

Las piezas cargadas por punta

POR

BRUNO ELSNER

(Conclusion)

(La primera parte en el número de Diciembre de 1911)

Al determinar el perfil de una barra cargada por punta se observará que el perfil mas económico i ventajoso no es por lo jeneral el mas liviano. Esto proviene de que el perfil elegido no sólo debe presentar la seguridad suficiente contra la ruptura, sino que debe satisfacer, ademas, ciertas exigencias impuestas por la práctica.

La ejecucion del ensamble de la barra a la construccion tiene gran importancia. Convendrá por lo jeneral elegir el perfil de modo que este ensamble pueda hacerse ríjido. De este modo se produce un encastramiento de la barra i se reducirá en consecuencia el largo libre de ella.

Igual importancia tiene la centralizacion del esfuerzo. Gran parte de los accidentes motivados por la ruptura de barras comprimidas se han producido porque en el cálculo de estas barras se creyó poder despreciar la excentricidad de la solicitacion.

En muchos perfiles simples, por ejemplo el fierro \square , el fierro \perp , el fierro $_ _$, etc., i en algunos perfiles compuestos, esta centralizacion del esfuerzo no es posible i, en consecuencia, es conveniente no emplear tales perfiles en barras comprimidas de importancia.

Otras consideraciones que restringen el número de los perfiles entre los cuales se puede elegir se presentan cuando la barra va a constar de dos o mas partes; por ejemplo, en un pié derecho de un edificio de varios pisos. En este caso la barra debe tener superficies planas i anchas en dos direcciones normales entre sí, a fin de poder ejecutar una juntura cuyo momento de inercia no sea inferior al de la barra.

A veces es preciso prever un refuerzo posterior de la barra, refuerzo que en ciertos perfiles puede colocarse i en otros no.

Conviene, desde el punto de vista de la conservacion, elegir perfiles que sean accesibles en todas sus caras i escluir los perfiles cerrados, huecos en el interior.

Las barras comprimidas pueden tener una seccion transversal, continúa o discontinúa. Las primeras comprenden los perfiles simples i los compuestos en los cuales los perfiles componentes están en contacto inmediato i remachados en toda su lonjitud. Las segundas constan de dos o mas perfiles simples o compuestos de seccion continúa, los cuales se unen entre sí por medio de enrejados o palastros de seccion rectangular colocados de trecho en trecho a fin de que el conjunto realice un perfil único.

En los perfiles de seccion transversal discontinúa se colocan las amarras indicadas mas arriba en aquellos planos en que un palastro continuo no seria económico, por tener un radio de inercia demasiado pequeño o porque su ensamble a la construccion, en la estremidad de la barra, ofreceria dificultades.

En las cuerdas de doble pared de las vigas de puente esta solucion se impone a veces, ya sea para permitir la inspeccion de las barras por el interior, ya para evitar la estagnacion del agua de lluvia.

Los perfiles de seccion transversal discontinúa son, por consiguiente, mas económicos que los de seccion continúa. Sin embargo, debido a su menor rijidez, son menos resistentes que los segundos a igualdad de superficie i de momento de inercia de la seccion transversal.

El método corriente para calcular estas barras, que espondremos a continuacion, no está aun justificado por experiencias completas. Además, en la deduccion de las fórmulas, es preciso despreciar ciertas influencias i hacer aproximaciones que debilitan su precision en beneficio de la rapidez del método i de su jeneralidad.

Estos hechos han motivado que el Ministerio de Obras Públicas de Prusia prohibiera el empleo de los perfiles de seccion transversal discontinúa para las barras que deban transmitir esfuerzos de compresion esenciales.

A continuacion examinaremos algunos de los perfiles que con mayor frecuencia se aplican para barras comprimidas.

PERFIL COMPUESTO POR DOS FIERROS . (Véase figs. 1 i 2).

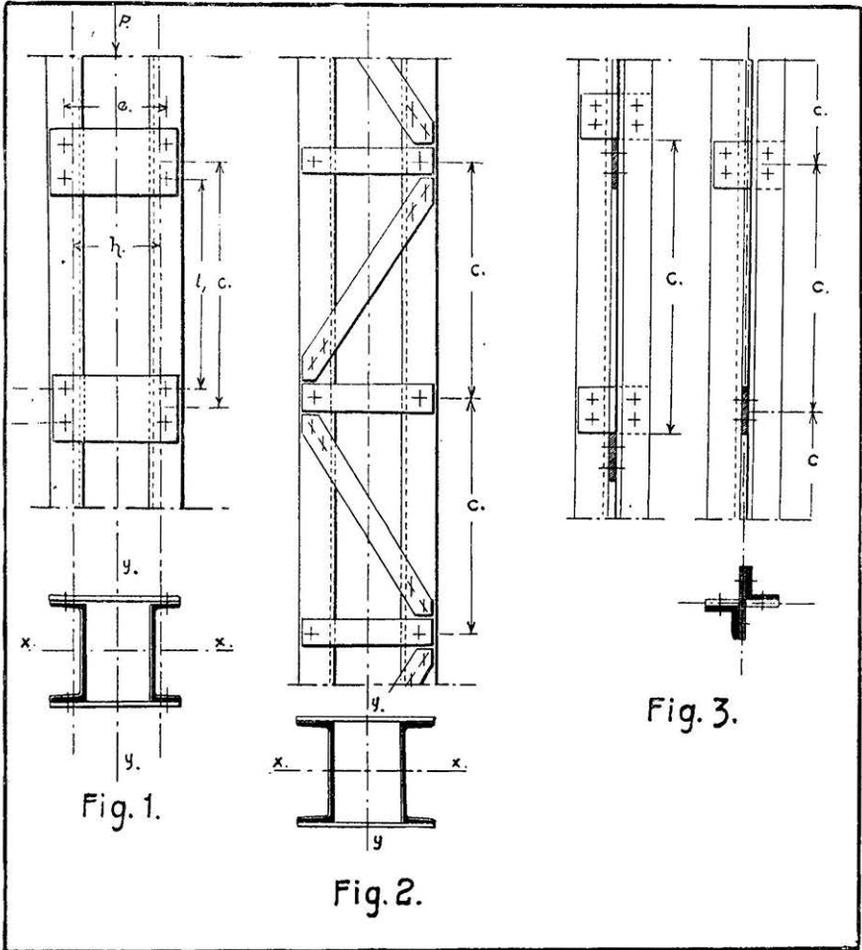
Se obtiene la rijidez uniendo ámbos perfiles componentes como se ve en las figuras.

Este perfil tiene mucha aplicacion. Sus ventajas principales son las siguientes:

Tiene gran radio de inercia segun ámbos ejes principales. Se puede ensamblar rijidamente en sus extremos segun ámbos planos principales i en cada uno de ellos por medio de dos palastros. El fierro  se lamina en una gran variedad de tipos, gracias a lo cual se puede formar con mucha aproximacion el perfil que corresponde a un esfuerzo dado. Variando la distancia entre ámbos perfiles componentes se puede obtener un perfil de igual resistencia en ámbos planos principales. Se logra fácilmente reforzar un perfil dado remachando uno o mas palastros sobre el alma de los .

Cuando ámbos perfiles componentes están unidos por un palastro continuo a

cada lado o a uno sólo, el cálculo de la barra no ofrece dificultad, pues se trata de perfiles con sección transversal continua, cuya carga de ruptura se determina por medio de las fórmulas espuestas anteriormente.



A continuación espondremos los métodos de cálculo propuestos por Krohn, Vianello i otros para determinar la carga de ruptura de los perfiles de sección transversal discontinua.

a).—Perfil compuesto, en el que los perfiles componentes están unidos por planchas rectangulares. (Véase fig. 1).

Designemos por eje material el eje xx i por eje libre el eje yy , i determinemos la estabilidad del perfil alrededor del eje libre.

1). *Sección transversal i largo libre.*

Sean: P , l e I la fuerza solicitante, i la longitud i el momento de inercia del perfil total;

P_1 , l_1 e I_1 las mismas cantidades correspondientes a uno de los segmentos de los dos perfiles componentes; sea h la distancia entre los centros de gravedad de las secciones transversales de los dos perfiles componentes.

Debido a la flexión que experimenta la barra cuando comienza el fenómeno del flambaje, la barra simple que está en el lado de la concavidad está solicitada, en el momento de la ruptura, por una fuerza que, según Krohn, vale:

$$P_1 = \alpha P = P \cdot \frac{68}{136 - \frac{1}{h}}$$

La estabilidad del perfil total queda subordinada a la estabilidad de uno de los segmentos del perfil simple.

La carga de ruptura de este perfil simple vale, según Tetmayer:

$$P_1 = \tau_0 \omega_1 = \left(3,1 - 0,0114 \frac{l_1}{i_1} \right) \omega_1$$

i la carga de ruptura del perfil total será entonces:

$$P = \frac{P_1}{\alpha} = P_1 \cdot \frac{136 - \frac{1}{h}}{68} = P_1 \left(2 - \frac{1}{68h} \right)$$

El largo libre de la barra simple se deduce de la fórmula de Tetmayer:

$$n P_1 = \left(3,1 - 0,0114 \frac{l_1}{i_1} \right) \omega_1$$

$$l_1 = \left[3,1 - \frac{n P_1}{\omega_1} \right] \frac{i_1}{0,0114}$$

$$l_1 = i_1 \left[272 - \frac{87,7 \times n \times P_1}{\omega_1} \right]$$

fórmula en la cual

$$P = P_1 \left[2 - \frac{1}{68h} \right]; P \text{ es la carga solicitante total.}$$

Ejemplo. Una barra de 5 m de longitud, formada por dos perfiles $\left[\text{—} \right]$ PN. 30, está solicitada por una carga axial de 72 toneladas. La distancia entre los centros de

gravedad de las secciones transversales de los dos perfiles es de 30,4 cm. ¿Cuál es el mayor largo libre de un perfil componente para $n \leq 4$?

$$\begin{aligned} \text{Se tiene: } I_x &= 2 \times 8026 = 16052 \text{ cm}^4 \\ \omega &= 2 \times 58,8 = 117,6 \text{ cm}^2 \\ i &= 11,7 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\frac{l}{i} = \frac{500}{11,7} = 42,7$$

$$\begin{aligned} \omega_1 &= 58,8 \text{ cm}^2 \\ I_1 &= 494 \text{ cm}^4 \\ i_1 &= 2,9 \text{ cm.} \end{aligned}$$

Tenemos segun Krohn:

$$P_i = 72 \cdot \frac{68}{136 - \frac{500}{30,4}} = 40,9 \text{ t}$$

$$l_1 = 2,9 \left(272 - \frac{87,7 \times 4 \times 40,9}{58,8} \right) = 79 \text{ cm.}$$

El valor de l_1 puede determinarse tambien por tanteos. Se acepta un valor con el cual se calcula τ_0 i se tendrá en seguida:

$$n = \frac{\tau_0 \omega_1}{40,9}$$

2), Cálculo de las amarras entre los perfiles simples.

Determinaremos el esfuerzo de corte en la barra, en el momento de la ruptura. Vianello sigue el camino siguiente:

El esfuerzo de ruptura unitario es, segun Tetmayer: $\sigma_0 = (3,1 - 0,0114 \frac{l}{i})$, siendo i el radio de inercia de la seccion total.

Vianello admite que el esfuerzo de ruptura por aplastamiento es 3,1. Entonces la cantidad: $0,0114 \frac{l}{i} = \frac{1}{88} \times \frac{l}{i}$, es debida a la influencia de la flexion producida por el flambaje de la pieza.

En un fierro \square se puede aceptar: $i = \frac{h}{2}$, siendo h la distancia de los centros de gravedad de ámbos perfiles. Luego:

$$\frac{1}{88} \times \frac{l}{i} = \frac{1}{44} \times \frac{l}{h}$$

La elástica de una pieza cargada por punta se diferencia muy poco de la elástica de una viga apoyada en sus extremos i solicitada por una carga uniformemente repartida. Sea p esta carga. En el centro de la viga obrará un momento $M = \frac{p l^2}{8}$, al cual corresponde una tasa de trabajo de:

$$\tau = \frac{M}{h \omega_1} = \frac{p l^2}{8 h \omega_1}$$

En el momento de la ruptura de la pieza por flambaje debe verificarse:

$$\frac{p_0 l^2}{8 h \omega_1} = \frac{1}{44} \cdot \frac{l}{h}$$

de donde:

$$p_0 = \frac{2 \omega_1}{11 \cdot l}$$

El esfuerzo de corte Q_0 que se desarrolla simultáneamente en la estremidad de la barra es:

$$Q_0 = p_0 \cdot \frac{l}{2} = \frac{\omega_1}{11}$$

Debido al semiencastramiento de la barra, Q_0 permanece constante en la longitud $\frac{l}{6}$, i decrece en seguida linealmente, hasta pasar por cero en el punto medio.

Con este esfuerzo de corte se pueden calcular las amarras. El esfuerzo rasante que una amarra debe recoger se deduce de la fórmula:

$$T = \frac{Q \cdot S}{I} \cdot e, \quad \text{siendo } S \text{ el momento estático de uno}$$

de los perfiles simples e I el momento de inercia de la seccion total.

Se puede poner:

$$S = \omega_1 \cdot \frac{h}{2}, \quad I = \omega_1 \frac{h^2}{2}; \quad \text{luego: } \frac{S}{I} = \frac{1}{h}; \quad T_0 = Q_0 \cdot \frac{c}{h} = \omega_1 \times \frac{c}{11 h}$$

Esta fuerza desarrolla en la fila de los remaches un momento $M_0 = T \times \frac{e}{2}$, siendo e de distancia entre ámbas filas. Aceptando sin gran error: $e = h$, se tiene:

$$M_0 = \frac{\omega_1 c}{22}$$

Este momento desarrolla un esfuerzo de cizalle en los remaches de $\frac{M}{a}$, siendo a la distancia entre los remaches extremos, i no sobrepasando de 3 el número de ellos.

Ejemplo:

En la barra cuyas características se fijaron en el ejemplo anterior se han colocado amarras a una distancia $l_1 = 78$ cm. Las amarras están remachadas con 3 remaches de 20 milímetros, a 6 cm de distancia uno de otro. Luego $a = 12$ cm. Además $e = 35$ cm.

Como existe una amarra frente a otra se tendrá:

$$T_0 = \frac{1}{2} \times \omega_1 \times \frac{c}{11 h_1} = \frac{1}{2} \times 58,8 \times \frac{90}{11 \times 30,4} = 6,21 \text{ t}$$

$$M_0 = 6,21 \times \frac{35}{2} = 108,6 \text{ t}$$

i el esfuerzo de cizalle del remache: $N_0 = \frac{108,6}{12} = 9,06 \text{ t}$, i si se toma en consideración la fracción de T_0 que corresponde al remache:

$$N_0 = \sqrt{9,06^2 + \left(\frac{6,21}{3}\right)^2} = 9,3 \text{ t}$$

$$\tau = \frac{9,3}{3,14} = 2,96 \text{ t/cm}^2, \text{ valor aun inferior a la tasa de ruptura.}$$

b).—*Perfil compuesto en que los perfiles simples están unidos por un enrejado.* (fig. 2)

El enrejado puede ser simple o doble, i se empleará en él simples palastros, cantoneras o bien  de alas bajas (perfil especial). La solución más estética se logra empleando en este enrejado perfiles .

Conviene ensamblar las barras del enrejado por medio de dos remaches. Es necesario entonces darles una inclinación de unos 35° . El largo libre que tiene en tal caso el perfil simple entre dos nudos consecutivos del enrejado, tiene por lo general la resistencia exigida por el cálculo.

El cálculo de un segmento de uno de los perfiles simples es análogo al cálculo del caso anterior.

Las barras del enrejado deben recojer análogamente el esfuerzo de corte.

En el ejemplo analizado, la barra extrema del enrejado, cuya inclinación sería de 35° , recibiría un esfuerzo de: $\frac{4,2}{2} \times \frac{1}{\text{sen } 35^\circ} = 3,7 \text{ t}$.

Si las barras del enrejado constan de palastros de 60×10 , ellas tendrán una seguridad, en el momento de la ruptura de la barra, de: $n = \frac{2,12 I}{P l^2} = \frac{2,12 \times 0,5}{3 \times 0,30} = 1,2$.

El perfil *I* se justifica en aquellos casos en que el largo libre de la barra es diferente en ámbos planos principales. Esta circunstancia se presenta cuando la barra se puede considerar con sus extremos encastrados segun uno de los planos, pero libremente apoyados segun el otro, o bien cuando se han fijado puntos intermedios de la barra en uno de los planos.

Por lo demas, este perfil sólo puede ensamblarse con facilidad en el plano de las suelas. Tiene el defecto de que las variaciones de la superficie de la seccion trasversal *i* de su momento de inercia son demasiado bruscas; que en los perfiles chicos el ala de la suela es demasiado angosta, lo que dificulta la colocacion del remache, *i* que en los perfiles grandes esta ala es demasiado gruesa, por lo cual la ejecucion de los agujeros para los remaches resulta cara.

El perfil se aplica con ventaja en las cepas pendulares que tienen arriostramiento en un solo plano.

En el perfil Grey, que es una *I* de suelas anchas, desaparece en gran parte el inconveniente de la diferencia de magnitud de los radios de inercia principales. Tiene todavia el defecto de que la variacion de la superficie de la seccion trasversal *i* de su momento de inercia varian de un modo demasiado brusco de un perfil a otro.

El otro perfil que se encuentra a menudo es el perfil \perp . Puede formarse por la union de dos \perp . En tal caso se obtiene una barra de radios de inercia diferentes en los dos planos principales. Las caras interiores inclinadas dificultan la colocacion de palastros de ensamble, *i* el número de los perfiles \perp que pueden utilizarse para la formacion del perfil estudiado es reducido. Por sus considerables espesores *i* su forma compacta, se emplea para pilotes.

Cuando este perfil se realiza por medio de dos \perp (fig. 3) se obtiene una solucion mas favorable. El perfil es de igual resistencia en dos planos normales entre sí. Los palastros de ensamble se colocan en contacto con la cara exterior de las \perp , de modo que pasan por el eje de la pieza *i* realizan un apoyo céntrico. Debido a la gran variedad de tipos de \perp que existen en el comercio, se puede formar con mucha aproximacion el perfil que exige el cálculo.

Cuando el esfuerzo solicitante es muy considerable se puede realizar el perfil \perp con 4 \perp en lugar de 2, manteniéndolas separadas una de otra de la cantidad necesaria para introducir el palastro de ensamble. En esta forma, el perfil tiene las mismas ventajas que el anterior.

La rigidez del perfil se obtiene uniendo las cantoneras por medio de palastros rectangulares colocados a cierta distancia, unos de otros. Segun Emperger, quien ha hecho esperiencias con estas barras, la distancia entre dos barras consecutivas no debe exceder de 50 veces el radio de inercia mínimo de una de las cantoneras.

El perfil tubular, formado por cuatro fierros de cuadrante o bien por una seccion anular continua, realiza el máximo de economia de material.

Tiene el inconveniente de que el interior se sustrae a la inspeccion; de que su refuerzo posterior no es posible; de que las fuerzas solicitantes no pueden por lo jeneral trasmitirse segun el eje, i el ensamble a la construccion no resulta sencillo.

Por estos motivos, el perfil tubular se emplea raras veces en las construccionés de fierro.

Errata de la 1.^a parte (Diciembre de 1911):

Páj. 543, línea 2, dice. $\left(\frac{1}{i} \right)$; debe decir: $\left(\frac{1}{i} \right)$