabandas**

Se puede incorporar a las cabezas de la viga, cuando éstas son de cargas y luces muy grandes, platabandas que no deben superar el número de tres y excepcionalmente cuatro. Estas platabandas se distribuirán de acuerdo al dia-



**Fig. 13**

grama de momento flector, como se lo trató, en el tema de vigas remachadas. En el ejemplo de la Fig. 13 se ha incorporado a la viga tres platabandas.

**b.- Ancho**

En las vigas soldadas y a igual que en las vigas de alma llena remachadas, se trata de darle al cordón comprimido un ancho tal que aumente la rigidez y reduzca el pandeo lateral. Este ancho tiene limitaciones ya que si es excesivo puede experimentar deformaciones locales como se aprecia en la Fig.14.

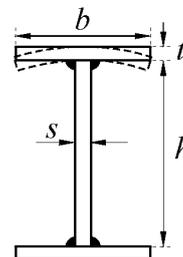


Fig. 14

Los anchos  $b$  se lo toman de acuerdo a los siguientes criterios:

- ✓ En base a la luz se fija el espesor:  $b = l/25$  a  $l/60$ .
- ✓ En base a la altura se fija el espesor:  $b = 0,20 \cdot h$  a  $0,45 \cdot h$ .
- ✓ Estudios experimentales indican que:  $30 \cdot s > b < l/21$  para el F-24.
- ✓ La experiencia americana recomienda tomar como máximo:  $b = 30 \cdot s$ .

Los criterios anteriores, de vastos límites, son sugerencias. Con una buena solución constructiva –por ejemplo, colocando arrostramientos transversales a la viga– se puede obtener resultados económicos que estarán fuera de dichos límites.

**c.- Espesor**

Generalmente las alas suelen ser de una sola chapa, no obstante tengan un elevado espesor. Se recomienda utilizar, en lo posible, espesores reducidos, cercanos a los 20 mm. En el caso de emplear chapas de mayor espesor, es preciso recurrir a un acero de mejor calidad, es decir, que hayan sido sujetos al proceso de calmado<sup>(2)</sup>. Para estos casos se recomienda no superar los 50 mm para el acero F-36 y los 70 mm para el acero F-24, tratándose de conservar los 45 mm como límite.

Asimismo se podrá utilizar distintos espesores para la ejecución del ala, obteniéndose de esta forma una viga con momento de inercia variable, que estará relacionado con el diagrama de momento flector. De optarse por esta alternativa podemos recurrir a las siguientes soluciones:

- ✓ Utilizar como ala chapas de distintos espesores que se vinculan mediante soldaduras a tope (Fig. 15). Si la diferencia de espesores de las chapas es mayor a los 10 mm se debe realizar una inclinación 1:1 o menor. Para conseguir una adecuada transición y evitar las concentraciones de tensiones, estos cordones deben tener un tratamiento posterior de terminación. Si la diferencia es menor a los 10 mm se puede compensar con la soldadura.

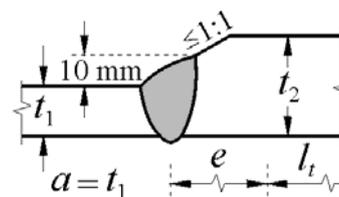


Fig. 15

<sup>(2)</sup> En el acero que después de la colada se nota una gran formación de burbujas se lo conoce como acero efervescente o no calmado. El acero calmado, por lo contrario, es aquel que con la incorporación de elementos como el silicio, titanio, calcio y aluminio se obtiene, después de la colada, un acero sin presencia de burbujas.

✓ Obtener la sección necesaria del ala con chapas de distintos espesores (Fig. 16), sin superar los máximos especificados con anterioridad. Cada una de estas chapas –platabandas– se unirá a la contigua mediante una soldadura frontal y lateral en ángulo, donde:

- \* Soldadura frontal en ángulo ① (no isósceles) con un  $a \geq 0,50 \cdot t$  y una pendiente  $h : d = 1 : 2$  o menor.
- \* Soldadura lateral en ángulo ② (isósceles) con  $d = h$ .
- \* Soldadura lateral de transición en ángulo ③.
- \* Soldadura lateral en ángulo ④ (isósceles) con un  $a$  de acuerdo al cálculo que unirá las platabandas y absorberá el total de la fuerza  $P$  (ver el punto d.- *Longitud*).
- \* Soldadura lateral en ángulo ⑤ (isósceles) según el cálculo de unión de las platabandas.

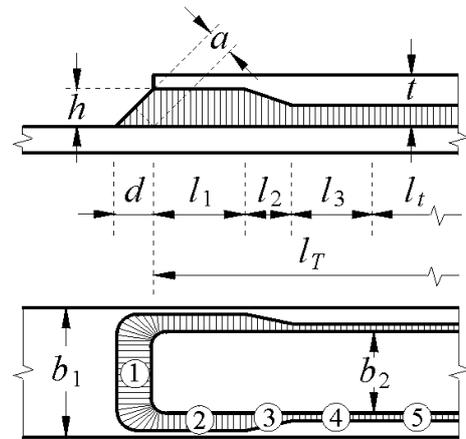


Fig. 16

**d.- Longitud**

En el caso de la Fig. 15 las platabandas deben tener más allá de su longitud teórica ( $l_t$ ), como mínimo, una longitud  $e$  no menor a la mitad de su ancho ( $e \geq b/2$ ), ver el Trabajo Práctico N° 2.

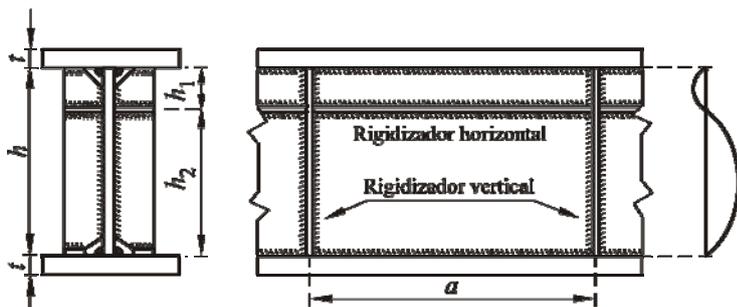
La platabanda de la Fig. 16, de hecho es efectiva cuando se tiene una longitud tal que, a partir de la longitud teórica ( $l_t$ ) y final de la misma actúen cordones de soldaduras –en ángulos frontales y laterales– capaces de admitir el esfuerzo  $P = F_{plat} \cdot \sigma_{adm}$ . La longitud que debe adicionarse a la platabanda en estudio se la obtiene a partir de este esfuerzo, ver el Trabajo Práctico N° 3.

De acuerdo con la Fig. 16 la longitud total ( $l_T$ ) de la platabanda es:

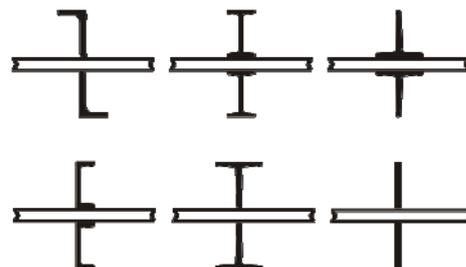
$$l_T = l_t + 2 \cdot (l_1 + l_2 + l_3)$$

**5.1.4.- Rigidizadores**

En la vigas armadas que se encuentran sometidas a cargas en su plano medio y tienen dimensiones  $a$  y  $h$  muy grandes (Fig. 17), es necesario algunas veces, y casi siempre conveniente, subdividirlas en paneles o recuadros. A este efecto, se disponen de refuerzos verticales, horizontales y excepcionalmente oblicuos, llamados rigidizadores, pudiéndoselos colocar de un solo lado o a ambos lados del alma. Se los diseña, según algunos ejemplos, con perfiles o chapa (Fig. 18) de manera que tengan un gran momento de inercia, con el objeto de impedir el efecto de pandeo al abollamiento en la chapa.



**Fig. 17**



**Fig. 18**

Los rigidizadores son importantes en los apoyos y en las secciones en que están aplicadas grandes cargas concentradas. Su función principal es la de impedir el abollamiento de la chapa, imponiendo líneas nodales rígidas (Fig. 17) al esquema de abollamiento. Estos rigidizadores cumplen la función de acortar la longitud de abollamiento, y por consiguiente, aumentar el coeficiente de seguridad.

Se puede prescindir de la verificación del abollamiento en las estructuras para alturas inferiores a 1 m, solamente se ha de efectuar esta comprobación en determinadas circunstancias, según lo establece el Reglamento CIRSOC 302. Las norma españolas excluyen de la comprobación a las vigas inferiores a 1m, siempre y cuando la relación entre espesor y altura de alma sea superior a 14 milésimas.

Con almas constituidas por chapas de hasta 1,60 m de altura y de 12 a 14 mm de espesor, basta disponer rigidizadores transversales que absorberán el esfuerzo de corte. A este respecto se recomienda que la distancia entre rigidizadores sea superior o igual a la altura del alma.

Las normas italianas prescriben que, cuando el espesor  $s$  del alma de una viga llena es  $s < 0,02 \cdot h$ , se colocarán rigidizadores verticales cuya distancia no debe ser superior a 1,80 m y en general se colocan a distancias comprendidas entre  $0,50 \cdot h$  y  $h$ .

En resumen, la resistencia a la abolladura de las placas se puede incrementar de dos maneras: aumentando el espesor del alma o disminuyendo el mismo con la colocación de rigidizadores (de acuerdo a los párrafos anteriores y a los Apartados 4.1.2 y 5.1.2).

Por razones económicas, la tendencia actual es la de aumentar la resistencia al pandeo mediante el empleo de mayores espesores en el alma de las vigas de altura no superior a los 2,00 m. Empleándose los rigidizadores sólo en las situaciones en que resulten indispensables.

En vigas donde la altura excede los 2 m suelen colocarse rigidizadores horizontales, subdividiendo en forma equidistante la altura en dos, tres y cuatro partes, según se trate de solicitaciones tangenciales puras o de compresión constante. Mientras que si se trata de tensiones debidas a solicitaciones de flexión simple, conviene colocar a los rigidizadores horizontales entre  $h_1 = 0,20 \cdot h$  a  $h_1 = 0,25 \cdot h$  (Fig. 17) aproximadamente, partiendo de la fibra más solicitada a compresión en el borde comprimido.

En la ejecución de los rigidizadores hay que evitar que se crucen el cordón de soldadura de unión del rigidizador al alma y los cordones de soldadura de unión del alma a las platabandas (cordón de garganta). Además, a los rigidizadores no se los debe soldar sobre las platabandas en

la zona de tracción del alma (perpendicular a la dirección del esfuerzo), ya que la retracción transversal del ala traccionada provoca tensiones adicionales de flexión, cuya superposición con las tensiones principales puede ocasionar rotura. En las estructuras solamente se admiten estos cordones en las zonas en que la tensión que se produce es inferior o igual al 80 % de la tensión admisible

De estos datos se deduce fácilmente la longitud admisible de los cordones de soldadura del rigidizador, en la zona de tracción de la chapa del alma.

$$\sigma_r \leq 0,80 \cdot \sigma_{adm}$$

$$\frac{0,80 \cdot \sigma_{adm}}{\sigma_{adm}} = \frac{h'}{\frac{h}{2} + t}$$

$$h' = 0,80 \cdot \left(\frac{h}{2} + t\right)$$

$$h_r = \left(\frac{h}{2} + t\right) - h'$$

$$l_s = h + 2 \cdot t - 2 \cdot h_r$$

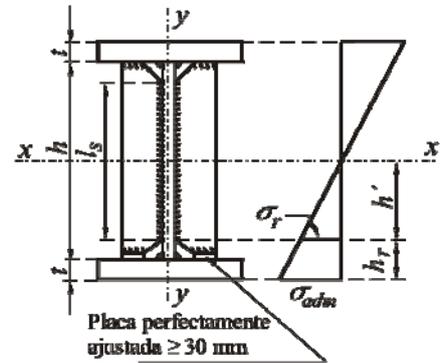


Fig. 19

En la Figura 19 se representa una de las maneras de ejecutar los rigidizadores. Con esta disposición se evita atravesar con cordones de soldadura la zona de tracción. El cordón de la viga a tracción solamente está afectado por cordones de soldadura muy cortos, o longitudinales, que no le pueden perjudicar. Para evitar el cordón de soldadura transversal, en la platabanda del cordón de la viga a tracción, se adopta la disposición representada, en la cual, el rigidizador no está unido por soldadura a la platabanda, sino a una placa que descansa sobre ella por simple contacto. Esta placa debe ajustarse perfectamente y su espesor debe ser como mínimo 30 mm.

**a.- Rigidizador de apoyo**

En donde existen cargas concentradas  $Q$  (reacciones de apoyo) se está obligado a colocar rigidizadores, capaces de soportar el esfuerzo de compresión que corresponde a los valores máximos de las fuerzas exteriores aplicadas. Estos rigidizadores se calculan como barras comprimidas, cuya longitud ideal de pandeo es igual a la altura total  $h$ . Se considera, como sección del rigidizador, la colaboración del alma en una longitud máxima que varía de 20 a 30 veces su espesor  $s$ , dependiendo el criterio de los distintos autores y normas (Fig. 20).

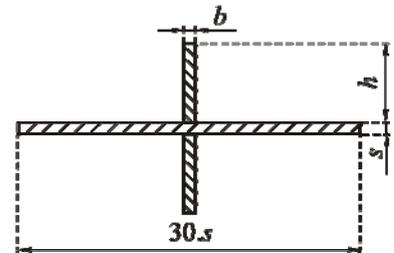


Fig. 20

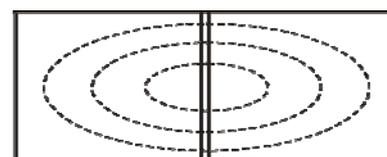
**b.- Rigidizador intermedio**

Para dimensionar los rigidizadores verticales u horizontales se puede, como un primer cálculo, considerar a las barras como independientes, articuladas en los extremos y sometidas a flexocompresión. Se considera como parte del rigidizador una franja de chapa igual a  $n \cdot s$  ( $n$  veces el espesor  $s$ ). A igual que en el caso anterior los criterios son dispares, desde no tener en cuenta el alma en el cálculo de la sección resistente, hasta llegar a considerar hasta  $50 \cdot s$ , como en el caso de los ingenieros navales, basándose en la experiencia.

A cada tensión ideal de abollamiento le corresponde una determinada superficie ideal de abollamiento de acuerdo con la cual, la chapa se deforma al comenzar el abollamiento. Los rigidizadores tienen por misión oponer resistencia a esa deformación y de ese modo incrementar la tensión ideal de abollamiento. Los rigidizadores ubicados en aquellas partes donde, por efecto del abollamiento de la chapa supuesta sin rigidización, no se produce ninguna de flexión (líneas nodales de la superficie de abollamiento de la chapa no rigidizada), son por lo tanto ineficaces.

Para el dimensionamiento de los rigidizadores –en la actualidad aún está sujeto a discusión– se puede optar por los rigidizadores parcialmente flexibles o por rigidizadores ultrarrígidos .

**Rigidizadores parcialmente flexibles.** Son capaces de garantizar al alma de la viga un grado suficiente de seguridad hasta la carga crítica, pero permitiendo la extensión de las deformaciones de un panel a otro (Fig.21).



Regidizador flexible

Fig. 21

El valor mínimo del momento de inercia de la sección de un rigidizador longitudinal o transversal de acuerdo con los artículos 6.3.1. y 6.3.2. del Reglamento CIRSOC 302, con el objeto de incrementar la tensión ideal de abollamiento de la chapa, hasta la tensión ideal de abollamiento del recuadro parcial mas solicitado, supuesto articulado en sus bordes, y con ello admitir en el estudio de la abolladura de la chapa una división de los recuadros en recuadros parciales articulados, este valor mínimo del momento de inercia de la sección, en base a hipótesis ideales es de:

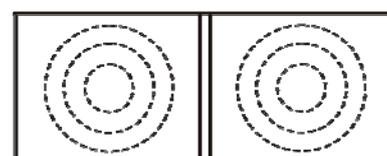
$$I^* = 0,092 \cdot \theta^* \cdot h \cdot s^3$$

Si la superficie de chapa está solicitada simultáneamente por momentos flectores y esfuerzos de cortes, caso que no resuelve la Tabla 9 de las Recomendaciones del CIRSOC 302–1, se elegirá el valor de  $\theta^*$  (coeficiente de rigidez que depende de la carga, de la relación  $\alpha = \frac{a}{h}$ , de la disposición de los rigidizadores y, en el caso de rigidizadores solicitados axialmente de la magnitud auxiliar  $\delta = \frac{A}{h \cdot s}$  donde A es la sección bruta del rigidizador) que corresponde al mayor de los obtenidos al considerar, independientemente, una u otra sollicitación.

Si se emplean varios rigidizadores y el sistema proyectado no está incluido entre los que figuran en la Tabla 9 antes mencionada, se dimensionarán los distintos rigidizadores como si cada uno de ellos hubiese de actuar solo.

Para valores de  $\alpha$  no incluido dentro de los límites marcados en la Tabla 9 se puede tomar  $\theta^* = 0$ .

**Rigidizadores ultrarrígidos.** Se denominan así los rigidizadores de los que podemos asegurar que permanecen teóricamente rectos durante el proceso de abollamiento del alma (Fig.22).



Regidizador rígido

Fig. 22

Si se adopta la teoría lineal de la estabilidad y el concepto de carga crítica, se pueden proyectar rigidizadores tan rígidos que permitan sustituir el único panel del alma  $l \cdot h$  ( $l$  = longitud de la viga y  $h$  = altura de la viga) por tantos paneles secundarios inmovilizados entre los rigidizadores que lo encierran.

Entre los dos tipos de rigidizadores, la zona de transición es la carga crítica. Por debajo de ella, están los rigidizadores flexibles. Por arriba de la carga crítica, en la fase poscrítica, las deformaciones se limitan a cada uno de los paneles, ahí aparecen los rigidizadores ultrarrígidos.

Un rigidizador es considerado como ultrarrígido, para las Instrucciones españolas (criterio también adoptado por las normas checoslovacas), si el momento de inercia del rigidizador cumple con la siguiente condición:

$$I^* \geq 0,092 \cdot \theta \cdot h \cdot s^3 \cdot C$$

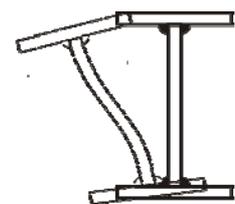
Donde  $C > 1$  es un coeficiente de mayoración o coeficiente de seguridad, deducido por Massonet en base a su experiencia y a ensayos empíricos. Massonet observa los efectos de la situación real del panel con sus inevitables imperfecciones geométricas y constructivas, sus tensiones residuales y que además, depende tanto de la distribución de los rigidizadores como del tipo de sollicitación del panel. Por lo tanto considera que, para asegurar la indeformabilidad hasta el colapso del rigidizador rígido, los valores teóricos deben ser mayorados por este coeficiente  $C$ .

### 5.1.5.- Pandeo lateral de las vigas

Se denomina pandeo lateral de viga a un problema de inestabilidad, constituido por una desviación lateral de esta y acompañada por un giro.

Este es un problema de inestabilidad que se puede plantear tanto en las vigas laminadas como en las armadas.

El pandeo lateral viene provocado principalmente, por una sollicitación de flexión en el plano del alma. Se puede presentar en aquellas vigas cuyo cordón comprimido no esté inmovilizado transversalmente. En este caso la cabeza sometida a un esfuerzo de compresión, vuelca, saliéndose de su plano (Fig. 23).



**Fig. 23**

La seguridad frente al pandeo lateral se eleva mediante cualquier medida que tienda a impedir la torsión y la flexión lateral de la viga, de acuerdo a lo ya expuesto en los Apartados 4.1.3 y 5.1.3.b, o bien, con arriostramientos transversales y longitudinales.

**Los arriostramientos transversales** son los que impiden el giro en su plano de una sección de la viga y deben disponerse no solamente en los apoyos, sino también, si es posible, en otras secciones de la viga.

**Los arriostramientos longitudinales** son los que impiden la flexión lateral de la viga.

## 6.- CALCULO DE LAS VIGAS ARMADAS

Se deberá comprobar las tensiones de trabajo. Comprobándolas con las tensiones admisibles dadas por la norma vigente y de acuerdo al material utilizado. Asimismo se deberá comprobar la seguridad frente a los fenómenos de estabilidad elástica, como el pandeo lateral y el abollamiento, y verificarse los esfuerzos que se producen en los distintos medios de unión (remaches, tornillos y soldadura).

En el Trabajo Práctico N° 4 se desarrolla el cálculo de una viga armada soldada, donde el rigidizador intermedio es calculado según dos criterios, ambos son válidos: el del CIRSOC (rigidizador flexible) y el de Massonet (rigidizador ultrarrígido).

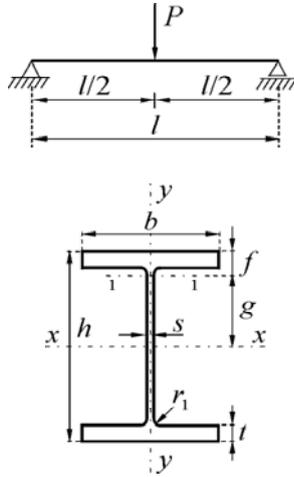
### Bibliografía:

- 1.- *“La Estructura Metálica de Hoy”* por Ramón Argüelles Alvarez.
- 2.- *“La Construcción Metálica”*. Tomo I y II. Traducción de la obra Alemana *“Stahlbau”*.
- 3.- *“El Acero en la Construcción”*. Manual para el Proyecto, Cálculo y Ejecución de Construcciones en Acero. Traducción de la obra Alemana *“Stahl Im Hochbau”*.
- 4.- *“Fundamentos para el cálculo y diseño de estructuras metálicas de acero laminado”* por Jaime Marcos García.
- 5.- *“Recomendaciones CIRSOC 301”*. Proyecto, Cálculo y Ejecución de Estructuras de Acero para Edificios.
- 6.- *“Recomendaciones CIRSOC 301-1”*. Acción Térmica Climática sobre Construcción de Acero.
- 7.- *“Recomendaciones CIRSOC 301-2”*. Métodos Simplificados, Admitidos para el Cálculo Estructuras de las Estructuras Metálicas.
- 8.- *“Reglamento CIRSOC 302”*. Fundamentos de Cálculo para los Problemas de Estabilidad del Equilibrio en las Estructuras de Acero”.
- 9.- *“Recomendaciones CIRSOC 302-1”*. Método de Cálculo para los Problemas de Estabilidad del Equilibrio en las Estructuras de Acero.
- 10.- *“Reglamento CIRSOC 304”*. Estructuras de Acero Soldadas.

## TRABAJO PRACTICO N° 1.-

Verificar la siguiente viga que se encuentra simplemente apoyada y construída con un perfil IPB 60.

### 1.- DATOS



Las características geométricas del perfil se tomaron del A. C. Tabla 2.2.1.2.

$P = 126,00 \text{ tn}$	;	$I_x = 171.000,00 \text{ cm}^4$
$l = 2,85 \text{ m}$	;	$W_x = 5.700,00 \text{ cm}^3$
$h = 60,00 \text{ cm}$	;	$S_x = 3.210,00 \text{ cm}^3$
$b = 30,00 \text{ cm}$	;	$r_I = 2,70 \text{ cm}$
$s = 1,55 \text{ cm}$	;	$f = 5,70 \text{ cm}$
$t = 3,00 \text{ cm}$	;	$g = 24,30 \text{ cm}$

Acero tipo F - 24 = 2.400,00 Kg/cm<sup>2</sup>

S/CIRSOC 301, Art. 2.4.

Estado de carga: P-S (Superposición de cargas principales y secundarias)

S/CIRSOC 301, Art. 3.2.1.

Recaudo constructivo: Clase II (No cumple con las verificaciones de Clase I)

S/CIRSOC 301, Art. 4.1.1.III.b.

Clase de destino: B (Nave industrial importante)

S/CIRSOC 301, Art. 4.1, Tabla 5.

Coefficiente de seguridad:  $\gamma = 1,40$  (Según los datos anteriores)

S/CIRSOC 301, Art. 4.1.3, Tabla 6.

Flecha =  $l / 300$

S/CIRSOC 301, Art. 6.6, Tabla 8.

### 2.- TENSIONES ADMISIBLES

S/CIRSOC 301, Art. 6.2.1.

$$\sigma_{adm} = \sigma_{eq} = \frac{\sigma_F}{\gamma} = \frac{2.400,00}{1,40} = 1.714,29 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_{adm} = \frac{\sigma_{adm}}{\sqrt{3}} = \frac{1.714,29}{\sqrt{3}} = 989,74 \text{ Kg/cm}^2$$

### 3.- CALCULO DE LAS SOLICITACIONES

$$M_{\text{máx}} = \frac{P \cdot l}{4} = \frac{126.000,00 \times 285,00}{4} = 8.977.500,00 \text{ Kg cm}$$

$$R_A = R_B = Q_{\text{máx}} = \frac{P}{2} = \frac{126.000}{2} = 63.000,00 \text{ Kg}$$

#### **4.- VERIFICACIONES**

##### **a.- Verificación de la flecha**

$$f = \frac{P \cdot l^3}{48 \cdot E \cdot I_x} = \frac{126.000 \times 285^3}{48 \times 2.100.000 \times 171.000} = 0,17 \text{ cm} < \frac{l}{300} = \frac{285}{300} = 0,95 \text{ cm} \quad \therefore \text{ B. C.}$$

##### **b.- Verificación de la tensión de flexión**

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{M_{\text{máx}}}{W_x} = \frac{8.977.500,00}{5.700,00} = 1.575,00 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{\text{adm}} \quad \therefore \text{ B. C.}$$

##### **c.- Verificación al corte**

$$\tau_{\text{máx}} = \frac{Q_x \cdot S_x}{I \cdot s} = \frac{63.000,00 \times 3.210,00}{171.000,00 \times 1,55} = 762,99 \text{ Kg/cm}^2 < \tau_{\text{adm}} \quad \therefore \text{ B. C.}$$

##### **d.- Verificación de la tensión equivalente**

S/CIRSOC 301, Art. 2.7 y Art. 6.2.1.

S/DIN 1050, Art. 6.2.

Si

$$\tau_{\text{máx}} = 762,99 \text{ Kg/cm}^2 > 0,50 \cdot \tau_{\text{adm}} = 0,50 \cdot 989,74 = 494,87 \text{ Kg/cm}^2$$

se debe verificar la tensión equivalente en la sección 1-1, la misma corresponde a la zona de transición del ala con el alma, según:

$$\sigma_{1-1} = \frac{g}{h/2} \cdot \sigma_{\text{máx}} = \frac{2 \times 24,30}{60} \times 1.575,00 = 1.275,75 \text{ Kg/cm}^2$$

$$S_{1-1} = S_x - \frac{s \cdot g^2}{2} = 3.210,00 - \frac{1,55 \times 24,30^2}{2} = 2.752,37 \text{ cm}^3$$

$$\tau_{1-1} = \frac{Q_x \cdot S_{1-1}}{I \cdot s} = \frac{63.000,00 \times 2.752,37}{171.000,00 \cdot 1,55} = 654,21 \text{ Kg/cm}^2$$

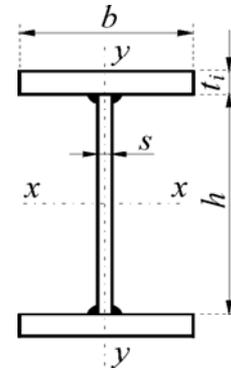
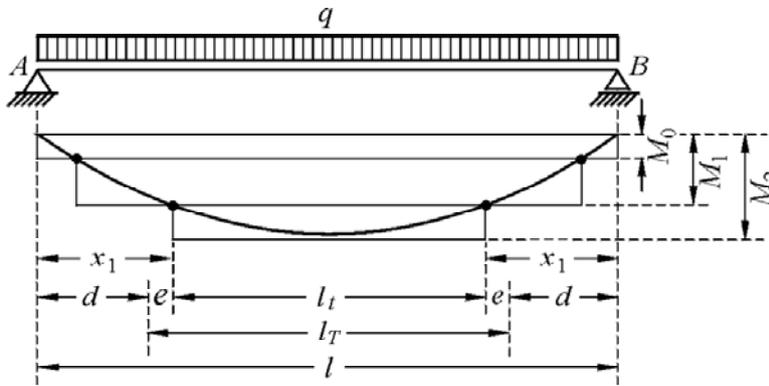
$$\sigma_{\text{eq}} = \sqrt{\sigma_{1-1}^2 + 3 \cdot \tau_{1-1}^2} = \sqrt{1.275,75^2 + 3 \times 654,21^2} = 1.706,32 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{\text{adm}} \quad \therefore \text{ B. C.}$$

Ing. Narciso A. Gómez

**TRABAJO PRACTICO Nº 2.-**

Calcular el empalme de la cabeza con soldadura a tope de la siguiente viga, la misma, está arriostrada en toda su longitud. Se calcula unicamente el empalme y no se realiza el resto de las verificaciones.

**1.- DATOS**



$q = 9,00 \text{ tn/m} \quad ; \quad l = 15,00 \text{ m}$

Acero tipo F - 24 = 2.400,00 Kg/cm<sup>2</sup>

S/CIRSOC 301, Art. 2.4.

Estado de carga: P-S (Superposición de cargas principales y secundarias)

S/CIRSOC 301, Art. 3.2.1.

Recaudo constructivo: Clase II (No cumple con las verificaciones de Clase I)

S/CIRSOC 301, Art. 4.1.1.III.b.

Clase de destino: B (Nave industrial importante)

S/CIRSOC 301, Art. 4.1, Tabla 5.

Coefficiente de seguridad:  $\gamma = 1,40$  (Según los datos anteriores)

S/CIRSOC 301, Art. 4.1.3, Tabla 6.

**2.- TENSIONES ADMISIBLES**

S/CIRSOC 301, Art. 6.2.1.

La tensión admisible del acero:

$$\sigma_{adm} = \frac{\sigma_F}{\gamma} = \frac{2,40}{1,40} = 1,71 \text{ tn/cm}^2$$

**3.- CALCULO DE LAS SOLICITACIONES**

$$M_{\text{máx}} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{0,09 \times 1.500,00^2}{8} = 25.312,50 \text{ tn cm}$$

**4.- DIMENSIONAMIENTO**

$$W_x = \frac{M_{\text{máx}}}{\sigma_{adm}} = \frac{25.312,50}{1,71} = 14.802,63 \text{ cm}^3$$

Del Acero de la Construcción tabla 3.4.3.1. pág. 243 adopto (se puede tomar otros) el siguiente perfil:

$$I_x = 966.400,00 \text{ cm}^4 \quad ; \quad h = 120,00 \text{ cm} \quad ; \quad b = 40,00 \text{ cm}$$

$$W_x = 15.460,00 \text{ cm}^3 \quad ; \quad s = 1,50 \text{ cm} \quad ; \quad t_2 = 2,50 \text{ cm}$$

Desde el apoyo al centro de la viga se reemplazará la platabanda anterior por la siguiente:

$$b = 40,00 \text{ cm} \quad ; \quad t_1 = 1,20 \text{ cm}$$

El momento de inercia y el módulo resistente para éste tramo de la viga es:

$$I_{x1} = \underbrace{\frac{s \cdot h^3}{12}}_{\textcircled{1}} + 2 \cdot b \cdot t_1 \cdot \underbrace{\left(\frac{h}{2} + \frac{t_1}{2}\right)^2}_{\textcircled{2}} + 2 \cdot \frac{b \cdot t_1^3}{12} = 216.000,00 + 4 \times 88.140,00 = 568.560,00 \text{ cm}^4$$

① se lo obtiene del Acero de la Construcción tabla 3.4.1.6, pág. 220 :  $I_{alma} = 216.000,00 \text{ cm}^4$

② se lo obtiene del Acero de la Construcción tabla 3.4.1.3, pág. 214 :  $I_{plat} = 88.140,00 \text{ cm}^4$

$$W_{x1} = \frac{I_{x1}}{\frac{h}{2} + t_1} = \frac{568.560,00}{\frac{120,00}{2} + 1,20} = 9.290,20 \text{ cm}^3$$

Los momentos máximo que absorben cada una de las estas chapas es:

$$M_0 = \frac{I_{alma}}{\frac{h}{2}} \cdot \sigma_{adm} = \frac{216.000,00}{\frac{120,00}{2}} \times 1,71 = 6.156,00 \text{ tn cm}$$

$$M_1 = W_{x1} \cdot \sigma_{adm} = 9.290,20 \times 1,71 = 15.886,24 \text{ tn cm}$$

$$M_2 = W_x \cdot \sigma_{adm} = 15.460,00 \times 1,71 = 26.436,60 \text{ tn cm}$$

La longitud teórica de la platabanda central la obtenemos a partir de:

$$M_1 = R_A \cdot x_1 - \frac{q \cdot x_1^2}{2} \Rightarrow x_1^2 - l \cdot x_1 + \frac{2 \cdot M_1}{q} = 0$$

donde nos queda determinada una ecuación de 2º cuya solución es:

$$x_1 = \frac{l - \sqrt{l^2 - 4 \cdot \frac{2 \cdot M_1}{q}}}{2} = \frac{15,00 - \sqrt{15,00^2 - 4 \times \frac{2 \times 158,86}{9,00}}}{2} = 2,92 \text{ cm}$$

La longitud teórica  $l_t$  debe prolongarse como mínimo:

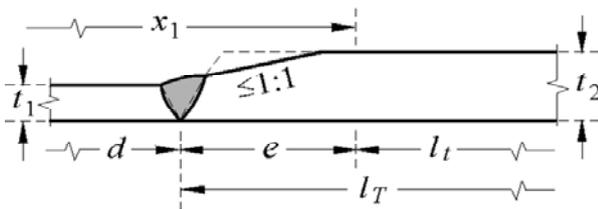
S/CIRSOC 304, Art. 5.2.4.2.

$$e \geq \frac{b}{2} = \frac{0,40}{2} = 0,20 \text{ m}$$

quedando el empalme de las platabandas a una distancia  $d$  del apoyo igual a:

$$d = x_1 - e = 2,92 - 0,20 = 2,72 \text{ m}$$

siendo la longitud total  $l_T$  de la platabanda central:



$$l_T = l - 2 \cdot d = 15,00 - 2 \times 2,72 = 9,56 \text{ m}$$

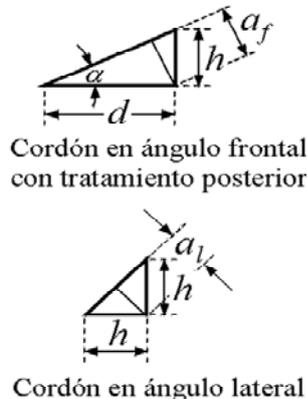
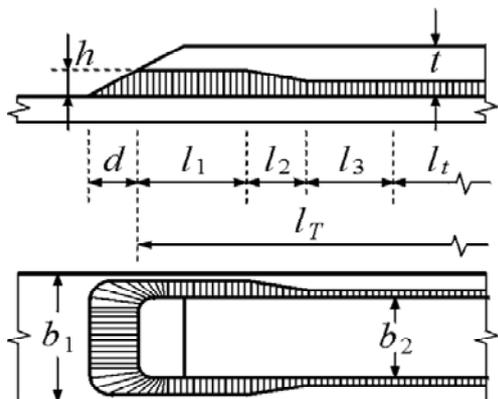
Se debería verificar sino resulta más económico ejecutar el total de la viga con el espesor de la platabanda central, ya que este empalme por la mayor mano de obra, podría resultar antieconómico.

Ing. Narciso A. Gómez

### TRABAJO PRACTICO Nº 3.-

Calcular la longitud de unión de la siguiente platabanda

#### 1.- DATOS



- $b_1 = 30,00 \text{ cm}$
- $b_2 = 25,00 \text{ cm}$
- $t = 2,00 \text{ cm}$
- $a = 0,70 \text{ cm}$
- $l_t = 850,00 \text{ cm}$
- $l_1 = 7,00 \text{ cm}$
- $l_2 = 3,50 \text{ cm}$
- $\alpha = 30^\circ$

Acero tipo F - 24 = 2.400,00 Kg/cm<sup>2</sup>

S/CIRSOC 301, Art. 2.4.

Estado de carga: P-S (Superposición de cargas principales y secundarias)

S/CIRSOC 301, Art. 3.2.1.

Recaudo constructivo: Clase II (No cumple con las verificaciones de Clase I)

S/CIRSOC 301, Art. 4.1.1.III.b.

Clase de destino: B (Nave industrial importante)

S/CIRSOC 301, Art. 4.1, Tabla 5.

Coefficiente de seguridad:  $\gamma = 1,40$  (Según los datos anteriores)

S/CIRSOC 301, Art. 4.1.3, Tabla 6.

#### 2.- TENSIONES ADMISIBLES

La tensión admisible del acero:

S/CIRSOC 301, Art. 6.2.1.

$$\sigma_{adm} = \frac{\sigma_F}{\gamma} = \frac{2.400,00}{1,40} = 1.714,29 \text{ Kg/cm}^2$$

La tensión admisible por corte de los cordones de soldadura:

Donde el coeficiente  $\alpha$  para el cálculo de las tensiones admisibles es:

S/CIRSOC 304, Tabla 2.

$$\alpha = 0,83$$

$$\tau_{sol adm} = \alpha \cdot \sigma_{adm} = 0,83 \times 1.714,29 = 1.422,86 \text{ Kg/cm}^2$$

S/CIRSOC 304, Art. 4.2.

#### 3.- CALCULO DE LAS GARGANTAS DE LOS CORDONES SOLDADURA

Espesor del cordón frontal

$$a_f = 0,50 \cdot t = 0,50 \times 2,00 = 1,00 \text{ cm}$$

S/CIRSOC 304, Art. 5.2.4.2.

$$h = \frac{a_f}{\cos \alpha} = \frac{1,00}{\cos 30^\circ} = 1,15 \text{ cm}$$

$$d = \frac{a_f}{\sin \alpha} = \frac{1,00}{\sin 30^\circ} = 2,00 \text{ cm}$$

**Espesor del cordón lateral**

$$a_l = 0,70 \cdot h = 0,70 \times 1,15 = 0,81 \text{ cm} \quad \text{S/CIRSOC 304, Art. 3.1.}$$

**Verificación de la pendiente del cordón frontal:**

$$\frac{h}{d} = 0,58 = 1 : 1,73 < 1 : 1 < 1,00 \text{ B.C.} \quad \text{S/CIRSOC 304, Art. 5.2.4.2.}$$

**4.- CALCULO DE LOS ESFUERZOS**

**Esfuerzo de tracción en la platabanda debida a la flexión:**

$$P = F \cdot \sigma_{adm} = b_2 \cdot t \cdot \sigma_{adm} = 25,00 \times 2,00 \times 1.714,29 = 85.714,29 \text{ Kg}$$

**Esfuerzo que puede absorber el cordón frontal:**

$$P_f = F_f \cdot \tau_{adm} = 2 \times 25,00 \times 1,00 \times 1.422,86 = 35.571,43 \text{ Kg}$$

**Esfuerzo que puede absorber el cordón lateral de longitud  $l_1$ :**

$$P_{l1} = 2 \cdot F_{l1} \cdot \tau_{adm} = 2 \cdot 7,00 \times 0,81 \times 1.422,86 = 16.101,16 \text{ Kg}$$

**Esfuerzo que puede absorber el cordón lateral de transición de longitud  $l_2$ :**

$a$  espesor del cordón de soldadura lateral según el cálculo de unión de las platabandas.

$$P_{l2} = 2 \cdot F_{l2} \cdot \tau_{adm} = 2 \cdot l_2 \cdot \frac{a + a_l}{2} \cdot \tau_{adm} = 2 \times 3,50 \times \frac{0,70 + 0,81}{2} \times 1.422,86 = 7.511,29 \text{ Kg}$$

**5.- CALCULO DE LAS LONGITUDES**

**Longitud  $l_3$  del cordón lateral para absorber el esfuerzo restante:**

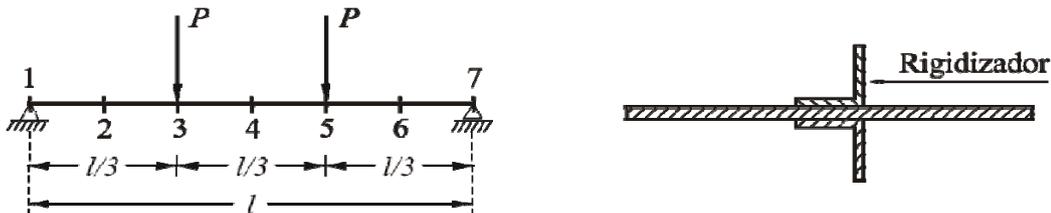
$$l_3 = \frac{P - (P_f + P_{l1} + P_{l2})}{2 \cdot a \cdot \tau_{adm}} = \frac{85.714,29 - (35.571,43 + 16.101,16 + 7.511,29)}{2 \times 0,70 \times 1.422,86} = 13,32 \text{ cm}$$

**Longitud total de la platabanda:**

$$l_T = l_t + 2 \cdot (l_1 + l_2 + l_3) = 850,00 + 2 \times (7,00 + 3,50 + 13,32) = 897,64 \text{ cm}$$

## TRABAJO PRACTICO N° 4

Calcular la siguiente viga de alma llena soldada con el rigidizador allí diseñado.



### 1.- DATOS

$P = 80,00 \text{ tn}$

$l = 15,00 \text{ m}$

Acero tipo F - 24 = 2.400,00 Kg/cm<sup>2</sup> S/CIRSOC 301, Cap. 2.4.

Estado de carga: P-S (Superposición de cargas principales y secundarias) S/CIRSOC 301, Cap. 3.2.1.

Recaudo constructivo: Clase II (No cumple con las verificaciones de Clase I) S/CIRSOC 301, Cap. 4.1.1.III.b.

Clase de destino: B (Nave industrial importante) S/CIRSOC 301, Cap. 4.1, Tabla 5.

Coefficiente de seguridad:  $\gamma = 1,40$  (Según los datos anteriores) S/CIRSOC 301, Cap. 4.1.3, Tabla 6.

Flecha =  $l / 300$  S/CIRSOC 301, Cap. 6.6, Tabla 8.

### 2.- TENSIONES ADMISIBLES

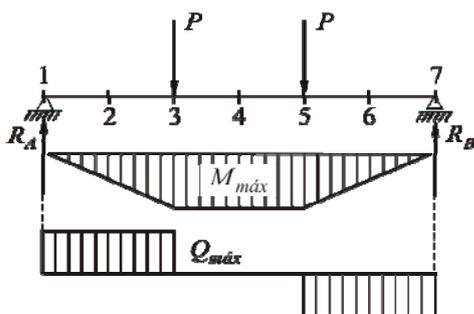
S/CIRSOC 301, Cap. 6.2.1.

$$\sigma_{adm} = \frac{\sigma_F}{\gamma} = \frac{2.400,00}{1,60} = 1.714,29 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{comparación} = \sigma_{equivalente} = 1.714,29 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau \leq \tau_{adm} = \frac{\sigma_{adm}}{\sqrt{3}} = \frac{2.400,00}{\sqrt{3}} = 989,74 \text{ Kg/cm}^2$$

### 3.- CALCULO DE LAS SOLICITACIONES



$$R_A = R_B = Q_{m\acute{a}x} = Q_1 = \frac{2 \cdot P}{2} = \frac{2 \cdot 80,00}{2} = 80,00 \text{ tn}$$

$$Q_2 = R_A = 80,00 \text{ tn}$$

$$Q_3 = Q_4 = 80 - 80 = 0,00 \text{ tn}$$

$$M_1 = R_A \cdot 0,00 = 0,00 \text{ tn cm}$$

$$M_2 = R_A \cdot \frac{l}{6} = 80 \cdot \frac{15}{6} = 20.000,00 \text{ tn cm}$$

$$M_{m\acute{a}x} = M_3 = M_4 = R_A \cdot \frac{l}{3} = 80 \cdot \frac{15}{3} = 40.000,00 \text{ tn cm}$$

### 4.- DIMENSIONAMIENTO

#### a.- Verificación de la flecha

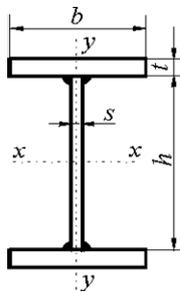
$$W_{nec} = \frac{M_{m\acute{a}x}}{\sigma_{adm}} = \frac{40.000}{1.714,29} = 23.333,33 \text{ cm}^3$$

$$f = \frac{16,90 \cdot P \cdot l^3}{I_{nec}} < \frac{l}{300} \Rightarrow I_{nec} \geq 300 \cdot 16,90 \cdot P \cdot l^2 = 300 \cdot 16,90 \cdot 80 \cdot 15^2 = 912.600,00 \text{ cm}^4$$

#### b.- Verificación al corte

$$\tau = \frac{Q}{F_{alma}} < \tau_{adm} \Rightarrow F_{alma\ nec} \geq \frac{Q_{m\acute{a}x}}{\tau_{adm}} = \frac{80}{989,74} = 80,83 \text{ cm}^2$$

Con los valores del módulo resistente y del momento de inercia obtenido anteriormente elijo un perfil de la tabla 3.4.3, en el Acero de la Construcción, página 243.



$$I_x = 2.178.000,00 \text{ cm}^4 ; \quad s = 1,50 \text{ cm}$$

$$W_x = 27.920,00 \text{ cm}^3 ; \quad b = 50,00 \text{ cm}$$

$$h = 150,00 \text{ cm} ; \quad t = 3,00 \text{ cm}$$

$$F_{alma} = h \cdot s = 150 \cdot 1,50 = 225,00 \text{ cm}^2 > F_{alma\ nec} = 80,83 \text{ cm}^2 \therefore \text{B.C.}$$

#### c.- Verificación de la sección de acuerdo a las recomendaciones

$$h = \left\{ \begin{array}{l} \frac{l}{12} = \frac{1.500}{12} = 125,00 \text{ cm} \\ \frac{l}{10} = \frac{1.500}{10} = 150,00 \text{ cm} \end{array} \right\} \text{ adoptado } h = 150,00 \text{ cm } \therefore \text{B.C.}$$

$$s \cong \frac{h}{110} = \frac{150}{110} = 1,36 \text{ cm} \text{ adoptado } s = 1,50 \text{ cm } \therefore \text{B.C.}$$

$$b = \left\{ \begin{array}{l} \frac{l}{25} = \frac{1.500}{25} = 60,00 \text{ cm} \\ \frac{l}{60} = \frac{1.500}{60} = 25,00 \text{ cm} \end{array} \right\} \text{ adoptado } b = 50,00 \text{ cm } \therefore \text{B.C.}$$

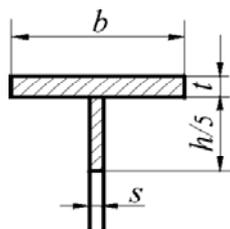
### 5.- VERIFICACION DE LAS TENSIONES

$$\sigma = \frac{M_{m\acute{a}x}}{W_x} = \frac{40.000}{27.920} = 1.432,66 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{y} \quad \tau = \frac{Q_{m\acute{a}x}}{F_{alma}} = \frac{80.000}{225} = 355,56 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{eq} = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} = \sqrt{1.432,66^2 + 3 \cdot 355,56^2} = 1.559,42 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{adm} \therefore \text{B.C.}$$

**6.- VERIFICACION DEL PANDEO LATERAL DEL CORDON COMPRIMIDO**

S/CIRSOC 302, Cap. 5.3.



El momento de inercia, el área y el radio de giro de la sección comprimida es:

$$I_y = \frac{t \cdot b^3}{12} + \frac{h \cdot s^3}{5 \cdot 12} = \frac{3 \cdot 50^3}{12} + \frac{150 \cdot 1,50^3}{5 \cdot 12} = 31.258,44 \text{ cm}^4$$

$$F = b \cdot t + \frac{h}{5} \cdot s = 50 \cdot 3 + \frac{150}{5} \cdot 1,50 = 195,00 \text{ cm}^2 \quad ; \quad i_y = \sqrt{\frac{I_y}{F}} = \sqrt{\frac{31.258,44}{195,00}} = 12,66 \text{ cm}$$

Se colocarán rigidizadores transversal en donde están las cargas y en la mitad de la acción de cada una de ellas. Se adopta, según CIRSOC 302, Art. 6.1.3, las dimensiones de **a** y **b**. No pone restricciones a la dimensión **a**.

$$a = \frac{l}{6} = \frac{150}{6} = 250,00 \text{ cm}$$

Si se cumple que:

$$i_y = 12,66 \text{ cm} \quad \geq \quad \frac{a}{40} = \frac{250}{40} = 6,25 \text{ cm} \quad \therefore \text{ B.C.}$$

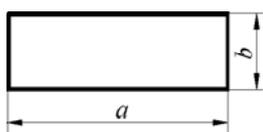
y si se tiene que  $i_y < a / 40$  se debe verificar la máxima tensión de compresión en el borde comprimido de la viga. Esta tensión no debe superar el valor de:

$$\sigma_b < 1,14 \cdot \frac{\sigma_{adm}}{\omega}$$

donde  $\omega$  es el coeficiente de pandeo correspondiente a la esbeltez  $\lambda = a / i_y$ .

**7.- VERIFICACION DEL ABOLLAMIENTO**

S/CIRSOC 302. Cap. 6.2.1.



$$a = 250,00 \text{ cm} \quad ; \quad b = 150,00 \text{ cm}$$

$$t = 1,50 \text{ cm} \quad ; \quad \alpha = \frac{a}{b} = \frac{250}{150} = 1,67$$

Del CIRSOC 302, Tabla 10, obtengo:

Para tensiones de compresión y tracción con ley de repartición lineal e iguales valores en los bordes (renglón 4) tenemos que:

$$\psi = -1$$

el dominio de validez para:

$$\alpha = 1,67 \geq \frac{2}{3} = 0,67 \Rightarrow k_\sigma = 23,90$$

Para tensiones tangenciales repartidas uniformemente (renglón 5) tenemos que para:

$$\alpha = 1,67 \geq 1,00 \Rightarrow k_\tau = 5,34 + \frac{4,00}{\alpha^2} = 5,34 + \frac{4,00}{1,67^2} = 6,78$$

La tensión de referencia es:

$$\sigma_e = 0,901 \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^2 \cdot E = 0,901 \cdot \left(\frac{1,50}{150}\right)^2 \cdot 2.100.00 = 189,21 \text{ Kg/cm}^2$$

Las **tensiones ideales de abollamiento** basada en las hipótesis de chapa perfectamente plana, sollicitaciones perfectamente centrada y validez ilimitada de la ley de Hooke serán:

$$\sigma_{1Ki} = k_\sigma \cdot \sigma_e = 23,90 \cdot 189,21 = 4522,12 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_{Ki} = k_\tau \cdot \sigma_e = 23,90 \cdot 6,78 = 1.282,84 \text{ kg/cm}^2$$

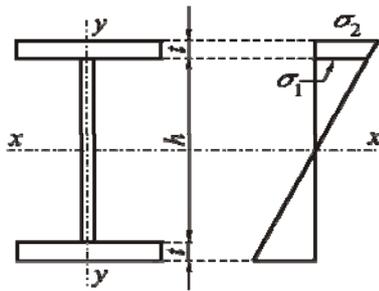
La **tensión ideal de comparación** será:

S/CIRSOC 302. Cap. 6.2.3.

$$\sigma_{VKi} = \frac{\sqrt{\sigma_1^2 + 3 \cdot \tau^2}}{\frac{1+\psi}{4} \cdot \frac{\sigma_1}{\sigma_{1Ki}} + \sqrt{\left(\frac{3-\psi}{4} \cdot \frac{\sigma_1}{\sigma_{1Ki}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{Ki}}\right)^2}} \tag{1}$$

**7.1.- Verificación del abollamiento entre 1 y 2:**

S/CIRSOC 302. Cap. 6.1.6.



$$\sigma_2 = \frac{M_2}{W_x} = \frac{20.000.000}{27.920} = 716,33 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{h}{h + 2 \cdot t} \cdot \sigma_2 = \frac{150}{150 + 2 \cdot 3} \cdot 716,33 = 688,78 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau = \frac{Q_1}{F_{alma}} = \frac{80.000}{225} = 355,56 \text{ Kg/cm}^2$$

La tensión ideal de comparación, fórmula (1), queda:

$$\sigma_{VKi} = \frac{\sqrt{\sigma_1^2 + 3 \cdot \tau^2}}{\sqrt{\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_{1Ki}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{Ki}}\right)^2}} = \frac{\sqrt{688,78^2 + 3 \cdot 355,56^2}}{\sqrt{\left(\frac{688,78}{4.522,12}\right)^2 + \left(\frac{355,56}{1.282,84}\right)^2}} = 2.951,51 \text{ Kg/cm}^2$$

Del CIRSOC 302, Tabla 11 interpolando linealmente, obtengo:

La **tensión de comparación reducida** que será:

$$\text{Para } \sigma_{VKi} = 2.921,51 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \sigma_{VK} = 2.164,15 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto, el **coeficiente de seguridad al abollamiento** será:

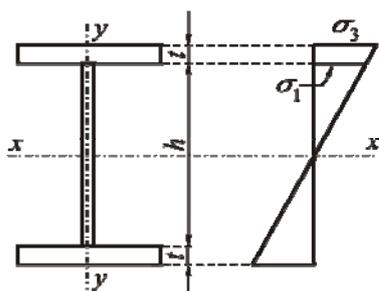
$$\text{Si } \sigma_{VKi} \leq 3.750,00 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow \gamma_{B adm} \geq 0,93 \cdot \gamma = 0,93 \cdot 1,40 = 1,30$$

S/CIRSOC 302. Cap. 6.2.4.

$$\gamma_B = \frac{\sigma_{VK}}{\sqrt{\sigma_1^2 + 3 \cdot \tau^2}} = \frac{2.164,15}{\sqrt{688,78^2 + 3 \cdot 355,56^2}} = 2,34 > \gamma_{B adm} \text{ B.C.}$$

S/CIRSOC 302. Cap. 6.2.3.

**7.2.- Verificación del abollamiento entre 2 y 3:**



$$\sigma_3 = \frac{M_3}{W_x} = \frac{40.000.000}{27.920,00} = 1.432,66 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{h}{h + 2 \cdot t} \cdot \sigma_3 = \frac{150}{150 + 2 \cdot 3} \cdot 1.432,66 = 1.377,56 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau = \frac{Q_2}{F_{alma}} = \frac{80.000}{225} = 355,56 \text{ Kg/cm}^2$$

La tensión ideal de comparación, fórmula (1), queda:

$$\sigma_{VKi} = \frac{\sqrt{\sigma_1^2 + 3 \cdot \tau^2}}{\sqrt{\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_{1Ki}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{Ki}}\right)^2}} = \frac{\sqrt{1.377,56^2 + 3 \cdot 355,56^2}}{\sqrt{\left(\frac{1.377,56}{4.522,12}\right)^2 + \left(\frac{355,56}{1.282,84}\right)^2}} = 3.663,88 \text{ Kg/cm}^2$$

Del CIRSOC 302, Tabla 11, Pás. 56 interpolando linealmente, obtengo:

La **tensión de comparación reducida** que será:

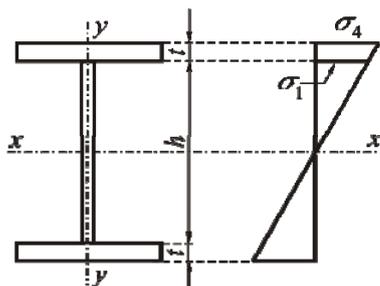
$$\text{Para } \sigma_{VKi} = 3.663,88 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow \sigma_{VK} = 2.220,83 \text{ Kg/cm}^2$$

Por lo tanto, el **coeficiente de seguridad al abollamiento** será:

$$\text{Si } \sigma_{VKi} \leq 3750,00 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow \gamma_{Badm} \geq 0,93 \cdot \gamma = 0,93 \cdot 1,40 = 1,30 \quad \text{S/CIRSOC 302, Cap. 6.2.4.}$$

$$\gamma_B = \frac{\sigma_{VK}}{\sqrt{\sigma_1^2 + 3 \cdot \tau^2}} = \frac{2.220,83}{\sqrt{1.377,56^2 + 3 \cdot 355,56^2}} = 1,47 > \gamma_{Badm} \quad \text{B.C.} \quad \text{S/CIRSOC 302, Cap. 6.2.3.}$$

**7.3.- Verificación del abollamiento entre 3 y 4:**



$$\sigma_4 = \frac{M_4}{W_x} = \frac{40.000.000}{27.920} = 1.432,66 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{h}{h + 2 \cdot t} \cdot \sigma_4 = \frac{150}{150 + 2 \cdot 3} \cdot 1.432,66 = 1.377,56 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau = \frac{Q_3}{F_{alma}} = \frac{0,00}{225} = 0,00 \text{ Kg/cm}^2$$

Con  $\tau = 0$  la tensión ideal de comparación, fórmula (1), queda:

S/CIRSOC 302. Cap. 6.2.2.

$$\sigma_{VKi} = \sigma_{1Ki} = 4.522,12 \text{ Kg/cm}^2$$

Del CIRSOC 302, Tabla 11, Pág. 56 interpolando linealmente, obtengo:

La **tensión de comparación reducida** que será:

$$\text{Para } \sigma_{VKi} = 4.522,12 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \sigma_{VK} = 2.259,27 \text{ Kg/cm}^2$$

Por lo tanto, el **coeficiente de seguridad al abollamiento** será:

$$\text{Si } \sigma_{VKi} \geq 3.750,00 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow \text{S/CIRSOC 302. Cap. 6.2.4.}$$

$$\gamma_{B adm} \geq 0,93 \cdot \left[ 0,90 + 0,10 \cdot \left( \frac{3.750}{\sigma_{VKi}} \right)^2 \right] \cdot \gamma = 0,93 \cdot \left[ 0,90 + 0,10 \cdot \left( \frac{3.750}{4.522,12} \right)^2 \right] \cdot 1,40 = 1,26$$

$$\gamma_B = \frac{\sigma_{VK}}{\sqrt{\sigma_1^2 + 3 \cdot \tau^2}} = \frac{2.259,27}{\sqrt{1377,56^2 + 3 \cdot 0,00^2}} = 1,64 > \gamma_{B adm} \therefore \text{B.C.} \quad \text{S/CIRSOC 302. Cap. 6.2.3.}$$

## **8.- CALCULO DE LOS RIGIDIZADORES**

S/CIRSOC 302-1. Cap. 11.1.

### **8.1.- Rigidizadores intermedios**

#### **8.1.1.- Resolución según el CIRSOC**

El momento de inercia mínimo de la sección, en base a hipótesis ideales es:

$$I^* = 0,092 \cdot \theta^* \cdot b \cdot t^3 = 0,092 \cdot \theta^* \cdot 150 \cdot 1,50^3 = 46,58 \cdot \theta^* \quad \text{S/CIRSOC 302-1. Cap. 11.1.4.}$$

$\theta^*$  coeficiente que depende de la carga y de la relación de los lados  $\alpha$ , de la disposición de los rigidizadores, etc.

S/Argüelles Alvarez, dice que si el valor de  $\alpha$  no está incluido dentro de los límites marcado por la tabla puede tomarse  $\theta^* = 0$ .

$$\text{Tenemos que: } \alpha = \frac{a}{b} = \frac{250}{150} = 1,67$$

Del CIRSOC 302-1. Tabla 9. Pág. 82, obtengo:

El CIRSOC prevee rigidizadores parcialmente flexibles, capaces de garantizar a la pared compuesta un grado suficiente de seguridad hasta la situación crítica, pero permitiendo la extensión de las deformaciones de un panel a otro.

Los valores de  $\theta$  son los mínimos teóricos que corresponden a la teoría clásica adoptada por las normas DIN y CIRSOC.

#### **a.- Tensiones de flexión**

Para rigidizadores en el centro de la luz (Renglón 8) siendo  $\alpha > 0,935$ , el rigidizador transversal es ineficaz, es decir, el rigidizador es prácticamente innecesario bajos los efectos de estas tensiones (flexión).

#### **b.- Tensiones tangenciales**

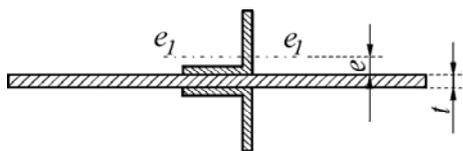
Para las tensiones tangenciales (Renglón 12) tenemos:

$$\text{Para } 0,5 \leq \alpha \leq 2,0 \Rightarrow$$

$$\theta^* = \frac{5,40}{\alpha} \cdot \left( \frac{2}{\alpha} + \frac{2,50}{\alpha^2} - \frac{1}{\alpha^3} - 1 \right) = \frac{5,40}{1,67} \cdot \left( \frac{2}{1,67} + \frac{2,50}{1,67^2} - \frac{1}{1,67^3} - 1 \right) = 2,86$$

$$I^* = 46,58 \cdot \theta^* = 46,58 \cdot 2,86 = 133,40 \text{ cm}^4$$

Se propone para todos los rigidizador un perfil ángulo:



Se adopta un P N L 55 . 55 . 8 y de tabla se obtiene:

$$F_1 = 8,23 \text{ cm}^2 \quad ; \quad I_1 = 22,10 \text{ cm}^4 \quad ; \quad e = 1,64 \text{ cm}$$

$$I_x = 2 \cdot \left[ I_1 + F_1 \cdot \left( e + \frac{t}{2} \right)^2 \right] = 2 \cdot \left[ 22,10 + 8,23 \cdot \left( 1,64 + \frac{1,50}{2} \right)^2 \right] = 138,22 \text{ cm}^4 > I^* \text{ B.C.}$$

### 8.1.2.- Resolución según Massonet

Consultar la siguiente bibliografía: "Construcciones metálicas" de Victorio Zignoli y "La estructura metálica de hoy" de R. Argüelles Alvarez.

Massonet, teniendo en cuenta las imperfecciones geométricas y constructivas, y en grado de atendibilidad de la teoría basándose en experiencias, considera que, para asegurar la indeformabilidad hasta el colapso del rigidizador rígido, los valores teóricos son mayorados, multiplicados por un coeficiente  $C > 1$ . Estos rigidizadores se denominan ultrarígidos.

Este criterio ha sido adoptado entre otras, por las normas checoslovacas y españolas.

Por lo tanto, el momento de inercia mínimo será:  $I^* = 0,092 \cdot \theta^* \cdot b \cdot t^3 \cdot C$

Aplicando este criterio y para simplificar la expresión de Massonet (se puede utilizar el cálculo de  $\theta^* = 2,86$ ) se toma:

$$\text{Para } \alpha > 1 \Rightarrow \theta^* = 8,00$$

Del Zignoli, tabla CXXXVI, pág. 760 o del Argüelles Alvarez, tabla IV.C.3, pág. 238, se obtiene:  $C = 3$ .

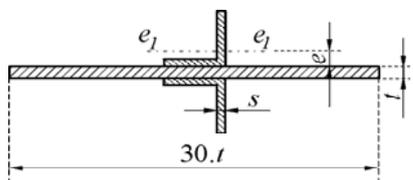
$$I^* = 0,092 \cdot \theta^* \cdot b \cdot t^3 \cdot C = 0,092 \cdot 8 \cdot 150 \cdot 1,50^3 \cdot 3 = 1.117,80 \text{ cm}^4$$

Se adopta un P N L 100 . 100 . 14 y de tabla se obtiene:

$$F_1 = 26,20 \text{ cm}^2 \quad ; \quad I_1 = 235,00 \text{ cm}^4 \quad ; \quad e = 2,98 \text{ cm}$$

$$I_x = 2 \cdot \left[ I_1 + F_1 \cdot \left( e + \frac{t}{2} \right)^2 \right] = 2 \cdot \left[ 235,00 + 26,20 \cdot \left( 2,98 + \frac{1,50}{2} \right)^2 \right] = 1.199,04 \text{ cm}^4 > I^* \text{ B.C.}$$

### 8.2.- Rigidizadores de apoyo



Se adopta un P N L 65 . 65 . 11 y de la tabla se obtiene:

$$F_1 = 13,20 \text{ cm}^2 \quad ; \quad I_1 = 48,80 \text{ cm}^4$$

$$s = 1,10 \text{ cm} \quad ; \quad e = 2,00 \text{ cm}$$

$$F = 30 \cdot t \cdot t + 2 \cdot F_1 = 30 \cdot 1,50 \cdot 1,50 + 2 \cdot 13,20 = 93,20 \text{ cm}^2$$

$$I_x = \frac{30 \cdot t \cdot t^3}{12} + 2 \cdot \left[ I_1 + F_1 \cdot \left( e + \frac{t}{2} \right)^2 \right] = \frac{30 \cdot 1,50 \cdot 1,50^3}{12} + 2 \cdot \left[ 48,80 + 13,20 \cdot \left( 2,00 + \frac{1,50}{2} \right)^2 \right] = 309,91 \text{ cm}^4$$

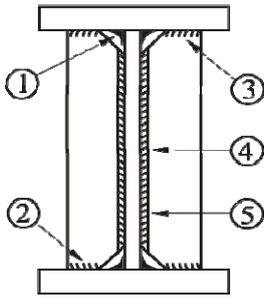
$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{F}} = \sqrt{\frac{309,91}{93,90}} = 1,82 \text{ cm} \quad ; \quad \lambda = \frac{s_{kx}}{i_x} = \frac{b}{i_x} = \frac{150}{1,82} = 82,97 \Rightarrow \varpi = 1,83$$

$$\sigma = \frac{\omega \cdot R_A}{F} = \frac{1,83 \cdot 40.000}{93,90} = 1.559,11 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{adm} \text{ B.C.}$$

**9.- CALCULO DE LA SOLDADURA**

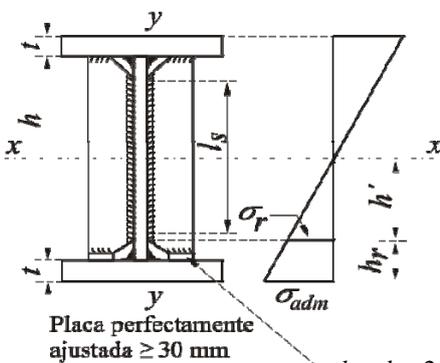
S/CIRSOC 304

Se utilizarán soldadura de filete.



- ① Soldadura longitudinal de unión del ala con el alma
- ② Soldadura horizontal de unión de ala con rigidizador de apoyo
- ③ Soldadura horizontal de unión de ala con rigidizador intermedio
- ④ Soldadura vertical de unión de alma con rigidizador de apoyo
- ⑤ Soldadura vertical de unión de alma con rigidizador intermedio

Los rigidizadores se deben recortar en su encuentro con el alma de la viga para que no se cruce la soldadura longitudinal de esta, con la soldadura transversal del rigidizador. Además no se debe colocar cordones de soldadura normales a la dirección de tracción (rigidizadores intermedios), siendo la tensión en ese punto de:



$$\sigma_r \leq 0,80 \cdot \sigma_{adm} \quad \therefore \frac{0,80 \cdot \sigma_{adm}}{\sigma_{adm}} = \frac{h'}{\frac{h}{2} + t}$$

$$h' = 0,80 \cdot \left( \frac{h}{2} + t \right) = 0,80 \cdot \left( \frac{150,00}{2} + 3,00 \right) = 62,40 \text{ cm}$$

$$h_r = \left( \frac{h}{2} + t \right) - h' = \left( \frac{150,00}{2} + 3,00 \right) - 62,40 = 15,60 \text{ cm}$$

Adopto el máximo cráter  $a = 0,7 \cdot t$  y  $t = 1,50 \text{ cm}$

$$l_s = h + 2 \cdot t - 2 \cdot h_r - 2 \cdot a_{sol} = 150 + 2 \cdot 3 - 2 \cdot 15,60 - 2 \cdot 0,7 \cdot 1,50 = 122,70 \text{ cm}$$

**9.1.- Soldadura longitudinal de unión de alas con alma**

El espesor de la chapa (el menor espesor del ala y el alma) para la soldadura (1) es:

S/CIRSOC 304, Cap. 3.1.1.

$$s = 1,50 \text{ cm}$$

$$\tau_{sol adm} = \frac{Q_{m\acute{a}x} \cdot S}{I \cdot \sum a} \leq \alpha \cdot \sigma_{adm} = 0,83 \cdot 1.714,29 = 1.422,86 \text{ Kg/cm}^2$$

S/CIRSOC 304, Cap. 3.3.3.

Donde el coeficiente  $\alpha$  para el cálculo de las tensiones admisibles es:  $\alpha = 0,83$

S/CIRSOC 304. Tabla 2.

En el apoyo tenemos que:  $Q_{m\acute{a}x} = 80.000 \text{ kg}$

El momento estático del ala es:

$$S = b \cdot t \cdot \left( \frac{h}{2} + \frac{t}{2} \right) = 50 \cdot 3 \cdot \left( \frac{150}{2} + \frac{3}{2} \right) = 11.475,00 \text{ cm}^3$$

$$a_1 \geq \frac{Q_{m\acute{a}x} \cdot S}{2 \cdot I \cdot \tau_{sol adm}} = \frac{80.000 \cdot 11.475}{2 \cdot 2.178.000 \cdot 1.422,86} = 0,15 \text{ cm} \text{ adopto } a_1 = 0,30 \text{ cm}$$

$$a_{min} = 0,30 \text{ cm} < a_1 = 0,30 \text{ cm} < a_{m\acute{a}x} = 0,7 \cdot 1,50 = 1,05 \text{ cm}$$

**9.2.- Soldadura horizontal de unión de ala con rigidizador de apoyo**

S/CIRSOC 304, Cap. 3.3.1.

Se supone que el esfuerzo de corte  $Q$  se transmite solamente por esta soldadura a la viga y no recarga la soldadura calculada en el Punto 9.1, con tensiones de compresión.

$$t = 1,10 \text{ cm} \quad (\text{Espesor del PNL, correspondiente al rigidizador de apoyo})$$

$$\text{adpto } l = 18,00 \text{ cm} \Rightarrow a_2 \geq \frac{Q_{m\acute{a}x}}{2 \cdot \tau_{sol adm} \cdot \sum l} = \frac{80.000}{2 \cdot 1.422,86 \cdot 18,00} = 1,56 \text{ cm} \quad \text{M.C.}$$

$$a_{m\acute{i}n} = 0,30 \text{ cm} < a_2 = 1,56 \text{ cm} < a_{m\acute{a}x} = 0,70 \cdot 1,10 = 0,77 \text{ cm}$$

Se adopta un mayor PNL 160 . 160 . 15 para que verifique la soldadura

$$t = 1,50 \text{ cm} \quad (\text{El menor espesor entre el ala o el PNL adoptado})$$

$$\text{adpto } l = 28,00 \text{ cm} \Rightarrow a_2 \geq \frac{Q_{m\acute{a}x}}{2 \cdot \tau_{sol adm} \cdot \sum l} = \frac{80.000}{2 \cdot 1.422,86 \cdot 28,00} = 1,00 \text{ cm} \quad \text{B.C.}$$

$$a_{m\acute{i}n} = 0,30 \text{ cm} < a_2 = 1,00 \text{ cm} < a_{m\acute{a}x} = 0,70 \cdot 1,50 = 1,05 \text{ cm}$$

### 9.3.- Soldadura horizontal de unión de ala con rigidizador intermedio

Se supone que la carga  $P$  se transmite solamente por esta soldadura a la viga y no recarga la soldadura longitudinal, calculada en el Punto 9.1, con tensiones de compresión.

Se adopta un mayor PNL 160 . 160 . 15 para que verifique la soldadura

$$t = 1,50 \text{ cm} \quad (\text{El menor espesor entre el ala o el PNL correspondiente al rigidizador intermedio})$$

$$\text{adpto } l = 28,00 \text{ cm} \Rightarrow a_3 \geq \frac{Q_{m\acute{a}x}}{2 \cdot \tau_{sol adm} \cdot \sum l} = \frac{80.000}{2 \cdot 1.422,86 \cdot 28,00} = 1,00 \text{ cm} \quad \text{B.C.}$$

$$a_{m\acute{i}n} = 0,30 \text{ cm} < a_3 = 1,00 \text{ cm} < a_{m\acute{a}x} = 0,70 \cdot 1,50 = 1,05 \text{ cm}$$

### 9.4.- Soldadura vertical de unión de alma con rigidizador de apoyo

Mediante esta soldadura se transmite el esfuerzo de corte al alma de la viga.

$$t = 1,50 \text{ cm} \quad (\text{El menor espesor entre el alma o el PNL adoptado})$$

$$\text{adpto } l = 122,70 \text{ cm} \Rightarrow a_4 \geq \frac{Q_{m\acute{a}x}}{4 \cdot \tau_{sol adm} \cdot \sum l} = \frac{80.000}{4 \cdot 1.422,86 \cdot 122,70} = 0,11 \text{ cm} \quad \text{adpto } 0,30 \text{ cm}$$

$$a_{m\acute{i}n} = 0,30 \text{ cm} < a_4 = 0,30 \text{ cm} < a_{m\acute{a}x} = 0,70 \cdot 1,50 = 1,05 \text{ cm}$$

### 9.5.- Soldadura vertical de unión de alma con rigidizador intermedio

La soldadura vertical de unión de alma con rigidizador intermedio se debería calcular para cada rigidizador teniendo en cuenta el diagrama de esfuerzo de corte.

### 9.6.- Soldadura de empalme de alma y alas

Todos los empalmes de alma y alas se harán a tope, por lo tanto, no es necesaria su verificación.