

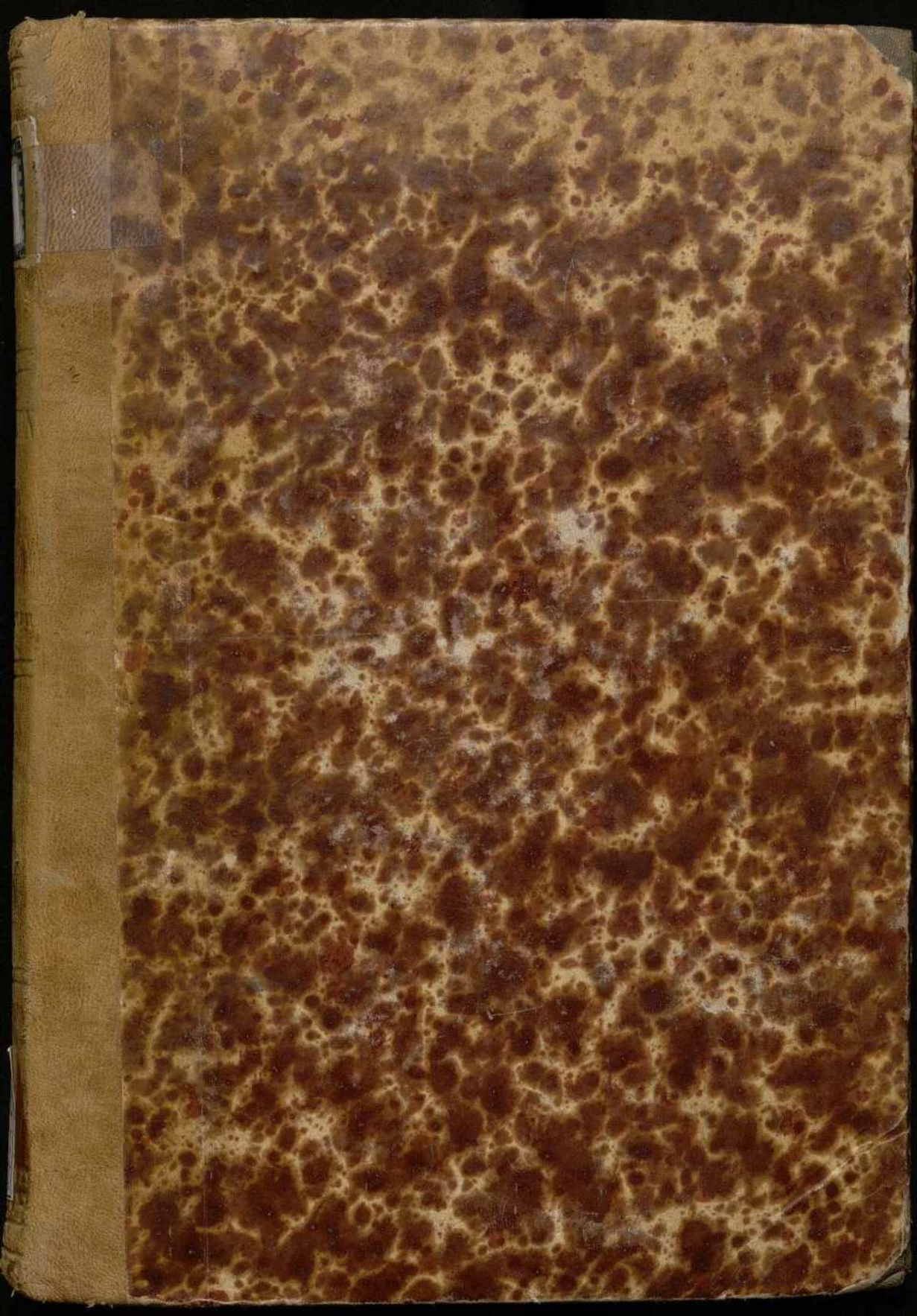
408

APLICACION  
DEL  
HIERRO

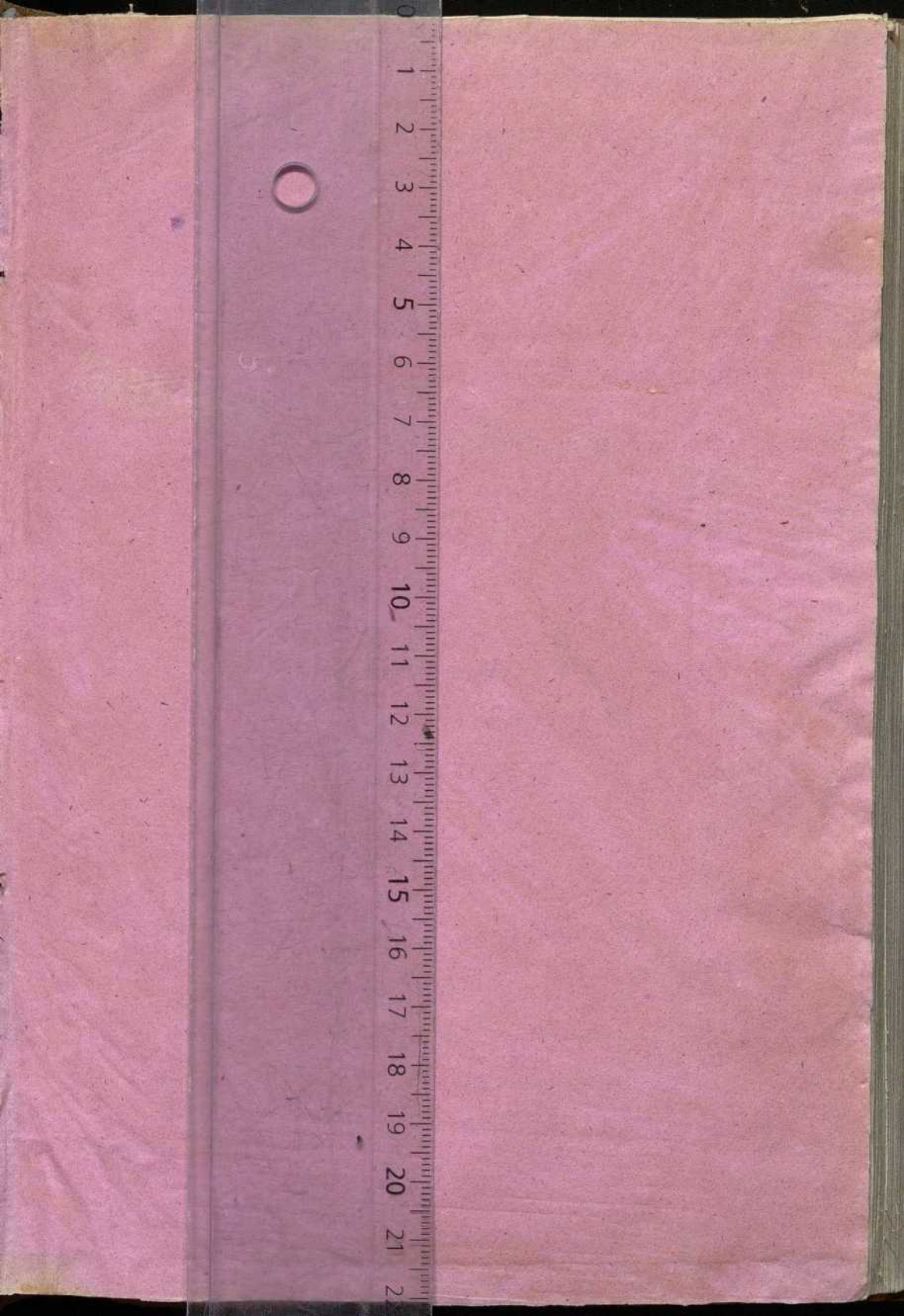
A LAS

INDUSTRIAS

B  
27  
641



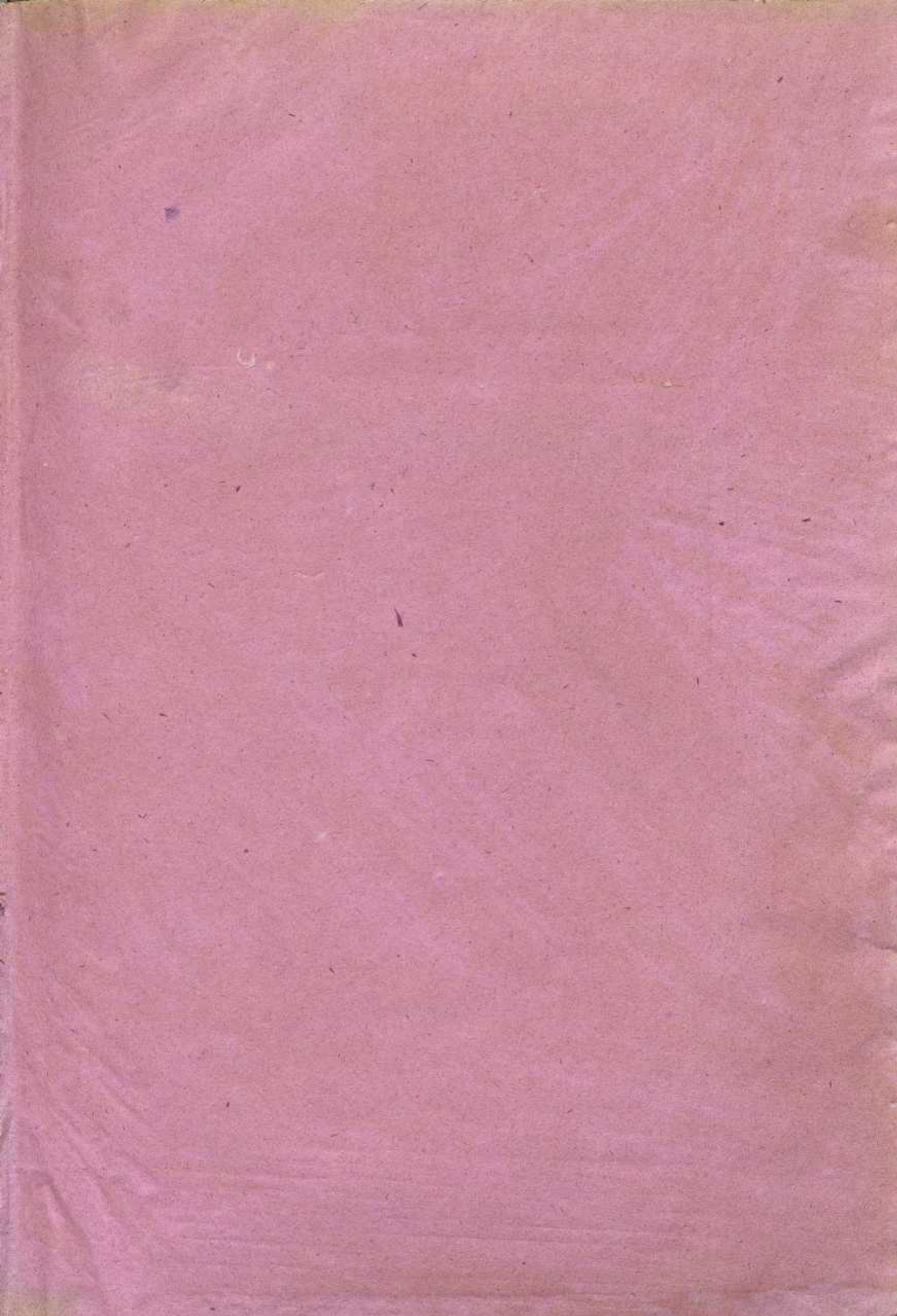
Estante	3 <sup>o</sup>
Tabla	4 <sup>a</sup>
Número	77



Estante 3<sup>o</sup>

Tabla 4<sup>a</sup>

Número 77





1

# INVESTIGACIONES ESPERIMENTALES

SOBRE LA APLICACION

## DEL HIERRO FUNDIDO Y FORJADO

### A LAS CONSTRUCCIONES ;

OBRA ESCRITA POR

## WILLIAM FAIRBAIRN,

*Ingeniero civil, Individuo de la Sociedad Real de Lóndres y de la Geológica, Corresponsal del Instituto de Francia, Vice-presidente de la Sociedad literaria y filosófica de Manchester, etc., etc.*

TRADUCIDA DEL INGLÉS

por

## D. EDUARDO SAAVEDRA,

INGENIERO PRIMERO DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS.

—

BIBLIOTECA HISTORICAL REAL	
GRANADA	
Sala:	B
Estante:	2
Numero:	641

**MADRID:**

IMPRENTA DE D. JOSÉ C. DE LA PEÑA, ATOCHA, 149.

—  
1857.



INVESTIGACIONES EXPERIMENTALES

SOBRE LA APLICACION

DEL HIERRO FUNDIDO Y FORJADO

A LAS CONSTRUCCIONES

DEBEN SER

WILLIAM FAIRBANKS

Escritor de la Sección de la Compañía de Hierro y Acero de  
los Estados Unidos de América. Investigador de la Sección  
de la Oficina de Investigaciones de la Oficina de

TRADUCIDA DEL INGLÉS

D. EDUARDO SAAVEDRA

INGENIERO EN JEFE DE CAMBOS, CABLES Y PUERTOS

MADRID

IMPRESA DE D. JOSE C. DE LA PENA, ALICIA, 149

1857

A Sir David Brewster,

*dedico este libro, como público testimonio de mi admiracion por sus eminentes cualidades científicas, y de la alta estima en que tengo su cordial amistad.*

WILLIAM FAIRBAIRN.

IN THE COURT OF COMMONS

At the Court of Commons, the 14th day of June, 1771.

Wm. Pitt

---

## PRÓLOGO DEL AUTOR.

---

El objeto de estas páginas es publicar reunidos nuestros conocimientos prácticos acerca del uso del hierro, en combinación con otros materiales, para la construcción de edificios incombustibles. El asunto es de la mas alta importancia; y aunque para desenvolverlo debidamente he encontrado grandes inconvenientes, debidos á las frecuentes interrupciones que me han producido las ocupaciones de mi profesion, y á la falta de tiempo para entrar en todos los pormenores que hubiera deseado, tendré por alcanzado el fin que me he propuesto, si he conseguido metodizar la doctrina que ofrezco, de manera que pueda ser consultada con provecho y utilidad por los Ingenieros, Arquitectos y Constructores de edificios. Es innegable que en muchas construcciones aun de fecha reciente, se nota la falta de buena direccion, y es de lamentar que en ellas se hayan desconocido de tal modo las leyes naturales de la resistencia de los materiales de construcción. Los experimentadores y los matemáticos las han dado á conocer; pero temo que los hombres prácticos no se hallen en estado de aprovecharse de ellas.

En mis observaciones sobre las vigas de hierro fundido me he aprovechado de los trabajos de Watt, Tredgold, Dulong y Barlow, y de los recientes y decisivos experimentos que el Profesor Hodgkinson hizo en mi establecimiento pocos años

há. El problema de la resistencia de las vigas armadas ha dado por algun tiempo motivo á dudas y á opiniones diferentes; pero los experimentos que se mencionan en este libro, unidos á las investigaciones teóricas hechas por mi amigo Mr. Tate, demuestran la insuficiencia de ellas, y cuán escesivamente errónea es la distribucion del material en aquella forma.

Creo que la parte mas importante de este libro es la que se dedica á enumerar las ventajas de las vigas y viguetas de hierro forjado sobre las pesadas, embarazosas é inseguras de hierro fundido que generalmente se usan en la actualidad. Al ocuparme de este punto he puesto especial cuidado y atención, y he procurado citar los numerosos experimentos que hice algunos años atras á fin de lograr el desarrollo de un principio, que juiciosamente desenvuelto producirá importantes modificaciones, tanto por la seguridad como por la economia en la construccion de edificios á prueba de fuego. Numerosos ejemplos han demostrado la bondad de las vigas de hierro maleable; y en mi opinion, la adopcion de ellas en mayor escala será suficiente para llamar la atención de los fabricantes de hierro, y para procurar que el talento y el capital se dediquen á este medio de economizar en los gastos de produccion.

He destinado una seccion separada á dar una breve descripcion del magnifico establecimiento que está próximo á concluirse (\*) en Saltaire. Lo vasto de la concepcion y lo bien acabado de todas sus partes, hacen del proyecto de Mr. Salt una honra para su nombre; y para mí ha sido un motivo de orgullo terminar el ejercicio activo de mi vida profesional con una empresa de tanta importancia y lucimiento.

---

(\*) (1854.)

---

## PARTE PRIMERA.

### DE LAS VIGAS DE HIERRO FUNDIDO PARA SOSTENER LOS SUELOS DE LOS EDIFICIOS.

LA época en que se introdujo el uso del hierro fundido es incierta; pero se sabe que se hizo aplicación de él para fundir un cañón poco tiempo después de la invención de la pólvora. Savery y Newcomen lo usaron parcialmente en la construcción de sus máquinas de vapor y bombas; y poco después de su invención, el segundo construyó con él sus cilindros. Hace tiempo que Smeaton supo apreciar su valor, y según Tredgold, hace cerca de cuarenta años que combatió las preocupaciones que contra su uso había con la siguientes palabras.

«Si el espacio de tiempo durante el cual están en uso las piezas de hierro fundido no es suficiente, debo añadir que en el año 1755, esto es, veinte y siete años ha, las empleé por primera vez como productos completamente nuevos: entonces se decía; si la más fuerte madera no puede por mucho tiempo resistir la acción de las fuerzas; qué deberá esperarse de la fragilidad del hierro fundido? Basta decir que aquellas piezas de hierro

fundido están aun en uso, y que los buenos resultados obtenidos en el Norte de Inglaterra, en donde se aplicó por vez primera, hicieron general su adopción, sin que hasta ahora tenga noticia de que se haya inutilizado ninguna.

En la época en que Smeaton escribió, el arte de fundir hierro era muy imperfecto, y hemos visto á cuantos y cuan diversos objetos ha sido aplicado desde entonces. La resistencia del material no ha crecido, sin embargo, al par del desarrollo que ha tenido su aplicación; y por el contrario, temo que haya empeorado en calidad, no por ignorancia en la manera de fundirlo ó falta de habilidad en el tratamiento del mineral, del combustible etc., sino solo por el deseo de disminuir el coste de producción. Hoy puede obtenerse hierro de mucha resistencia y pureza; pero estas cualidades van frecuentemente acompañadas de otras, que hacen arriesgado su uso en vigas y otras piezas pesadas. Smeaton, Wilkinson (\*), Watt, Rennie, Murdock y otros célebres ingenieros

---

(\*) «Una de las mas atrevidas pruebas hechas con el nuevo material, fué la aplicación del hierro fundido á la construcción de puentes. Parece que la idea fué de Mr. Thomas Farnolls Pritchard, arquitecto de Eyton Turret (Shropshire), quien en 1773 sugirió á Mr. John Wilkinson, fabricante de hierro, de Brosely y Castlehead, la posibilidad de construir grandes arcos de hierro para pasar un río, que como el Severn experimenta grandes crecidas. Mr. Wilkinson estudió detenidamente aquel pensamiento, y lo puso en ejecución erigiendo el célebre puente en Colebrookdale (cañada de Colebrook) entre Madeley y Brosely, que fué el primero de su clase, no solo en Inglaterra, sino probablemente en el mundo. Lo construyó Mr. Onions modificando algo el proyecto de Pritchard, y bajo los auspicios y á espensas de los Sres. Darby y Reynolds, fabricantes de hierro en Colebrookdale. Mr. Pritchard murió en octubre de 1777, después de haber ejecutado varios proyectos ingeniosos para demostrar que los arcos de piedra ó ladrillo pueden construirse con cimbras de hierro colado, de modo que estas sean siempre una parte permanente del arco. Su nieto, Mr. Jhon White, de Devonshire, posee estos proyectos, y al mismo le soy deudor de estas noticias.»—(TREDGOLD, *on the Strength of Cast Iron*. Introducción.)

han introducido adelantos en el arte de fundir, y han hecho extensiva su aplicación á las máquinas de vapor, molinos (\*), puentes y otros artefactos.

El primer caso que recuerdo del buen éxito en la aplicación de las vigas de hierro colado á la construcción de edificios, es la fábrica de algodones, á prueba de fuego, de los Sres. Philips y Lee de Manchester. Esta fábrica fué construida en el año 1801, y las vigas de hierro y columnas fueron proyectadas por los señores Boulton y Watt, teniendo en el medio la sección y dimensiones de la fig. 1.<sup>a</sup>

Esta viga fué la primera de su clase, y teniendo en cuenta el atraso de los conocimientos en aquella época, debemos confesar que atestigua la habilidad de su autor. Haciendo á ella aplicación de la regla de Mr. Hodgkinson, á falta de experimentos, hallaremos que Watt se aproximó bastante á la verdadera proporción entre las partes de la viga, para darle el máximo de resistencia con una cantidad determinada de material (\*\*).

(\*) Hace veinte años que en una visita que hice á Soho, cerca de Birmingham, Mr. W. Murdock me enseñó una de las primeras ruedas cónicas fundidas de hierro, que entonces sostenía un reloj de sol en el frente de su casa. Me parece haberle oído decir que fué fundida en el condado de Ayr, según el modelo hecho por él mismo ó por su padre, que era propietario y constructor de molinos.

(\*\*) Si tomamos el área de la cabeza inferior de 4,06 pulgadas (26,5 centímetros), la altura de la viga en el medio de 15 1/4 pulgadas (39,6), y 1.<sup>a</sup> distancia entre los apoyos de 14 pies (4<sup>m</sup>,267), haciendo aplicación de la fórmula de Hodgkinson, tendremos:

$$P = \frac{26 \times 4,06 \times 15,25}{168} = 8,52 \text{ toneladas (8,5 ton. mét.)}$$

para peso de rotura en el medio. Pero suponiendo que la misma cantidad de metal se emplea en la forma de mayor resistencia, como la fig. 2.<sup>a</sup>, tendremos en la parte inferior un área de 7<sup>pg.c.</sup>,65 (48<sup>cc.</sup>,33), que da



La fábrica es un gran edificio, de unos 140 pies (43 metros) de largo, 42 pies (13<sup>m</sup>) de ancho, y siete pisos. Cada uno de estos mide 648 yardas cuadradas (532 metros cuadrados), y las vigas de hierro, colocadas á lo ancho del edificio, de muro á muro y á una distancia mútua de 9 pies (2<sup>m</sup>,74), están divididas en tres trozos (A, A y B), como lo demuestran el plano y la seccion en las figuras 3 y 4.

La fig. 5 representa una seccion longitudinal del basamento y primeros pisos de la fábrica, con secciones de las vigas y arcos de hierro. Los arcos E, E, E, etc., tienen 9 pulgadas de espesor (0<sup>m</sup>,229) en sus estremidades, 7<sup>1</sup>/<sub>4</sub> (0<sup>m</sup>,184) hasta una corta distancia en cada costado, y medio ladrillo ó 4<sup>1</sup>/<sub>2</sub> pulgadas (0<sup>m</sup>,114) en el centro. Este ensayo, teniendo en cuenta el estado de la construccion de edificios de esta naturaleza en aquel tiempo, tuvo un éxito extraordinario, y dió el primer ejemplo del sistema de construcciones á prueba de fuego, que hoy distingue á los distritos manufactureros de este pais.

Muy corta ó ninguna variacion sufrió la forma de las vigas desde 1801 hasta 1824, y durante este periodo la fábrica de Philips y Lee sirvió de modelo para los edificios de semejante naturaleza. En 1827 comenzó Mr. Hodgkinson, en mi establecimiento de Manchester, sus muy conocidas investigaciones acerca de la resistencia de las vigas de hierro, y por muchos años continuó con éxito estos y otros experimentos. El economizar material era de tanta importancia y el objeto del experimentador era tan

---


$$P = \frac{26 \times 7,5 \times 13,25}{168} = 15,3 \text{ toneladas próximamente; (15<sup>t.m</sup>,6)}$$

que es cerca del doble del peso de rotura de la primera viga.

Es probable, sin embargo, que la viga de Boulton y Watt pudiera soportar mas de 10 toneladas por el mucho mayor espesor de la parte vertical, que como puede observarse es cerca del doble que en la viga del máximo de resistencia.

*Side a*

Fig. 4.

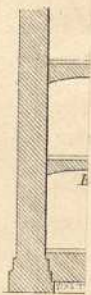
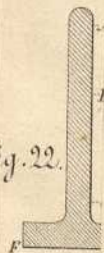


Fig. 22.



415

llevar  
dis-  
en las

tuve  
ba de  
Wood,  
ofre-  
os en  
ridad  
aron,  
ne la  
ips y  
e la  
á re-  
viga  
é co-  
edio  
ncho  
pu-  
an ó  
. La  
erior

41).

Aplicacion del hierro fundido à las construcciones.

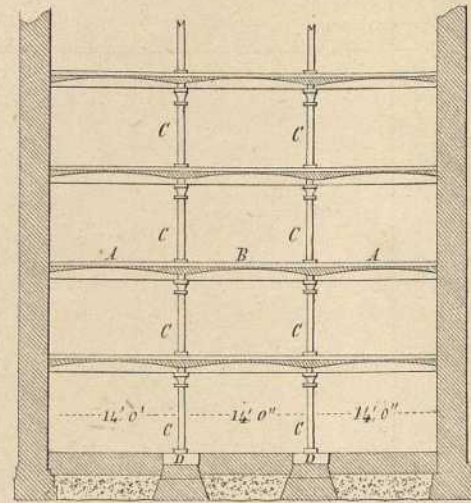
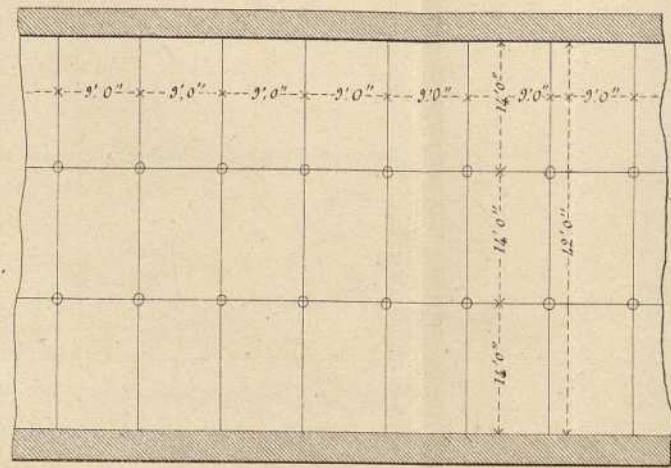
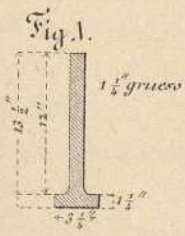


Fig. 4.

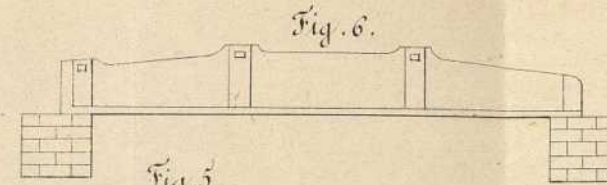


Fig. 6.

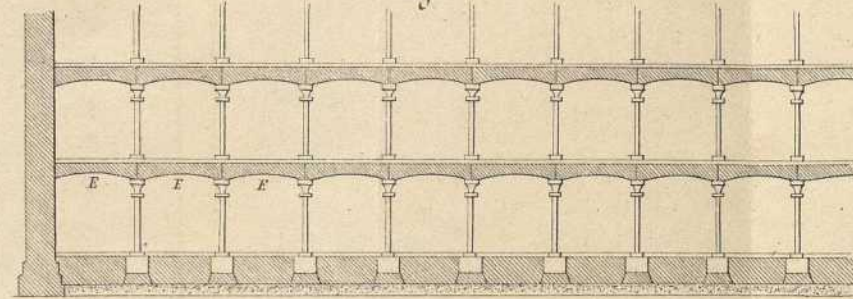


Fig. 5.

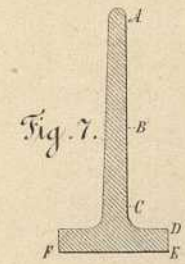


Fig. 7.

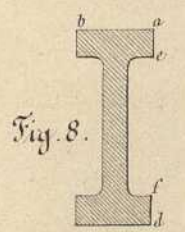


Fig. 8.

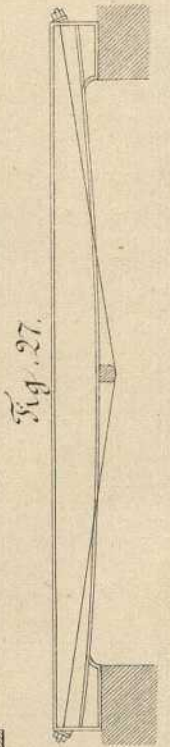


Fig. 27.

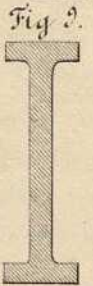


Fig. 2.

Fig. 10.

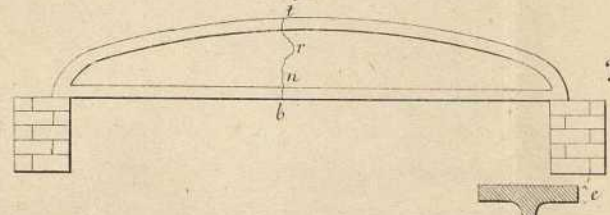


Fig. 11.

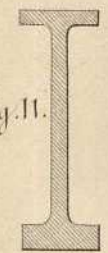


Fig. 12.

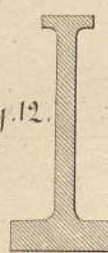


Fig. 13.

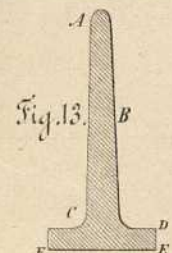


Fig. 14.

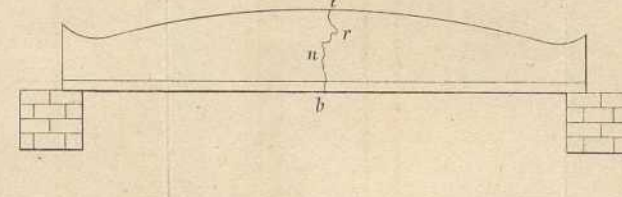


Fig. 15.

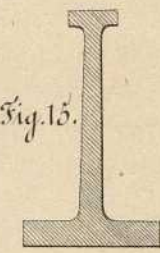


Fig. 16.

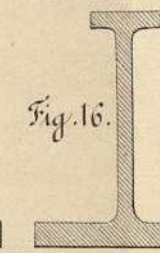


Fig. 17.

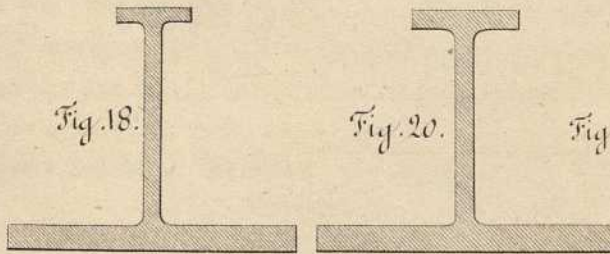
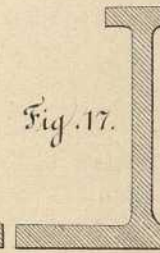


Fig. 18.

Fig. 20.



Fig. 19.

Fig. 23.

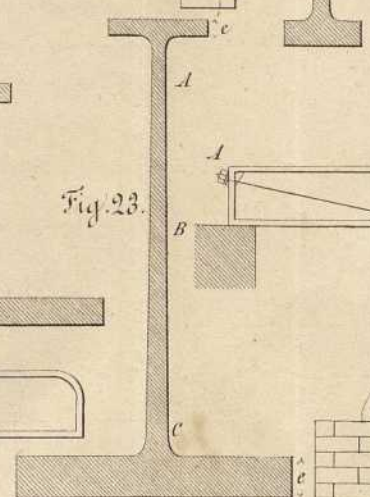


Fig. 24.

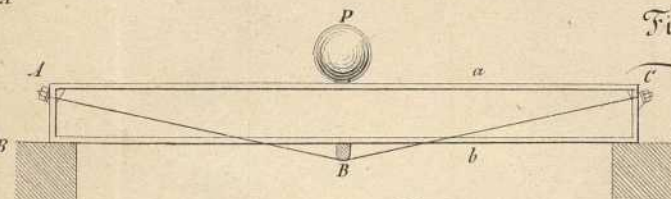


Fig. 21.

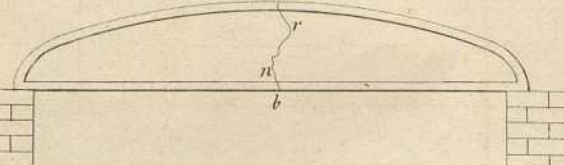


Fig. 22.

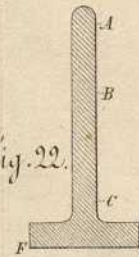


Fig. 26.

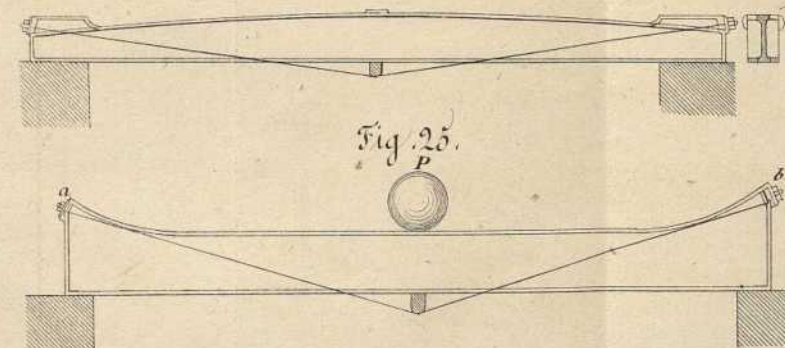


Fig. 25.

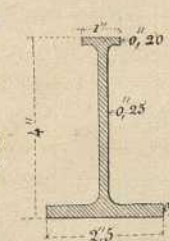
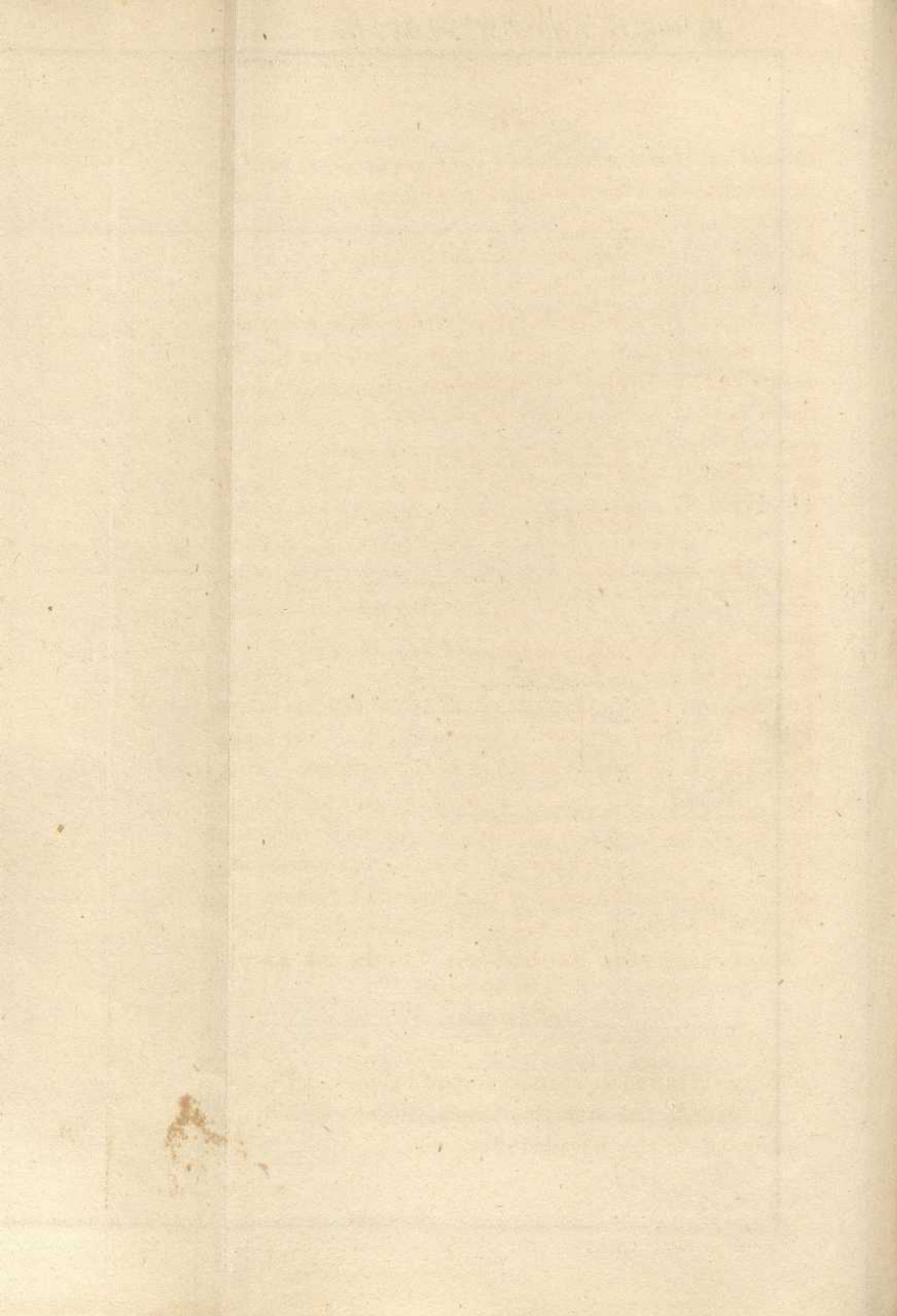


Fig. 28.





racional, que todos los medios de que podia necesitar para llevar sus investigaciones hasta el último punto fueron puestos á su disposicion. Los resultados de estos esperimentos se hallan en las *Memoirs of the Manchester Philosophical Society*, vol. V.

Anteriormente á las investigaciones de Mr. Hodgkinson, tuve á mi cargo la construccion de varios grandes edificios á prueba de fuego, uno para los Sres. Gott, de Leeds, y otro para Mr. Wood, de Bradford; y abrigando dudas respecto á la seguridad que ofrecieran las vigas de hierro, se hizo una série de esperimentos en grande escala, á fin de poder tener confianza respecto á la seguridad de las construcciones. Los resultados que inserto aqui demostraron, que para obtener una forma de seccion mas fuerte y mejor que la de la viga empleada por Boulton y Watt en la fábrica de Philips y Lee, deberia aumentarse el área de la cabeza inferior de la viga. Haciendo los esperimentos, encontré que para llegar á resultados exactos era necesario determinar las flexiones de la viga correspondientes á los pesos que se cargaban, lo cual ejecuté colocando grandes pesos sobre una plataforma suspendida del medio de ella. Esta plataforma estaba suspendida de un fuerte gancho ó eslabon con un lado abierto, con el objeto de que la viga pudiera colocarse ó quitarse con facilidad, y los pesos se subian ó bajaban por medio de un tornillo y una tuerca á voluntad. La figura 6.<sup>a</sup> representa un costado de la viga, cuya cabeza inferior era, como se acostumbraba, de igual anchura y espesor.

### **Esperimentos hechos en Leeds en 1824.**

#### PRIMERA VIGA.

Distancia entre los puntos de apoyo 14 pies (4<sup>m</sup>,267).

Altura de la viga en su parte media, 15 pulg. (0<sup>m</sup>,381).

Altura de la viga cerca de sus extremos, 9 <sup>1</sup>/<sub>2</sub> pulg. (0<sup>m</sup>,241).

Peso de la viga (tomado del peso medio de varias de la misma forma), 7 quintales, 3 quarters, 20 libras (402 kilogramos).

*Dimensiones de la seccion (fig. 7).*

Espesor en la parte A =  $\frac{5}{8}$  pulgada (1<sup>o</sup>,59).

» en C = 1 (2<sup>o</sup>,54).

» DE = 1 (2<sup>o</sup>,54).

» TE = 5 (12<sup>o</sup>,70).

PESOS.		FLECHAS.		OBSERVACIONES.
Toncladas.	Kilógramos.	Pulgadas.	Milims.	
4 10 q. s.	4 570	0,210	5,3	Un poco alabeada. La arista superior de la viga sacada considerablemente fuera de la vertical. Grande aumento en la presión lateral y peligro de rotura.
6 0	6 094	0,278	7,1	
10 0	10 156	0,480	12,2	
11 4	11 375	0,537	13,6	
12 10	12 696	0,665	16,9	

Los experimentos con esta viga no se ejecutaron con el mismo esmero que los que despues se verificaron en Leeds y Bradford; sin embargo, las observaciones se hicieron con gran cuidado.

SEGUNDA VIGA.

Distancia entre los apoyos, 16 pies (4<sup>m</sup>,877).

Altura de la viga en la parte media, 15 pulgadas (0<sup>m</sup>,381).

Altura de la viga cerca de los extremos, 10 pulgs. (0<sup>m</sup>,254).

*Dimensiones de la seccion (fig. 7).*

- Espesor en A =  $\frac{7}{8}$  pulg. ( $2^{\circ}, 22$ ).  
 » en C =  $1 \frac{5}{8}$  » ( $3^{\circ}, 49$ ).  
 » DE =  $1 \frac{5}{8}$  » ( $3^{\circ}, 49$ ).  
 » FE = 6 » ( $15^{\circ}, 24$ ).

PESOS.		FLECHAS.	
Toneladas.	Kilógramos.	Pulgadas.	Milímetros.
6	6 094	0,200	5,1
8 5	8 379	0,280	7,1
11 0	11 172	0,400	10,2
13 5	13 456	0,475	12,1
16 0	16 250	0,550	14,0
18 5	18 556	0,675	17,1
21 0	21 328	0,850	21,6
25 0	23 360	Rota, despues de dos horas de sostener el peso.	

Otras cuatro vigas se experimentaron, pero eran algo imperfectas y se rompieron á dos ó tres pies del medio, donde debia de haber grietas.

**Experimento hecho en Bradford en 1825.**

TERCERA VIGA.

- Distancia entre los apoyos, 20 pies, 9 pulgadas ( $6^m, 524$ ).  
 Altura de la viga en el medio, 18 pulgadas ( $0^m, 457$ ).  
 Idem cerca de los extremos  $11 \frac{1}{2}$  pulgadas ( $0^m, 292$ ).

## Dimensiones de la seccion.

Espesor en A = 1 pulgada (2<sup>c</sup>,54).

» en C = 1 1/2 » (3<sup>c</sup>,81).

» DE = 1 1/2 » (3<sup>c</sup>,81).

» FE = 6 » (15<sup>c</sup>,24).

PESOS.		FLECHAS.	
Toneladas.	Kilógramos.	Pulgadas.	Milímetros.
15	15 202	1,16	29,5
18	18 282	1,25	31,7
19	19 297	} rota despues de sostener el peso algun tiempo.	

Los experimentos mencionados, juntamente con los espuestos por Mr. Hodgkinson en su escrito ya dicho, pueden considerarse acaso como las primeras tentativas para mejorar la forma de las vigas de hierro fundido, desde la época de su primera aplicacion en la fábrica de Philips y Lee. Hacia esta fecha (1824), publicó Tredgold la segunda edicion de su obra sobre la resistencia del hierro fundido, y sus experimentos sobre la fuerza transversal del mismo debieron hacerse dos ó tres años antes. El único hecho entonces por Tredgold, y que tiene relacion con lo que vamos diciendo, es el que se refiere en el Experimento I (\*), y que inserto para que sirva de comparacion.

---

(\*) TREDGOLD, *Practical essay on the strength of cast iron*. Seccion V, números 43 y 44.



«Una vigueta de hierro fundido, de la forma que representa la figura 8, fué sometida á las siguientes pruebas. Se colocó de canto y sostenida solo en sus estremidades, siendo 19 pies (5,<sup>m</sup>79) la distancia entre los puntos de apoyo. La flexion debida á su propio peso fué de  $\frac{3}{40}$  de pulgada (2 milim.)

»Colocada de plano, la flexion fué 5,5 pulgadas, (89 mil.) habiendo sido tambien 19 pies la distancia entre sus apoyos.

»La altura total  $a$   $d$  era de 9 pulgadas (0,<sup>m</sup>23) el ancho  $a$   $b$ , 2 pulgadas, (0,<sup>m</sup>05), la altura de la parte media  $e$   $f$ ,  $7\frac{1}{2}$  pulgadas (0,<sup>m</sup>19) y su ancho tres cuartas partes de pulgada (0,<sup>m</sup>02)

»Fácilmente puede demostrarse que para deducir el valor de  $a$  del experimento ó prueba de canto, podemos emplear una ecuacion de esta forma;

$$a = \frac{40 BD^3 d (1 - p^3 q)}{3/8 WL^3} = \frac{64 BD^3 d (1 - p^3 q)}{WL^3};$$

en la cual  $D$  es la altura total,  $p D$  la de la parte media,  $B$  la anchura total y  $q B$  la anchura despues de deducir la de la parte media.

»En nuestro experimento  $D = 9$  pulgadas, y  $p D = 7,5$ , ó  $p = 0,835$ . Tambien  $B = 2$  pulgadas, y deduciendo  $\frac{3}{4}$  (ancho de la parte media) tendremos  $q B = 1,25$ , ó  $q = 0,625$ . Y siendo el peso de la parte de la viga comprendida entre los apoyos 540 librs. (244<sup>k</sup>,85), tendremos  $a = 0,00124$ .

»La ecuacion para obtener el valor de  $a$  en el experimento con la viga acostada, es

$$\frac{64 BD^3 d (1 + p^3 q)}{WL^3} = a = 0,00092$$

en donde

$$D = 2 \text{ pulgadas, } B = 9 - 7,5 = 1,5, \quad p = \frac{0,75}{2}, \quad \text{y } q = \frac{7,5}{1,5}$$

»El valor de  $a$  deducido del experimento hecho con la viga de plano es, en mi sentir, el mas aproximado á la verdad, porque en una flexion tan considerable un pequeño error en la medida no afecta sensiblemente el resultado, mientras que hay alguna dificultad en determinar con certeza una flexion tan pequeña como  $\frac{3}{40}$  de pulgada en 19 pies: un error casi insignificante al medir esta, tiene influencia en el resultado. Yo, sin embargo,

lo he dado como lo determiné entonces, y la manera de calcularlo puede ser útil para otros casos. Tomando el medio entre los resultados, tenemos

$$\frac{0,00124 + 0,00092}{2} = 0,00108.$$

»En el experimento con la viga de plano, obtenemos un coeficiente constante extraordinariamente aproximado al que se halló con una barra del mismo hierro de una pulgada cuadrada y treinta y cuatro de largo, y solo difiere en  $\frac{1}{12}$  del empleado para calcular la tabla.»

Es de sentir que Mr. Tredgold no rompiese la viga, y se limitase á determinar la flexion producida solamente por su propio peso. Habiendo adoptado y recomendado como la mas fuerte y mejor para apoyo de los pisos de los edificios la viga de iguales cabezas, es necesario demostrar lo erróneo de su opinion y manifestar los progresos que desde entonces se han hecho, refiriendo algunos de los interesantes experimentos de Mr. Hodgkinson (\*), á quien seguramente la ciencia y el público son deudores del conocimiento de la seccion de mayor resistencia.

### Experimento I (\*\*).

VIGA CON CABEZAS IGUALES (FIG. 9).

Distancia entre los apoyos, 4 pies 6 pulgadas ( $1^m,372$ ).

Altura de la viga  $5 \frac{1}{8}$  pulgadas ( $13,^c02$ ).

(\*) Se encuentran aquí insertos, desde la pág. 18 hasta la 55, los extractos de la memoria de Mr. Hodgkinson, publicada en la coleccion de la sociedad de Manchester.

(\*\*) Todas las secciones relativas á estos experimentos están en escala de  $\frac{1}{4}$ .

*Dimensiones de la seccion transversal en el punto de la fractura.*

Area de la cabeza sup. =  $1,75 \times 0,42 = 0,735$  (4° 74).

Area de la cabeza inf. =  $1,77 \times 0,39 = 0,690$  (4° 45).

Espesor de la parte vertical, =  $0,29$  (0° 74).

Area de la seccion =  $2,82$  (18° 49).

Peso de la viga =  $36 \frac{1}{4}$  lbs. (19,44 kilogramos).

Peso de rotura = 6678 libras = 59 qs., 70 lib. (3028 kil.)

La forma de la fractura está representada por la línea *b n r* (fig. 10) en la que *t r* =  $0,52$  (1° 52), y *b n* =  $2,35$  (6° 35). La figura representa la proyeccion lateral de la viga.

La resistencia por pulgada cuadrada de la seccion transversal la tendremos dividiendo el peso de rotura por el área;

$$\frac{6678}{2,82} = 2368 \text{ lbs. por pulgada cuadrada (166 kil. por cent. cuad.)}$$

Como esta cantidad en cada viga puede tomarse como un indicio de su fuerza, la emplearemos para comparar las de las vigas de la misma longitud y espesor, como son las de los veinte y dos primeros experimentos (\*).

Comparando con este resultado, el del experimento IV, en el que la viga soportó 2584 lbs. por pulgada cuadrada tenemos

(\*) Segun el tratado de los puentes tubulares del autor, tenemos (página 280)

$$W = \frac{A d C}{l} \dots (1),$$

representando *A* el área de la seccion del material en pulgadas cuadradas, *d* la altura en pulgadas lineales, *l* la distancia entre los puntos de apoyo en pulgadas lineales, y *C* una constante determinada por esperiencia para la forma particular del tubo.

2584 — 2568 = 216 libras, en defecto;

y la pérdida de fuerza

$$\frac{216}{2584} = 0,085 \text{ ó } \frac{1}{12}$$

aproximadamente, de lo que soporta en este caso la viga común (fig. 15).

Esta forma de seccion es exactamente la que Mr. Tredgold presentó como la de la viga mas fuerte, al mismo tiempo que de mas perfecta elasticidad. Nuestros faturos esperimentos demostrarán suficientemente que no es rigurosamente cierto el resultado de sus cálculos.

## Esperimento II.

VIGA CON LA CABEZA INFERIOR DOBLE DE LA SUPERIOR.

Distancia entre los puntos de apoyo, 4 pies 6 pulg. (1<sup>m</sup>372).

Altura de la viga 5 <sup>1</sup>/<sub>8</sub> pulgadas (13<sup>o</sup>,02).

De aqui tenemos

$$C = \frac{W l}{A d} \dots (2)$$

El valor de C determinado para las diferentes formas de vigas nos dá su resistencia comparativa.

Para las vigas de la misma longitud y altura, tenemos

$$C = \frac{W}{A} \dots (3)$$

esto es, que la resistencia comparativa de las vigas de esta forma, se halla dividiendo su peso de rotura por el área de su seccion.

*Dimensiones de la seccion trasversal (fig. 11).*

Area de la cabeza superior =  $1,74 \times 0,26 = 0,45$  ( $3,06$ ).

Area de la cabeza inferior =  $1,78 \times 0,55 = 0,98$  ( $6,32$ ).

Espesor de la parte vertical =  $0,50$  ( $0,76$ ).

Area de la seccion trasversal =  $2,87$  ( $18,52$ ).

Peso de la viga. . . . = 59 lib. ( $17,68$ ).

Peso de rotura = 7368 lib. = 65 quintales 88 lib. ( $3341^k$ ).

Se rompió oblicuamente á unas cuatro pulgadas del medio, inclinándose á él por el extremo superior.

La forma de la fractura en la cabeza superior de la viga es próximamente la misma que en el esperimento I.; en este  $t r = 0,55$  (fig. 10).

Para conocer la resistencia por pulgada de seccion, como en el esperimento anterior, tenemos

$$\frac{7368}{2,87} = 2567 \text{ lib. por pulgada cuadrada (180 kil. por c. c.).}$$

Comparando este resultado con el del esperimento núm. IV, tenemos

$$2584 - 2567 = 17 \text{ en defecto,}$$

$$\text{y la pérdida de resistencia} = \frac{17}{2584} = 0,0066 \text{ ó } \frac{1}{152}$$

**Esperimento III.**

VIGA CON LA CABEZA INFERIOR CUÁDRUPLO DE LA SUPERIOR. (Fig. 12).

Distancia entre los puntos de apoyo, 4 pies 6 pulgadas. ( $1^m,572$ )

Altura de la viga,  $5 \frac{1}{8}$  pulgadas. ( $13^c,02$ ).

*Dimensiones de la seccion transversal.*

Area de la cabeza superior,  $= 1,07 \times 0,50 = 0,535$  (2<sup>c.</sup>, 06)

Area de la cabeza inferior,  $= 2,1 \times 0,57 = 1,203$  (7<sup>c.</sup>, 74)

Espesor de la parte vertical,  $= 0,32$  (0<sup>c.</sup>, 81)

Area de la seccion transversal,  $= 3,02$  (19<sup>c.</sup>, 48)

Peso de la viga  $= 40$  lib. (18<sup>k.</sup>, 14)

Flecha final, mas de  $\frac{1}{4}$  de pulgada (0<sup>c.</sup>, 64)

Peso de rotura  $= 8270$  lib.  $= 73$  quintales 94 lib. (3750 k.)

Se rompió cerca del medio.

Dividiendo el peso de rotura por el área, da la resistencia por pulgada de seccion

$$= \frac{8270}{3,02} = 2737 \text{ lib. (192 k. por c. c.)}$$

El experimento IV da 2584 lib. por pulgada, de aqui

$$2737 - 2584 = 153 \text{ en esceso,}$$

es decir que se gana en resistencia

$$\frac{153}{2584} = \frac{1}{17} \text{ aproximadamente.}$$

**Experimento IV.**

VIGA FUNDIDA EN LA FORMA COMUN, SEGUN EL MODELO

DE LOS SRES. FAIRBAIRN Y LILLIE. (Fig. 15).

Distancia entre los apoyos y altura de la viga, como en las anteriores.

*Dimensiones de la seccion.*

Espesor en A  $= 0,32$  (0<sup>c.</sup>, 81)

» en B  $= 0,44$  (1<sup>c.</sup>, 12)

» en C = 0, <sup>pg</sup> 47 (1, <sup>c</sup> 19)

» FE = 2, <sup>pg</sup> 27 (5, <sup>c</sup> 77)

» DE = 0, <sup>pg</sup> 52 (1, <sup>c</sup> 52)

Area de la seccion = 5, <sup>pg.c.</sup> 2 (20, <sup>c.c.</sup> 64)

Peso de la viga, = 40 <sup>1</sup>/<sub>2</sub> lib. (18<sup>k</sup>, 37)

Flecha con 5758 lib. (2614 k.) = (0<sup>pg</sup>, 25) (0<sup>c</sup>, 63)

» con 7138 lib. (3236 k.) = (0<sup>pg</sup>, 37) (0<sup>c</sup>, 94)

Peso de rotura = 8270 lib. (3750 k.)

La viga se torció un poco antes de quebrarse; lo que no se habia observado en las otras del mismo modelo.

Forma de la fractura, como en la fig. 14, en que  $tr = 0$ , <sup>pg</sup> 75 (1, <sup>c</sup> 3)

De aqui se deduce la resistencia por pulgada de seccion

$$= \frac{8270}{5,2} = 2584 \text{ lib. (182 k. por c. c.)}$$

Todos los esperimentos anteriores se hicieron con vigas fundidas de plano, con hierro cuya composicion era la siguiente:

$\frac{1}{5}$  de Blaina, núm. 2 }  
 $\frac{1}{5}$  de Blaina, núm. 5 } de Gales.

$\frac{1}{5}$  de VV SS, núm. 3; Shropshire.

Esta mezcla produce un hierro fuerte, y por lo tanto bueno para vigas.

### Esperimento IX.

PROPORCION ENTRE LAS CABEZAS 1 A 4 <sup>1</sup>/<sub>2</sub>

PRÓXIMAMENTE. (Fig. 15)

Distancia entre los apoyos y altura, como en los esperimentos anteriores.

*Dimensiones de la seccion.*

Area de la cabeza sup. =  $1,05 \times 0,54 = 0^{\text{pg. c.}}, 557$  ( $2^{\text{c. c.}}, 50$ )

Area de la cabeza inf. =  $5,08 \times 0,51 = 1,^{\text{pg. c.}} 570$  ( $10^{\text{c. c.}}, 15$ )

Espesor de la parte vertical =  $0^{\text{pg.}}, 505$  ( $0^{\text{c.}}, 77$ )

Area de la seccion =  $3^{\text{pg.}}, 57$  ( $21^{\text{c. c.}}, 74$ )

Peso de la viga =  $44 \frac{3}{4}$  lib. ( $20^{\text{k}}, 29$ )

Peso de rotura 10 727 lib. =  $95$  qq<sup>s</sup>. 87 lib. (4864 k.)

Se rompió por tension, á 4 pulgadas del medio, oblicuando hácia él; y parece que debió haber una pequeña ampolla en la cabeza inferior en el sitio de la fractura: aqui  $t r = 0,6$  pulgada ( $1^{\text{c.}}, 5$ ) (Véase fig. 12).

Tenemos la resistencia por pulgada de seccion

$$= \frac{10\ 727}{5,57} = 3185 \text{ lib. (224 k. por c. c.)}$$

cuyo resultado comparado con el del experimento X da  $3185 - 2792 = 391$  en exceso, es decir, que se gana en resis-

$$\text{tencia } \frac{391}{2792} = \frac{1}{7} \text{ aproximadamente.}$$

NOTA. Aunque esta viga tenia una base mas ancha, se rompió tambien por tension, ó sea empezando por desagregarse la parte inferior, lo cual era evidente, pues la viga no fué comprimida, ni rota formando cuña. Ya he manifestado ser esto lo acaecido en todos los experimentos. Por la adición de material hecha se ha ganado  $\frac{1}{7}$  en la resistencia sobre la de la viga comun (Experimento X) y es probable que hubiéramos podido añadir aun mas á la cabeza inferior sin peligro de fractura por compresion, porque



en ningun caso, escepto el de dicha viga comun, que algunas veces se torció antes de romperse, se notó la menor señal de compresion excesiva. Se seguirá discutiendo esta idea en nuestros experimentos sucesivos.

### Experimento X.

VIGA COMUN, FUNDIDA EN POSICION VERTICAL E INVERTIDA,  
DEL MODO ACOSTUMBRADO.

La forma como en el modelo del experimento IV (fig. 13).

Distancia entre los apoyos, la misma que antes.

#### Dimensiones de la seccion.

Espesor en A = 0,<sup>pg</sup> 29 (0,<sup>c</sup> 74)

» en B = 0,<sup>pg</sup> 425 (1,<sup>c</sup> 08)

» en C = 0,<sup>pg</sup> 46 (1,<sup>c</sup> 17)

FE = 2,<sup>pg</sup> 50 (5,<sup>c</sup> 84)

DE = 0,<sup>pg</sup> 55 (1,<sup>c</sup> 55)

Area de la seccion = 3,<sup>pg.</sup> c. 16 (20<sup>c.c.</sup>, 59)

Peso de la viga = 40 1/2 lib. (18<sup>k</sup>, 56)

Peso de rotura = 8825 lib. (4000<sup>k</sup>)

Se rompió á 4 1/2 pulgadas del medio.

La forma de la fractura era muy semejante á la del experimento IV; aqui  $bn = 2,<sup>pg</sup> 25$  y  $tr = 0,<sup>pg</sup> 8$  (fig. 14).

Por consiguiente, la resistencia por pulgada cuadrada de seccion

$$= \frac{8825}{3,16} = 2792 \text{ lib. } (*) \text{ (196 k. por c. c.)}$$

(\*) En los experimentos IX y X, se rompieron las vigas en dos puntos entre los apoyos, distantes 4 pies entre si, por causa de defectos que se en-

En los siguientes experimentos, la cabeza inferior se aumentó considerablemente, conforme á las observaciones hechas en el experimento IX, pero por temor de que la superior quedase tan fatigada, que por su compresion el punto de apoyo de la carga en la viga pudiera descender en ella, perdiendo esta consiguientemente alguna fuerza, se fortaleció al mismo tiempo un poco dicha cabeza superior

Si se continúa agrandando por pequeños grados la cabeza inferior hasta que la viga se rompa por compresion, ó por la separacion de una cuña; se podrá llegar aproximadamente á encontrar la forma de mayor resistencia para la misma altura y área de la seccion transversal.

### Experimento XI.

LA VIGA DEL MODELO DEL EXPERIMENTO IX, PERO CON LAS CABEZAS MODIFICADAS SEGUN SE ACABA DE DECIR.

Proporcion entre las cabezas, 4 á 4 próximamente.

Distancia entre los apoyos y altura, las mismas que antes.

*Dimensiones de la seccion (fig. 16).*

Area de la cabeza superior =  $1,6 \times 0,315 = 0,504$  (pg. c. 5 (3<sup>cc</sup>, 22)

Idem de la inferior =  $4,16 \times 0,53 = 2,2048$  (pg. c. 2 (14<sup>cc</sup>, 19)

Espesor de la parte vertical =  $0,38$  (pg. 38 (0,96)

contraron cerca de los extremos: el peso, sin embargo, se cargó otra vez en el medio, disminuyendo tres pulgadas de cada uno de ellos. Los verdaderos pesos de rotura fueron 12068 l. y 9926 l. respectivamente, pero los dados arriba se han reducido á una luz de 4 pies y 6 pulgadas. Por este motivo se ha prescindido de las flexiones.

Area de la seccion = 4, <sup>pg. c.</sup> 50 (29<sup>c. c.</sup>, 03)

Peso de la viga = 57 lib. (25<sup>k.</sup>, 8)

Flecha con 11186 lib. (5072 k.) ... 0, <sup>pg.</sup> 40 (1<sup>c.</sup>, 02)

» con 12698 » (5757 k.) ... 0, <sup>pg.</sup> 45 (1<sup>c.</sup>, 14)

» con 13706 » (6215 k.) ... 0, <sup>pg.</sup> 52 (1<sup>c.</sup>, 32)

Peso de rotura = 14462 lib. = 129 quint. 14 lib. (6557 k.)

Se rompió por tension á una pulgada del medio;  $bn = 2,5$  pulg. (fig. 10).

Por consiguiente, la resistencia por pulgada cuadrada de sec-

$$\text{cion} = \frac{14462}{4,5} = 3214 \text{ lib. (226 k. por c. c.)}$$

Comparando este resultado con el del experimento XIII, que dió 2693 lib. por pulgada, tendremos

3214 — 2693 = 521 en exceso, ó sea un aumento de resis-

$$\text{tencia de } \frac{521}{2693} = \frac{1}{5} \text{ aproximadamente.}$$

Podemos buscar lo que se gana en resistencia comparando los pesos de las dos vigas, y los que las mismas soportaron; (\*) así,

(\*) Sea  $w$  el peso de una viga de dimensiones uniformes,  $w'$  el de un pie cúbico de hierro, y tendremos (experimento I, pág.19)

$$\frac{W}{w} = \frac{d}{l^2} \cdot \frac{C}{144 w'} = \frac{d C'}{l^2}$$

$$\text{y } C' = \frac{W}{w} \cdot \frac{l^2}{d},$$

cuyo valor de  $C'$  determinado por experimentos para cada forma particular de vigas, nos permite apreciar su resistencia comparativa.

Si  $l$  y  $d$  son constantes, entonces

$$C' = \frac{W}{w}, \text{ del mismo modo } C_1 = \frac{W_1}{w_1}$$

mientras que en el experimento XIII el peso de la viga era 41 lib. y el de rotura 8942 lib. ; el peso de la viga en este fué 57 lib. , y el de rotura 14462 lib. ; y como

$$41 : 57 :: 8942 : 12451;$$

este es el peso que esta viga hubiera podido sostener, segun la resistencia de una comun ; pero sostuvo 14462 , por consiguiente hubo  $14462 - 12451 = 2031$  de exceso, y el aumento de resis-

$$\text{tencia} = \frac{2031}{12451} = \frac{1}{6} \text{ próximamente.}$$

### Experimento XII.

VIGA CON LA CABEZA INFERIOR MAS ANCHA QUE EN LA ULTIMA (FIG. 17)

Proporción entre las cabezas, 1 á 5  $\frac{1}{2}$  próximamente.

Distancia entre los apoyos, la misma que antes.

#### Dimensiones de la seccion.

$$\text{Area de la cabeza sup.}^r = 1, \text{ps} 56 \times 0, \text{ps} 515 = 0, \text{pg} 49 (3, \text{cc} 16).$$

$$\text{Id. de la inferior} = 5, \text{ps} 17 \times 0, \text{ps} 56 = 2, \text{pg} 89 (18, \text{cc} 64).$$

$$\text{y } \frac{C'}{C_1} = \frac{W w_1}{W_1 w}$$

espresion de la resistencia comparativa de dos vigas de la misma longitud y altura.

En el ejemplo anterior tenemos  $\frac{C'}{C_1} = \frac{14462 \times 41}{8942 \times 57} = 1 \frac{1}{6}$  aproximadamente, esto es, que lo que se gana comparativamente en resistencia es  $\frac{1}{6}$ .

Espesor de la parte vertical = 0, <sup>pe</sup>54 (0, <sup>ce</sup>86).  
 Area de la seccion = 5 <sup>dge</sup> (32, <sup>ce</sup>26).  
 Peso de la viga = 67 <sup>1</sup>/<sub>4</sub> lbs. (30 <sup>k</sup>, 49).

PESOS.		FLECHAS.	
Libras.	Kilogramos.	Pulgadas.	Milimetros.
8 288	3 758	0,24	6,10
12 698	5 757	0,56	9,14
13 706	6 215	0,40	10,16
14 210	6 443	0,42	10,67
15 218	6 900	0,45	11,43
15 722	7 129	0,48	12,19
16 226	7 357	0,49	12,45
16 730	7 586	0,53	13,46

Se rompió con este último peso, (149 qqs. 42 lbs.) despues de haberlo sostenido algunos minutos: la rotura fué por tension, y muy cerca del medio.

De aqui se sigue que la resistencia por pulgada cuadrada de seccion =  $\frac{16\ 730}{5} = 3346$  lbs. Comparando este resultado con el del experimento XIII, tenemos

$$3346 - 2693 = 653 \text{ en exceso;}$$

y se gana en resistencia

$$\frac{653}{2\ 693} = 0,242 = \frac{1}{4} \text{ aproximadamente.}$$

Buscando el aumento de resistencia por la comparacion del

peso de esta viga,  $67 \frac{1}{4}$  libs., y su peso de rotura, 16 750; con los pesos 41 l. y 8942 l. del experimento XIII, tenemos como en el último

$$41 : 8942 :: 67 \frac{1}{4} : 14 667.$$

Y como  $16750 - 14667 = 2063$  en exceso, el aumento es

$$\frac{2063}{14667} = \frac{1}{7}, \text{ aproximadamente,}$$

mucho menos que el obtenido antes, á causa del gran peso de la cabeza inferior, que es de las mismas dimensiones en toda su longitud de 5 pies.

### Experimento XIII.

VIGA DE LA FORMA COMUN, DEL MISMO MODELO QUE LAS ANTERIORES (FIGURA 13).

Distancia entre los apoyos, como antes.

#### *Dimensiones de la seccion.*

Espesor en A =  $0,^{pg} 29$  ( $0^c, 74$ )

» en B =  $0,^{pg} 425$  ( $1^c, 08$ )

» en C =  $0,^{pg} 55$  ( $1^c, 35$ )

» DE =  $0,^{pg} 565$  ( $1^c, 45$ )

» FE =  $2,^{pg} 34$  ( $5^c, 94$ )

Area de la seccion =  $3,^{pg.c.} 52$  ( $21^{c.c.} 42$ )

Peso de la viga = 41 lib. ( $18^k, 59$ )

PESOS.		FLECHAS.	
Libras.	Kilógramos.	Pulgadas.	Milímetros.
7598	5445	0,40	10,16
8494	5851	0,45	10,92
8942	4054	0,47	11,94

Se rompió con este peso al cabo de algunos minutos, á  $1 \frac{1}{2}$  pulgadas del medio.

Por consiguiente, la resistencia por pulgada cuadrada de seccion,  $= \frac{8942}{532} = 2695$  lib. (189 k. por c. c.)

### Experimento XIX.

Distancia entre los apoyos, 4 pies 6 pulgadas; altura de la viga  $5 \frac{1}{8}$  pulgadas, como antes.

*Dimensiones de la seccion transversal (fig. 18.)*

Area de la cabeza sup.  $r = 2,^{pg}35 \times 0,^{pg}31 = 0,^{pgc}72$  ( $4,^{c.c}65$ )

Area de la cabeza inf.  $r = 6,^{pg}67 \times 0,^{pg}66 = 4,^{pgc}4$  ( $28,^{cc}38$ )

Espesor de la parte vertical  $= 0,^{pg}266$  ( $0,^{c}68$ )

Area de la seccion  $= 6,^{pgc}4$ , ó sea  $6 \frac{2}{5}$  ( $41,^{c.c}29$ )

Peso de la viga  $= 71$  lib. ( $52,^{k}19$ )

Esta viga se rompió por el medio, por compresion, con un peso de 26084 lib., ó sea 11 ton., 13 quint. ( $11827^k$ ), separando una cuña de su parte superior.

Los pesos se colocaron gradualmente, y soportó uno muy poco diferente del de rotura por un tiempo considerable, casi media hora.

La fig. 19 representa la forma de la fractura en la proyeccion lateral de la viga, donde  $e n f$  es la cuña;  $e f = 5,1$  pulgadas,  $t n = 5,9$  pulgadas, y el ángulo  $e n f$  en el vértice  $= 82^\circ$ .

A juzgar por esta fractura, es muy probable que el eje neutro ó de fibras invariables estuviese en  $n$ , vértice de la cuña y por lo tanto á tres cuartos de la altura de la viga, pues 5,9 pulgadas  $= \frac{5}{4} \times 5 \frac{1}{8}$  pulgadas próximamente.

De aquí la fuerza por pulgada cuadrada de seccion

$$\frac{26084}{6,4} = 4075 \text{ lib. (287 k. por c. c.)}$$

mucho mayor que en cualquiera de nuestros anteriores experimentos.

Comparando este resultado con el de la viga comun del experimento XXII, fundida al mismo tiempo que esta, y que soportó 2885 lib. por pulgada, tenemos

$$4075 - 2885 = 1190 \text{ libras en esceso}$$

y se gana en resistencia, con esta seccion

$$\frac{1190}{2885} = 0,41, \text{ ó mas de } \frac{2}{5} \text{ de lo que resiste la viga comun.}$$

La cantidad de metal economizada por medio de esta seccion, puede representarse por el esceso dicho, 1190, dividido por 4075, cantidad que la viga resistió por pulgada cuadrada de seccion, y por consiguiente, el ahorro de metal debido á la seccion,

$$\text{es } \frac{1190}{4075} = 0,292 \text{ ó } \frac{3}{10}, \text{ aproximadamente.}$$

Comparando la resistencia de esta viga con la del experimento XXII, por medio de los pesos, tendremos que el ahorro



de metal, debido tanto á la forma de la seccion como á la general de la viga, es 0,577.

Así, por medio de pequeñas adiciones sucesivas á la cabeza inferior, llegamos á un punto en que la resistencia á la compresion no podia llevarse mas allá; pero no sucedió hasta que aquella fué mas que doble que el resto de la viga, es decir que fué para con lo demas de ella como 4,4 á 1,83, y para con la cabeza superior como 6 á 1. La cabeza superior no se aplastaba todavia ni se observó en ella ninguna señal de debilidad. La fractura tuvo lugar rompiéndose la parte vertical de la viga por la accion de las fuerzas opuestas de tension y compresion al rededor del eje neutro.

La gran resistencia de esta seccion es una prueba irrefragable contra la teoría que da iguales cabezas á las vigas de hierro fundido.

### Experimento XX.

VIGA DEL MISMO MODELO QUE EN EL ÚLTIMO EXPERIMENTO.

Distancia entre los apoyos, la misma que antes.

*Dimensiones de la seccion (fig. 18.)*

Area de la cabeza sup. <sup>r</sup>	= 2, pg. 5 × 0, pg. 28 = 0, pg. c. 64 (4 <sup>cc</sup> , 14)
Area de la inferior	= 6, pg. 65 × 0, pg. 65 = 4, pg. c. 51 (27 <sup>cc</sup> , 80)
Espesor de la parte vertical	= 0, pg. 555 (0 <sup>c</sup> , 84)
Area de la seccion,	= 6, pg. c 5 (41 <sup>cc</sup> , 95)
Peso de la viga	= 74 <sup>5</sup> / <sub>5</sub> libras. (55 <sup>k</sup> , 89)

PESOS.		FLECHAS.		FLECHAS DESPUES DE QUI- TADOS LOS PESOS.	
Libras.	Kilogramos.	Pulgadas.	Milímetros.	Pulgadas.	Milímetros.
9528	4229	0,22	5,59	0,00	0,00
11597	5168	0,24	6,10	0,00	0,00
12777	5793	0,25	6,35	0,00	0,00
14345	6504	0,26	6,60	0,03	0,76
15913	7215	0,30	7,62	0,04	1,02
17481	7926	0,34	8,64		
18265	8282	0,36	9,14		
19049	8637	0,38	9,65		
20617	9348	0,45	10,92		
22185	10059	0,47	11,94		
22969	10415	0,48	12,19		
»	»	0,50	12,70		

Se rompió en el medio por tension con un peso de 25 249 lib. ó 10 ton. y 8 quint. próximamente (10 541 k.)

Este peso es mucho menor que el que sostuvo la primera viga, apesar de que no éra muy diferente su cabeza inferior, en la cual se reune casi enteramente toda la fuerza de tension.

El hierro, pues, debió ser más endeble.

La resistencia por pulgada cuadrada de seccion es

$$\frac{25249}{6,5} = 3576 \text{ lib. (251 k. por c. e.).}$$

Comparando este resultado con el de la viga ordinaria del experimento XXII, que resistió 2885 lib. por pulgada, tenemos  $3576 - 2885 = 691$  de esceso; el de la resistencia de la seccion

$$= \frac{691}{2885} = 0,236 \text{ de lo que resistió la viga ordinaria; y de aquí}$$

$$\text{el ahorro de metal} = \frac{691}{3576} = \frac{1}{5} \text{ próximamente.}$$

Si comparamos esta viga con la ordinaria por medio de sus pesos, tendremos representado el ahorro de metal por 0,26, ó sea mas de  $\frac{1}{4}$ .

El espesor de la parte vertical de la viga en el experimento XIX fué 0,266 y en el presente 0,335; por tanto podíamos haber aumentado la cabeza inferior en la relacion de 335 á 266 ó sea en cerca de una tercera parte. Con esta distribucion de material es probable que la viga hubiera estado á punto de ceder á la estension en el instante en que cedía á la compresion, ó podria haber cedido por la rotura de la parte vertical, como en el experimento XIX, y de esta manera habria podido obtenerse mucho mayor exceso de resistencia que la arriba hallada.

### Experimento XXI.

Este se verificó sobre una viga elíptica, conforme al mismo modelo del experimento XII, habiéndose aumentado mas la cabeza inferior, y siendo igual su anchura en toda la longitud de 5 pies.

Distancia entre los apoyos, la misma que antes.

*Dimensiones de la seccion (fig. 20.)*

Area de la cabeza sup.<sup>r</sup> = 1, <sup>pg</sup>54 × 0 <sup>pg</sup>32 = 0 <sup>pg.c.</sup> 495 (5, <sup>c.c.</sup> 48)

» » id. inf.<sup>r</sup> = 6, <sup>pg</sup>50 × 0, <sup>pg</sup>51 = 3, <sup>pg.c.</sup> 315 (21, <sup>c.c.</sup> 59)

Espesor de la parte vertical = 0, <sup>pg</sup>34 (0, <sup>c.</sup> 86)

Proporcion entre las cabezas, de  $6\frac{1}{2}$  á 1.

Area de la seccion = 5, <sup>pg.c.</sup> 41 (54, <sup>c.c.</sup> 90)

Peso de la viga = 70  $\frac{3}{4}$  lib. (32 <sup>lb.</sup> 08)

PESOS.		FLECHAS.		FLECHAS DESPUES DE QUI- TADOS LOS PESOS.	
Libras.	Kilogramos.	Pulgadas.	Milímetros.	Pulgadas.	Milímetros.
9527	4229	0,26	6,60	0,00	0,00
10707	4855	0,27	6,86	0,00	0,00
11597	5168	0,28	7,11	0,00	0,00
12087	5480	0,30	7,62	0,00	0,00
12777	5793	0,31	7,87	0,00	0,00
14545	6504	0,34	8,64	0,00	0,00
15915	7215	0,35	8,89	0,00	0,00
16697	7571	0,42	10,67	0,06	1,52
17481	7926	0,43	10,92	0,06	1,52
19049	8637	0,46	11,68		
19833	8993	0,50	12,70		
20617	9348	0,54	13,72		

Se rompió muy cerca del medio, por tension, con un peso de 21009 lib. ó 9 ton. y 8 quint. próximamente (9526 k.).

La forma de la fractura viene á ser como  $b n r$  (fig. 21)  $b n = 1,8$  pulgadas.

De aqui la resistencia por pulgada cuadrada de seccion transversal  $= \frac{21009}{5,41} = 3885$  lib. (275 k. por c. e.)

Comparando este resultado con el de la viga ordinaria del experimento XXII, en el que resistió 2885 lib. por pulgada, tenemos  $3885 - 2885 = 988$  en exceso.

De aqui el aumento de resistencia  $= \frac{998}{2885} = 0,345$  de la

de la viga ordinaria, y da un ahorro de metal  $= \frac{998}{3885} = 0,257$  ó mas de  $\frac{1}{4}$ .

Si se hace la comparacion por los pesos, la economía solo será

de 0,25, que es menor que la que se habria obtenido formando los extremos de las vigas como en los experimentos precedentes (XIX y XX), siendo toda la cabeza inferior de esta de una misma anchura y espesor, y 5 pies de longitud, aunque la distancia entre los apoyos solo era de 4 pies y 6 pulgadas.

### Experimento XXII.

Esta viga era de la forma comun y segun el modelo anterior, para hacer la comparacion con las tres precedentes.

La misma distancia entre los apoyos.

#### *Dimensiones de la seccion (fig. 22).*

Espesor en A = 0<sup>pg</sup>,50 (0<sup>c</sup>,76)

» en B = 0<sup>pg</sup>,42 (1<sup>c</sup>,07)

» en C = 0<sup>pg</sup>,45 (1<sup>c</sup>,14)

» DE = 0<sup>pg</sup>,51 (1<sup>c</sup>,50)

» FE = 2<sup>pg</sup>,28 (5<sup>c</sup>,79)

Area de la seccion = 3, <sup>pg</sup> 17 (20, <sup>cc</sup> 45).

Peso de la viga = 40 lbs. (18<sup>k</sup>,14),

Esta viga soportó 8965 lbs. (4065 k.), y se rompió por el medio con un peso mucho menor de 9527 lbs. (4229 k.) sosteniendo un hombre parte de esta carga por medio de una palanca. Esta circunstancia impidió determinar exactamente el peso de rotura, pero creo que será 9146 lbs. (4147 k.), medio entre los números indicados, mas bien mas que menos.

De aqui la resistencia por pulgada cuadrada de seccion

$$= \frac{9146}{3,17} = 2885 \text{ lbs. (203 k. por c. c.)}$$

*Regla para calcular la resistencia de las vigas de hierro fundido.*

Comparando los resultados de los experimentos IX, XI, XII, XIX, XX y XXI, y teniendo en cuenta la diferencia de la calidad del hierro, según lo que indican las vigas de forma comun fundidas al mismo tiempo que cada una de las otras, para hacer la debida comparacion, encuentro que la resistencia viene á ser proporcional á la magnitud de la cabeza inferior, dando doble resistencia una cabeza inferior de doble tamaño; y los subsiguientes experimentos han demostrado ser la resistencia casi proporcional á la altura, á igualdad de las demas circunstancias (\*). Así, en diferentes vigas, cuya longitud es la misma, la resistencia deb<sup>e</sup> ser como sus alturas multiplicadas por las áreas de la seccion de sus cabezas inferiores en el medio; y cuando sus longitudes sean diferentes, sus resistencias serán como este producto dividido por la longitud, ó sea

$$P = \frac{c s a}{l},$$

en donde P representa el peso de rotura en el medio de la viga; s, el área de la seccion de la cabeza inferior en el medio de la viga; a la altura de esta; l la longitud ó distancia entre los apoyos, y c es una cantidad casi siempre constante (= 26) en nuestra mejor forma de viga, y que puede obtenerse tomando el término medio de los experimentos anteriores.

*Ejemplo.* ¿Qué peso se necesita colocar en el medio para romper una viga principal de las del puente del camino de hierro que cruza á Water-Street, en Manchester, suponiéndola fun-

---

(\*) Es de importancia tener presente al mismo tiempo, que estas fórmulas solo son estrictamente rigurosas tratándose de vigas semejantes. Esta deducción teórica está plenamente confirmada por los resultados de los precedentes experimentos.

dida derecha y con el mismo hierro que hemos empleado para los experimentos, según el modelo ahora en construcción por los Sres. Fairbairn y Lillie?

Las dimensiones son:

Distancia entre los apoyos, 26 pies ó 312 pulgadas ( $7^m,925$ ).

Altura de la viga en el medio,  $27 \frac{1}{2}$  pulgadas ( $69,^{\circ}85$ ).

Área de la sección de la cabeza inferior en el medio,  $16 \times 3 = 48$  pulgadas cuadradas ( $309^{cc}65$ ).

Forma de la sección de la viga, la de la fig. 25. Haciendo uso de la fórmula, tenemos  $l=312$ ,  $a=27,5$ ,  $s=48$ ; por tanto, el peso de rotura

$$P = \frac{26 \times a \times s}{l} = \frac{26 \times 48 \times 27,5}{312} = 110 \text{ ton. } (111^{tm}, 7) (*)$$

(\*) La siguiente fórmula, dada por Mr. TATE en su tratado *On the Strength of Materials*, está sacada en la hipótesis de que las áreas de las cabezas superior é inferior están en razón inversa de la fuerza de compresión á la de estension en cada viga en particular:

$$W = \frac{16a_1(2d - e - e_1)^2}{l(2d + e_1 - e)}$$

en donde  $a_1$  es el área de la cabeza inferior,  $e_1$  su altura,  $e$  la de la superior,  $d$  la total de la viga,  $l$  la distancia entre los apoyos, y  $W$  el peso de rotura en toneladas.

Tomando el anterior ejemplo, tenemos

$$a_1=48, e_1=5, e=1, d=27 \frac{1}{2}, l=312,$$

de donde

$$W = \frac{16 \times 48 (2 \times 27 \frac{1}{2} - 1 - 5)^2}{312 (2 \times 27 \frac{1}{2} + 5 - 1)} = 112 \text{ tons. } (113,^{t.m.}8)$$

que se aproxima mucho al resultado arriba obtenido.

Esta fórmula parece ser en su origen mucho más matemática que la generalmente usada, aunque ambas concuerdan casi siempre en sus resultados.

Al llegar Mr. Hodgkinson á la seccion de mayor resistencia, compara casi todos los resultados de sus esperimentos con los obtenidos con las vigas perfeccionadas, adoptadas anteriormente por Mr. Lillie y por mi. Estas comparaciones, ó la resistencia respectiva de cada viga por pulgada cuadrada, puede obtenerse muy bien por la siguiente tabla, que demuestra el peso, área de la seccion, distancia entre los apoyos, peso de rotura, etc., de las diferentes vigas que estuvieron en uso muchos años antes de que tuvieran lugar los esperimentos de Mr. Hodgkinson.

**TABLA.**

Núm. del esperi-mento.	Peso de la viga.	Distancia entre los apoyos.		Area de la seccion.	Flecha.	Peso de rotura.	Resisten- cia por pulgada cuadrada de la seccion.	OBSERVACIONES.
	Libras.	Pies.	Pulg.	Pulg cuad		Libras.	Libras.	
1	36 $\frac{1}{2}$	$\frac{1}{4}$	6	2,82	»	6678	2368	Seccion de Tredgold (figura 9) de cabezas iguales.
4	40 $\frac{1}{2}$	$\frac{1}{4}$	6	3,20	0,43	8270	2584	
7	38	$\frac{1}{4}$	6	2,98	0,63	9503	3188	Seccion de Fairbairn de 1825 (fig. 15) con una sola cabeza.
Medio	39 $\frac{1}{4}$	$\frac{1}{4}$	6	3,13	0,53	8886	2886	
19	71	$\frac{1}{4}$	6	6,40	0,56*	26084	4075	
20	74 $\frac{3}{4}$	$\frac{1}{4}$	6	6,50	0,50	23249	3576	Seccion de maxima resistencia de Hodgkinson (fig. 18) con las áreas de las cabezas como 6 : 1.
Medio	72,82	$\frac{1}{4}$	6	6,45	0,53	24666	3825	

(\*) La flecha de 0,56 pulgadas se ha calculado por el esperimento XX; por no haberse dado en el XIX. La flecha estrema del esperimento I, sobre la viga de mayor resistencia de Tredgold, ha tenido que omitirse porque no consta en la memoria de Mr. Hodgkinson.



Adoptando los cálculos de Mr. Hodgkinson, tenemos que las ventajas de las diferentes secciones de vigas sobre las que se han hecho experimentos por Tredgold, por mí y por Hodgkinson, son como los números 236, 288 y 382, ó tomando como unidad la seccion de mayor resistencia de Mr. Hodgkinson, las proporciones serán:

Para las de Hodgkinson y Fairbairn como. . . . .	1:0,754
"    Hodgkinson y Tredgold. . . . .	1:0,619
"    Fairbairn y Tredgold. . . . .	1:0,820

Estos números parecen dar las resistencias respectivas de las diferentes vigas, que á no dudarlo tenían las secciones de mayor resistencia de las que se conocian en cada una de las fechas mencionadas. Es de lamentar que carezcamos de esperimentos comparativos sobre la viga primitiva de la seccion de Boulton y Watt. Por un sencillo cálculo, sin embargo, encontramos que la proporcion de resistencia es como 1:0,545; esto es, que la resistencia de una de estas vigas era un poco mas de la mitad que la de la viga de mayor resistencia de Hodgkinson. La progresiva necesidad de edificios á prueba de fuego, cuando ya se habia alcanzado el conocimiento de la seccion de mayor resistencia para las vigas de hierro fundido, impulsó nuevamente su aplicacion por todas partes. La antigua forma de vigas de una sola cabeza, introducida por mí y por Mr. Lillie, y las de Tredgold con cabezas iguales fueron desechadas para hacer lugar á las de forma perfeccionada; y la confianza de los ingenieros en la seguridad de las vigas de hierro llegó á fortalecerse hasta el punto de aumentar desde 14 (4<sup>m</sup>,5) hasta 20 pies (6<sup>m</sup>) la distancia entre las columnas que sostenian los pisos.

Esta posibilidad de aumentar las distancias vino con mucha oportunidad, pues que la mayor dimension, ó mas bien la estension longitudinal que por entonces esperimentaban algunas de las principales máquinas de las filaturas, exijian un considerable au-

mento de anchura en las fábricas. Tal llegó á ser la confianza que inspiró la referida forma, que yo mismo he construido edificios de 6 á 7 pisos, y 52 pies (15<sup>m</sup>,85) de ancho, con una sola hilera de pilares en el medio de cada sala, y dos vigas transversales, cada una de 26 pies de luz entre los centros de las columnas y los paramentos de cada lado.

En la construccion de los suelos de almacenes que debian sostener grandes pesos (\*) esta seccion de viga, (cuando se hace de suficiente estension) se halló ser completamente segura; y tambien puede usarse con toda seguridad en los puentes, siempre que el vano no exceda de 40 pies (12<sup>m</sup>,19), y se tomen las debidas precauciones para asegurar la buena calidad y perfeccion de las piezas fundidas.

En una sola ocasion, segun creo, se ha construido un puente con vigas rectas de 76 pies (23<sup>m</sup>,16) de vano fundidas de una sola pieza. Fueron hechas en Inglaterra para los Sres. John Dixon y C.<sup>a</sup> de Amsterdam, y se colocaron en algunos puntos del ferrocarril de Haarlem.

Apesar de la seguridad que por medio de estos adelantos se ha obtenido en la forma de las vigas de hierro fundido, su uso ofrece peligro, siempre que su proyecto ó su construccion se pongan en manos de personas ignorantes; y los numerosos y fatales accidentes que han ocurrido en diversas ocasiones, y que como es natural han producido en la opinion pública serios temores respecto á su seguridad, han debido siempre su origen á esta causa. En mas de una ocasion, el haber fallado alguna viga de hierro fundido en fábricas y edificios donde habia mucha gente reunida, ha causado la muerte de quince á veinte personas; y ademas de esta desgracia la pérdida de intereses fué de consi-

---

(\*) Véase el Informe sobre los almacenes incombustibles de Liverpool.

deracion. Uno de los casos de esta especie que mas alarma produjeron , fué el ocurrido en Oldham , en 31 de octubre de 1844, á consecuencia de haberse roto una de las vigas de una fábrica de algodón. Mas de veinte personas quedaron sepultadas en las ruinas. (\*)

Entre otras catástrofes de la misma naturaleza puede tambien citarse la ocurrida en Salford en 1828 , en la fábrica de Mr. Nathan Gough, en la que las vigas eran de construccion semejante á las empleadas en la cárcel de Northfleet; y la acaecida en 1845 en Manchester en la fábrica de Mr. Gray, y de la cual se dió cuenta en el mismo año al Instituto de ingenieros civiles.

---

(\*) Véase el Informe á la comision del Gobierno, en el apéndice II.

## DE LAS VIGAS DE HIERRO FUNDIDO ARMADAS Ó COMPUESTAS.

En el informe al Gobierno que se acaba de mencionar, se consignaron varios hechos importantes acerca de la peligrosa disposición de las vigas armadas, ó sea aquella clase de vigas en que se intentó aumentar su resistencia y hacer invariable su forma por medio de barras de hierro forjado unidas á las estremidades superiores, y obrando diagonalmente sobre la parte inferior de la viga. Siempre abrigué serios temores sobre la seguridad de estos tirantes, pero como muchas personas distinguidas sostuvieron una opinion diferente, no creo que se considerará fuera de lugar que yo aduzca las razones de mi modo de ver, y los experimentos sobre que se encuentran basadas.

Si tomamos una viga de hierro fundido de la seccion de mayor resistencia y tratamos de aumentarla por medio de tirantes, como A B C, (fig. 24), encontraremos que en ciertas circunstancias introducen una fuerza contraria que ejerce una influencia perjudicial; ó en otras palabras, que la viga ofreceria mayor seguridad sin las varillas que con ellas.

Esto parecerá á algunos una paradoja, pero para ver hasta qué punto merece crédito, supongamos que la cabeza  $a, a$ , tiene la sesta parte del área de la cabeza  $b, b$ , (\*) y que para añadir aun mas resistencia, se aplican dos varillas AB, BC, una en cada costado de la viga, para ayudar á sostener el peso P.

Habiendo averiguado los esperimentadores que el hierro forjado tiene una gran resistencia á la estension, mientras que el hierro fundido la presenta mayor á la compresion, se hizo objeto

---

(\*) Estas proporciones las dió el experimento hecho para tener la seccion de mayor resistencia. Véanse los experimentos de Mr. Hodgkinson *Manchester Memoirs*, vol. V, 2.<sup>a</sup> serie, y mas arriba pág. 51.

de sus trabajos averiguar hasta qué punto y bajo qué circunstancias podrian emplearse unidos en la construccion de vigas ambos metales, para utilizar las ventajas que ofrecian las propiedades respectivas de cada uno de ellos. Estas investigaciones dieron lugar á la construccion de vigas armadas, en las que el hierro forjado se empleó únicamente para dar fuerza á la cabeza inferior por su resistencia á la tension, y del hierro fundido solo se hizo aplicacion en la cabeza superior para resistir á la fuerza de compression. Si fuera posible que en la construccion de una viga compuesta se empleasen estos dos materiales de modo que obraran ambos concertadamente, esta idea, á no dudarlo, produciria una economia considerable; pero ahora demostraremos que esto es impracticable.

En una viga armada perfecta (si fuera posible tenerla), el metal fundido estaria á punto de romperse al mismo tiempo que el tirante estuviese para ceder á la estension. Si se dá á las varillas una tension demasiado grande, se romperán antes de que la viga haya llegado al estado de rotura; y si, por el contrario, se les dá una tension demasiado pequeña, la viga se romperá antes que ellas. A falta de datos exactos, para evitar peligros podriamos decir que es mejor dar á los tirantes una tension demasiado baja que demasiado alta; pues en el primer caso conservarian una parte de su resistencia de tension, y dejarian que la viga soportase el peso restante.

El experimento I pag. 61, demuestra la dificultad de arreglar la tension de los tirantes; pues en esta ocasion cedieron á la extension, y entonces se rompió la viga con un peso que casi lo habria sostenido por su propia resistencia. Pero á fin de averiguar la mejor tension para las varillas combinadas, es necesario que estudiemos mas detalladamente las propiedades de los dos metales que entran en la construccion de las vigas armadas.

Las dos especies de material son muy diferentes, tanto en sus

propiedades físicas como en las mecánicas. El *hierro fundido* es una sustancia dura, rígida, cristalina, no maleable, que presenta gran resistencia á la fuerza de compresion, pero muy pequeña comparativamente á la de estension; y por ser tan poco dúctil, no puede tener sino una dilatacion muy pequeña cuando obra sobre él una fuerza de tension. Por el contrario *el hierro forjado* es una sustancia flexible, maleable, dúctil, que presenta gran resistencia á la fuerza de estension, pero alguna menos á la de compresion; á causa de su gran ductilidad sufre una dilatacion considerable, cuando obra sobre él una fuerza de tension. Cuando la accion de esta deja de obrar sobre estos dos metales, la dilatacion permanente del uno difiere de la del otro en gran manera. La flexibilidad del hierro forjado es de ocho á diez veces mayor que la del hierro fundido. Bajo el mismo aumento de temperatura, la dilatacion del hierro forjado es considerablemente mayor que la del fundido. Mientras que aquel cede á un golpe, este se rompe por un choque ó por cualquiera vibracion violenta.

Los siguientes resultados de una estensa série de experimentos, ofrecerá un estado comparativo exacto de estas propiedades del hierro fundido y del forjado. (\*)

---

(\*) En lo que precede he podido aprovechar algunos trabajos que tenia empezados el Sr. D. José Luis Retortillo,

(N. del T.)

**TABLA I.**

*Dilataciones intermedias producidas por fuerzas de tension menores que las que ocasionan la rotura del hierro fundido; que es de unas 7 1/2 toneladas por pulg. cuad. de seccion transversal (1181 k. por c. c.)*

METAL.	DILATACION con una tonelada por pg. c.	PROPORCION de las dilataciones	DILATACION permanente, con 7 tone- ladas por pg. c.
Hierro fundido.	} 1/5430 de toda la longitud de la barra.	} 2 1/4 : 1	} 1/7 de la dilatacion.
Hierro forjado..			

Se vé en esta tabla, que para fuerzas de estension inferiores á 7 1/2 toneladas por pulgada cuadrada, las dilataciones intermedias del hierro fundido son unas 2 1/4 veces las del hierro forjado. Cuando el primero está á punto de romperse, su dilatacion estrema es unas tres veces la del último, y dentro de este límite tambien la dilatacion permanente de aquel es mucho mayor que la de este.

**TABLA II.**

*Dilataciones intermedias y permanentes producidas por fuerzas de tension, iguales respectivamente á los dos tercios de las que pueden ocasionar la rotura en cada metal.*

METAL.	Tension por pg. c.	Dilatacion total en barras de 10 pies.	Proporcion de las dilataciones.	Dilataciones permanen- tes.	Proporcion de las dilataciones permanen- tes.	Proporcion de las dilataciones permanen- tes y las totales.
	Tonela- das.	Pulgadas.		Pulgadas.		
Hierro fund.º	5	0,114	} 1 : 2 <sup>2</sup> / <sub>5</sub>	} 0,015	} 1 : 10	} <sup>1</sup> / <sub>9</sub>
Hierro forj.º	15	0,275				

Por esta tabla se vé que cuando las partes de la viga armada están debidamente cargadas, sus condiciones se hallan invertidas, pues que la dilatacion del hierro forjado se hace 2<sup>2</sup>/<sub>5</sub> veces la del fundido, y la parte permanente de ella es en el primero 10 veces la del segundo.



**TABLA III.**

Valores medios de las fuerzas de tension necesarias para producir en barras de hierro de 10 pies (5<sup>m</sup>, 048) de largo iguales dilataciones, con las permanentes que les corresponden.

DILATACIONES.	TENSION POR PULGADA CUADRADA.		DILATACION PERMANENTE.	
	HIERRO FUNDIDO.	HIERRO FORJADO.	HIERRO FUNDIDO.	HIERRO FORJADO.
	Pulgadas.	Toneladas.	Pulgadas.	Pulgadas.
0,005	0,26	0,56		
0,024	1,11	2,50	0,0012	Imperceptible.
0,040	2,00	4,50	0,0031	0,0005
0,050	2,50	5,60	0,0045	0,0007
0,062	3,00	6,76	0,0056	0,0009
0,087	4,00	9,00	0,0090	0,0027
0,129	5,50	12,40	0,0159	0,0140
0,145	5,90	15,26	0,0190	0,0450

Esta tabla señala la notable ley siguiente respecto de las fuerzas necesarias para producir dilataciones iguales en las barras de hierro forjado ó fundido: *dentro de los limites de 6 toneladas por pulgada cuadrada (945 k. por c. c.) de tension para el hierro fundido y 15  $\frac{1}{2}$  (2125 k.) para el forjado, la fuerza de tension aplicada á este debe ser 2  $\frac{1}{2}$  veces la que lo este al primero, para que sean iguales en ambos las dilataciones.*

Este resultado concuerda con el de la tabla I, en la que se mostraba que para incrementos iguales de fuerza, la dilatacion del hierro fundido era 2  $\frac{1}{2}$  veces la del forjado, de modo que las dilataciones que se anotan en la presente tabla podrian deducirse con mucha aproximacion de la citada tabla I.

Con una fuerza de unas 5  $\frac{1}{2}$  toneladas (866 k.) aplicada al hierro fundido, y de 12  $\frac{1}{2}$  (1952 k.) al forjado, tambien son iguales las dilataciones permanentes. Si estas fuerzas tuviesen la proporcion conveniente, esta circunstancia nos daria una regla sencilla para ajustar la tension de los tirantes de la viga armada; pero lejos de esto, dicha tension está en el hierro fundido muy próxima á la de rotura, mientras que en el forjado es tan solo la mitad. Para fuerzas inferiores á esas, la dilatacion permanente del hierro fundido es mayor que la del forjado, y lo contrario tiene lugar para fuerzas mayores que ellas.

**TABLA IV.**

*Dilataciones extremas, con una carga de 7  $\frac{1}{2}$  toneladas por pulgada cuadrada (1181 k. por c. c.) en el hierro fundido, y 24 toneladas (3048 k.) en el forjado.*

METAL.	DILATACION extrema total, en partes de la longitud de la barra.	DILATACION extrema por tonelada, en partes de la longitud de la barra.
Hierro fundido.	$\frac{1}{350}$ ó 0,22 pg. en 10 pies.	$\frac{1}{4000}$
Hierro forjado.	$\frac{1}{31}$ ó 5,70 " en id.	$\frac{1}{330}$

Se sigue de esto, que la dilatacion extrema del hierro forjado por tonelada en cada pulgada cuadrada es cerca de 8 veces la del hierro fundido; y que la total del primero es unas 26 veces la del segundo. Y si tomamos los resultados de los experimentos de Mr. Loyd, (\*) en que el término medio de los pesos de rotura era de

(\*) Véase *Experimental Inquiry into the Strength of Wrought-iron Plates, etc.* del autor, publicado en las Transacciones de la Sociedad Real del año 1850.

32 toneladas por pulgada cuadrada, (5038 k. por c. c.), hallaremos que la dilatacion estrema total del hierro forjado llega á ser 130 veces la del fundido.

**TABLA V.**

*Dilatacion permanente de las barras de hierro, espresada en partes de la absoluta.*

PESOS POR PULGADA CUADRADA.	DILATACION PERMANENTE.	
	HIERRO FUNDIDO.	HIERRO FORJADO.
2	$\frac{1}{15}$	} Apenas perceptible.
3	$\frac{1}{11}$	
5	$\frac{1}{9}$	
7	$\frac{1}{7}$	
10	"	
15	"	
20	"	$\frac{1}{12}$

Puede verse según esto, que para pesos inferiores á  $7\frac{1}{2}$  toneladas, la dilatacion permanente del hierro fundido es incomparablemente mayor que la del forjado, y que por el contrario, para pesos superiores á 15 toneladas, la del hierro forjado es mucho mayor que la máxima del hierro fundido.

37 toneladas por pulgada cuadrada (7028 k. por c. c.) halla-  
 TABLA VI. *Tabla que da la dilatacion que sufre el hierro forjado hasta  
 ser 120 veces el espesor del hilo.*

*Dilatacion de las barras de hierro de 10 pies de largo, por un  
 aumento de 90° F. de temperatura (50° c.)*

METAL.	DILATACION.	DIFERENCIA DE LAS DILATACIONES.
	Pulgadas.	Pulgadas.
Hierro fundido.	0,0666	} 0,0067
Hierro forjado.	0,0733	

Comparando los resultados de esta tabla con los de la I, ha-  
 llamos que la dilatacion del hierro forjado por un aumento de 90°  
 F. de temperatura equivale á la accion de una fuerza de tension  
 de 7,4 toneladas por pulgada cuadrada (1165 k. por c. c.), y  
 la del hierro fundido á 5 toneladas (472 k. por c. c.). Ademas  
 la diferencia de las dilataciones de los dos metales equivale á la  
 accion de una tension de  $\frac{3}{4}$  tonelada por pulgada cuadrada  
 (118 k. por c. c.). Debe tambien observarse, que mientras se ha-  
 cen los experimentos relativos á las dilataciones de los metales  
 bajo la accion de fuerzas de tension, se ha de cuidar de que la  
 temperatura permanezca casi la misma.

Despues de un atento exámen de los hechos contenidos en es-  
 tas tablas, tratemos de determinar la tension mas conveniente pa-  
 ra los tirantes.

PRIMERO. Consideremos el caso en que los tirantes no sufren  
 tension cuando la viga no está cargada.

Supongamos que la viga se ha cargado de modo que se pro-  
 duzca en el hierro fundido una tension igual al tercio de la de  
 rotura, es decir, que la fuerza de estension sea de  $2\frac{1}{2}$  toneladas

por pulgada cuadrada (394 k. por c. c.); entonces segun la tabla III la tension sobre los tirantes será de unas  $5\frac{1}{2}$  toneladas (866 k. por c. c.), y la dilatacion permanente del hierro fundido, despues que estas acciones hayan cesado, será séxtupla de la del hierro forjado. En tal caso, mientras que el hierro fundido está cargado hasta el tercio de su tension de rotura, el forjado se encuentra solicitado solo por el quinto de su mayor resistencia; y cuando luego se quite la carga, la viga de hierro fundido quedará mucho mas dilatada que los tirantes, y en parte desarreglado su estado de tension primitivo; pero esto no ofrece inconveniente en este caso, porque la tendencia es á darles un cierto grado de tension inicial ó permanente. (\*)

Supongamos ahora que se ha cargado la viga de modo que se produzca una tension de  $5\frac{1}{2}$  toneladas por pulgada cuadrada (866 k. por c. c.) en el hierro fundido; para producir en los tirantes la misma dilatacion que en él, la tension de estos debe ser  $2\frac{1}{2}$  veces  $5\frac{1}{2}$  toneladas, ó cerca de  $12\frac{1}{2}$  tons. (1948 k. por c. c.) Ahora, mientras que el hierro fundido está estendido hasta mas de los dos tercios de su mayor resistencia, el forjado lo está solo hasta la mitad de la suya. La sola circunstancia favorable que hay en este caso, es que las dilataciones permanentes de los dos metales son casi las mismas.

Supongamos que la viga se ha cargado de modo que la tension que se ocasione en los tirantes sea de 15 toneladas por pulgada cuadrada (2361 k. por c. c.); segun la tabla II se producirá en ellos una dilatacion de  $\frac{1}{440}$  de su longitud; pero segun la IV la dilatacion extrema del hierro fundido no es mas que  $\frac{1}{330}$ ; luego este metal se habrá roto por estension antes de que la ten-

(\*) Hemos considerado que la longitud de cada tirante es la mitad de la longitud de la viga, suposicion que no puede ocasionar ningun error apreciable.

sion de los tirantes haya llegado á 15 toneladas, que son los dos tercios de su estrema resistencia.

Esta disposicion es, pues, defectuosa; los tirantes deben tener evidentemente cierta tension inicial antes de que la viga se haya cargado, para que se encuentren luego con mayor grado de accion é impidan la deformacion permanente del metal fundido.

SEGUNDO. Supongamos que por medio de las tuercas se ha dado á los tirantes la tension de 8 toneladas por pulgada cuadrada (1259 k. por c. c.) ó sea un tercio de su tension de rotura; y para mayor sencillez, supongamos que la mitad de la longitud de la viga es de 10 pies (3.<sup>m</sup>048). Observaremos que esta fuerte tension de los tirantes tiene una influencia peligrosa en la fundicion.

Si la viga se ha cargado de modo que se produzca una tension de  $7\frac{1}{2}$  toneladas en el metal fundido (1181 k. por c. c.); por la tabla IV habrá una dilatacion de  $0,^{ps}220$ ; y como la del tirante es ya de  $0,^{ps}077$  por la tension de 8 toneladas cuando la viga está sin carga, la dilatacion total de dicho tirante será  $0,220 + 0,077$ , ó sea  $0,^{ps}297$ , ( $0,^c754$ ); la cual por la tabla II hallamos corresponder á una tension de unas 16 toneladas por pulgada cuadrada (2518 k. por c. c.). Asi se ve que aunque los tirantes tengan ya la peligrosa tension inicial de 8 toneladas por pulgada cuadrada, no podrá pasar de 16 toneladas en el momento en que el hierro fundido está para romperse.

Razonando de este modo, se puede ver que es imposible construir una viga armada que aproveche la gran resistencia á la estension del hierro forjado, sin introducir al mismo tiempo una accion peligrosa sobre el metal fundido. En las tablas II y IV hemos hecho ver que para fuertes tensiones proporcionales, la dilatacion del hierro forjado es de 10 á 26 veces la del fundido; por cuya razon es imposible hacer que los metales trabajen de la misma manera cuando sus tensiones se aproximan á las respectivas de rotura.

Si, pues, tan poco se gana por esta fuerte tensión respecto de la extrema resistencia y se pierde tanto por la fatiga que se causa á la viga, debemos reducirla para llegar á la disposición mejor de viga armada.

**TERCERO.** Tratemos de encontrar la tensión que deberá darse á los tirantes para que las diferentes partes de la viga armada puedan estar solicitadas al mismo tiempo por el tercio de su mayor resistencia, es decir,  $2 \frac{1}{2}$  toneladas por pulgada cuadrada (394 k. por c. c.) el hierro fundido, y 8 toneladas (1259 k. por c. c.) el forjado. Según la ley de la tabla III, la fuerza adicional que tiende á alargar los tirantes es  $2 \frac{1}{4} \times 2 \frac{1}{2} = 5 \frac{3}{8}$  toneladas por pulgada cuadrada; y llamando  $t$  á la tensión que deberán tener estos cuando el metal fundido no esté cargado, tendremos

$$t + 5 \frac{3}{8} = 8$$

de donde  $t = 2 \frac{5}{8}$  toneladas por pulgada cuadrada (394 k. por c. c.) ó sea cerca de  $2 \frac{1}{2}$  toneladas por pulgada cuadrada (394 k. por c. c.)

Supongamos que se carga después la viga de modo que resulte una tensión de 4 toneladas por pulgada cuadrada (630 k. por c. c.) en la fundición; los tirantes sufrirán un aumento en la suya de  $2 \frac{1}{4} \times 4 = 9$  toneladas por pulgada cuadrada, que sumado con la inicial de  $2 \frac{1}{4}$  producirá la total de  $11 \frac{1}{4}$  toneladas por pulgada cuadrada, y de este modo los dos metales estarán cargados hasta cerca de la mitad de su tensión de rotura; además por la tabla III se puede ver que las dilataciones permanentes que queden después de quitar la carga en los dos metales son casi las mismas.

Resulta de esto que para el mejor arreglo de los tirantes conviene darles una tensión inicial de 2 á 3 toneladas por pulgada cuadrada (315 k. á 472 k. por c. c.)

Pero una tensión de  $5 \frac{1}{2}$  toneladas (866 k.) en el metal fundido

tenderia á alterar este arreglo, porque originaria una tension de  $45 \frac{1}{2}$  toneladas (2125 k.) en los tirantes, y despues de que se quitase la carga, la dilatacion permanente del hierro forjado seria triple que la del fundido. Tambien se ha de observar, que en cuanto se produzca en el hierro forjado una tension de 15 toneladas (2561 k.) ya se habrá roto la parte fundida.

Una viga ordinaria (especialmente si es de hierro forjado) puede cargarse con toda seguridad, para evitar accidentes y atender al mismo tiempo á exigencias particulares, hasta los dos tercios del peso de rotura; pero esto no puede hacerse con las vigas armadas, porque segun hemos visto, con la mejor disposicion posible, el metal fundido estará á punto de romperse antes de que el forjado llegue á los dos tercios de su mayor resistencia.

De todo lo espuesto resulta que es imposible obtener una disposicion de las piezas de una viga armada que garantice la seguridad de la obra, poniendo en juego el modo mas eficaz de obrar cada una de sus partes. Son los dos materiales tan diferentes en sus propiedades fisicas y mecánicas, que nos parece imposible componer con ellos una viga en la que trabajen concertadamente bajo la accion de todos los esfuerzos ordinarios; pero aun cuando nós fuera dable alcanzar este objeto, ¿cuánto tiempo duraria este arreglo en la viga? Ademas de las perturbaciones que resultan de la desigualdad de las dilataciones absolutas ó de las permanentes, los choques violentos, los cambios de temperatura y otras causas tenderian á destruirlo. El principal defecto de las vigas de esta especie no consiste tanto acaso en la falta de economía, atendida la distribucion del material, como en su carencia de estabilidad ó seguridad; pues que entre cargas poco diferentes entre si pueden pasar del estado mas perfecto de solidez al de incertidumbre y peligro.

contra darles una tension inicial de 2 á 3 toneladas por c. e. cuadrado (312 k. á 472 k. por c. e.)  
 Pero una tension de 5 toneladas (806 k.) en el metal fundido



*Regla para calcular la resistencia de una viga armada.*

Para calcular la resistencia de una viga armada, supongamos que la tension de los tirantes sea tal, que cuando el hierro fundido tenga que oponer una resistencia de 2  $\frac{1}{2}$  toneladas por pulgada cuadrada, la suya haya de ser de 8 toneladas; entonces, con este arreglo perfecto (pág. 55) hemos hallado por un raciocinio que no es necesario transcribir á este lugar, la siguiente regla aproximada para calcular el peso que puede llevar con seguridad la viga.

*Se suma el triple de la seccion de los tirantes á la de la cabeza inferior de la viga, se sustituye esta suma en lugar del área de la cabeza inferior en la fórmula usual para calcular la resistencia de las vigas de hierro fundido (pág. 38), y el tercio de lo que resulte dará la carga que puede ponerse con seguridad, ó sea el tercio de la teórica de rotura.*

Así, sean

- P el peso que puede cargarse con seguridad;
- s el área de la cabeza inferior de la viga;
- s<sub>1</sub> el área de la seccion del tirante;
- l la distancia entre los puntos de apoyo;
- a la altura de la viga fundida;

entonces

$$P = \frac{26 (s + 3s_1) a}{5 l} \text{ ton....} \quad (1)$$

En la primera serie de experimentos que se dan en la pág. 61 encontramos

$$s = 1,05; s_1 = 0,59; a = 4; l = 4,5 \times 12;$$

$$P = \frac{26 (1,05 + 3 \times 0,59) 4}{3 \times 4,5 \times 12} = 1,4 \text{ toneladas (1,}^{\text{t.m.}}\text{42),}$$

ó sea unas 3100 libras. La carga de rotura de esta viga, segun el

experimento III, tabla I, fué de unas 9000 libras, lo que da un tercio de 9000 ó 3000, para lo que se puede cargar con seguridad. Por esto se vé que en esta viga hemos alcanzado un arreglo casi perfecto.

En todos estos cálculos hemos supuesto que la seccion de la viga era suficiente para equilibrar las fuerzas de tension unidas de los tirantes y de la cabeza inferior.

Examinemos ahora la cuestion de la economía que presentan estas vigas.

#### *Comparacion del coste.*

Para apreciar las ventajas comparativas de las diferentes formas de vigas, consideraremos siempre la relacion de su coste para una misma resistencia dada. Con el objeto de hacer esta comparacion, sean

$c$  el coste de la viga sin armar.

$c_1$  el coste de los tirantes.

$c_2$  el coste de armarla.

$p$  el peso de rotura de la viga sin armar.

$P$  el peso de rotura de la viga armada;

entonces tendremos que la ventaja relativa de la viga armada, tomando como unidad la de la viga sin armar, es

$$\frac{c}{c+c_1+c_2} \times \frac{P}{p} \dots \dots \dots (1).$$

En el caso de la viga antes citada, tenemos (véase la tabla I, página 61)

$$c=4\frac{1}{2} \text{ shelines (17,}^r\text{97); } p=5800 \text{ libras (2630 k.)}$$

$$c_1+c_2=4 \text{ » (20,}^r\text{22); } P=7400 \text{ » (3355 k.)}$$

y entonces, por la fórmula (1), la ventaja relativa de la viga armada será

$$\frac{4\frac{1}{2}}{4\frac{1}{2}+4} \times \frac{7400}{5800} = \frac{2}{3} \text{ pr\u00f3ximamente,}$$

es decir, que la viga sencilla tiene sobre la armada una ventaja como  $1 : \frac{2}{3}$ .

*Vigas armadas en que los tirantes est\u00e1n sujetos mas arriba de la cabeza superior.*

Consideremos ahora la forma de vigas en que los extremos superiores de los tirantes est\u00e1n sujetos en dos puntos  $a, b$ , superiores \u00e1 la linea de la cabeza superior de la viga (fig. 25).

En mi opinion, esta forma tiende mas bien \u00e1 aumentar que \u00e1 disminuir los defectos de la viga, porque la elevacion de los puntos de sujecion  $a, b$  aumenta la potencia de los tirantes para romper la cabeza superior; y observaremos de paso, que esta objecion se aplica con igual fuerza \u00e1 las vigas compuestas de esta forma en que todas las partes son de hierro forjado.

Volviendo \u00e1 la viga de mejor forma y mas fuerte seccion, se observa (v\u00e9ase la tabla de la p\u00e1g. 65), que invirti\u00e9ndola de modo que quede encima la cabeza mas ancha, tenemos en su forma mas sencilla una pieza comparativamente d\u00e9bil, que se rompe con 3366 libras (1525 k.) en lugar 5850 (2645 k.) que resiste cuando est\u00e1 encima la cabeza menor, para sufrir la compresion. Estos hechos se han confirmado con experimentos directos. De ellos se deduce que solo el cambio de posicion ocasiona una p\u00e9rdida de cerca de la mitad de resistencia.

Si tratamos ahora de corregir este defecto aplicando una fuerza auxiliar \u00e1 la cabeza inferior de la viga, por medio de tirantes de armadura, habremos introducido nuevos elementos de resistencia, y con tal que los tirantes sean bastante fuertes, podremos fundadamente suponer que se ha obtenido una construccion mas s\u00f3lida que una viga sencilla, en su posicion recta, pero

sin piezas auxiliares. En realidad, la resistencia á la compresion se ha sextuplicado, y si los tirantes tienen la resistencia suficiente á la tension, tendremos una viga que teóricamente será capaz de soportar la presion enorme de un peso de rotura seis veces mayor.

Este grado de resistencia sin embargo, se admite en la suposicion de que las dos resistencias son iguales y que todas las demas partes de la viga están dispuestas de modo que se mantenga invariable su union mútua y se evite una desunion en sentido lateral ó vertical.

Hemos admitido que los tirantes podrian ser útiles en la posicion representada en la fig. 25; pero como entonces habria de alterarse la forma de la fundicion para reforzarla en distintos puntos, es cuestionable si no podria obtenerse de una pieza una viga homogénea de la misma fuerza.

Considerando la diversidad de opiniones que hay en este asunto, he juzgado necesario examinar la cuestion experimentalmente, y para llegar á conclusiones exactas, se prepararon modelos de vigas que se sometieron á las pruebas de costumbre, y cuyos resultados siguen.

**Experimentos para determinar qué ventajas pueden sacarse de los tirantes de hierro forjado aplicados como una resistencia adicional á las vigas de hierro fundido.**

### **Experimentos I, II y III.**

**VIGA CON LA SECCION DE MAYOR RESISTENCIA, CON DOS TIRANTES DE media pulgada de diámetro (1<sup>o</sup>, 27) aplicados desde los extremos hasta el medio de la parte inferior, y con la cabeza mas ancha hácia abajo (fig. 26).**

Distancia entre los apoyos	= 4 pies, 6 pulgadas (1 <sup>m</sup> , 372)
Area de la cabeza superior	= 1 × 0,20 = 0 <sup>pg</sup> , 20 (1, 29)

Area de la cabeza inferior =  $2,5 \times 0,42 = 1,05$  (6, c. c. 77)

Altura de la seccion =  $4^{\text{ps}}, 00$  (10<sup>c</sup>, 16)

Espesor de la parte vertical =  $0,25$  (0<sup>c</sup>, 64)

EXPERIMENTO I.			EXPERIMENTO II.			EXPERIMENTO III.		
Número de la observacion.	Pesos cargados en libras.	Flechas en pulgadas.	Número de la observacion.	Pesos cargados en libras.	Flechas en pulgadas.	Número de la observacion.	Pesos cargados en libras.	Flechas en pulgadas.
1	406	0,05	1	406	0,045	1	406	0,012
2	910	0,10	2	874	0,076	2	1574	0,120
5	1558	0,15	5	1522	0,150	5	2470	0,152
4	1806	0,20	4	1770	0,175	4	3566	0,225
5	2254	0,25	5	2462	0,254	5	4262	0,284
6	2478	0,28	6	2910	0,287	6	5153	0,526
7	2702	0,51	7	3558	0,542	7	5606	0,400
8	2926	0,54	8	3806	0,404	8	6056	0,470
9	3150	0,57	9	4554	0,440	9	6502	0,528
10	5262	0,58	10	4578	0,485	10	6950	0,571
11	5574	0,40	11	4690	0,500	11	7393	0,620
12	5486	0,41	12	4802	0,531	12	7846	0,670
15	5710	0,44	15	4914	0,560	15	8294	0,755
14	5954	0,47	14	5026	0,584	14	8742	0,780
15	4046	0,48	15	5158	0,600	15	8854	Rota.
16	4158	0,50	16	5250	0,620	Flecha estrema		0,790
17	4290	0,51	17	5504	0,640			
18	4532	0,52	18	5496	0,672			
19	4494	0,55	19	5610	0,690			
20	4606	0,55	20	5722	0,710			
21	4718	0,56	21	5854	0,726			
22	4850	0,57	22	5946	0,740			
25	4912	0,59	25	6058	0,760			
24	5054	0,61	24	6160	0,772			
25	5166	0,62	25	6272	»			
26	5278	0,64	26	6584	»			
27	5590	0,65	27	6496	»			
28	5502	Rota	28	6608	0,326			
por haber cedido un tirante à la tension. Flecha estrema 0,66			29	6720	»			
			30	6852	»			
			31	6954	»			
			32	7046	»			
			33	7156	»			
			34	7270	»			
			35	7584	»			
			36	7496	»			
			37	7608	0,954			
			38	7720	»			
			39	7852	»			
			40	7944	Rota.			
			Flecha estrema.		0,988			

En el primer experimento, uno de los tirantes se rompió después de sostener un peso de 5502 libras (2595 k.) algunos segundos; en el segundo y en el tercero se rompió la cabeza superior por compresion, y tomando un término medio, resulta el peso de rotura de 7433 libras (3370 k.).

Como se habia roto un tirante, se repitió el experimento dos veces con varillas de  $\frac{3}{4}$  pulgs. de diámetro (1°,90), para que antes que en ellas se verificase la rotura en la fundicion.

### Experimento IV.

LA MISMA VIGA, CON LA CABEZA MAYOR HACIA ABAJO, PERO SIN tirantes.

Distancia entre los apoyos, 4 pies, 6 pulgadas (1,°372).

NÚMERO de la observacion.	PESOS CARGADOS. Libras.	FLECHAS. Pulgadas.
1	406	0,70
2	1574	1,50
3	2022	2,86
4	2470	3,26
5	2918	4,20
6	3566	4,91
7	3814	5,60
8	4262	6,31
9	4710	6,82
10	5158	7,25
11	5582	7,50
12	5606	7,76
13	5850	Rota.
Flecha estrema. . . . .		7,86

### Experimento V.

LA MISMA VIGA, CON LA CABEZA MAYOR HACIA ARRIBA Y CON DOS TIRANTES de tres cuartos de pulgada de diámetro (1°,90) (fig. 27).

Distancia entre los apoyos 4 pies, 6 pulgadas (1<sup>m</sup>372).

NUMERO de la observacion.	PESOS CARGADOS. Libras.	FLECHAS. Pulgadas.
1	406	0,05
2	1574	0,07
3	2470	0,10
4	3366	0,16
5	4262	0,20
6	5158	0,24
7	6054	0,50
8	6950	0,36
9	7846	0,47
10	8742	0,53
11	9638	0,61
12	10086	0,69
13	10534	0,77
14	10972	0,84
15	11420	0,91
16	11868	1,02
17	12316	Rota.
Flecha estrema. . . . .		1,06

En esta posicion la viga hubiera podido llevar una carga mucho mayor si hubiesen sido mas rigidos los tirantes, pues su parte inferior se rompió á causa de la flexion creciente antes de que la cabeza superior llegase á su resistencia estrema de compresion.

### Experimento VI.

LA MISMA VIGA, CON LA CABEZA MAS ANCHA HACIA ARRIBA, PERO SIN tirantes.

Distancia entre los apoyos, 4 pies, 6 pulgadas ( $1^m, 572$ ).

NÚMERO de la observacion.	PESOS CARGADOS. — Libras.	FLECHAS. — Pulgadas.
1	406	0,080
2	1574	0,132
3	2022	0,226
4	2470	0,362
5	2918	0,473
6	3142	0,514
7	3366	Rota.
Flecha extrema.		0,550

Los experimentos anotados presentan la resistencia de las vigas con las diferentes formas y disposiciones siguientes:

1.° La viga de hierro fundido, en su mejor forma con la cabeza mayor abajo, reforzada por tirantes.

2.° La misma viga invertida, con la cabeza mayor arriba, reforzada por tirantes.



3.° La misma viga en esta última posición, pero sin tirantes.

Y por último, la misma viga tanto en su forma como en su posición mejores, y sin tirantes.

Las condiciones relativas à estos casos se pueden comparar del modo que indica el siguiente cuadro de los resultados y relaciones entre las resistencias.



Resumen de los resultados.

ESPECIE de viga.	DISPOSICION.	PESO de rotura. Libras.	RELACION de las resistencias.
	Viga de hierro fundido con la cabeza mayor abajo. . . .	5830	} 100:127
	La misma en igual posicion, con tirantes que sostienen el medio. . . . .	7433	
	La misma invertida, con la cabeza mayor arriba, sin tirantes. . . . .	3366	} 100:333
	La misma en igual posicion, con tirantes. . . . .	12316	
	La misma con la cabeza mayor abajo, con tirantes. . . .	7433	} 100:165
	La misma con la cabeza mayor arriba, con tirantes. . . .	12316	
	La misma con la cabeza mayor arriba, sin tirantes. . . .	3366	} 100:173
	La misma, con la cabeza mayor abajo sin tirantes. . . . .	5830	

Del resúmen anterior se pueden sacar las consecuencias siguientes:

1.<sup>a</sup> Que la ventaja de añadir tirantes á una viga de hierro fundido, con la seccion de mayor resistencia y en su mejor posicion, es como 100 : 127, ó sea que hay mas de una cuarta parte de aumento en la resistencia (\*).

2.<sup>a</sup> Que la viga sencilla invertida pierde cerca de tres cuartas partes de su resistencia, pues comparándola con su posicion mas favorable, es como 100 : 175.

Si ademas de estar invertida se le añaden tirantes, su resistencia aumenta en  $5 \frac{1}{2}$  veces, comparándola con la que tiene la posicion recta y sin tirantes, ó sea como 100 : 555.

En fin, cuando en ambas posiciones tiene tirantes, se aumentan tres cuartos de su resistencia si la cabeza mas ancha está hácia arriba, mientras que en la posicion contraria apenas se obtiene aumento sobre la misma viga sin tirantes.

Podria multiplicar indefinidamente estas comparaciones; pero hemos hecho las suficientes para demostrar que en las circunstancias mas favorables se gana muy poca resistencia por la adiccion de tirantes de hierro dulce. Cuando estos medios auxiliares sean absolutamente indispensables, recomendaria que la viga tuviese una gruesa cabeza por arriba para resistir á la compresion, y que la tension de los tirantes se arregle de modo que obren simultáneamente con la cabeza inferior al romperse. Pero lo que es mejor es una viga de hierro forjado bien construida que puede hacerse de la resistencia que se quiera, hasta 500 ó 1000 pies de luz (150 ó 500 metros).

---

(\*) Respecto de la peligrosa disposicion de una viga armada de este modo, véase el apéndice núm. III.

OBSERVACIONES GENERALES RELATIVAS Á LAS VIGAS DE HIERRO  
FUNDIDO.

Aunque probablemente habré dado á esta parte de mi asunto mas atencion de la que á primera vista parece menester, debe tenerse presente que muchos accidentes graves han tenido lugar por ignorancia de los principios en que estriba la construccion de las vigas de hierro fundido, y por esto abrigo la esperanza de que esta investigacion no será sin utilidad, cuando se tiene por objeto la economía de material y la mayor seguridad en la construccion de los edificios que exigen la mas cuidadosa atencion de parte del arquitecto y del ingeniero.

Si esto se consigue y se han establecido de una manera muy correcta los principios de la construccion, me consideraré ampliamente recompensado por el tiempo y trabajo que he gastado en el exámen de esta materia.

Sin entrar en otra division importante de estas investigaciones la de la resistencia de las vigas tubulares de hierro forjado, aplicadas á los puentes, me ocuparé brevemente del uso de las *vigas de hierro forjado para sostener los suelos de los edificios* y otros objetos que requieren solidez y seguridad del fuego. En lo que precede hemos tenido un gran número de datos sobre la forma y construccion de las vigas de hierro fundido, que nos han guiado en estos últimos veinte años en esta parte de la ciencia práctica, y debemos á las hábiles y concluyentes investigaciones de Mr. Hodgkinson sobre su resistencia muchas fórmulas y otras noticias útiles en el arte de construir. No se puede, sin embargo, tener confianza en el hierro fundido, aun en las mejores formas, por muchas razones, como la desigual contraccion del metal al enfriarse, su naturaleza quebradiza; las imperfecciones y ampollas que suelen resultar en la masa, y la facilidad de

que se rompa sin que se advierta la proximidad del peligro.

En cuanto al primer punto siempre trabajamos con mucha incertidumbre por causa de la contraccion de los metales cuando están enfriándose. Una fundicion, por bien proporcionada que esté, puede quebrarse de repente sin causa aparente, que muchas veces no es otra que el contacto con la lluvia, ó una helada intensa por la noche, y en estos casos la rotura se verifica con un ruidoso estallido, parecido á un pistoletazo. Un exámen cuidadoso del caso hace ver que se ha producido por una tension extraordinaria aplicada cerca de la fractura, la que se suele encontrar muy dilatada, y es preciso hacer un grande esfuerzo para unir otra vez sus dos caras. Esta desigual y peligrosa fuerza de tension que existe dentro de la fundicion misma, me parece provenir de una de dos causas: de un enfriamiento desigual que perturbe profundamente el acto de la cristalización, ó de una mezcla imperfecta de los metales, cuando la contraccion es mayor en unas partes que en otras, de todo lo cual se seguirá un estado desigual de tension en cada una. Debe por esto tenerse gran cuidado en las fundiciones, se ha de procurar que los metales estén bien mezclados, y que los moldes y modelos estén dispuestos de modo que aseguren la uniformidad del enfriamiento. Estas son operaciones prácticas de la mayor importancia; y los moldes, despues de llenos, debian cubrirse cuidadosamente y todo el tiempo posible, para poder obtener mayor grado de perfeccion en la estructura cristalina, por la igualdad del enfriamiento (\*).

---

(\*) Parece que Tredgold conocia perfectamente lo peligroso de un enfriamiento desigual. En sus observaciones sobre la calidad y aspecto de los metales, en el tratado sobre la resistencia del hierro fundido (*Introduccion*), dice: «que debe tenerse el mayor cuidado de que en cada fundicion sea el hierro de una calidad uniforme, porque la contraccion es distinta en los que la tienen diferente, lo que ocasiona una tension desigual en las diver-

La segunda causa de peligro consiste en que todos los cuerpos cristalinos son mas frágiles y de incierto carácter que los que tienen la estructura fibrosa; y como el hierro forjado tiene mas ductilidad y participa en mas alto grado de la última cualidad, es mas á propósito para sostener cargas pesadas y percusiones que el hierro fundido, y su gran resistencia á la tension hace de su aplicacion á las artes de construir un objeto de primera importancia para todos aquellos que por su profesion ú otro motivo entiendan en la ereccion de edificios. No es, sin embargo, su única ventaja la superioridad de su resistencia á la tension, sino que las nuevas formas y condiciones bajo las cuales puede ser trabajado y aplicado, tanto en posicion como en distribucion, para resistir á ser comprimido, es otra recomendacion importante de su empleo como un sustituto mas seguro y ligero del hierro fundido. Otro defecto de este es la imposibilidad de descubrir las imperfecciones que pueden estar ocultas en el interior de la masa, y que frecuentemente escapan al exámen del mas sagaz observador. Estos defectos no son raros, y han ocurrido repetidos ejemplos en que fundiciones que presentaban toda la apariencia de ser perfectas, han manifestado despues los elementos de destruccion que contenian, bien sean ampollas de aire, ó escorias que han caido en los moldes y han sido cubiertas por una capa lisa de hierro sano en apariencia. Esto no puede ocurrir en las vigas de hierro forjado, porque los diferentes procedimientos de su elaboracion, como los del forjado y del laminado, son suficientes para descubrir cualquier imperfeccion que pudiera ser nociva á la so-

---

»sas partes del metal é irregularidades en su resistencia, y facilita una ro-  
 »tura súbita é inesperada.» En otra parte observa: «que es menester no ol-  
 »vidar que cuando el hierro fundido se rompe, no da indicio de la proximi-  
 »dad del suceso, lo cual constituye el principal defecto de este material  
 »cuando se emplea para sostener pesos ó fuerzas en movimiento.»

lidez de las planchas. Pudiera suceder, sin embargo, que algunas partículas pequeñas de escoria quedasen dentro de las barras que se laminan en planchas; pero no afecta sensiblemente á la resistencia, mas que en las calderas, en las que pueden formar ampollas cuando se esponen á un intenso calor. En la construccion de vigas estos defectos son de poca consecuencia, porque no pueden disminuir notablemente su resistencia.

*Influencia del tiempo y de la temperatura en la resistencia de las barras de hierro fundido.*

Antes de terminar nuestras observaciones sobre las vigas de hierro fundido, conviene indicar algunos hechos experimentales relativos á dos cuestiones interesantes sobre la resistencia de los materiales, que dan lugar á consideraciones de gran importancia; y son la influencia del tiempo y de la temperatura en el hierro fundido; ó sea el punto hasta el cual afectan estos dos agentes su resistencia á una fuerza que tienda á desunir ó romper sus partes. Hace algunos años que me llamaban la atencion estas cuestiones, y considerando que están ligadas directamente con la que estamos tratando, creo que se podrá ilustrar si se dan unos cortos extractos de los experimentos, (\*) que se han tenido en mucho y han conducido á algunos resultados importantes.

*Influencia del tiempo.*

Siempre ha sido dudoso cuanto tiempo puede estar cargado un cuerpo, por ejemplo el hierro fundido, sin dañar á su resistencia. Esta cuestion está aun resuelta de un modo incompleto,

---

(\*) Para una descripcion mas detallada de los efectos del tiempo y la temperatura sobre el hierro fundido, remito al lector á mi informe en el tomo 6.º de las Transacciones de la Asociacion Británica para el progreso de las ciencias.

porque todos los cuerpos se hallan rodeados de muchas causas de deterioro y perturbacion, que afectan á la permanencia de su estado y que conducen de un modo lento pero seguro, á su destruccion ulterior. Las influencias meteorológicas, la temperatura y el tiempo son todos los elementos que al parecer obran en este sentido, y es curioso determinar cual de ellos produce mayor efecto sobre la conservacion de un material de tan estensas aplicaciones al arte de construir como el hierro fundido. Con objeto de resolver este problema, emprendí en 1837 una série de experimentos cuya duracion se estendió hasta ocho años; y como estos experimentos afectan notablemente la teoria conocida de la resistencia de materiales, es esencial, no solo referir los resultados, sino sacar de los experimentos las deducciones segun se han ido presentando.

#### *Efectos del tiempo.*

En el informe leído ante la Asociacion Británica para el progreso de las ciencias, se encuentran las siguientes observaciones preliminares sobre los efectos del tiempo en los metales cargados.

En los primeros experimentos sobre la resistencia transversal del hierro fundido, se ha admitido que la elasticidad se conservaba perfecta por lo menos hasta el tercio de la carga de rotura, y que nunca podria ser cargado con mas que dicho peso. Esta suposicion, que ha tratado Tredgold de demostrar, ha obtenido un crédito considerable; pero en lo que yo alcanzo, está destituida de fundamento. En algunos de los mas antiguos experimentos sobre las ventajas comparativas del hierro de aire caliente ó de aire frio se observó que la elasticidad se alteraba considerablemente en muchos casos con un quinto ó un sexto del peso de rotura. Era este hecho de tal importancia, que me indujo á prestar una atencion particular á la dilatacion que restaba permanente, como se ha indicado en los experimentos que pre-

ceden, y á notar en los que siguen las pérdidas de elasticidad despues de que los pesos quedaban permanentes en las barras. Segun este método se verá que el valor de la dilatacion permanente se ha dado, con el de la total, en intérvalos regulares desde el principio del experimento hasta el instante de la fractura; y es probable que se puedan observar así mejor las relaciones entre los pesos, las flechas totales y las permanentes.

El primer instante en que empieza á perderse la elasticidad dió origen á una série adicional de experimentos, con el objeto de determinar si esta alteracion podría llegar á romper la barra continuando en ella la carga. Esta importante cuestion puede resolverse solo con experimentos.

Esta pregunta, por tanto, traía consigo esta otra: ¿hasta qué punto puede cargarse el hierro fundido sin comprometer su seguridad? Era este punto de grande importancia y envolvia una consideracion de mucho interés, como la estabilidad de los puentes, almacenes, factorias y otros edificios á que se aplica el hierro fundido.

Al apreciar la carga que puede ponerse al hierro fundido, se ha creído siempre poco seguro suponerlo cargado en mas del tercio de la carga de rotura, lo que será precaucion prudente para ponerse en el caso mas desfavorable, pero algunas veces, como en los puentes, vigas de almacenes etc., es de desear que se calcule solo un quinto ó un sexto de dicha carga, porque el material puede encontrarse sujeto á la accion de una fuerza accidental, bien sea producida por el choque ó por otra fuerza que obre de un modo desfavorable. Sin embargo, tomando los experimentos como guía ó argumento, se hallará que de diez barras de una pulgada cuadrada cada una, de hierro de aire caliente y de aire frio de Coed Talon, se han obtenido algunos resultados despues de haber colocado en el medio de la barra los siguientes pesos como cargas permanentes.



**Tabla I.**

**BARRAS RECTANGULARES DE COED TALON.**

con 4 pies y 6 pulgadas (1<sup>m</sup>,372) de distancia entre los apoyos, cargadas con diferentes pesos para determinar los cambios que tienen lugar en un periodo indefinido de tiempo, habiéndose determinado previamente que el peso medio de rotura era de 508 libras (250 k.) para el hierro de aire frio, y 484 (220 k. por c. c.) para el de aire caliente.

Número de las barras	Carga permanente. — Libras.	Peso medio de rotura. — Libras.	Relacion del peso de rotura á la carga.	Observaciones.
1	280	508	1:551	} Hierro de aire frio.
2	336	508	1:661	
3	392	508	1:771	
4	448	508	1:881	
5	448	508	1:881	
6	280	484	1:578	} Hierro de aire caliente.
7	336	484	1:694	
8	392	484	1:805	
9	448	484	1:925	
10	448	484	1:925	

Lo que precede deja ver la naturaleza de los experimentos que se emprendieron para determinar por grados sumamente pequeños el aumento de flexion que se verifica en las barras de tiempo en tiempo. Si este aumento iba creciendo, se podia inferir que la rotura tendria lugar en algun tiempo, aunque remoto, si no, era señal de que se habia hecho un nuevo arreglo de las diferentes partes con las fuerzas interiores, y que se habian fijado en posiciones en las que la resistencia equivalia á la carga.

Los resultados desde marzo de 1837 hasta junio de 1842, son los siguientes:

**Tabla II.**

Resultados de las barras núm. 2 y núm. 7 cargadas con 556 libras (152 k.)

Temperatura. — Grados Fahr.	Fecha de la observacion.			FLECHA.		Observaciones.
				Núm. 2. Pulgadas.	Núm. 7. Pulgadas.	
»	11	marzo	1837	1,270	1,461	Antes de que se llegase á medir la flecha en noviembre y abril, la barra núm. 7 se habia desarreglado.
78	3	junio	1838	1,316	1,538	
72	5	julio	1839	1,505	1,533	
61	6	junio	1840	1,303	1,520	
50	22	noviembre	1841	1,306	1,620	
58	19	abril	1842	1,308	1,620	
		Término medio.		1,301	1,548	

Estos experimentos muestran un aumento progresivo en las flexiones de la barra de aire frio, de 0<sup>ps</sup>.051 en un periodo de cinco años, y de 0<sup>ps</sup>.087 en las barras de aire caliente.

**Tabla III.**

Resultados de las barras números 5 y 8, cargadas con 592 lbs. (178 kil.)

Temperatura. Grados F.	Fecha de la observacion.			FLECHAS.	
				Núm. 5. Pulgadas.	Núm. 8. Pulgadas.
»	6	marzo	1837	1,684	1,715
78°	23	junio	1838	1,824	1,805
72°	5	julio	1839	1,824	1,798
61°	6	junio	1840	1,825	1,798
50°	22	noviembre	1841	1,829	1,804
58°	19	abril	1842	1,828	1,812
55°	Término medio.			1,802	1,788

En cinco años, la flecha en las barras de aire frio ha sido algo mayor que en las de aire caliente, siendo el aumento como 1,802:1,788, mientras que en la primera tabla, con pesos mas pequeños, el aumento fué al contrario, ó sea de 1,501 en el hierro de aire frio, y 1,548 en el de aire caliente. Sin embargo, las flechas indican como antes un aumento constante de 0,118 para el primero, y de 0,073 para el segundo.

**Tabla IV.**

Resultados de las barras números 4, 5, 9 y 10, cargadas respectivamente con 448 libras (205 k.)

Temperatura. Grados F.	Fecha de la observacion.	FLECHA. Hierro de aire frio. Pulgadas.	OBSERVACIONES.
»	6 marzo 1857	1,410	Las dos barras de aire caliente números 9 y 10, se rompieron al colocarles la carga, y una de las otras dos se rompió despues de sostenerla treinta y siete dias.
78°	25 junio 1858	1,417	
72°	5 julio 1859	1,446	
61°	6 junio 1840	1,445	
50°	22 noviembre 1841	1,449	
58°	19 abril 1842	1,449	
55°	Término medio.	1,442	

El aumento progresivo de la flecha en este caso fué 0,032, que debe notarse bien que es mucho menos que el que se vé en la tabla anterior con pesos de 592 libras, incluso el correspondiente al hierro de aire caliente, que era de 0,075 con el mismo peso como carga permanente.

Al considerar el conjunto de estos experimentos para la resolucion de un problema relativo á las leyes que rigen la resistencia de los cuerpos á una accion continua, debe observarse cuán admirablemente se adaptan á las circunstancias las fuerzas de cohesion de la materia, y con qué tenacidad se oponen á las acciones que tienden á desunir y romper sus partes.

Es aun una cuestion importante saber hasta cuándo se estiene de esta facultad, y si los cuerpos podrán ó no sostener indefinidamente alguna fraccion, aunque sea menos de una milésima de

su carga de rotura, con tal que no vaya á producirla ninguna causa de perturbacion.

Estoy muy inclinado á creer lo primero, no obstante el hecho de presentar todas las barras un aumento progresivo de flexion, lo cual podria atribuir á las vibraciones que de continuo experimentaba el edificio en que estaban colocadas dichas barras, y á las alteraciones atmosféricas, como la temperatura, la oxidacion etc., á que toda clase de materiales están sujetos.

Con los experimentos que acaban de enumerarse se ha comprobado plenamente un hecho, y es que una presion continuada permanente, aun cuando esté próxima á producir la rotura, ocasiona efectos que se apartan mucho de la ley de alteracion de la elasticidad, producida por cambios que afectan á las condiciones del material, tales como el aumento ó disminucion de presion, que da origen á una fuerza perturbatriz en todas las partes tensas, y por una série continuada de alternativas llega á destruir la potencia resistente.

En el primer caso, la carga, aunque esté cerca de la que produce la rotura, permanece perfectamente fija, mientras que en el último, los cambios, aunque sean muy pequeños, si continúan largo tiempo llegarán á ocasionar la destruccion. Los experimentos de Mr. Hodgkinson, así como los míos, conducen á esta conclusion, y no me cabe duda de que cualquier carga, por pequeña sea, que produzca una dilatacion permanente en una barra, llegará á romperla si se quita y se vuelve á poner un número de veces suficiente.

Tomemos por ejemplo las barras que soportaron la carga menor, de 280 libras; y supongamos que de ellas se quitan hasta 200 y se vuelven á colocar por intervalos de treinta segundos; es evidente que este cambio repetido muchas veces destruirá al fin la cohesion de la barra, sea entre los cristales de la parte inferior de la seccion estendida, sea en la superior, en que están compri-

midos, ó lo que es mas probable, la accion destructora progresará en una cierta relacion en ambas partes por medio de la estension y la compresion respectivamente. Este constante movimiento ó dislocacion de los átomos ó particulas de los cuerpos, tanto cristalinos como fibrosos es, pues, la causa de la rotura; y admitiendo que tenga lugar un cambio entre las moléculas de un cuerpo, por pequeña que sea la accion que se le aplique primero en una direccion y luego en otra distinta, lo que pueda durar el cuerpo resistiendo á estas acciones repetidas es solo cuestion de tiempo, porque tarde ó temprano, la rotura se habrá de presentar.

Despues me he afirmado en la verdad de estas observaciones por los experimentos que en la actualidad se ejecutan, tan relacionados con este aspecto peculiar de la resistencia de los materiales, que no puedo menos de mencionarlos aqui, con el objeto de que se alcancen mas fácilmente los principios en que estriban la seguridad y duracion de los cuerpos. Importa mucho que todos estos hechos sean generalmente conocidos, porque hay una inmensa diferencia entre la resistencia de una viga espuesta á alternativas de presion y la de otra que sostenga una carga permanente en reposo perfecto.

#### *Efectos de la temperatura.*

Los resultados de la accion de la temperatura en el hierro fundido se hallan minuciosamente desenvueltos en mi informe inserto en el tomo sexto de las Transacciones de la Asociacion británica para el progreso de las ciencias. Los experimentos que en él se contienen son muy concluyentes, y los relativos á la influencia del tiempo hubieran quedado incompletos si los de la temperatura hubiesen faltado.

En este documento se recuerda que Rondelet, en su *Traité de bâtir* ha dado una coleccion de resultados de experimentos he-

chos por él y por otros sobre la dilatacion de los cuerpos por el calor, pero creo que soy el primero que haya determinado la resistencia de las sustancias metálicas á diferentes temperaturas, y aunque no hayan escapado á la atencion de los filósofos los efectos del calor en los metales, no tengo conocimiento de que ninguno de los autores que han tratado de esta materia haya dirigido sus experimentos en un sentido análogo al que ahora consideramos.

Si el tiempo me lo hubiese permitido, era mi intencion continuar los experimentos con mayor variedad de formas y de cambios de temperatura; por ejemplo, hubiera deseado, no solo cargar las barras hasta romperlas, sino cargarlas con otros pesos y determinar como las afectan las alternativas de calor y de frio. Una série de experimentos de tal extension podría conducirnos al conocimiento de alguna nueva ley, especialmente sobre los cambios producidos por un aumento y disminucion alternativos de temperatura. Acaso en otra ocasion pueda volver á emprender este importante estudio, que da lugar á consideraciones de grande interés, tanto para la teoría como para la práctica, y no dudo que se les dé gran valor en todos los casos en que los materiales estén espuestos á frecuentes cambios de temperatura. Por ahora tengo que limitarme á dar lo que entonces pude obtener.

**Tabla V.**

Resistencias comparativas, transversales y al choque, de las barras de hierro de aire frío y aire caliente de Coed Talon, á varias temperaturas.

*Resistencia transversal.*

TEMPERATURA.	HIERRO DE AIRE FRÍO.	HIERRO DE AIRE CALIENTE.	RELACION.
Grados Fahr.	Libras.	Libras.	
	Fundición núm. 2.	Fundición núm. 2.	1000 : 967,2
26°. . . . .	851,0	825,1	
52°. . . . .	940,7	955,4	1000 : 977,6
	958,5	906,0	
190°. . . . .	745,1	825,6	1000 : 1108,0
Rojo oscuro..	725,1	829,7	
	Fundición núm. 5.	Fundición núm. 5.	
212°. . . . .	905,0	818,4	1000 : 885,4
	945,6	854,1	
600°. . . . .	909,5	917,5	1000 : 847,7
	1157,0		

*Resistencia al choque.*

TEMPERATURA.	HIERRO DE AIRE FRÍO.	HIERRO DE AIRE CALIENTE.	RELACION.
Grados Fahr.	Libras.	Libras.	
	Fundición núm. 2.	Fundición núm. 2.	
26°. . . . .	549,8	540,8	1000 : 974
52°. . . . .	560,5	406,9	1000 : 1052,9
	404,5	585,2	
190°. . . . .	225,7	298,9	1000 : 1556



*Módulo de elasticidad, en libras por pulgada cuadrada.*

TEMPERATURA. — Grados Fhar.	HIERRO DE AIRE FRIO.	HIERRO DE AIRE CALIENTE.
	Fundicion núm. 2.	Fundicion núm. 2.
26.° . . .	12 994 400	14 267 500
52.° . . .	{ 15 506 700 } med. 14 527 450	{ 15 725 500 } med. 14 005 550
190.° . . .	{ 15 148 200 }	{ 14 285 200 }
	14 598 600	15 869 500

Al continuar los experimentos sucedió desgraciadamente que se habia acabado el acopio de fundicion número 2, circunstancia que impidió las comparaciones desde 6° bajo el punto de congelacion del agua (—5°, 55 c.) hasta el de la fusion del plomo. El hierro del número 3 debia haberse roto á todas las temperaturas, para determinar su pérdida de resistencia conforme el calor aumentase. Esto no se pudo hacer, sin embargo, por lo cual la comparacion solo puede seguirse bien entre las dos clases del número 2 y del número 3, desde la ebullicion del agua, ó 212° (100° c.) hasta 600° (316° c.). Se observará que en el hierro número 2, la resistencia disminuye siempre cuando el calor aumenta, mientras que en el número 3 crece, segun se ve en la tabla, desde 924,1<sup>3</sup> (419 k) á 1025,1<sup>4</sup>, (468 k) lo que solo puede esplicarse por la irregularidad y mayor rigidez de esta clase de hierro. De todo esto puede deducirse que el hierro fundido de mediana calidad pierde resistencia cuando se calienta á mas de unos 120° (48° c.) y que es poco seguro en el punto de la congelacion, ó sea á 52° Fahrenheit (0° c.).

*De las mezclas de hierros.*

No hemos podido fijar regla ninguna que dé resultados exac-

tos, ni mucho menos, acerca de la mezcla de las diferentes especies de hierros ingleses para obtener fundiciones á propósito para el objeto que se desea. Cada fundidor se guía en esto por su práctica, y es muy difícil obtener hierros bajo determinadas proporciones de mezcla si no se ejerce una rígida y estricta vigilancia. Tanto los maestros como los obreros prestan poca atención á la mezcla de los metales, y de esto resultan todas las cualidades contradictorias de ductilidad ó dureza, de fuerza ó debilidad y otras muchas, que podrian evitarse con un poco mas de atención en la calidad y debida proporcion de cada clase de hierro en particular y en la cantidad de carbon y fundente que se necesitan para la liquefaccion. Todas estas consideraciones son del mayor interés en el arte de fundir; y tenemos que aprender mucho todavia en la preparacion de los metales, así como en la manipulacion del moldeo y el procedimiento conveniente de ventilacion, el cual requiere mucho tino ó inteligencia.

Se ha creido siempre que el hierro fundido se mejora mezclándolo, y sin duda es así, porque tenemos lingotes de casi todas las variedades, tanto maleables, duras, dúctiles, ricas y pobres, como blancas, azules, grises, etc., las cuales combinándose se apropian para formar cuantas clases de metal se requieran en las aplicaciones. Púedese, pues, disponer el modo de mejorar la calidad de las fundiciones y hacer compuestos, que con el conveniente cuidado, pueden variar segun el uso á que se destinan. Para las vigas y puentes, una mezcla de dos tercios de hierro fuerte de Gales número 3, una porcion de hierro de Escocia ó de Stafford número 2 y un poco de hierro viejo formarán una buena mezcla. Se pueden usar con el mismo objeto otros hierros fuertes, como el de grano fino de Escocia ó de Stafford número 3, un poco del número 4 y cerca de un cuarto ó un quinto de hematites. Estos compuestos son de gran valor cuando es esencial tener un metal fuerte, pero en los casos ordinarios la mezcla puede

dejarse á la discrecion de los que están acostumbrados á la práctica de los hornos.

A propósito de este estudio, citaremos una mezcla que parece superior en fuerza á cualquier otra. En el verano de 1847, Mr. Owen, Inspector de metales del Almirantazgo, tuvo la bondad de facilitarme una copia de sus experimentos sobre el hierro correoso de Mr. Morries Stirling, en la cual la resistencia de tension, segun este, es casi doble.

El hierro fundido se hace correoso por la mezcla de hierro dulce que se funde al mismo tiempo que el lingote en el crisol ó en el reverbero. Mr. Owen dá los resultados de ambos métodos, y como los experimentos tienen mucha analogía con el asunto que tratamos, me he tomado la libertad de insertar los que me parece que tienen mas inmediata relacion. Los experimentos de Mr. Owen se hicieron en grande escala, las vigas tenían 17 pies (5<sup>m</sup>, 18) de largo, y 16 (4<sup>m</sup>, 88) entre los apoyos, y la seccion en el medio, en que el peso estaba colocado, era como en la figura 28.

Las vigas estaban construidas segun las reglas de Mr. Hodgkinson, y pesaban unos 15 quintales (762 k) cada una, y el peso de rotura se calculó en unas 39 <sup>1</sup>/<sub>2</sub> toneladas (40, <sup>1</sup>/<sub>2</sub> <sup>m</sup>· 1)

Las vigas se fundieron con la mezcla de Mr. Morries Stirling, como sigue:

### Fusion en el crisol.

	Quint.	
Hierro de aire caliente de Rusell's Hall,	}	
número 2, de Stafford. . . . .		15
Id. de Prior Field, número 2, de Stafford.		20
Desperdicios de hierro dulce. . . . .		6
Peso de rotura. . . . .		50 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> ton. (51 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> <sup>m</sup> · 5).

### Fusion con reverbero.

La mezcla arriba dicha sostuvo  $51 \frac{1}{2}$  toneladas ( $52^{\text{t.m.}}$ , 3), dando un aumento de resistencia de 2 por ciento en favor de la fusion con reverbero.

Los experimentos hechos con siete especies diferentes de fundicion, compuestas enteramente de Rusell's Hall número 2, Madeley Wood número 3, Colebrook Vale número 3 (Gales) y Calder número 1 (Escocia) dan por término medio un peso de rotura de  $55 \frac{1}{4}$  toneladas ( $55^{\text{t.m.}}$ , 8). Comparando los resultados de estos experimentos, hallamos que el grado de resistencia respectivo es como 55, 25 : 51, 50, ó sea como 1 : 1, 55.

Bastará que terminemos estos ejemplos con la siguiente lista de los resultados obtenidos en la série de experimentos hechos con cada clase de hierro.

HIERRO FUNDIDO ORDINARIO.		HIERRO FUNDIDO CORREOSO.	
	Peso de rotura.		Peso de rotura.
	Toneladas.		Toneladas.
1	50	1	$52 \frac{1}{2}$
2	55	2	$50 \frac{1}{2}$
3	55	3	48
4	54	4	52
5	$55 \frac{1}{4}$	5	$52 \frac{1}{2}$
6	$54 \frac{1}{2}$	6	$60 \frac{1}{2}$
7	$45 \frac{3}{4}$	7	$52 \frac{1}{2}$
8	$46 \frac{1}{2}$	8	$50 \frac{1}{2}$
9	47	9	56
10	$47 \frac{1}{4}$	10	$48 \frac{1}{2}$
11	$58 \frac{1}{2}$	11	52
12	$56 \frac{1}{2}$		
13	$58 \frac{1}{2}$		
Término medio. . 58,5		Término medio. . 52,5	

La relacion dada por esta tabla, de 1 á 4,36 es inferior á la señalada primeramente, pero basta para probar que la mezcla mejora decididamente la potencia de una pieza fundida y sujeta á un esfuerzo transversal.

Casi al mismo tiempo ó poco despues de los experimentos de Mr. Owen, fui invitado para presenciara algunos experimentos que hacia mi amigo Mr. Lillie, de Manchester, sobre barras cuadradas que tenian mezcla de torneaduras de hierro forjado. Estas se fundian y combinaban en el crisol con el hierro fundido en varias proporciones, y como he presenciado algunos de los experimentos, puedo asegurar que la mezcla de Mr. Lillie indica una gran superioridad en la resistencia.

Los experimentos de Mr. Lillie se hicieron con barras de hierro fundido de 3 pies de largo (0<sup>m</sup>, 914), 1 pulgada cuadrada (6<sup>o</sup>.c., 45) de seccion, y 2 pies 10 pulgadas (0<sup>m</sup>, 865) entre los apoyos.

Núm. del experimento.	CLASE DE HIERRO.	PESO DE ROTURA.	FLECHA.	OBSERVACIONES.
		Libras.	Pulgadas.	
1	Comp. de hierro de Gartsherrie.	851	0,625	Con un peso adicional, la barra se encorvó y quedó estropeada é incapaz de sostener la carga.
2	Compuesto de la mezcla de Mr. Lillie.	1546	0,750	
3	Barra de hierro forj. de igual tension y longitud.	1008	0,625	

Por la tabla anterior se vé que el hierro mezclado ó correo- so, segun lo prepara Mr. Lillie, aumenta mas de un tercio en su resistencia transversal si se compara con el hierro fundido, y un octavo si con el forjado. Sin embargo, es de sentir que Mr. Li-

lle no estendiera sus observaciones hasta dar la ventaja relativa de los diferentes hierros, reduciendo las barras experimentadas á la seccion exacta de una pulgada cuadrada. Tambien seria de grande utilidad determinar la resistencia á la extension y á la compresion de estas mezclas, pues que no puede haber duda en que se ha de aumentar la resistencia transversal, lo mismo que la longitudinal del hierro colado, fundiéndolo con una porcion conveniente de virutas y recortaduras de hierro.

Con este motivo es digno de considerarse cuan conveniente seria emprender una serie de experimentos sobre estas mezclas, y no solo para determinar escrupulosamente las resistencias comparadas del hierro fundido combinado en varias proporciones con el forjado, sino tambien para estender nuestros conocimientos en un asunto que está tan poco generalizado, pues era tal nuestra ignorancia respecto á esto, que hasta que Mr. Morries Stirling hizo ver estas propiedades de combinacion, se creyó que el hierro forjado no se podia fundir y combinar con el hierro colado.

En los casos en que no se use el hierro correoso, será de muy buenos resultados la siguiente mezcla para las fundiciones en que se requiera resistencia y rigidéz, como para puentes, vigas de suelo, etc.

Hierro de Low Moor, en York, núm. 5. . . . .	50
» de Blaina, ó de York, núm. 2. . . . .	25
» de Shrop, ó de Derby, núm. 3. . . . .	25
Recortaduras ó desperdicios de buen hierro dulce viejo.	20

Esta mezcla producirá fundiciones que podrán llamarse de superior fuerza, pero raras veces sucede que se pueda obtener esta mezcla por el alto precio del hierro de Low Moor; y de aqui que apenas se pueda conseguir de los fundidores que echen toda

la parte necesaria para el objeto que se desea. Estas operaciones se confian comunmente á manos subalternas, que por ignorancia ó por no tomarse tanto trabajo echan casi siempre el primer hierro que encuentran á mano, inutilizando de este modo los cálculos de los matemáticos y burlando los de los que en ellos confiaban.

Hay otras combinaciones ó mezclas de hierros que poseen otras propiedades ademas de la resistencia, como la de los hierros de Escocia y Stafford núm. 4 para obras ligeras y piezas de máquinas, ó la de las especies mas ricas de los mismos, que se trabaja fácilmente y es mas dúctil que los mas fuertes hierros de Gales.

En la práctica estas mezclas exigen grande atencion, pues que el éxito de algunas manufacturas depende en gran parte de las fundiciones que fabrican. Como nos ocuparia demasiado entrar en todas las cuestiones que tienen relacion con este asunto, bastará observar que despues de haber hecho la eleccion y determinado la mezcla, todavia depende mucha parte del cuidado y habilidad del fognero, especialmente en atender á la temperatura del horno y al grado de calor con que se echa el metal en los moldes.

Son consideraciones estas que no es ocasion de discutir, pero que entran por mucho en la formacion de la estructura cristalina, y que no deben despreciarse cuando se hagan fundiciones en las que se quieran reunir las propiedades de fusibilidad y resistencia. Añadiremos que el hierro de tracita es muy fuerte, y que será útil mezclarlo cuando se desean rigidez y resistencia. Se hallarán experimentos sobre este hierro en el tomo sexto de la série segunda de las *Manchester memoirs*.

La siguiente tabla, resultado de muchos años de trabajo, contiene las resistencias trasversales y otras muchas propiedades de casi todos los hierros del reino unido, y puede servir muy oportunamente para conclusion de esta parte de nuestro asunto.

En el siguiente extracto, la resistencia transversal, que se toma como módulo para el valor de cada hierro, se ha obtenido por medio de experimentos: 1.º, con barras largas, de 4 pies y 6 pulgadas entre los apoyos; y 2.º, con barras de la mitad de longitud, ó sea de 2 pies, 5 pulgadas entre los apoyos. Todas las demas cantidades se han deducido de las barras de 4 pies 6 pulgadas. El módulo de elasticidad se ha sacado de la flecha causada en ellas por un peso de 112 libras (50<sup>k</sup>,78).

El asterisco indica que el experimento es de los practicados por Mr. Hodgkinson y por mí sobre las fundiciones de aire caliente y aire frío, que se señalan con las iniciales *a. c. a. f.* para la Asociación británica para el progreso de las ciencias. (Véase el informe séptimo, vol. VI.)

#### REGLA.

Para hallar por esta tabla el peso de rotura de una barra rectangular cualquiera; sean *b* y *a* su base y altura en pulgadas, y *l* la distancia entre los apoyos en pies, y tendremos.

$$\frac{4,5 b a^2 R}{l} = \text{peso de rotura en libras}$$

tomando el valor de *R* de la columna correspondiente de la tabla.

*Ejemplo.* ¿Qué peso se necesita para romper una barra de hierro de Low Moor, de 2 pulgadas de ancho y 5 de alto, con 6 pies de distancia entre los apoyos? Según la regla,

$$b=2, a=5, l=6, R=472 \text{ segun la tabla,}$$

$$\text{y } \frac{4,5 \times 2 \times 5^2 \times 472}{6} = 6372 \text{ libras.}$$



## PARTE SEGUNDA.

### DE LAS VIGAS DE HIERRO FORJADO PARA SOSTENER LOS SUELOS DE LOS EDIFICIOS, Y PARA OTROS OBJETOS.

El origen de las vigas de hierro forjado es reciente, y con pocas escepciones su empleo ha sido escaso en muchos edificios en que su fuerza superior y su gran seguridad hubieran hecho su aplicacion muy importante. Estas vigas se han usado en distintas formas para la construccion de los buques de hierro; en los puentes que han de soportar grandes pesos, como los de los ferro-carriles, ha sido de gran valor su introduccion; y ahora se usan casi esclusivamente para las viguetas que llevan la via en mis puentes tubulares.

La forma tubular, cuya seccion representa la figura 29, se consideró al principio como superior á la laminar, cuya seccion es como la figura 30. Estas dos formas han sido empleadas alternativamente para los objetos mencionados; pero yo he dado siempre la preferencia á la viga laminar por la sencillez de su construccion, y aunque su resistencia es menor que la de las otras, tiene otras propiedades importantes que la recomiendan.

Comparando las resistencias de estas dos vigas á igualdad de peso, se halla que la de la tubular es á la otra como 1 : 0, 95, que vienen á ser como 100 : 90. (\*) Esta diferencia no procede de ninguna cantidad de material que entre en exceso en la construcción de ninguna de ellas, sino de la mejor forma transversal de la viga tubular. Se observará que esta tiene en la sección un área exterior mas grande y por consiguiente es mas rígida y está mejor dispuesta para resistir las acciones laterales, en cuya dirección la viga laminar cede generalmente antes de que hayan obrado por completo sus resistencias á la extensión y á la compresión. Poniendo esta viga, sin embargo, en una posición semejante á la que se les da para sostener los arcos de los edificios á prueba de fuego, ó la vía de los puentes, en cuyo caso se aseguran en la posición vertical, su resistencia es casi la misma que la de las tubulares. Pero al mismo tiempo que las vigas laminares, en los casos mencionados, valen tanto, sino mas en algun concepto, que las tubulares, son de construcción mas sencilla, menos costosas y mas duraderas, por cuanto la placa vertical es mas gruesa que las dos laterales de la tubular, y está mejor dispuesta por esto para resistir á los cambios atmosféricos que tan grande influencia tienen en este clima en la duración de los metales. Además permiten el acceso fácil por todas sus partes para limpiarlas, pintarlas, etc.

Por estas razones he dado la preferencia á esta forma de vigas; y habiendo adquirido grande experiencia en su construcción, puedo asegurar que sirven sobradamente bien para las piezas de puente de los buques de hierro, y para cualquier entramado de una máquina en que los movimientos irregulares y alternativos tiendan á desarreglar y separar sus partes.

Me parece que las vigas de hierro forjado, por su gran segu-

---

(\*) Véase el apéndice núm. IV.

ridad y mayor resistencia, se adaptan por todos conceptos á la construccion de edificios incombustibles. Ofrecen mayor solidez y están libres de los accidentes que con no poca frecuencia ocurren en las vigas de hierro fundido, y que tanta prevencion han causado en el público. Ya está demostrada la mayor conveniencia de este material para los puentes y otras obras en que se busca sobre todo la fuerza y la seguridad: importa ahora hacer ver las ventajas que puede ofrecer su introduccion en grande escala en la construccion de almacenes, filaturas y habitaciones que deban estar libres de un riesgo, provenga del empleo de materiales poco seguros ó del fuego. En estos edificios se encontrará este cambio muy provechoso, además de la tranquilidad que infundirá la sólida calidad del material en la opinion pública. Animado de estas convicciones, no titubeo en recomendar su adopcion al arquitecto y al ingeniero, y con tal que se atienda cuidadosamente á las leyes que rigen su resistencia, estoy persuadido de que no solo unos pocos ejemplos bastarán para dar entera confianza en su fuerza, sino que la esperiencia sucesiva enseñará condiciones nuevas y probablemente mejores formas para su aplicacion. (\*) Con el objeto de guiar y animar mas eficazmente á los hombres prácticos, he dado una série de figuras que muestran las reglas segun las cuales recomiendo la sustitucion del hierro forjado al fundido. Ya he manifestado los inconvenientes del hierro fundido;

---

(\*) Cuando ya estaba escrito lo que antecede, he introducido con éxito este sistema de construccion en una parte del nuevo edificio á prueba de fuego últimamente levantado por los S. S. Joseph y James Norton, en Wolverhampton. En este edificio, que tiene cinco pisos, cada arco está apoyado en vigas de hierro forjado como la de la figura 50. Tanto los arcos como las vigas tienen una gran resistencia, pues han de sostener cantidades inmensas de grano y de harina, que á veces llegan hasta los techos, además de la accion vibratoria de un mecanismo de diez y ocho pares de muelas, que trabajan casi siempre.

y al llamar ahora la atención hácia el empleo de un nuevo material, he tratado de dar las reglas y fórmulas necesarias para calcular las resistencias, con muchos pormenores sobre la construcción y otras particularidades relativas á los apoyos, tirantes, etc. de estas importantes construcciones.

Otra ventaja del uso de este material es la facilidad que proporciona de acomodarse á cualquier extensión de vano que exija la conveniencia del establecimiento, ó el gusto del arquitecto ó del ingeniero. La mayor parte de las fábricas de algodón perfeccionadas tienen de 60 á 65 pies de ancho (18 á 20 m.), y están atravesadas por dos ó tres órdenes de columnas, distantes 15 á 16 pies ( $4^m, 57$  á  $4^m, 87$ ) en sentido transversal, y de 9 á 10 pies ( $2^m, 7$  á  $3$  m) en el de la longitud. Estas columnas son un obstáculo para disponer la maquinaria del modo mas conveniente, así como para trabajar con desembarazo, pero son inevitables cuando se usa el hierro fundido. Todo esto desaparece por el empleo del hierro forjado, pues un solo orden de columnas en el medio, con una viga á cada lado, es suficiente para dar de un modo indudable y sin objecion posible, la mas perfecta seguridad á las obras. Ha de tenerse presente, sin embargo, que en estas obras, á medida que se aumenta el espacio, crecen rápidamente los gastos, pero cuando esto no sea un inconveniente, se pueden hacer fábricas de mas de 60 pies ( $18^m, 28$ ) de ancho, sin introducir una columna ni otro estorbo en ninguna parte.

Esto puede tener lugar en los grandes edificios públicos, y las vigas de esta especie pueden llevar de 4 á 5 toneladas por yarda cuadrada ( $4, 86$  á  $6, 07$  t. m. por m. c.). Pero volvamos á las obras que necesitan una columna central, que deje 30 pies ( $9^m, 14$ ) de luz entre los apoyos, segun se vé en la figura 31.

En un edificio de esta forma, cada viga tendrá 31 pies 6 pulgadas ( $9^m, 60$ ) de largo y 30 pies ( $9^m, 14$ ) de luz, y se puede componer de planchas de 22 pulgadas ( $55^c, 88$ ) de alto y  $\frac{3}{4}$ .

pulgada (0°, 80) de espesor, y escuadras de  $\frac{3}{8}$  pulgada (0°, 95) de grueso, robladas por ambos lados, como se muestra en la figura 52. El peso de rotura de esta viga, tomando la constante igual á 75, (\*) puede calcularse del modo siguiente:

Sea P el peso de rotura en toneladas

s el área del lado inferior

a la altura de la viga, = 22 pulgadas

y l la distancia entre los apoyos, = 360 pulgadas, tenemos

$$P = \frac{s a c}{l}$$

ó

$$P = \frac{75 \times 6 \times 22}{360} = 27,5 \text{ toneladas (27}^{\text{.m}}, 9) \text{ en el medio}$$

ó 55 toneladas (55<sup>t.m</sup>, 9) distribuidas uniformemente en la longitud. Una viga de hierro fundido, de la mejor forma y mas fuerte seccion, como la de la figura 53, calculada para resistir la misma carga, pesaria cerca de 2 toneladas, mientras que la de hierro forjado solo pesa 16 quintales, 1 quarter y 14 libras (852 k) ó sea poco mas del tercio del peso de la primera. Esta diferencia de peso es de grande importancia, porque la ventaja de usar las vigas laminares no consiste solo en la economía de los dos tercios del material, sino que da menos peso que sostener y mayor confianza acerca de la resistencia extrema y de la seguridad de la viga. Sin embargo, llevaremos mas allá la comparacion y trataremos de determinar el coste del material y mano de obra de cada especie, que en último resultado es la medida de la utilidad

---

(\*) He tomado 75 para la constante de las vigas laminares, en vez de 80, que se usa para calcular la resistencia de las vigas huecas con el lado superior celular, con el objeto de compensar algunos defectos que no pueden evitarse en la forma de dichas vigas.

y conveniencia de cualquier sistema. Cada invento ha de someterse á este exámen, y para asegurar el éxito de su aplicacion, la superioridad del objeto, á igualdad de todo lo demas, debe medirse por el precio á que se puede producir.

Suponiendo, pues, que las vigas de hierro fundido pueden darse en la fundicion á 6 *l.* 10 *sh.* la tonelada (620 reales.), y que las laminas de hierro forjado se pueden hacer á 16 *l.* (1500 reales), se sigue que

Una viga de hierro fundido, de 40 *qq.* á 6 *s.* 6 *d.*, costará 15 *l.* 0 *sh.*

Una id. de hierro forjado, de 16 *qq.* 1 *qr.* 14 *l.*, á 16 *s.*, 15 » 20»

lo que da solo 2 shelines (9 reales) de diferencia entre el coste de una y otra viga. Siendo, pues, el mismo el coste, tenemos tan solo la tercera parte de peso que sostener, y ademas la mayor ligereza del hierro fundido nos permite levantarlo y colocarlo en obra con mucho menos gasto. Estoy seguro, tambien, de que si se fabrican estas vigas en grande escala, pueden hacerse á un precio módico, correspondiendo asi al objeto que mas se desea, que es reunir la fuerza á la ligereza y á la seguridad. No dudo que las vigas de esta forma se pueden hacer á 14 libras (1500 reales) la tonelada en lugar de 16, como antes se ha supuesto. Si esto es así, se podrá hacer una economia de 1 *l.* 10 *s.* 9 *d.* por tonelada (140 reales); economia notable, sobre el aumento de la seguridad.

Si esta forma de vigas se generaliza en la práctica, es mas que probable que todas las que no lleguen á 12 quint. (609 k.), puedan hacerse de una pieza en el laminador, y sería prematuro decir que aun las de mayores dimensiones, como las que se han descrito, no se podrán fabricar del mismo modo. La habilidad é inteligencia de los fabricantes de hierro de este pais ha sabido vencer grandes dificultades, por lo que estoy seguro de que en cuanto aumente el pedido tocarán á su perfeccion las operacio-

nes necesarias para esta fabricacion. Si esto sucede, resultará una grande economía de la riqueza mineral del país; pues que se ahorrarán cerca de dos tercios del metal, y el precio, suponiendo que las vigas salen del laminador, se reducirá casi á la mitad ó sea de 16 libras á 8 ó 10 *l.* la tonelada. Con tales circunstancias, el hierro fundido ya no será admisible para este objeto, y los edificios quedarán mucho mas seguros del riesgo de una rotura, sin dejar de estar libres del fuego.

Anticipándose á estos adelantos en las manufacturas, se puede decir que probablemente una viga fabricada de esta manera tendrá una forma semejante á la de la figura 34, en que la cabeza superior *a* es mas grande, para uniformar las resistencias á la extension y á la compresion. De todos modos deberá cuidarse de dar á las dos cabezas una grande anchura, para proporcionar rigidez lateral á la viga, lo cual en el hierro forjado, por la naturaleza dúctil y flexible del material, es lo que mas importa. Cuando el hierro se usa en estado dulce para las construcciones de esta clase, la forma mas conveniente para la cabeza superior es la de caja ó celdilla, como la mas fuerte para resistir á la compresion por este lado; pero esta forma no se puede obtener directamente del laminador sin una gran complicacion. Puede hacerse sin embargo, una viga sencilla y muy fuerte con una cabeza celular, si se lamina la plancha que la forma en un cilindro á propósito, segun se vé en la figura 35. Resultarian entonces dos celdillas *a, a*, fijas al extremo superior de la lámina vertical, y robladas fuertemente en *c, c*, desde un cabo á otro de la viga.

Esta disposicion disminuiria acaso las dificultades de la manufactura, pues en lugar de laminar las dos cabezas juntas con la viga, como en la de la fig. 34, bastaria hacer una en *b*, lo que reduciria el peso de la barra y facilitaria su paso por los cilindros. No hay duda que surgirian algunas dificultades al moldear la plancha que forma la celdilla, pero en este como en otros adelan-

tos, no se toca el fin sino con perseverancia y decision (\*). El objeto de esta forma es reducir el peso de la cabeza superior. Con la construccion celular, las dos cabezas se reducen á áreas casi iguales, por ser tal en este caso la proporeion de las resistencias á la estension y á la compresion. Si la cabeza superior es maciza, necesita casi doble material para igualar las dos tendencias, ó en otros términos para que la cabeza inferior ceda á la estension al mismo tiempo que la otra está á punto de ceder á la compresion. Pero esta cuestion necesita resolverse definitivamente por medio de experimentos, asi como la facilidad que pueda encontrarse en la práctica de la fabricacion.

Podrian variarse estas formas hasta el infinito; pero es condicion tan importante la sencillez en toda construccion mecánica, que no quiero multiplicar el número de figuras, que por otra parte se pueden ocurrir con facilidad. Los inventores suelen olvidar que la sencillez de las formas y de la aplicacion determinan frecuentemente la adopcion de sus inventos, y es bien sabido que un gran número de ellos, llenos de originalidad y admirable talento, han fallado por lo complejo y trabajoso de su disposicion.

Teniendo en cuenta las dificultades que presenta la fabricacion de la viga representada en la figura 34, observaré que mientras no se puedan sacar las vigas de hierro forjado de una pieza, que es desde luego lo mas barato y lo mejor, la que le siga en orden de baratura será la que lleve la cabeza inferior estirada junto con la lámina *a* (fig. 36), y la cabeza *c* cilindrada tambien en forma de T, pero por separado y roblada despues á lo largo del extremo *d* de la plancha vertical.

---

(\*) El collar ó celdilla debe ser bastante dúctil y elástico para permitir que se unan los lados *c c* al abrir los taladros para los roblones y hacerlos de un golpe, y que se vuelvan á separar luego para dar paso al extremo de la lámina vertical, á la cual, segun se ha dicho, se debe fijar de una manera permanente.



El defecto de esta forma consiste en que la T abraza solo un lado de la plancha, y no es tan fuerte aunque se haya calculado bien para resistir á la compresion, por la circunstancia de que la lámina vertical se ha de cilindrar con un retallo para encajar dicha T, con el objeto de uniformar las resistencias de cada lado. Por lo demas es muy sencilla y parece reunir las cualidades esenciales de economia y sencillez en la forma. Otra ventaja que se obtiene con esta seccion es que la distancia media de los taladros para la robladura de la parte superior al eje neutro es menor que en la seccion celular.

Hasta ahora hemos hablado de vigas de corto peso y pequeña luz; pero ocurren casos en que hacen falta de grandes luces y considerable resistencia, y para satisfacer á ellos se hace preciso que dispongamos la construccion con arreglo á estas nuevas condiciones. Entonces no se pueden emplear las vigas precisamente como se han descrito; y aun suponiendo que las menores se puedan sacar del laminador en la forma necesaria, hay todavía que tratar de componerlas para las luces desde 30 á 50 pies (9 á 15 metros). En los edificios públicos y en los suelos de puentes, pasaderas, etc. tenemos repetidos ejemplos en los que la ligereza junta con la resistencia son un elemento importante de la construccion, por lo que es evidente que al resolver esta cuestion se han de tener presentes las exigencias de las obras de esta clase.

Ya hemos indicado que las vigas pequeñas pueden salir de una pieza del laminador á un precio muy módico, y que habiendo un ahorro de unos dos tercios del metal, su coste habrá de ser inferior al de una viga de hierro fundido de igual fuerza. Cuando la estension del vano fuese tan grande que no se pudiese laminar de una pieza, se podria hacer por trozos del peso conveniente, y formar una buena viga, uniéndolos segun se ve en las figuras 57, 58 y 59.

Las tres partes A, B, C, se han cilindrado separadamente en

la forma de la figura 58, que es una seccion por la linea *ab*, y se han unido por medio de placas superpuestas y roblones, segun se vé en el corte por *cd* ó *ef*, fig. 59. Este método puede emplearse hasta las luces de 40 ó 50 pies (12 á 15 ms.); y con tal que las placas sean bastante fuertes y la robladura bien ejecutada, la viga será tan fuerte como si no tuviera junta ninguna.

Ya he dicho que una gran ventaja de este método de construir las vigas consiste en la carencia de taladros; y para hacer comprender con mas fuerza esta ventaja, supongamos que deba haber cuatro de estos en el lado inferior de la viga y que la seccion de cada uno sea de un cuarto de pulgada; en tal caso, una viga sin taladros de  $(6 - \frac{3}{4})$  pulgadas ó  $5 \frac{1}{4}$  pulgadas de seccion inferior será tan fuerte como otra que los necesite y tenga 6 pulgadas en dicha seccion; lo que dice cuanta será la economia de material que resultará del empleo de las vigas laminadas como he dicho.

Es probable que la viga tubular rectangular sea mas apropiada para soportar grandes pesos en luces considerables que las laminares, pero ya he dicho los inconvenientes que le encuentro (pág. 90), los cuales repetiré para este caso, á saber, el peligro de la oxidacion y la imposibilidad de penetrar en su interior para pintarlas, limpiarlas, etc. Estas son las principales consideraciones que me han inducido á dar la preferencia á la viga laminar, y soy de opinion de que con mas cuidado en la fabricacion, será preferible á cualquier otra en luces superiores á cuarenta, y aun á veces hasta cincuenta pies. Cuando la distancia entre los apoyos esceda á esta longitud, la viga tubular es sin disputa la mejor, y por esto solo habremos de hablar detenidamente de ella tratando de los puentes.

En la seccion que sigue se hallarán los datos experimentales que me han hecho formar estas opiniones y me han inducido á recomendar eficazmente la sencilla viga laminada de hierro forjado para la construccion de edificios.

EXPERIMENTOS SOBRE LA RESISTENCIA Y OTRAS PROPIEDADES DE LAS VIGAS DE HIERRO FORJADO.

Como adición á los experimentos que se han citado, será útil hacer mención de la série practicada en 1845 para determinar la forma y resistencia de los puentes tubulares de Britannia y Conway. (\*)

Con relacion á estos experimentos en particular, se ha hecho la observacion, de que «no solo eran por sí mismos del mayor interés, sino que daban lugar á consideraciones prácticas de grande importancia para los adelantos venideros de la sociedad. » Por ellos se vé que la forma rectangular de la viga tubular de hierro forjado es mucho mas apropósito para resistir á una acción transversal que cualquier otra que se adopte, que haya de presentar en la proporción y distribución de sus partes la mayor resistencia con la menor cantidad de material. »

*Experimentos sobre la resistencia transversal de los tubos rectangulares de hierro dulce.*

**Experimento XIV,** (31 de julio de 1845.)


Tubo cuadrado de 18 pies 6 pulgadas de largo (5<sup>m</sup>, 64); 9,6 pulgadas de lado (24<sup>c</sup>, 38), y 17 pies 6 pulgadas entre los apoyos (5<sup>m</sup>, 33).

Espesor de las placas..	}	del lado superior. . .	$\frac{1,05}{14} = 0^{\text{ps}},0750 (0^{\text{c}},1905)$
		del lado inferior. . .	$\frac{1,04}{14} = 0^{\text{ps}},0743 (0^{\text{c}},1887)$
		de los lados verticales	$\frac{1,04}{14} = 0^{\text{ps}},0745 (0^{\text{c}},1887)$

---

(\*) Para mas pormenores sobre estos experimentos, véase mi obra sobre los puentes tubulares de Conway y Britannia.

Peso del tubo. . . . . =202 l. (91,<sup>k</sup>6)  
 Peso del aparato. . . . . =938 l. (425<sup>k</sup>,5)

PESOS.	FLECHAS.	OBSERVACIONES.
Libras.	Pulgadas.	
938	0,17	
2058	0,55	
3178	0,96	
3738	"	Cedió á la compresion, doblándose el lado superior y ensanchándose los verticales por el punto de la rotura.
Flecha extrema.	1,12	


La poca fuerza que mostró este tubo al ceder al peso de 3738 l. (1694 k) solamente, indujo á disponer las planchas de otro modo. Se preparó y colocó una nueva plancha en casi triple grueso en la parte superior; la de la inferior se reforzó en las juntas; y despues de reparar las demas partes deformadas, se sometió el tubo otra vez á la prueba, como sigue.

#### Experimento XIV. a, (9 de octubre de 1845).

Tubo cuadrado de 18 pies 6 pulgadas de largo, 9,6 pulgadas de lado, y 17 pies, 6 pulgadas entre los apoyos.

Espesor de las placas..	}	del lado superior. . . . .	$\frac{1,26}{5} = 0,252$ (0°, 640)
		del lado inferior. . . . .	$\frac{1,05}{14} = 0,075$ (0°, 191)
		de los lados verticales	$\frac{1,04}{14} = 0,074$ (0°, 189)

Peso del tubo. . . . . = 384 l. (174,1 k)  
 Peso del aparato. . . . . = 960 l. (455,5 k)

PESOS.	FLECHAS.	FLECHAS PERMANENTES.	OBSERVACIONES.
Libras.	Pulgadas.	Pulgadas.	
960	0,07		
1854	0,16		
2717	0,25		
3568	0,35		
4441	0,45	0,07	
5310	0,55	0,10	
6180	0,67	0,11	
6180	0,73	"	
7017	0,84	0,14	
7427	0,94	0,20	
7859	1,07	0,29	
8275	"	"	Se rompió rasgándose por una junta en el lado inferior, á 11 pulgadas del aparato de suspension, en donde se habia debilitado la plancha.
Flecha extrema.	1,10		

Se vé que aumentando el material en la parte superior del tubo se ha obtenido mas que doble resistencia, mostrando así que los cuerpos fibrosos como el hierro forjado, que son dúctiles, son mas susceptibles de deformarse por la compresion que por la estension. Esta ley se confirma por los experimentos sucesivos.

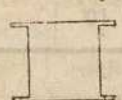
**Experimento XV.** (31 de julio de 1845).

Tubo cuadrado de 18 pies 6 pulgadas de longitud, 9,6 pulgadas de lado, y 17 pies 6 pulgadas entre los apoyos.

Espesor de las placas	}	del lado superior. . .	$\frac{1,06}{14} = 0^{\text{ps}},0757$	(0°,1923)
		del lado inferior. . .	$\frac{1,14}{8} = 0^{\text{ps}},1425$	(0°,3619)
		de los lados verticales. . .	$= 0^{\text{ps}},0757$	(0°,1923)

Peso del tubo. . . . . = 255 l. (116 k.)

Peso del aparato. . . . . = 988 l. (448 k.)

PESOS. — Libras.	FLECHAS. — Pulgadas.	FLECHA permanente. — Pulgadas.	OBSERVACIONES.
988	0,16		En este experimento se mostró una gran flojedad, como en el primero. 
2108	0,45	0,05	
3228	0,80	0,09	
5788			Con este peso, la plancha superior empezó a doblarse á 2 p. 6 pg. del aparato de suspensión por un lado, y á 6 pg. por el otro. Parece que necesita mas rigidez para que resista á la tendencia á arrugarse.
Flecha estrema.	0,94		

Este experimento se repitió con una fuerte plancha de 2 pies 7 pulgadas de largo, 11 pulgadas de ancho y 0,11 pulgadas de grueso colocada sobre el lado superior para darle mas rigidez y

hacer cargar mas los esfuerzos sobre la plancha inferior. Los resultados, sin embargo, no tuvieron importancia hasta que se invirtió el tubo, poniendo el lado mas grueso encima, lo que produjo un cambio notable, como se vé en el experimento siguiente:

**Experimento XV. a,** (31 de julio de 1845).

El mismo tubo invertido, con el lado mas grueso arriba.

Espesor de las planchas	}	del lado superior. . .	$\frac{1,14}{8} = 0^{\text{ps}},1425$	(0°,3619)
		del lado inferior. . .	$\frac{1,06}{14} = 0^{\text{ps}},0757$	(0°,1925)
		de los lados verticales	$\frac{1,06}{14} = 0^{\text{ps}},0757$	(0°,1925)

Peso del tubo. . . . . = 255 l. (116 k.)

Peso del aparato. . . . . = 988 l. (448 k.)

PESOS.	FLECHAS.	FLECHAS permanentes	OBSERVACIONES.
Libras.	Pulgadas.	Pulgadas.	
988	0,17		{ La flecha, asi como el módulo de elasticidad, son mucho mayores en este experimento que en los anteriores.
2108	0,50	0,07	
3228	0,78	0,14	
3788	0,90	0,18	
4548	1,05	0,20	
4908	1,21	0,26	
5468	1,37	0,32	
6028	1,54	0,40	
6588	1,75	0,50	
7148			
Flecha estrema. }	1,76		



Si comparamos los dos últimos experimentos con los XIV y XIV a, observaremos que las proporciones de las planchas superiores y laterales son muy diferentes, pero en ambos casos, cuando el tubo se ha invertido, con el lado grueso arriba, se ha obtenido el doble ó poco menos de resistencia. De aquí se sigue que para obtener la sección de mayor resistencia de un tubo que se somete á una acción transversal, se ha de hacer el lado superior mucho mas grueso que el inferior.

Este hecho se ha establecido plenamente en cada uno de los experimentos subsiguientes, lo mismo que en los ya citados, porque el tubo cede constantemente á la compresión, á no ser que se refuerze el lado superior con planchas muy gruesas.

### Experimento XVI, (1.º de agosto de 1845.)

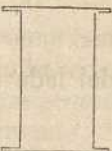
Tubo rectangular de 18 pies 6 pulgadas de largo, 18,25 pulgadas (46°, 50) de alto, 9,25 (25°, 50) pulgadas de ancho, y 17 pies 6 pulgadas entre los apoyos.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Espesor de} \\ \text{las planchas.} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{del lado superior. . . } \frac{1,540}{9} = 0^{\text{ps}}, 1490 \text{ (} 0^{\circ}, 3782) \\ \text{del lado inferior. . . } \frac{1,545}{5} = 0^{\text{ps}}, 2690 \text{ (} 0^{\circ}, 6852) \\ \text{de los lados verticales } \frac{0,950}{16} = 0^{\text{ps}}, 0594 \text{ (} 0^{\circ}, 1508) \end{array}$$

Peso del tubo. . . . . = 517 l. (144 k)

Peso del aparato. . . . . = 988 l. (488 k)



PESOS.	FLECHAS.	FLECHAS permanentes.	OBSERVACIONES.
Libras.	Pulgadas.	Pulgadas.	
988	0,15		 <p>Con este peso empezó á levantarse la plancha superior á 18 pulgadas de la suspension, despues de sostener el peso cerca de un minuto.</p>
2108	0,50		
3228	0,44	0,05	
4548	0,60	0,07	
5468	0,70	0,10	
6588	1,00	0,22	
6812	"	"	<p>6812</p>
Flecha extrema.	1,05		

Habiéndose aplastado el lado superior del tubo, se volvió lo de arriba abajo despues de reforzar la parte estropeada, y se repitió el experimento.

En la mayor parte de los casos la tendencia á la rotura era lenta y progresiva, propiedad que parece inherente á los tubos de palastro, especialmente cuando ceden á la compresion. Bajo la accion de una fuerza de esta clase, la alteracion nunca es instantánea como en el hierro fundido, sino que avanza gradualmente, y entre tanto se oye crujir al material algun tiempo antes de que el experimento concluya y la rotura tenga lugar.


**Experimento XVI. a,** (1.º de agosto de 1845.)

El tubo anterior invertido con el lado grueso hácia arriba.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Espesor de} \\ \text{las placas.} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{del lado superior. . . } \frac{1,545}{5} = 0,^{ps}2690 \text{ (0,}^{\circ}6852) \\ \text{del lado inferior. . . } \frac{1,540}{9} = 0,^{ps}1490 \text{ (0,}^{\circ}3782) \\ \text{de los lados verticales } \frac{0,950}{16} = 0,^{ps}0594 \text{ (0,}^{\circ}1508) \end{array}$$

Peso del tubo. . . . . = 317 l. (143<sup>k</sup>, 7)

Peso del aparato. . . . . = 988 (448 k)


PESOS.	FLECHAS.	FLECHAS permanentes.	OBSERVACIONES.
—	—	—	
Libras.	Pulgadas.	Pulgadas.	
988	0,08		 <p>* 2 de Agosto. El peso de 11 068 lib. se dejó en el tubo desde las tres y media de la tarde hasta las nueve y media de la mañana del día siguiente, en que la flecha aumentó desde 1,45 á 1,60.            † Se continuó el experimento despues de haber sostenido el peso 18 horas.            Con este peso se dobló el lado superior.</p>
2108	0,30		
5228	0,42	0,05	
4548	0,55	0,10	
5468	0,70	0,15	
6588	0,80	0,20	
7708	0,92	0,24	
8828	1,10	0,50	
9948	1,50	0,51	
10508	1,55	0,52	
11068 *	1,40	0,40	
11068 †	1,60	0,50	
11628	1,65	0,55	
12188	"	"	
Flecha estrema.	1,75	"	

El tubo se rompió con 12 188 l. (5 526 k), en dos juntas de la cabeza á 5 pies de la suspension. Esta rotura fué acompañada por un movimiento de las paredes de un lado hácia adentro, con

una tendencia igual en la otra , doblándose la plancha superior en las juntas en forma de S.

**Experimento XVI. b,** (20 de setiembre de 1845.)

Como el lado superior cedía aun á la compresion , se le clavó una plancha mas fuerte , y con el objeto de hacer que la base cediese á la traccion , se robó una plancha mas gruesa sobre la junta por la cara inferior , y se repitió el experimento. Distancia entre los apoyos , como antes , 17 pies , 6 pulgadas , peso del aparato , 960 libras (455,<sup>k</sup>5).

PESOS.	FLECHAS.	FLECHAS permanentes.	OBSERVACIONES.
Libras.	Pulgadas.	Pulgadas.	
960			
2697	0,09		
4426	0,16		
6175	0,25		
7859	0,54		
9555	0,42		
11262	0,60	0,07	
12107	0,65	0,14	
12990	0,72	0,15	
15867	"	"	
Flecha extrema.	0,76	"	

La gran fuerza que se ha dejado ver en el último experimento por la adición de cierta cantidad de material en el lado superior del tubo , dió márgen á estender mas los experimentos , con algunas ligeras modificaciones de forma á fin de hacer mas concluyente el hecho que la prueba anterior habia indicado.


Con este motivo se construyó y sometió á los experimentos una viga hueca de 25 pies (7,<sup>m</sup>62) de largo y 15 pulgadas (38<sup>o</sup>,1) de alto , y las demas dimensiones como siguen.

**Experimento XVII** (2 de agosto de 1845).

Tubo ó viga rectangular, de 25 pies 1  $\frac{1}{4}$  pulgadas (7<sup>m</sup>,652) de largo, 15 pulgadas (58<sup>c</sup>,1) de alto, 2  $\frac{1}{4}$  pulgadas (5<sup>c</sup>,7) de ancho, y 24 pies (7<sup>m</sup>,31) de distancia entre los apoyos.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Espesor} \\ \text{de las} \\ \text{planchas} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{del lado superior. . . } \frac{1,500}{5} = 0^{\text{pg}},260 \text{ (0}^{\text{c}},6604) \\ \text{del lado inferior. . . } \frac{1,500}{5} = 0^{\text{pg}},260 \text{ (0}^{\text{c}},6604) \\ \text{de los lados verticales } \frac{1,180}{9} = 0^{\text{pg}},131 \text{ (0}^{\text{c}},3350) \end{array}$$


Peso del tubo. . . . . = 788 l. (357<sup>k</sup>,5)  
 Peso del aparato. . . . . = 800 l. (362<sup>k</sup>,7)

PESOS.	FLECHAS.	FLECHAS permanentes	OBSERVACIONES.
Libras.	Pulgadas.	Pulgadas.	
800	0,07		La elasticidad se conservó casi perfecta hasta 8 640 libras. <div style="text-align: center; margin: 10px 0;">  </div>
1920	0,20		
5040	0,35		
4160	0,50		
5280	0,60		
6400	0,70		
7520	0,85		
8640	0,95	0,07	
9760	1,20	0,15	
10880	1,35	0,20	
12000	1,50	0,25	
15120	"	"	Se rompió desgarrándose la plancha continua del lado inferior á 7 pulgadas de la suspension, al tiempo de colocar el peso.
Flecha extrema. }	1,615	"	

Habiéndose descubierto un defecto de union ó forjado en la plancha que se rompió, se clavó sobre la grieta otra mas fuerte de 14 pulgadas (35<sup>c</sup>,6) de largo y  $\frac{1}{4}$  de pulgada (0<sup>e</sup>,63) de grueso, y se repitió el experimento.

**Experimento XVII a** (4 de agosto de 1845).

El mismo tubo rectangular que antes.

PESOS.	FLECHAS.	FLECHAS permanentes.	OBSERVACIONES.
Libras.	Pulgadas.	Pulgadas.	
5280	0,65	0,08	
6460	0,77	0,15	
7520	0,90	0,18	
8640	1,05	0,25	
9760	1,20	0,30	
10880	1,31	0,21	
12000	1,46	0,21	
13120	1,60	0,21	
14240	1,75	0,60	
14800	2,11	0,62	
15360	2,17	0,62	
15920	2,28	0,68	
16480	2,36	0,74	
17040	2,38	0,80	
17600	»	»	
Flecha extrema.	{ 2,66	»	Con este peso se rompió por compresion la plancha superior.


Como esta forma de viga aparecía con una resistencia considerable, pareció conveniente probar aun su fuerza dejando el peso de 14 240 libras suspendido por la noche. Se hizo esto durante catorce horas, y despues se quitó la carga. En este espacio

la flecha aumentó de 1<sup>ps</sup>.75 á 2<sup>ps</sup>.00, ó sea 0<sup>ps</sup>.25, y la pérdida de elasticidad fué de 0,60—0,50=0,50.

En los dos últimos experimentos la viga habria sufrido mucho por lo fuerte de las tensiones á que se había sometido, y se creyó que la tendencia anómala que había manifestado á doblarse siempre se evitaria invirtiéndola con el lado mas ancho hácia arriba. Esto se hizo despues de reforzar la parte estropeada, elevando sobre ella una fuerte plancha de 19 pulgadas (48°,5) de largo, repitiendo el experimento como sigue :

### Experimento XVII. b, (5 de agosto de 1845.)

El mismo tubo rectangular que antes invertido, con el lado estrecho hácia abajo.

PESOS. — Libras.	FLECHAS. — Pulgadas.	FLECHAS permanentes. — Pulgadas.	OBSERVACIONES.
9760	1,40	0,58	Tanto las flechas totales como las permanentes deben añadirse y restarse respectivamente á los números 1,40 y 0,50.  
10880	1,65	0,50	
12000	1,85	0,59	
13120	2,05	0,69	
14240	2,30	0,84	
15560	2,49	0,97	
15920	„	„	Se rompió por estension al colocar el peso, desgarrándose la plancha inferior á 6 pulgadas del centro de la suspension.
Flecha extrema.	2,58		

Se esperaba, y sucedió en efecto, que por haber colocado el lado mas ancho arriba, el tubo cederia á la extension; pero la

plancha se rompió por los roblones de una junta, á alguna distancia del medio. Esta junta, sin embargo, habia sido fuertemente estirada en el experimento anterior, lo que debía facilitar su rotura con un peso comparativamente menor.

**Experimento XXV** (20 de setiembre de 1845).

Habiendo probado la fuerza de las vigas de mayor dimension de diferentes maneras, se trató de hacer lo mismo con una pequeña, lo que fué como sigue:

Viga rectangular de 12 pies ( $3^m,66$ ) de largo, 8 pulgs. ( $20^c,5$ ) de alto, 1 pulgada ( $2^c,5$ ) de ancho y 11 pies ( $3^m,55$ ) de distancia entre los apoyos.

Espesor de las planchas.	}	del lado superior. . .	$\frac{1,41}{5} = 0^{pg},282$	$(0^c,535)$
		del lado inferior. . .	$\frac{1,16}{6} = 0^{pg},116$	$(0^c,295)$
		de los lados verticales	$\frac{1,01}{15} = 0^{pg},067$	$(0^c,171)$

Peso del tubo. . . . . = 125 l. ( $56^k,7$ )

Peso del aparato. . . . . = 950 l. ( $421^k,7$ )

PESOS.	FLECHAS.	FLECHAS permanentes.	OBSERVACIONES.
Libras.	Pulgadas.	Pulgadas.	
950	0,06		<p>Quando se colocó la carga de 9974 l., los extremos cedieron sobre los apoyos por la estrema delgadez de las planchas; pero se colocaron dos piezas de madera dura entre los dos lados verticales, que los enderezaron é impidieron que se torciesen.</p>
1780	0,11		
2630	0,16		
3516	0,21		
4382	0,26		
5214	0,32		
6105	0,37	0,010	
6543	0,41	0,012	
6996	0,44	0,035	
7433	0,47	0,040	
7861	0,51	0,050	
8273	0,54	0,058	
8695	0,58	0,075	
9107	0,62	0,097	
9545	0,67	0,118	
9974	0,74	0,150	<p>La plancha superior se dobló con este peso á 4 pulgadas de la suspension. Hallando que la parte superior era la mas débil, se invirtió y se colocó un peso de 6115 para enderezar la parte deformada.</p>
10386	0,87	0,243	
10827	1,06	0,525	
11254	"	"	
La viga invertida.			<p>Con este peso se levantó la plancha superior.</p>
6115	0,51	0,10	
6549	0,60	0,15	
6978	0,74	0,25	
7146	"	"	
Flecha extrema.	0,75		



Esta viga, aunque sumamente ligera por los lados, con un grueso regular en la cabeza superior, cedió por compresion. Su resistencia era muy considerable, teniendo el lado mas grueso hácia arriba, y como esta parte hubiera tenido un poco mas de material, habria sostenido hasta 12 500 libras. En el trascurso de este experimento tuve frecuentes conferencias con Mr. Stephenson, y habiéndole referido de cuando en cuando los resultados que obtenia y el juicio que formaba de ellos, opinó que seria de desear que se tuviera un tubo de forma completamente distinta, con el objeto de poner, si fuese posible, la parte superior lo mismo que la cabeza inferior del tubo en estado de tension. Este pensamiento tenia por objeto evitar la irregularidad de las arrugas, y prevenir en cuanto fuera posible la tendencia á doblarse, que siempre se verifica mas ó menos en las hojas de hierro laminadas (\*).

Otro objeto se proponia, cual era aumentar en el medio del tubo la resistencia que necesitaba para sostener su propio peso, estendiendo su longitud mas allá de los apoyos hasta una distancia igual á la mitad de la luz por cada lado. Este peso adicional, estendido sobre ambos apoyos, habia de servir de contrapeso, siendo el borde del apoyo el punto de giro para toda la parte de tubo comprendida hasta el medio) y habia de ayudar tambien á sostener la carga durante el paso de un tren por el tubo. Por estos motivos se hizo el tubo de la forma que se ve en la lámina XIII, fig. 18 de la obra citada, (pag. 100)

---

(\*) Es casi imposible cilindrar láminas en que todas las partes estén igualmente estiradas. Casi todas las planchas tienen mas ó menos alguna inflexion y requiere mucha habilidad estirar aquellas partes en que la tension es mayor y hallar el punto de que depende la inflexion. Una gran parte de la desigualdad de la tension interior al hacer las hojas consiste probablemente en lo desigual de la contraccion en el enfriamiento, y en la diferencia de temperatura de los lingotes que se cilindran.


**Experimento XVIII. a.** (5 de agosto de 1845).

Tubo rectangular de 37 pies 8 pulgs. (11,<sup>m</sup>51) de largo, 15,25 pulgs. (33,<sup>c</sup>7) de alto en el medio, 7½ pulgs. (19,<sup>c</sup>0) de ancho, con la parte superior levantada hasta 17,25 pulgs. (43,<sup>c</sup>8) y 18 pies (5,<sup>m</sup>49) entre los apoyos. El ancho en las cabezas superior é inferior, como en la figura que sigue.

Espesor de las planchas	}	superiores. . . . .	$\frac{1,140}{8} = 0,^{pg}1425$ (0, <sup>c</sup> 3619)
		inferiores. . . . .	$\frac{1,140}{8} = 0,^{pg}1425$ (0, <sup>c</sup> 3619)
		laterales. . . . .	$\frac{1,240}{11} = 0,^{pg}1127$ (0, <sup>c</sup> 2865)

Peso del tubo. . . . . = 640 l. (290,<sup>k</sup>)

Peso del aparato. . . . . = 800 l. (365,<sup>k</sup>)

PESOS.	FLECHAS.	FLECHAS. permanent.	OBSERVACIONES.
— Libras.	— Pulgadas.	— Pulgadas.	
800	0,09	»	
1920	0,20	0,02	
3040	0,32	0,05	
4160	0,45	0,09	
5280	0,59	0,16	
6400	0,71	0,19	
7520	0,84	0,22	
8640	0,99	0,27	
9760	1,18	0,32	
10880	»	»	
Flecha estrema. }	1,51		Con este peso, la plancha superior se abolló á 1 pie y 6 pulgadas del aparato.

Despues que el lado superior hubo cedido á la compresion se quitaron los pesos, y quitados tambien los soportes, se hizo sostener el tubo por dos barras que le atravesaban perpendicularmente, y se volvieron á cargar los pesos.

Esta nueva carga no produjo diferencia en la direccion de las fuerzas, pues la plancha superior tambien estaba comprimida y se levantó mucho mas que antes, y los lados se torcieron mas, de modo que casi llegaron á unirse en diagonal por ambos lados del aparato. Es probable que en este experimento hubiese algun esfuerzo de traccion sobre la línea mas alta de la parte superior, pues el extremo del tubo se elevaba con alguna fuerza cuando los pesos aumentaban. Esta elevacion del extremo del tubo girando al rededor del punto de apoyo fué mas visible cuando se hubo colocado todo el peso de 10 800 libras (4933k.); pero no apareció alteracion en las condiciones de la parte intermedia, que se levantó por compresion y siguió la misma ley que si hubiese sido una viga sencilla.

Estas observaciones indicaban una tendencia de los dos extremos, prolongados entonces en la mitad de la distancia entre apoyos, á obrar como contrapesos, y no solo para cambiar la direccion de los esfuerzos en la parte superior, sino para levantar tambien la inferior, que á no ser así hubiera sufrido toda la carga. De esto se infiere que el tubo en su verdadera magnitud se hubiera aliviado mucho prolongandolo por cada lado de los estribos, como en el puente de Britannia, hasta igualar la mitad de la luz.

Para ilustrar mas estos hechos, la parte deteriorada del tubo se reparó roblando una plancha adicional del mismo grueso á la de la parte superior en el sitio de la averia, y se repitieron los experimentos.

**Experimento XVIII.** (repetido el 10 de agosto de 1845)

El mismo tubo rectangular que antes.

Espesor de las planchas	{	superiores. . . . .	= 0, <sup>ps</sup> 2850 (0, <sup>c</sup> 7259)
		inferiores. . . . .	= 0, <sup>ps</sup> 1425 (0, <sup>c</sup> 3619)
		laterales. . . . .	= 0, <sup>ps</sup> 1127 (0, <sup>c</sup> 2865)
Distancia entre los apoyos. . . . .			= 18 <sup>p</sup> (5, <sup>m</sup> 49)

PESOS.	FLECHAS.	FLECHAS permanent.	OBSERVACIONES.
Libras.	Pulgadas.	Pulgadas.	
7520	0,68	•	Con este peso los lados se arrugaron ligeramente, indicando una tendencia á levantar la plancha superior.
8640	0,84	0,04	
9760	0,99	0,10	
10880	1,15	0,16	
12000	1,51	0,25	
12560	1,40	0,32	Cedió como antes por compresion, doblándose la placa superior á 13 pulgadas del aparato.
13120	1,64	0,42	
13680	•	•	
Flecha extrema.	1,71		

Estudiando los dos últimos experimentos se ve claramente que no se ha obtenido un grande aumento de fuerza doblando el espesor de la plancha superior; aunque esto se podría explicar por la circunstancia de estar dichas planchas debajo de la línea de compresion en lugar de estar encima. En cualquier clase de viga hecha de hierro forjado, y probablemente de cualquier otro material, el lado superior debería elevarse mucho sobre la línea de

la flexion final; habria de estar siempre por encima, pero nunca por debajo de la línea horizontal de compresion.

Otra causa de la rotura de este tubo con un peso pequeño comparativamente con lo que hacía presumir el aumento del espesor de la plancha superior, puede señalarse en el grande daño que sufrió dicha plancha en las pruebas anteriores. De aquí se siguió el que se abollasen estas planchas mucho antes que si hubiesen estado intactas y la línea de las fuerzas cambiada. Los experimentos sobre esta forma de tubos son acaso los mas interesantes, por cuanto muestran ciertos defectos que deben evitarse en vigas de esta clase.

Si las partes prolongadas mas allá de los apoyos han de obrar como contrapesos de la carga intermedia, se hace necesario dar á la viga una textura y fuerza uniformes con una ligera curvatura en el lado superior de cerca de  $\frac{1}{10}$  de la altura. Con estas precauciones aumentará mucho la resistencia y bajo la accion de esfuerzos considerables seguirá la misma ley respecto de la extension y la compresion que una viga de forma sencilla.

En el curso del experimento XXII, cuando el tubo elíptico, despues de reforzado con un ala celular de hierro roblada á lo largo de la cabeza, se halló falto de resistencia al aplastamiento, se imaginó que podía introducirse otro sistema de construccion que diese fuerza y rigidez á aquella parte. Con este objeto proyecté é hice construir un tubo con la cabeza ondulada, formando dos cavidades en toda la longitud, segun se vé en la figura que sigue.

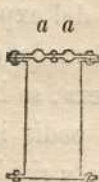
### **Experimento XXIX.** (14 de octubre de 1845.)

Tubo rectangular, con la cabeza superior ondulada, de 19 pies 8 pulgadas, ( $6^m, 02$ ) de largo, 15,4 pulgadas ( $39^c, 1$ ) de al-

to, 7,75 pulgadas (19<sup>c</sup>,7) de ancho y 19 pies (5<sup>m</sup>,79) entre los apoyos.

Espesor de las planchas	superiores. . . . .	$\frac{0,25}{2} = 0,125$ (0,°292) cada una
	inferiores. . . . .	$= 0,180$ (0,°457)
	laterales. . . . .	$= 0,070$ (0,°178)
Peso del tubo. . . . .		$= 500$ libras (227 k.)
Peso del aparato. . . . .		$= 998$ (448 k.)

Los tubos *a a* tenían 1,°65 (4,°2) de diámetro,

PESOS.	FLECHAS.	FLECHAS permanentes.	OBSERVACIONES.
Libras.	Pulgadas.	Pulgadas.	
988	0,035	»	 <p>Con este peso la flecha aumentó 0,02 en 3 minuts.</p>
2736	0,110	»	
4468	0,190	»	
6215	0,270	»	
7924	0,340	0,020	
9656	0,424	0,050	
11354	0,525	0,062	
15041	0,640	0,095	
14751	0,755	0,125	
16490	0,870	0,186	
18205	1,070	0,276	
19065	1,155	»	
19918	1,270	0,400	
20764	1,425	»	
21629	1,520	0,590	
22469	»	»	
Flecha extrema.	1,590	»	Se rompió separándose la plancha lateral de la superior á dos pies del aparato.

Un poco antes de separarse los lados de la cabeza por los rollos, esta parte empezó á tomar por un lado un aspecto algo ondulado, procedente de lo débil de la placa que cedió cerca del aparato. No fué esta, sin embargo, la única parte que sufrió avería; pues el lado opuesto se separó de la plancha inferior, mostrando al mismo tiempo la inminente proximidad de la rotura por las dos partes superior é inferior. Estas partes muestran formas debida y perfectamente proporcionadas en las dos cabezas, que en este caso estaban calculadas para resistir, en cuanto es posible, las fuerzas que han de actuar en ellas.

Otra propiedad de grande importancia en esta especie de viga es su marcha gradual á la rotura. Respecto de esto es completamente al revés que en el hierro fundido y otras sustancias cristalinas, pues por su naturaleza fibrosa y mayor ductilidad, previene con tiempo antes de que tenga lugar la rotura. Esta propiedad se notó en muchos otros experimentos anteriores, pero en este se hizo mas notable cuando se colocó toda la carga de 22 469 libras (10198.) Con este peso pasaron mas de tres minutos antes de terminar el experimento y que se inutilizase el tubo.

### **Experimento XXX.** (10 de octubre de 1845.)

Viga de hierro maleable de la forma que sigue, de 11 pies 7 pulgadas ( $3,^m 53$ ) de largo, y 11 pies ( $3,^m 35$ ) entre los apoyos.


Dimensiones en  $a = 1,^{pg} 000 \times 2 \frac{1}{2}$ , pg.

$b = 0,^{pg} 525 \times 7$  pg.

$c = 0,^{pg} 380 \times 4$  pg.

Peso de la viga. . = 227 l. (103 k.)

Peso del aparato. . = 885 l. (401 k.)

PESOS.	FLECHAS.	FLECHAS permanent.	OBSERVACIONES.
Libras.	Pulgadas.	Pulgadas.	
885	0,04		
2581	0,12		
4317	0,20		
6050	0,26		
7743	0,35		
9493	0,46		
11253	0,60	0,09	
12955	»	»	
Flecha extrema.	0,69		

### Experimento XXXI, (10 de octubre de 1845)

Viga de hierro maleable de la forma adjunta, de 10 pies 8 pulg. (3,<sup>m</sup>25) de largo y 10 pies (3,<sup>m</sup>05) entre los apoyos.

Dimensiones en  $a = 1,000 \times 2 \frac{3}{4}$  pulg.


$b = 0,550 \times 8$  pulg.

$c = 0,440 \times 4,30$  pulg.

Peso de la viga. . . = 247 l. (112 k.)

Peso del aparato. . . = 885 l. (401 k.)



PESOS.	FLECHAS.	FLECHAS. permanent.	OBSERVACIONES.
—	—	—	
Libras.	Pulgadas.	Pulgadas.	
885	"	"	
2651	0,04	"	
4358	0,12	"	
6098	0,15	"	
7827	0,19	"	
9585	0,21	"	
11278	0,26	"	
12980	0,50	0,03	
14693	0,55	0,03	
16575	0,45	0,09	
18115	0,68	0,26	
18962	"	"	Con este peso, la viga se torció y se inter- rumpió el experimento.
Flecha estrema	0,71		

En ambos experimentos las vigas cedieron á la flexion lateral, mostrando cierto defecto de forma, resultado de la falta de resistencia lateral y de anchura en las dos cabezas.

**Experimento XXXII.** (10 de octubre de 1845.)


Viga de hierro maleable de la misma forma que la anterior de 10 pies 7 pulgadas (3.<sup>m</sup> 25) de largo, y 10 pies (3.<sup>m</sup> 05) entre los apoyos.

Dimensiones en  $a = 1,000 \times 2,75$  pulgadas.

"  $b = 0,580 \times 8$

"  $c = 0,420 \times 4,50$

Peso de la viga = 276 libras (125 k.)

PESOS.	FLECHAS.	FLECHAS permanent.	OBSERVACIONES.
—	—	—	
Libras.	Pulgadas.	Pulgadas.	
885	0,020	»	
2606	0,050	»	
4364	0,090	»	
6105	0,110	»	
7835	0,140	»	
9559	0,165	0,05	
11257	0,195	0,05	
12999	0,220	0,04	
14728	0,250	»	
16407	0,250	»	
18108	0,290	»	Con este peso la flecha aumentó 0,025 en 4 minutos, 0,10 en los 4 minutos siguientes, y en los otros 4 llegó á 0,34.
19859	0,370	»	
21553	0,475	»	Se dobló lateralmente unas 2,65 pulgadas, y se terminó el experimento.
22387	0,590	»	
23046	»	»	
Flecha extrema.	0,600		

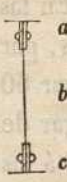
Esta fué la última prueba que se hizo con vigas macizas, que fueron claramente muy inferiores á las huecas rectangulares.

Los experimentos precedentes se concluyeron el 14 de octubre de 1845, y desde entonces hasta el principio de julio siguiente poco ó nada se hizo. Una relacion abreviada, que contenía un resumen de los resultados de los experimentos, se leyó á los directores de la compañía del ferro-carril de Chester á Holyhead. Esta relacion se ha hecho pública, y por lo satisfactorio de los resultados que se mencionaban, y en particular de los que se obtuvieron con el tubo de cabeza ondulada, los directores se decidieron, de acuerdo con el parecer de Mr. Stephenson, por esta

forma de puente con preferencia á las demas de carácter menos práctico. Sin embargo, se consideró necesario hacer otros experimentos en mayor escala, con el objeto de determinar la forma y proporciones de los tubos. Con este fin se construyó un modelo enteramente nuevo del tubo, de un sexto del puente de Britannia en todas sus dimensiones, y arreglado el aparato, se continuaron los experimentos como antes.

He sacado los extractos anteriores de los experimentos hechos para determinar la forma y resistencia de los puentes tubulares de Britannia y de Conway. Como estos experimentos fueron los primeros que se han hecho sobre las vigas de hierro maleable y eran de la mas alta importancia considerando la estensa aplicacion de este material á la construccion de edificios, no dejará de ser útil su insercion en esta obra si dirigen la atencion de los individuos mas jóvenes de la profesion hácia el estudio de una distribucion conveniente y económica de un material de tanta utilidad.

Luego que se hubieron hecho los experimentos anteriores, se emprendieron otros de igual interés y que tocaban mas directamente el objeto de las vigas para suelos. Estos experimentos se hicieron con vigas de la forma siguiente.

	<p>Dimensiones en <math>a = 5 \frac{1}{2} \times \frac{1}{2}</math> pulgadas, en escuadra.</p> <p>                  "          <math>b = 0,37 \times 16</math> pulgadas.</p> <p>                  "          <math>c = 5 \frac{1}{2} \times \frac{1}{2}</math> pulgadas, en escuadra.</p> <p>Peso de la viga = 1580 libras (627 k.)</p> <p>Distancia entre los apoyos = 24 pies (7,<sup>m</sup> 32)</p> <p>Altura de la viga = 16 pulgadas (40,<sup>o</sup> 6)</p>
--	--

Esta viga se cargó gradualmente en el medio con pesos de una tonelada hasta que tuvo  $14 \frac{1}{2}$ , con la que hubo una flecha de 1,6 pulgadas. Al continuar añadiendo pesos se presentó una considerable flexion lateral, que obligó á terminar el experimento. Todas las vigas de hierro dulce de esta forma, sean de una ó de varias piezas, son defectuosas en su resistencia lateral, y no

solo requieren una exacta proporcion respecto de las dimensiones de las dos cabezas, sino que necesitan tambien algo que les dé rigidéz lateralmente para impedir una deformacion en este sentido que se presenta muchas veces antes de que la viga haya llegado á su límite de resistencia.

Debe observarse que la viga citada tenia iguales sus dos cabezas, mientras que la superior debia haber sido casi doble que la inferior, para igualar las resistencias á la accion transversal: si hubiera sido así, y se hubiese dispuesto algun refuerzo para prevenir la desviacion lateral, la viga hubiera llevado mas de 31 toneladas, porque tenemos por la fórmula conocida,

$$P = \frac{s a c}{l} = \frac{7 \times 16 \times 8}{288} = 31 \text{ toneladas.}$$

En el caso presente la viga se torció con la mitad de este peso, parte por lo débil de la cabeza superior, parte por la falta de rigidéz lateral. No será necesario recordar todos los demas experimentos, pues en la mayor parte de ellos las vigas cedieron por los lados por la ductilidad del material y la facilidad con que cede perpendicularmente á la carga cuando no están mantenidas por codales, suelos ó roscas de bóvedas en esta direccion. En las circunstancias ordinarias no se pueden aplicar estos sostenes, por lo que será mas seguro y conforme con los experimentos tomar 60 para el valor de la constante en la fórmula comun, en lugar de 80 (\*) que es el que se aplica á las vigas de forma tubular ó á las de forma laminar reforzadas en sentido lateral. Adoptando este número, y suponiendo que las vigas están exactamente proporcionadas en las áreas de sus respectivas escuadras ó cabezas, siendo la cabeza superior doble de la inferior, tendremos para la viga

(\*) 0.75 para la viga laminar, como se indica en la fórmula, pág. 95.

á la seccion de una pulgada cuadrada.

Resistencia al choque de las barras de 4 p. 6 pg.	COLOR.	CALIDAD.
992	Blanco agrisado.	Dura.
589	Blanco.	.
549	.	.
710	Blanco agrisado.	.
751	Gris claro.	Bastante dura.
807	Gris oscuro.	Dura.
889	Gris oscuro.	Blanda.
872	Gris azulado.	.
765	Gris oscuro.	Dura.
718	Gris.	Blanda.
729	Gris oscuro.	Dura.
855	Gris oscuro.	Blanda.
721	Gris.	Bastante dura.
815	Gris claro.	.
791	.	Rígida.
822	Gris oscuro.	Bastante blanda.
650	Gris azulado.	Dura.
886	Gris oscuro.	Bastante blanda.
770	Gris brillante.	Fluida.
777	Gris claro.	Blanda.
747	Gris brillante.	Dura.
553	Gris claro.	.
998	.	Blanda.
798	Gris oscuro.	Bastante dura.
841	Gris claro.	Floja.
629	Gris oscuro.	Blanda.
593	Gris.	.
674	Gris oscuro.	Bastante blanda.
850	Gris azulado.	Fluida.
727	Gris.	Blanda.
816	Azul oscuro.	Bastante blanda.
625	Gris claro.	Bastante dura.
585	Gris.	.
721	Gris oscuro.	Blanda.
699	Gris claro.	.
511	.	Bastante dura.
570	Gris oscuro.	Blanda.
554	Gris claro.	.
618	Gris azulado.	.
992	Gris.	.
621	.	Dura.
716	Gris blanquecino.	Bastante blanda.
530	Gris.	Dura.
656	Gris azulado.	Blanda.
494	Gris oscuro.	.
771	Gris brillante.	.
600	Gris.	.
709	Gris azulado.	.
742	.	.
552	Gris.	Blanda y fluida.
517	Gris claro.	Bastante blanda.

## Resúmen general

de los resultados de los experimentos hechos con barras rectangulares de hierro fundido, reduciendo cada una á la seccion de una pulgada cuadrada.

Número de los hierros por orden de resistencia.	NOMBRE DEL HIERRO.	Número de experimentos hechos con cada uno.	Peso específico.	Módulo de elasticidad en libras, por pulgada cuadrada.	Peso de rotura en libras, de las barras de 4 p. 6 pg. de luz.	Peso de rotura en libras de las barras de 2 p. 3 pg. reducidas a 4 p. 6 pg. de luz.	Peso medio de rotura en libras. (R.)	Flecha estrema de las barras de 4 p. 6 pg. de luz en pulgadas.	Resistencia al choque de las barras de 4 p. 6 pg.	COLOR.	CALIDAD.
1	Ponkey, núm. 3, a. f.	4	7,122	17 211 000	567	595	581	1,747	992	Blanco agrisado.	Dura.
2	Devon, núm. 3, a. c.*	2	7,251	22 475 650	557	.	557	1,090	589	Blanco.	.
3	Oldberry, núm. 3, a. c.	5	7,500	22 735 400	543	537	530	1,005	549	.	.
4	Carron, núm. 3, a. c.*	2	7,056	17 875 400	520	524	527	1,365	710	Blanco agrisado.	.
5	Eglinton, núm. 4, con coke purificado.†	6	.	.	515	.	515	1,460	751	Gris claro.	Bastante dura.
6	Beaufort, núm. 3, a. c.	5	7,069	16 802 000	505	529	517	1,599	807	Gris oscuro.	Dura.
7	Butterley.	4	7,038	15 379 500	489	515	502	1,845	889	Gris oscuro.	Blanda.
8	Bute, núm. 1, a. f.	4	7,066	15 163 000	495	487	491	1,764	872	Gris azulado.	.
9	Wind Mill End, núm. 2, a. f.	4	7,071	16 490 000	485	495	489	1,531	765	Gris oscuro.	Dura.
10	Old Park, núm. 2, a. f.	5	7,049	14 607 000	441	529	485	1,621	718	Gris.	Blanda.
11	Beaufort, núm. 2, a. c.	4	7,108	16 201 000	478	470	474	1,512	729	Gris oscuro.	Dura.
12	Low Moor, núm. 2, a. f.	4	7,055	14 569 500	462	483	472	1,852	855	Gris oscuro.	Blanda.
13	Buffery, núm. 1, a. f.*	5	7,079	15 381 200	465	.	465	1,550	721	Gris.	Bastante dura.
14	Brimbo, núm. 2, a. f.	5	7,017	14 911 666	466	455	459	1,748	815	Gris claro.	.
15	Apedale, núm. 2, a. c.	3	7,017	14 852 000	457	455	456	1,730	791	.	Rígida.
16	Oldberry núm. 2, a. f.	4	7,059	14 307 500	455	457	455	1,811	822	Gris oscuro.	Bastante blanda.
17	Pentwyn, núm. 2.	4	7,058	15 193 000	438	473	455	1,484	650	Gris azulado.	Dura.
18	Maesteg, núm. 2.	5	7,038	15 959 500	455	455	454	1,957	886	Gris oscuro.	Bastante blanda.
19	Muirkirk, núm. 1, a. f.*	4	7,113	14 003 550	445	464	455	1,754	770	Gris brillante.	Fluida.
20	Adelphi, núm. 2, a. f.	5	7,080	15 815 500	441	457	449	1,759	777	Gris claro.	Blanda.
21	Blaina, núm. 3, a. f.	5	7,159	14 281 466	455	464	448	1,726	747	Gris brillante.	Dura.
22	Devon, núm. 3, a. f.	4	7,285	22 907 700	448	.	448	790	553	Gris claro.	.
23	Gartsherrie, núm. 3, a. c.	5	7,017	13 894 000	427	467	447	1,557	998	.	Blanda.
24	Eglinton, núm. 4, con coke comun.	6	.	.	427	.	427	1,870	798	Gris oscuro.	Bastante dura.
25	Frood, núm. 2, a. f.	5	7,051	15 112 666	460	454	447	1,925	841	Gris claro.	Floja.
26	Lane End, núm. 2.	5	7,028	15 787 666	444	.	444	1,414	629	Gris oscuro.	Blanda.
27	Carron, núm. 3, a. f.	5	7,094	16 146 966	444	445	445	1,536	593	Gris.	.
28	Dundyvan núm. 3, a. f.	4	7,037	16 534 000	156	450	443	1,469	674	Gris oscuro.	Bastante blanda.
29	Maesteg (marcado de rojo).	5	7,058	13 971 500	440	444	442	1,887	830	Gris azulado.	Fluida.
30	Corbyns Hall, núm. 2.	5	7,007	15 845 866	450	454	442	1,687	727	Gris.	Blanda.
31	Pontypool, núm. 2.	5	7,080	15 136 500	439	441	440	1,857	816	Azul oscuro.	Bastante blanda.
32	Walbrook, núm. 3.	5	6,979	15 594 766	452	449	440	1,443	625	Gris claro.	Bastante dura.
33	Milton, núm. 3, a. c.	4	7,051	15 852 500	427	449	438	1,568	585	Gris.	.
34	Buffery, núm. 1, a. c.*	5	6,998	13 750 500	456	.	456	1,640	721	Gris oscuro.	Blanda.
35	Level, núm. 1, a. c.	5	7,080	15 442 500	461	403	452	1,516	699	Gris claro.	.
36	Pant, núm. 2.	5	6,975	15 280 900	408	455	451	1,251	511	.	Bastante dura.
37	Level, núm. 2, a. c.	6	7,031	15 241 000	419	459	429	1,358	570	Gris oscuro.	Blanda.
38	W. S. S. núm. 2.	5	7,041	14 953 333	113	446	429	1,539	554	Gris claro.	.
39	Eagle Foundry, núm. 2, a. c.	4	7,038	14 211 000	408	446	427	1,512	618	Gris azulado.	.
40	Elsicar, núm. 2, a. f.	4	6,928	12 586 500	446	408	427	2,224	992	Gris.	.
41	Varteg, núm. 2, a. c.	4	7,007	15 012 000	422	450	426	1,450	621	.	Dura.
42	Coltham, núm. 1, a. c.	5	7,128	15 510 066	464	385	424	1,532	716	Gris blanquecino.	Bastante blanda.
43	Carroll, núm. 2, a. f.	4	7,069	17 036 000	450	408	419	1,251	530	Gris.	Dura.
44	Muirkirk, núm. 1, a. c.*	4	6,953	15 294 400	417	.	418	1,570	656	Gris azulado.	Blanda.
45	Brierley, núm. 2.	5	7,185	16 156 113	406	.	418	1,222	494	Gris oscuro.	.
46	Coedtalon, núm. 2, a. c.*	4	6,969	14 222 500	409	424	416	1,382	771	Gris brillante.	.
47	Coedtalon, núm. 2, a. f.*	5	6,955	14 504 000	403	418	413	1,470	600	Gris.	.
48	Monkland, núm. 2, a. c.	5	6,916	12 259 500	402	404	403	1,762	709	Gris azulado.	.
49	Ley's Work, núm. 1, a. c.	5	6,957	11 539 333	392	.	392	1,890	742	.	.
50	Milton, núm. 1, a. c.	4	6,976	11 974 500	553	386	569	1,525	532	Gris.	Blanda y fluida.
51	Plaskynaston, núm. 2, a. c.	5	6,916	13 341 633	578	337	337	1,366	517	Gris claro.	Bastante blanda.

† Este hierro se fundió en el crisol con coke completamente libre de azufre, por el procedimiento de Mr. Calvert.

Número de la lista de los rascijos de los documentos hechos con esta pluma	NOMBRE DEL NINERO	Número de la lista de los rascijos de los documentos hechos con esta pluma
1	Boletín, año 2.º 1.º	1
2	Boletín, año 2.º 2.º	2
3	Boletín, año 2.º 3.º	3
4	Boletín, año 2.º 4.º	4
5	Boletín, año 2.º 5.º	5
6	Boletín, año 2.º 6.º	6
7	Boletín, año 2.º 7.º	7
8	Boletín, año 2.º 8.º	8
9	Boletín, año 2.º 9.º	9
10	Boletín, año 2.º 10.º	10
11	Boletín, año 2.º 11.º	11
12	Boletín, año 2.º 12.º	12
13	Boletín, año 2.º 13.º	13
14	Boletín, año 2.º 14.º	14
15	Boletín, año 2.º 15.º	15
16	Boletín, año 2.º 16.º	16
17	Boletín, año 2.º 17.º	17
18	Boletín, año 2.º 18.º	18
19	Boletín, año 2.º 19.º	19
20	Boletín, año 2.º 20.º	20
21	Boletín, año 2.º 21.º	21
22	Boletín, año 2.º 22.º	22
23	Boletín, año 2.º 23.º	23
24	Boletín, año 2.º 24.º	24
25	Boletín, año 2.º 25.º	25
26	Boletín, año 2.º 26.º	26
27	Boletín, año 2.º 27.º	27
28	Boletín, año 2.º 28.º	28
29	Boletín, año 2.º 29.º	29
30	Boletín, año 2.º 30.º	30
31	Boletín, año 2.º 31.º	31
32	Boletín, año 2.º 32.º	32
33	Boletín, año 2.º 33.º	33
34	Boletín, año 2.º 34.º	34
35	Boletín, año 2.º 35.º	35
36	Boletín, año 2.º 36.º	36
37	Boletín, año 2.º 37.º	37
38	Boletín, año 2.º 38.º	38
39	Boletín, año 2.º 39.º	39
40	Boletín, año 2.º 40.º	40
41	Boletín, año 2.º 41.º	41
42	Boletín, año 2.º 42.º	42
43	Boletín, año 2.º 43.º	43
44	Boletín, año 2.º 44.º	44
45	Boletín, año 2.º 45.º	45
46	Boletín, año 2.º 46.º	46
47	Boletín, año 2.º 47.º	47
48	Boletín, año 2.º 48.º	48
49	Boletín, año 2.º 49.º	49
50	Boletín, año 2.º 50.º	50
51	Boletín, año 2.º 51.º	51

que antecede con la placa superior de doble grueso ú otra roblada á lo largo de la parte media por encima, los resultados siguientes:

$$P = \frac{7 \times 16 \times 60}{288} = 23,6 \text{ toneladas,}$$

que da la resistencia extrema de una viga de hierro forjado de la forma anterior, expuesta á la flexion lateral.



## DE LAS VIGAS ENREJADAS DE HIERRO FORJADO.

Después de hechos los experimentos que anteceden, he tenido ocasión de examinar una porción de obras de hierro forjado destinadas á la erección en Dublin del edificio para la grande esposicion de 1853 (\*).

Este edificio, como su análogo de New-York está construido casi por las mismas reglas que el palacio de cristal de Hyde-Park en 1851. Hay, sin embargo, una diferencia, y es que las vigas para sostener las galerias del edificio de la grande esposicion de 1851 eran de hierro fundido, mientras que las del de Dublin eran vigas enrejadas compuestas en totalidad de barras planas, escuadras y hierros en forma de T. La figura 40 es una representacion exacta de una de estas vigas, cuyo peso es de 819 libras (371 k.)

---

(\*) Esta grande obra nacional se emprendió por las gestiones y á espensas de mi amigo el Sr. William Dargan, el amigo de la Irlanda y protector de la industria irlandesa.

*Experimento para determinar la resistencia y seguridad de una viga enrejada como la de la fig. 40 (12 de octubre de 1852).*

PESOS. Toneladas.	FLECHAS. Pulgadas.	OBSERVACIONES.
1	"	
2	0,407	
3	0,187	Con tres toneladas las diagonales <i>a a</i> se doblaron un poco y continuaron perdiendo su resistencia conforme se cargaron mas pesos.
4	0,250	
5	0,258	Todos estos pesos se colocaron en la parte media ó entre los dos postecillos verticales intermedios. Con 16 toneladas las barras <i>a a</i> se encorvaron 2 $\frac{3}{4}$ pulgadas; con 20 toneladas, 3 pulgadas y con 25 toneladas, 3 $\frac{1}{4}$ pulgadas.
6	0,266	
7	0,367	
8	0,500	
9	0,633	
10	0,638	
11	0,750	
12	0,875	
13	0,906	
14	1,000	
15	1,054	Estos pesos se colocaron mas cerca de los extremos de la viga.
16	1,070	
17	1,088	
18	1,150	
19	1,162	
20	1,185	
21	1,188	
22	1,195	
23	1,203	
24	1,218	
25	1,224	En este punto las barras diagonales <i>a a</i> se doblaron estraordinariamente, hasta hacerse enteramente inútiles para sostener la cabeza superior.
26	1 240	
27	1,280	Las 26 toneladas se dejaron por tres días sin aumento aparente de flecha.
28	1,372	
29	1,440	
30	1,513	
31	1,560	
32	1,624	Despues de cargar 32 toneladas se consideró conveniente interrumpir el esperimento, porque la viga estaba muy estropeada en las tornapuntas estremas <i>a a</i> , que se doblaron hasta cuatro ó mas pulgadas.

Como se abrigaban algunas dudas acerca de la seguridad de las vigas de esta forma, pareció conveniente á Mr. Dargan y á la comision tranquilizar al público, y con este objeto se me invitó á pasar á Dublin y dar mi parecer. Para esto puse dos de estas vigas sostenidas por sus estremidades y separadas unos cuatro pies, y habiendo cubierto el centro de la parte superior con una plataforma de madera, se fueron cargando progresivamente con hierro del modo que precede, hasta que obtenida la flecha de 1,<sup>pg</sup>62 se terminó el experimento.

Desde el principio las tornapuntas *a a* manifestaron mucha falta de resistencia, y en efecto, servian de muy poco para sostener la cabeza superior espuesta á la compresion. Para hacer estas partes útiles debian haberse hecho de hierro, en forma de  $\Gamma$  ó de escuadra, para darles la rigidez necesaria contra una fuerza comprimente que las dirige hácia el estribo conforme aumenta la flexion de la viga. En toda construccion de esta especie es de desear que se estudie cuidadosamente la direccion de las fuerzas, con el objeto de poner en accion las resistencias de todas las partes simultáneamente.

Despues de haber cargado un peso de 32 toneladas, se halló una flecha de 1,<sup>pg</sup>6, y habiendo quitado los pesos, se midió la flecha permanente, que era de 0,<sup>pg</sup>65.

En las vigas de esta clase parece que hay defectos, tanto en la forma como en la distribucion del material. Durante los experimentos, las diagonales *b b* (\*) estuvieron fuertemente tensas, formando con la cabeza inferior el principal elemento de resistencia, como si fuese una armazon que sostuviese la parte más rigida de la construccion, ó la cabeza superior *AA*, lo cual se verificaba sin recibir ayuda de las diagonales *a a*. Estas, por el contrario, no

---

(\*) La *e* colocada en la diagonal de la derecha (fig. 40) debe corregirse en *b*.

mangueras y roscas colgadas en cada piso y dispuestas para usarse. Estas disposiciones inspiran mayor seguridad á los que depositan sus efectos, lo mismo que al propietario de la finca. Añadiremos que será conveniente que todas las llaves, mangueras y roscas se adapten á las dimensiones adoptadas por la brigada de bomberos de la poblacion.

» Antes de concluir con esta parte del asunto, observaré que se ha adoptado un aparato sumamente sencillo é ingenioso para apagar fuegos por Joseph Jones, Esq. de Wallshaw, cerca de Oldham. Consiste en un globo delgado de cobre de nueve pulgadas de diámetro, lleno de pequeños agujeros y suspendido del techo en cada sala de un almacén ó fábrica. Cada globo, en caso de urgencia, se llena de agua por una línea de tubos que comunica con los de la conduccion de la calle. De esta manera, Mr. Jones, no solo se halla en disposicion de poder descargar un chorro de agua en cada sala, sino que por la forma particular del globo puede dispersarlo, con una presion de 200 pies sobre los orificios, á una distancia de 40 pies en todas direcciones. Este método de extinguir el fuego es certero y eficaz y se puede adoptar con facilidad en cualquier grande establecimiento de una ciudad populosa, en que sea fácil obtener la cantidad de agua y la presion necesarias. Otra cualidad importante de esta aplicacion es la facilidad y rapidez con que se pueden apagar los incendios. Las llaves están colocadas en la parte de afuera del edificio y como todas están cuidadosamente numeradas segun las habitaciones á que corresponden, no hay cuidado de que puedan ocurrir dilaciones ni confusion en caso de accidente.

»IV. Las precauciones de esta clase se hacen mas necesarias cuando se levantan muchos edificios contiguos los unos á los otros y hay peligro de que el fuego que ocurra en una parte se pueda comunicar á las demas. La ley de edificacion de la capital ha prevenido los accidentes de esta especie insertando un artículo en

que se insiste sobre estas precauciones; y se ha llegado á obtener la mayor seguridad en las casas particulares haciendo buenos muros de medianería. Esta division ha dado tan buen resultado en los edificios contiguos, que no sin frecuencia ocurre que las llamas destruyen por completo un edificio y los dos de ambos lados quedan intactos; lo que demuestra la necesidad de esta completa separacion.

Estas precauciones son mas importantes en la construccion de almacenes por el gran valor de los objetos que se depositan en ellos y el mayor riesgo á que en algunos casos estan espuestos. Por esto todos los almacenes se deben separar entre sí cuidadosamente, y al hacer los muros de division seria una gran mejora dejar un espacio vacio de dos pulgadas entremedio, con la trabazon conveniente, para que haya ventilacion, porque el aire, como mal conductor, evitaria en caso de fuego que los muros adquiriesen una temperatura excesiva, y se formaria una corriente ascendente en comunicacion con la atmósfera. Tambien deben elevarse estos muros algo mas que las cubiertas para impedir la comunicacion con los almacenes vecinos y hacer mas completa la separacion. (\*) Para dar seguridad á cada habitacion ó sala de los almacenes es de desear que tengan tan pocas aberturas como sea posible; y este es el plan adoptado en los de Mr. Brancker, en la calle de Dublin en Liverpool, que no solo parecen bien calculados para recibir y traspasar los géneros de una parte á otra, sino que no hay mas ventanas que las absolutamente precisas para que entre la luz suficiente para efectuar la colocacion de los géneros y su remocion, por lo que satisfacen perfectamente y á la vez á la seguridad y á la comodidad. En todos casos deben usarse las puertas y postigos de hierro ya descritos, y se debe observar que no serán

---

(\*) La ley de edificacion de Liverpool ha hecho obligatorio subir los muros de medianería hasta cinco pies sobre el alero.

de utilidad alguna mientras no se cierren cada noche antes de cerrar el almacén.

»V. Esta es una de las condiciones mas importantes para la seguridad y buena construccion de los almacenes; y para quitar todo recelo acerca de la estabilidad de una obra de esta especie, me referiré á mi ilustrado y respetable amigo Mr. Hodgkinson, una de las primeras autoridades en punto á resistencia de materiales en su pais y en los estraños. El público le debe una série de experimentos teóricos y prácticos sobre la resistencia de las vigas y pilares, de gran valor para los arquitectos, constructores é ingenieros. Cualquiera que se familiarice con los principios de los experimentos de Mr. Hodgkinson y con los resultados deducidos de ellos, no encontrará dificultad en construir vigas y columnas de la forma mas fuerte, junto con la mayor economía en todas las partes del edificio.

»En esta parte de nuestro asunto es menester que se empiece por observar que hasta la publicacion de los experimentos de Mr. Hodgkinson, los hombres prácticos apenas tenian regla ó teoría satisfactoria en que basar sus cálculos sobre la forma y distribucion del material en la construccion de vigas. Ahora está esto bien estudiado, no solo respecto de la resistencia que se necesita, sino tambien respecto de la forma mejor y mas fuerte para resistir á las acciones á que se hallen sujetas. En los almacenes que han de contener diversos géneros, estas acciones son mas variadas que en las fábricas. En los primeros los suelos se cargan muchas veces en una grande estension con objetos sólidos y pesados, y otras veces con fardos ligeros, y en los suelos inferiores se apilan con frecuencia barricas llenas de sustancias minerales, que no solo producen una gran presion estática sobre las vigas, sino que es fácil que alguna de las mas pesadas caiga desde cierta altura y se comprometa la seguridad de la obra por la rotura de una viga. No es probable que esto ocurra con frecuencia, pero

debe preverse, y se deben calcular por tal razon las vigas, las columnas y los arcos de modo que resistan no solo á la mayor carga que pueda colocarse en reposo, sino tambien al efecto del choque producido por un cuerpo que caiga desde cierta altura contra el suelo. Este cálculo se habrá de aplicar á los dos primeros suelos del almacen, porque los géneros mas pesados se colocan siempre en los pisos mas bajos.

»Mr. Hodgkinson, al buscar experimentalmente la forma de seccion de mayor resistencia, halló que la antigua práctica de hacer las dos cabezas de la viga iguales, segun se recomienda por los escritores primeros, era muy defectuosa; encontró una proporcion determinada para estas cabezas, y como los esfuerzos son menos intensos hácia los extremos, las redujo á la forma parabólica, para obtener igual resistencia en toda la longitud. Este descubrimiento es muy importante, y como en los almacenes y fábricas las vigas deben tener igual resistencia por todas partes y han de sostener cargas uniformemente distribuidas, es necesario dar á las cabezas la forma parabólica y determinar sus proporciones entre sí y con el cuerpo de la viga.

»Discutiendo estas proporciones, Mr. Hodgkinson demuestra que la curvatura ha de ser asi, de este modo: supóngase que la cabeza inferior está formada por dos parábolas iguales, siendo  $c$  el vértice de una de ellas  $A c B$  (fig. 42); pues que por las propiedades de la curva, cualquier ordenada  $dc$  es como  $A c \times B c$ , la resistencia de esta cabeza y por consiguiente la de la viga en ese punto será como este rectángulo. Por otra parte está demostrado por los escritores de resistencia de materiales, que el rectángulo  $A c \times B c$  es la relacion segun la cual varia la resistencia que una viga debe tener para sostener igual peso en todos sus puntos ó sea un peso uniformemente repartido; de lo cual se deduce que la forma señalada está muy bien ideada y que se ahorran con ella tres décimos del material por lo menos.

Habiendo indicado la forma mas resistente de las vigas, con aplicacion á los edificios á prueba de fuego, será ahora preciso hablar de su resistencia y de la naturaleza de los esfuerzos á que están sujetas. Ya se ha dicho que en los almacenes las vigas tienen que resistir á dos clases de fuerzas, la presión directa, ó estática, y la percusion de un choque: respecto de la primera no hay dificultad; pero la otra se apoya en consideraciones en que no están conformes todos los matemáticos. Como ejemplo práctico, supongamos que un tonel de melaza, ó una caja de sustancias minerales pesadas, que pesen una tonelada, ó 2240 libras, cae desde una altura de seis pies contra el suelo. Según las leyes de la gravitacion, un cuerpo que cae partiendo del reposo adquiere en un segundo una velocidad de 32 pies y recorre un espacio de 16; esta velocidad acelerada es como la raíz cuadrada de la distancia, y por consiguiente, habiendo adquirido este cuerpo una velocidad de 8 pies en el primer pié de su caída, y siendo 6 pies la altura de que cae la tonelada supuesta, tendremos

$$\sqrt{6} \times 8 = 2,449 \times 8 = 19,592$$

para la velocidad en una caída desde 6 pies. De esto se deduce que

$$19,592 \times 2240 = 43886$$

es la intensidad con que el cuerpo choca contra el suelo. En el estado actual de nuestros conocimientos, este producto no se puede tomar como medida de la fuerza del choque; sino que será superior á este producto; y teniendo que contrarrestar estas fuerzas, será menester prevenirse para ello haciendo las vigas, columnas y arcos en los suelos inferiores de tal fuerza que puedan resistir el golpe y se neutralice su efecto en el piso.

«Aunque las vigas de hierro y los arcos de un suelo incom-



bustible pueden ser bastante elásticos para resistir una percusión como la que se ha dicho, es prudente adoptar aun otras precauciones, como la de poner una capa de tablazon sobre los arcos (\*), ó formar los suelos inferiores de tablonos de madera (de tres pulgadas), fuertemente clavados á los durmientes empotrados en el macizo. Esto producirá una seguridad mayor porque repartirá la percusión en una superficie mas estensa, para lo cual es preciso que encuentre primero una sustancia elástica y blanda, antes de que se trasmita á los materiales mas rígidos de las vigas de hierro y los arcos de ladrillo.

»Sin embargo, con el objeto de quitar toda duda acerca de la seguridad será conveniente siempre tener vigas y columnas mas fuertes en los dos pisos inferiores, y al calcular sus resistencias se hallarán con bastante aproximacion aumentadas en la relacion de 12 á 9. Segun estos datos, si tomamos como peso de rotura de una viga para pisos superiores 22 toneladas, el de los inferiores habrá de ser de 29,52, ó cerca de 30 toneladas, y las columnas, aunque menos espuestas á romperse, mejorarán mucho por el aumento proporcional de espesor.

»Establecido como mejor nos ha sido posible el hecho de la completa seguridad de el uso de las vigas de hierro con los arcos, falta tratar de la fuerza y proporcion de las columnas; pero antes de esto diremos algo de las barras ó tirantes que están empotrados en los muros y arcos, y hacen de estos y las vigas una especie de red. Estos tirantes son de grande utilidad porque se oponen al empuje de los arcos, impidiendo que los muros sean vencidos y reteniendo á las vigas en la posicion en que deben sostener la car-

---

(\*) Despues de escrito esto he sabido que el acta del Parlamento para reglamentar la construccion á prueba de fuego no permite el empleo de la madera en ninguna parte. En este caso, aconsejo que se hagan las vigas la mitad mas fuertes.

ga. La práctica ordinaria en este país es poner cinco líneas de tirantes cuadrados de  $\frac{3}{4}$  pulgada de lado en un ancho de 30 pies; dos se empotran en el muro y las restantes se dejan en los arcos, y así se considera como perfectamente segura la construcción. Debe tenerse presente, sin embargo, que en las fábricas de algodón no suele haber cargas pesadas, y que por esto, en lugar de cinco tirantes de  $\frac{3}{4}$  de pulgada, en un almacén se habrían de poner siete de 1  $\frac{1}{4}$  pulgadas en cuadro. Esto dará una sección total de unas 11 pulgadas cuadradas en los treinta pies, que calculando á 25 toneladas por pulgada cuadrada producirá una resistencia de tensión igual á 275 toneladas. En las fábricas, la resistencia de los tirantes escede raras veces de 100 ó 110 toneladas, que es menos de cuatro toneladas por pie, mientras que en los almacenes los esfuerzos no serán menores de 9 á 10 toneladas por pie cuadrado.

»Al construir edificios incombustibles es preciso, no solo asegurar los extremos de cada viga con tirantes en el muro, sino que también se han de empotrar en él las planchas de arranque de los arcos, y tanto estas como los cabos de viga se deben colocar un poco mas arriba que el nivel de las columnas para tener en cuenta el asiento de la fábrica, que tiene lugar sin falta á medida que aumenta la carga. Respecto de la forma de mas resistencia y mejor colocacion de las columnas que han de sostener grandes pesos, nos referiremos también á Mr. Hodgkinson como la mejor autoridad. En su excelente tratado sobre la resistencia de los pilares de hierro fundido y otros materiales, publicado en la parte II de las *Philosophical Transactions*, de 1840, y por el cual recibió la medalla de oro de la Sociedad Real, se hallarán los experimentos mas útiles é interesantes que se han publicado.

»Será preciso tomar alguna cosa de estas investigaciones para determinar las relaciones entre la resistencia de los pilares de hierro fundido y sus dimensiones, y la forma mejor y mas fuerte para

sostener grandes pesos. Los primeros experimentos se hicieron con columnas macizas y uniformes, principalmente cilíndricas, con los extremos redondeados para que la presión se hiciese por el eje; los últimos se hicieron con las mismas columnas, pero con los extremos planos, y aun se hicieron otros con un extremo plano y otro redondo. Los ejemplares rotos fueron de varias longitudes, desde 5 pies hasta una pulgada, (algunos con discos en las bases), lo cual forma una serie de resultados muy interesantes. Las columnas con disco dieron un pequeño aumento de resistencia sobre los que tenían los extremos planos, pero la igualdad entre la resistencia de una columna con discos y otra del mismo diámetro y la mitad de la longitud con los extremos redondeados es casi completa. La deducción de Mr. Hodgkinson es, por consiguiente: que un largo pilar prismático de hierro fundido con los extremos completamente fijos (con discos ú otro medio) tiene la misma resistencia á la rotura que otro de la misma sección y la mitad de la longitud, con los extremos redondeados, de modo que la fuerza pase por el eje.

»Mr. Hodgkinson, en el primer experimento, dá la resistencia de las columnas de fundición con ambos extremos redondeados y ambos planos, despues ensayó uno redondo y otro plano y con discos en algunos casos, y todos estos resultados dan la siguiente proporción de resistencia; segun la forma de los extremos, á saber:

COLUMNAS.	PESO DE ROTURA EN LIBRAS.				
Los dos redondeados. . . . .	145	3017	7009	7009	6495
Uno redondeado y otro plano. . . . .	256	6278	13499	13565	15557
Los dos planos. . . . .	487	9007	20310	22475	

solo eran débiles y defectuosas por lo delgado de su forma, sino que las dos diagonales *ee* tambien son inútiles, y se aflojaron por efecto de la tension en las barras *bb* y la cabeza inferior, que en realidad sostenian la carga.

Si las diagonales se hubieran hecho de hierro en forma de **T** ó de escuadra, para obrar como puntales, y calculadas para resistir á la estension lo mismo que á la compresion, y se quitasen las diagonales centrales, dejando solo un poste vertical en forma de cruz en el medio, como **S** (fig. 41), se tendria una viga de mucha mayor resistencia, y esto sin aumento de material. Esta alteracion, junta con una mano de obra perfeccionada en la union y ensamblage de las piezas, no solo aumentaria la resistencia, sino que realzarian la utilidad de unos objetos de que tanto necesitan los edificios de grandes dimensiones, como palacios de cristal para exposiciones industriales, estaciones de ferro-carriles y otros.

La misma figura deja ver la posicion de la carga de 52 toneladas sobre las vigas y la disposicion propuesta para ahorrar las diagonales *ee* del medio, como se ven en la viga original de la fig. 40.

Procedamos ahora á determinar la fórmula para calcular la resistencia de las vigas enrejadas. Las consideraremos como una viga imperfecta de dos cabezas en que toda la materia de la seccion está concentrada en las partes extremas. Las llamamos vigas imperfectas de dos cabezas porque la union entre las partes superior é inferior no es tan completa como si la hiciese una plancha ó faja no interrumpida. Sin embargo, no atendiendo á esta imperfeccion, podemos calcular la resistencia de estas vigas por la misma regla que para las ordinarias, y tendremos

$$P = \frac{C s a}{l}$$

de donde se saca

$$C = \frac{P l}{s a}$$

en que  $s$  representa el área de la parte inferior.

Para determinar el valor de la constante en este caso, tenemos por la tabla de los experimentos

$$P = 52 \frac{1}{5} ; l = 25 \frac{1}{2} \times 12 ; s = 5 \frac{1}{2} ; a = 5 \times 12,$$

y de aquí sacamos

$$C = \frac{52 \frac{1}{5} \times 25 \frac{1}{2} \times 12}{5 \frac{1}{2} \times 5 \times 12} = 72,$$

y

$$P = \frac{72 s a}{l}$$

y se vé que el valor de la constante es casi el mismo que en las vigas tubulares.

---

## PARTE TERCERA.

### DE LA CONSTRUCCION DE ALMACENES Á PRUEBA DE FUEGO.

El informe que sigue se redactó á instancia de Samuel Holme, Esq. de Liverpool, para confirmar su opinion acerca de la conveniencia de construir todos los almacenes nuevos de esta ciudad con materiales incombustibles; y como creo que las ideas contenidas en él son útiles é instructivas, lo inserto para conocimiento de los lectores.

«La gravedad de los últimos incendios en Liverpool, Manchester, y otras ciudades populosas ha dado lugar á una informacion sobre las causas de estos desastres, con el objeto de detener sus progresos y adoptar medidas para la mayor seguridad de las propiedades, previniendo una calamidad que tanto afecta á los intereses públicos y privados. En ninguna clase de edificios se han hecho sentir tanto los efectos del fuego ni se han descuidado tanto las precauciones necesarias para extinguirlo, como en los almacenes para el depósito de los productos comerciales en las poblaciones maritimas.

«No se ha manifestado la misma apatía en los distritos manufactureros, pues en muchas partes se han construido edificios á prueba de fuego, y al considerar su éxito completo, causa sorpresa que no se haya adoptado el mismo sistema en la construcción de almacenes y otros edificios apropiados para la recepción de mercancías. Cuando consideramos el gran número é inmenso valor de los bienes encerrados en estos edificios, podemos apenas concebir que continúe este estado de cosas, y particularmente entre la clase de personas más activas é inteligentes de Europa. Esto, sin embargo, sucede, y tendremos que presentar pocos ejemplos para hacer ver que por muchos años ha dominado entre los comerciantes una indiferencia hácia el riesgo de los incendios ó una ignorancia injustificable de los adelantos de la época. No debiera haber sido así, pues los mejores edificios en que se han establecido las manufacturas de algodón, lino, seda y lana, están con muy pocas escepciones, enteramente á prueba de fuego; y han pasado más de treinta años desde que las vigas y columnas de hierro y arcos de ladrillo se introdujeron por primera vez en la construcción de las fábricas como un preservativo contra el fuego. Estos hechos no debieron haberse ocultado á la observación de los comerciantes ingleses, pero apesar de tan repetidos ejemplos, con una sola escepcion (\*), no se ha usado hasta hace poco un material incombustible, y ha sido en los inmensos almacenes de Liverpool. En otros lugares del reino se observa el mismo descuido, pero es de esperar que el esfuerzo hecho con tanta fortuna en el puerto de Liverpool se estenderá á la capital y á todos los demás puertos. Con este objeto, y para guiar á los que se sienten dispuestos á adoptar medidas que les economícen una gran porción de seguros con mayor protección de sus bienes,

---

(\*) Los Sres. Jevons construyeron hace diez años un almacén á prueba de fuego en el muelle nuevo de Manchester.

espongo respetuosamente á su consideracion las observaciones siguientes.

«En la antigüedad tenemos muy pocos ejemplos de edificios incombustibles; y si se exceptuan los monumentos de los antiguos Egipcios y algunos edificios públicos de los Griegos y los Romanos, no hay apenas ejemplo de construcciones que diesen ninguna seguridad contra los estragos del fuego. En la edad media algunas iglesias y catedrales góticas se hicieron todas de piedra (\*); y fuera de estas escepciones no parece que se hayan conocido las ventajas que pueda proporcionar una construccion enteramente á prueba de fuego. Probablemente la escasez de hierro fundido y la consiguiente ignorancia de su uso eran un obstáculo insuperable al desarrollo de este sistema, pero en la edad presente estas dificultades no existen, y descuidar los medios tan fácilmente aplicables para proteger las vidas y propiedades indica una falta de criterio que no se aviene con el espíritu y empresas del siglo. En el día, la estension del comercio y el valor de los géneros confiados diariamente en manos de los individuos y las compañías han producido distinto modo de pensar, y teniendo presentes los actuales negocios de los comerciantes y el número de cambios de unas manos á otras, no debemos sorprendernos de que se reclamen con instancia medidas propias para la mayor seguridad de las cosas, en todos los casos en que estan espuestas á algun peligro.

«El carácter general de los almacenes ha sido en todos tiempos el mismo, haciendo los techos y suelos de madera y fuertes vigas y puntales de lo mismo, y estos se han colocado en muchos casos con tan poco tino, que han causado grave daño al edificio siempre que ha tenido que sostener grandes pesos. En la mayor parte de estas construcciones se hallará que los puntales que sos-

---

(\*) La catedral de Milan está hecha enteramente de mármol y vidrio.



tienen los suelos estaban apoyados en las vigas principales, y que estando estos apoyados sucesivamente unos en otros con el intermedio de dichas vigas, resultaba que las fibras de estas se aplastaban completamente, en particular en los pisos inferiores, por el peso que sostenian, que era tan grande en algunas ocasiones, que las vigas se rajaban. Aun en este género tan imperfecto de construcción se descuidaba muchas veces el colocar zapatas, y hasta que se introdujo el uso de columnas de hierro, con basas y capiteles que abrazaban una gran porcion de la viga, las maderas sufrían graves daños con frecuencia. El uso de las columnas de hierro, aunque era una mejora sobre el sistema antiguo, no daba seguridad contra el fuego, y es bien claro que esto no se puede obtener mientras se construyan las obras con madera principalmente, y las aberturas se cierran imperfectamente con puertas de madera.

» Por todo lo espuesto es evidente que para proporcionar una seguridad perfecta, los almacenes se deben construir bajo principios distintos, que se encuentran á continuacion.

1. Toda la obra debe componerse de materiales incombustibles, como hierro, piedra ó ladrillo.

2. Para el caso de un incendio, provenga de un accidente ó de la combustion espontánea, toda abertura ó hendidura que comunique con el aire exterior debe cerrarse.

3. En cada piso debe haber una escalera aislada de piedra ó de hierro, rodeada por todas partes de muros de piedra ó ladrillo, con una línea de tubos que comunique con los de la conduccion de aguas de las calles, y que lleguen á lo mas alto del edificio.

4. Los almacenes deben separarse por fuertes muros de division, de 18 pulgadas (46<sup>c</sup>) de espesor á lo menos, y sin otras aberturas que las indispensables para la entrada de los géneros y el paso de la luz.

5. Las vigas y columnas de hierro y los arcos de ladrillo han de tener resistencia bastante, no solo para sostener una presion

continua, sino para sufrir el choque de los objetos pesados que caen en el suelo.

Por último, para prevenir la fusion de las columnas por un calor intenso, cuando ocurra un incendio en un piso, se introducirá una corriente de aire frio en el interior hueco de las columnas, por una galeria construida por debajo de los suelos.

»Consideremos ahora por separado cada una de las partes ó condiciones anteriores.

»I. La eleccion del material depende en mucha parte de la localidad y del precio á que se puede adquirir. En Inglaterra los mejores edificios incombustibles se componen comunmente de ladrillo ó de piedra, con columnas y vigas de hierro, convenientemente dispuestos y enlazados entre sí con barras empotradas en los muros y arcos de ladrillo para los suelos; cuyos arcos arrancan de las cabezas inferiores de las vigas y están sostenidos por ellas, estendiéndose de una á otra en cada piso por toda la estension del edificio. Estos arcos se deberán hacer en el sentido de la longitud ó de la latitud de este segun las circunstancias. Los suelos se hacen de losas de piedra ó ladrillos, sobre el trasdos de los arcos, nivelado y relleno en los riñones con un macizo de cal, arena y cenizas, y las losas ó ladrillos bien sentados con mortero, hacen un suelo duradero y escelente. En edificios que tienen objetos especiales son indispensables á veces los suelos de madera, y en este caso los tablones se clavan sobre los durmientes empotrados en el macizo del trasdos mencionado, ó lo que es mejor probablemente, en dados ó nudillos de madera. Esta clase de edificios, cuando están bien contruidos y cubiertos con un techo de hierro, está al abrigo de la accion del fuego, y con tal que se elija un encargado cuidadoso, tanto los propietarios como los usuarios pueden estar tranquilos sobre la seguridad de sus bienes.

»II. Lo que señala esta condicion no debe descuidarse en los edificios á prueba de fuego. En los almacenes en particular, es

de primera importancia, porque en un departamento en que se encierren materias combustibles nada asegura tanto el edificio y lo que contiene, como la facultad de cortar é impedir la entrada del aire. Por esta razon se debe siempre hacer una escalera de hierro ó de piedra, rodeada de muros de piedra ó ladrillo, y que comunique con todos los suelos por puertas de hierro. Esta escalera debe ser fácilmente accesible por fuera, con una abertura cubierta por la parte superior y ventanas en cada descanso que den libre ventilacion; y una libre comunicacion con todas las partes del edificio. Los almacenes construidos bajo estas reglas pueden dar seguridad casi perfecta, y en caso de incendio es fácil el acceso á cualquier parte; y si hay alguna comunicacion con el aire exterior en un departamento, se puede aislar en seguida y sofocar las llamas interin se proporciona un remedio mas eficaz. Con este motivo recomiendo encarecidamente las puertas, marcos y postigos de hierro para todas las habitaciones, como las han construido y usado los SS. Samuel y James Holme, de Liverpool. Estas puertas se hacen con dos hojas de palastro robladas á un marco de hierro, dejando una capa de aire intermedia, que como no es conductor del calor corresponde admirablemente al objeto propuesto.

» III. En la condicion anterior hemos tratado ya de la escalera y de la necesidad de hacerla independiente del resto del edificio: sobre esto será aun mas seguro tener siempre un abundante surtido de agua á mano. El tubo que tome el agua de la conduccion de la calle, debe comunicar directamente con cada piso por medio de una llave de laton y una manguera, hasta que termine en un depósito con válvula en lo alto de la cubierta. El depósito ha de ser de bastante capacidad para que haya una cantidad de agua suficiente si ocurre alguna averia en la conduccion de la calle. Los tubos, la manga y las piezas de descarga, como llaves, roscas, etc., deben mantenerse en buen estado, y las

»Las columnas comprendidas en línea vertical en este cuadro tenían la misma longitud y diámetro, y se vé que las resistencias vienen á ser como 1. 2. 3, en proporcion por diferencia.

»Mr. Hodgkinson halló en otros experimentos sobre la madera, el hierro dulce, el acero, etc., que estos materiales lo mismo que otros cualesquiera siguen la misma ley en su resistencia, y que la de un pilar redondo en un extremo y plano en el otro es un medio aritmético entre los de otros de las mismas dimensiones con los dos redondos ó los dos planos.

»Estos son hechos de que no se debe prescindir en la construcción de edificios incombustibles, y será conveniente dejar bien sentado que las leyes son las mismas aunque varíe la relación de las resistencias.

»Al tratar de la de las columnas he querido establecer principios que no son generalmente conocidos, y que prueban que hay leyes fijas y determinadas que afectan el aumento ó disminución de la resistencia según la forma plana ó redondeada de los extremos, y para evitar todo error en la construcción de edificios que han de sostener grandes pesos, será muy útil saber que esta resistencia en los pilares varía, según la forma de sus extremos, en la relación de los números 1, 2, 3.

»VI. Después de la detenida discusión que precede, hace falta, antes de terminar el informe, llamar la atención hácia una circunstancia que parece infundir temores y aumenta la desconfianza de muchas personas respecto de la seguridad de las vigas y arcos de un edificio á prueba de fuego. Se ha dicho que en el caso de haber fuego en uno de los pisos inferiores de un almacén, el intenso calor producido por una rápida combustión podría fundir las columnas de hierro y desplomar todo el edificio (\*). Esto

---

(\*) No tengo noticia mas que de un solo ejemplo, en que un edificio á prueba de fuego haya padecido por la fusión de las columnas, y fué la fá-

es posible, pero muy poco probable, pues no puede ocurrir un caso de esta especie con tal que se observen todas las precauciones que se han recomendado y demostrado en lo que precede. Ciertamente es que el descuido en la construcción por una parte y la falta de atención en su uso por otra, pueden producir riesgos y pérdidas considerables; pero no puede ser un argumento decir que un almacén construido como una chimenea y que contiene todos los elementos de conflagración ofrece peligro, cuando es bien sabido que se puede levantar un edificio incombustible perfectamente seguro y sólido y exento de los riesgos enumerados. Para mí no cabe duda acerca de la seguridad de una construcción como esta, y no temo asegurar que no solo se puede construir un almacén á prueba de fuego bien distribuido y sólidamente edificado, sino que puede proporcionar un beneficio crecido y duradero á las asociaciones comerciales y manufactureras del país.»

Hasta algún tiempo después de escrito el anterior informe (1844), tuvimos poco ó ningún conocimiento de la superior resistencia del hierro forjado en la composición de las vigas. Desde entonces se han hecho descubrimientos importantes, y se han utilizado nuevos elementos de construcción. Verdad es que el hierro forjado se había empleado para varios objetos, y aun se habían hecho vigas en pequeña escala de este material; pero esceptuan-

---

brica de los Sres. Sharp, Roberts y compañía, de Manchester, en la que había unos pilares colocados entre las calderas de una máquina de vapor, y habiendo apilado sobre estas una gran cantidad de leña para que se secase, se encendió y fué tan intenso el calor que hizo doblar y luego romper las columnas. Entonces estuvo abierta la puerta de la cámara de las calderas, lo que determinó una fuerte corriente de aire á través de ella, y aumentó intensamente el calor, poniéndola en las condiciones de un horno de reverbero. Mirándolo de este modo, no puede considerarse análogo el caso de un almacén suficientemente asegurado contra la admisión del aire exterior.

do los barcos habian tenido muy poca aplicacion. Su elasticidad, ductilidad y resistencia estuvieron casi desconocidas hasta que se hicieron investigaciones en grande escala para arbitrar medios de llevar el ferro-carril de Chester á Holyhead á través de los estrechos de Conway y Menai. Aun deben considerarse nuestros conocimientos sobre las propiedades de las vigas de hierro dulce como muy imperfectos y reducidos á muy estrechos límites. El descubrimiento y desarrollo de nuevos principios en la aplicacion de las vigas de hierro dulce, deducidos de estos experimentos, ha hecho muy limitadas algunas de las instrucciones contenidas en el informe que antecede; pero han quedado las suficientes para hacer las observaciones útiles á los prácticos en la profesion y á la generalidad de los lectores. Los arquitectos y constructores pueden tomarlo por guia general en todo lo relativo á edificios incombustibles, compónganse de vigas de hierro dulce ó de hierro fundido.

No será menester otra esplicacion sobre este asunto, mas que dirigir simplemente la atencion sobre los pormenores siguientes, que pueden ser útiles cuando se aplique el hierro forjado á sostener los suelos de los edificios. En otro lugar he dado las noticias necesarias respecto de la fabricacion, resistencia y otras propiedades del hierro como material de construccion; ahora trataré de la edificacion y de las reglas bajo las cuales creo que estas partes deben unirse y asegurarse al resto.

En todo edificio, sea una fábrica que ha de contener una maquinaria, un depósito, un almacén para sostener grandes pesos ó un edificio público, es la consideracion mas importante que haya una combinacion directa de todas las partes, y una perfecta union entre los suelos y los muros exteriores. Para obtener en todas partes resistencia y seguridad deben contrabalanciarse, ó si se permite la expresion, estar en equilibrio en toda la construccion las resistencias y los pesos que ha de sostener y esfuerzos que ha

de sufrir, ó en otras palabras, la resistencia en cada parte debe estar proporcionada á las cargas que ha de llevar.

Teniendo esto presente, no solo se puede economizar una gran cantidad de material útil, sino que se armonizan las partes y toman proporciones mas correctas, tanto respecto de su fuerza como de su belleza. Las obras naturales tienen esta cualidad, y nos atrevemos á afirmar que tanto en la creacion animal como en la vegetal, cada parte está exactamente dispuesta y proporcionada al objeto á que se halla destinada. En la naturaleza, tomada en su conjunto ó en sus partes, domina la mas grande armonía en la forma y en la estructura, y aparece la mas delicada exactitud de arreglo y distribucion por todas partes para obtener la mayor fuerza posible con el menor empleo de materia. Asi es como procede el grande Arquitecto de la naturaleza, y nosotros tenemos que estudiar solamente las formas y condiciones de la constitucion del mundo natural para conocer las verdaderas reglas de la práctica de las artes.

La construccion de los edificios á prueba de fuego es de dos clases; pues unos se componen enteramente de hierro, ladrillo ó piedra, y otros de vigas y columnas de hierro con arcos de ladrillo. Los muros exteriores pueden ser de cualquier material; segun convenga por la localidad ú otras circunstancias; pero los suelos, que forman el objeto principal de este escrito, necesitan una descripcion separada y mas detenida.

Los suelos, cuando se forman con arcos de ladrillo, se han de considerar, no solo respecto al peso del material, sino tambien por la naturaleza de los arcos y por el empuje lateral que ejercen sobre los costados de las vigas y los muros de recinto en que terminan. En las fábricas de algodón, seda, lino y lana, la luz de los arcos varia de 9 á 10 pies ( $2^m, 75$  á  $3^m$ ) y algunas veces llega á 11 ( $3^m, 40$ ). Su forma es comunmente la de un arco de círculo, con una montéa ó senoverso de  $\frac{1}{12}$  de la longitud de la cuer-

da; sin embargo, es mas seguro tomar  $\frac{1}{10}$  para las fábricas y  $\frac{1}{8}$  para almacenes que han de recibir géneros pesados. Estas proporciones pueden variar segun las circunstancias, la clase de esfuerzos y el destino del edificio.

En las fábricas los arcos se componen de ladrillo fuerte de buena calidad, con los salmeres moldeados á propósito, como en *a a* (fig. 45). El resto de los arcos hasta *b* es de ladrillos comunes, de 9 pulgadas de largo, hasta *c* es de  $\frac{3}{4}$  de ladrillo, ó sea de 7 pulgadas, y la parte del medio, ó de la clave es de ladrillos de canto, ó de  $4\frac{1}{2}$  pulgadas. Todos estos ladrillos están moldeados en forma de dovela, pero cuando no lo estan se acuñan por el trasdos con pizarras y mortero para hacerles ajustar sólidamente. Voiteados los arcos, y cuando han hecho asiento, se llenan los riñones, ó sea el dorso de las vigas con un macizo de cal y cenizas, como en *d, d, d*. Este, con un ligero enlucido, da una superficie lisa para el suelo, en la cual se asientan las losas ó ladrillos, segun lo que se emplea. Los arcos de los almacenes se hacen por lo general mas fuertes, tienen mayor espesor de rosca y mayor elevacion en la flecha ó senoverso del arco, con el objeto, no solo de que sostengan mayores pesos, sino de que resistan al choque y á las percusiones á que estan espuestos si caen bultos pesados cuando se apilan á una grande altura. Debe, sin embargo, tenerse cuidado de hacer estas partes de la construccion tan ligeras como sea compatible con la resistencia necesaria, y mas particularmente cuando se usen vigas de hierro fundido, pues cada tonelada de metal que se añade aumenta el riesgo de que se oculte un defecto que no se haya podido observar antes en la masa fundida. (\*)

---

(\*) En una de las fábricas mas estensas de este pais, la de Titus Salt, Esq., en Bradford, y de la que damos una vista en la última lámina, se han usado ladrillos huecos en los suelos; lo que combina la seguridad con una gran ligereza en todas las salas del edificio.



En los proyectos para edificios incombustibles se requieren otras consideraciones además de las relativas á las vigas y arcos, á saber, la resistencia de las columnas (\*), de las placas de fundación y de los tirantes para retener las vigas en su posición é impedir que se tuerzan antes de acabar los arcos. En todo edificio de esta especie importa tener los tirantes tan bajos como sea posible, y lo mejor sería colocarlos en las cabezas inferiores, formando una serie de cuerdas de los arcos respectivos; pero esto no puede hacerse sin desfigurar el techo y dar á la fábrica tal aspecto de complicación que parezca sostenida por una red. Para evitar estos inconvenientes, los tirantes se ocultan dentro de los arcos, asegurándolos fuertemente á las vigas y á las columnas; y de este modo son casi tan eficaces como si se hubieran puesto por las bases de las vigas. Para dar á los suelos una fuerza y seguridad adicionales y realizar una combinación efectiva de las vigas con los muros por cada lado y con los de frente, se empotra longitudinalmente en medio de estos muros un tirante de la misma fuerza que los demás, que estando fijo y acunado con el extremo de cada viga, forma una trama completa que hace del todo una sola masa y da gran seguridad y fuerza á la obra. La fig. 44 da la planta de estos tirantes de hierro, en el extremo de una de las fábricas de algodón incombustibles que se han erigido hace poco, y da una idea exacta de la trabazón mútua de las vigas y columnas y su combinación con los muros del edificio.

En dicha figura se observará que los tirantes 1, 2, 3, 4 etc. terminan en la última línea de vigas y columnas á unos 10 pies del recinto de la fábrica. El objeto de esto es dejar sitio para las pequeñas vigas perpendiculares *a*, *b*, *c*, *d*, etc. que se apoyan por un cabo en el muro y por el otro en la base de las vigas A,

---

(\*) Véase página 144.

B, C, que se hacen para esto mas fuertes. Dichas vigas llevan arcos cuyo eje es perpendicular á los del resto de la fábrica, y como tienen sus frentes sobre el muro y la última línea de vigas, constituyen un fuerte estribo para destruir el empuje de los arcos que se suceden desde un extremo á otro del edificio.

Los tirantes *x, x, x*, están clavijados en los extremos de cada viga, y forman una ligadura en el interior de los muros, que traba todas las partes y une las vigas de suelo con los muros de recinto en un solo cuerpo.

Las reglas de construccion espuestas se aplican esclusivamente á las vigas de hierro fundido, que aunque son análogas á las de hierro maleable, difieren de ellas en la forma y en el modo de ensamblarlas. En las primeras los tirantes varian desde  $\frac{3}{4}$  á  $\frac{7}{8}$  de pulgada en cuadro (unos 20 milímetros) y se fijan á las vigas con una clavija, como se vé en la figura 45. Esta union debe ser la mejor, porque asi no se debilitan los tirantes haciéndoles ojos, y están formadas simplemente por una barra, con un pequeño espaldon que se apoya contra la cara de la viga por cada lado y una llave entre medio, como se representa en *a* y *b*. Las cabezas de las columnas se fijan del mismo modo, pasando los tirantes por un ojo ovalado que se ajusta en sentido vertical, ó sea al revés que en los lados y cabos de las vigas. La figura 46 es una exacta representacion de esto, y tambien manifiesta la manera ordinaria de sostener las cabezas de las vigas en el cimacio ó tope de las columnas, cuyo tejuelo se ha quitado para hacer ver esta parte en corte. Se observará que las cabezas de las vigas abrazan las columnas y están reunidas por aros de hierro dulce que abrazan las orejas salientes en *c* y *d*. Los tirantes de hierro *e, f*, pasan á través de las columnas y se ajustan con una llave intermedia, en sentido vertical, de una manera semejante á la fig. 45.

Respecto de las columnas y placas de fundacion habremos de decir algo sobre su forma y el modo de apoyarse una en otra en

los diferentes pisos. La figura 48 muestra la columna junto con el cimientó y la placa de asiento, así como el tirante y el extremo inferior de la columna inmediata *a*, que entra en el tejuelo preparado para recibirlo en la que está debajo, como se vé en el corte *a*, fig. 47. También se vé en corte en la fig. 48 la placa de asiento, que varia de 2 á  $2\frac{1}{2}$  pies en cuadro, según la altura y resistencia del edificio, con la cruceta saliente *b* que entra en el hueco de la columna. La base de la columna inferior se debe ensanchar siempre, torneando el extremo, lo mismo que la placa que lo recibe. Esto es lo más importante, porque dá una superficie lisa para nivelar la placa y mantener á la columna en posición vertical. La misma operación se ha de hacer en el tejuelo y en la base de la columna siguiente.

En la construcción de las fábricas, las columnas escuden rara vez de 8 pulgadas ( $20^{\circ}$ ) de diámetro, con un espesor de metal que varia desde  $1\frac{5}{8}$  pulgadas ( $5^{\circ},50$ ) en la base hasta  $\frac{5}{8}$  pulgada ( $1^{\circ},60$ ) en lo alto, con el mismo diámetro por fuera. Estas dimensiones se usan cuando las vigas tienen de 24 á 25 pies de luz (unos  $7^m,50$ ); pero cuando esta no pasa de 18 pies ( $5^m,50$ ) se reduce el diámetro á  $6\frac{1}{2}$  ó 7 pulgadas (unos  $17^{\circ}$ ).

Habiendo ya tratado este particular más por menor de lo que me habia propuesto, y dado gran número de observaciones prácticas, deducidas de una larga experiencia, me ocuparé de otra construcción muy semejante, solo que se usan vigas de hierro dulce en lugar de las fundidas, y planchas delgadas de hierro en lugar de los arcos de ladrillo. En esta clase de construcción las columnas, placas de asiento, etc. son en un todo semejantes á los que se usan en la anterior; escepto en la unión de los extremos de las vigas con las columnas, y en la forma de los tirantes, que en lugar de ser cuadrados son barras planas robladas á la cabeza superior, como se ve en *b b*, en la figura 49, que representa la proyección horizontal; y la unión de las vigas y columnas se ve en

*a a*, fig. 50, y en *e e*, fig. 51. Las barras del tirante, segun se acaba de decir, se fijan con roblones á la cabeza superior y se distribuyen del mismo modo que se ve en la fig. 44, y las de dentro de los muros se unen á los extremos de las vigas del mismo modo y eslabonan á estas y la fábrica que las sostiene.

Para esclarecer mas aun las ventajas de este género de construccion, supongamos que un edificio á prueba de fuego, de una longitud cualquiera y 48 pies (14<sup>m</sup>,65) de ancho, tiene una sola fila de columnas en el medio y vigas de hierro dulce de 22 pies y 6 pulgadas (5<sup>m</sup>,84) de largo, que van por ambos lados desde estas al muro. Si las vigas están laminadas en la forma de la figura 54, podrán sostener un peso de rotura de 15 toneladas en el medio, ó 26 distribuidas uniformemente en la longitud, lo que dá una seguridad casi suficiente para hacerles sostener arcos de ladrillo segun el método ordinario. Pero si se tienen planchas de hierro dulce de  $\frac{1}{4}$  pulgada (0<sup>o</sup>,65) de grueso y 5 pies (0<sup>m</sup>,91) de ancho, encorvadas en forma de un arco de 10 pies (3<sup>m</sup>,05) de luz, y con refuerzos en forma de **T**, como se vé en *d, d, d, d*, figuras 52 y 53, y su corte en las figuras 54 y 55 y en la 56, en que se vé un arco entero, con el macizo *a, a, a, a*, que rellena el trasdos para nivelar la superficie que ha de recibir el pavimento; se encontrará un suelo de la mayor ligereza, completamente incombustible, y que contiene todos los elementos de resistencia y rigidez que se pudieran conseguir con las vigas fundidas y los arcos de ladrillo.

Las ventajas peculiares de esta construccion son dignas de particular atencion; y como creo que no está distante el tiempo en que las vigas y planchas de hierro dulce formen el sostén principal de los suelos de edificios incombustibles, me ha parecido conveniente añadir algunos mas dibujos, como la figura 57, que representa la planta de parte de un suelo de una fábrica de algodón ó de hilo y la posicion de las vigas y columnas,

y los tirantes y planchas curvas, segun se ven respectivamente en *b, b, b*, y *C C C*, etc.

Los tirantes aplanados que van dentro de los muros de recinto están roblados, segun se ha dicho, á los extremos de las vigas que se apoyan en los laterales, y á los de los tirantes en la parte que corresponde á los frentes, como se vé en *d, d, d*, etc.

La posicion y uniones de las planchas curvas se representan en planta en mayor escala en la figura 58. En ella se vé por encima el modo de unir las planchas roblándolas á hierros en **T**, y los tirantes que unen todas las vigas transversales en cada suelo, de un extremo á otro del edificio. La parte superior de las vigas se vé en *e, e*, las juntas de las planchas y las **T** en *f, f, f*, y los tirantes en *g, g, g*.

No es necesario insistir más en esto, pues la ejecucion material debe dejarse al criterio y habilidad del constructor. Debe sin embargo recomendarse mucho el cuidado y precauciones de cimentar con seguridad, y en la construccion dejar los puntos de apoyo de las vigas en los muros levantados cosa de media pulgada (1,°5) en cada piso, para permitir el asiento de la fábrica de estos, en los que por el gran peso que llevan es mayor que en los cimientos de las columnas.

Dada la descripcion con pormenores en cuanto ha sido necesario para guiar á un constructor práctico, diré algo por conclusion de la fábrica de algodón de los SS. John Whittaker y hermanos, cerca de Ashton-under-Line, una de las mas vastas construcciones de este género, para ilustrar mas la construccion y distribucion de tan importantes edificios. La parte principal es de 300 pies (91,<sup>m</sup>44) de largo, 60 (18,<sup>m</sup>29) de ancho y de 6 pisos. Comprende, incluso el taller de tejidos y el almacen, 24 000 yardas cuadradas (20 000 m. c.) de pavimento, y contiene 40 000 husos y 1800 telares. Se carda, hila y teje cerca de 54,000 yardas ó 30 millas (50 kilómetros) de calicó cada dia. En la trasmision

del movimiento se ponen en juego de 92 á 100 ruedas dentadas, cilíndricas ó cónicas; y 4 800 pies (1 465 m.) de ejes, en los que hay montadas 1 250 poleas ó tambores para dirigir varios instrumentos, y toda la maquinaria pesa 460 toneladas. Este gran peso, que no comprende el de la maquinaria para preparar y para terminar, se pone en movimiento, con una velocidad de 50 á 200 revoluciones por minuto, por dos máquinas de fuerza nominal de 500 caballos, pero cuyo trabajo efectivo es mas de 800, trabajando 10 horas al día en todo el año. En un año de 316 días útiles da el enorme producto de 17 064 000 yardas, ó 9 480 millas (15 605 kil.).

He dado estos números solamente para mostrar la estension é importancia de esta manufactura y del extraordinario espíritu emprendedor que la ha dirigido. Este establecimiento pertenece ahora á una familia de tres hermanos, que posee además otra fábrica que produce 56 000 yardas (22 kil.) diarias, de modo que el producto total de la casa es de 16 000 millas de calicó (25 800 kilómetros) al año.

El establecimiento de los Sres. Whittaker no es el único que merece considerarse respecto de la fuerza de su producción; pueden enumerarse muchos otros igualmente estensos, sino mas, en su maquinaria y medios de ejecución; pero pocos ó ninguno comprenden el mismo admirable sistema de concentración y las mismas comodidades bajo un solo techo para explotar tan estensa y productiva manufactura. La de los SS. John Fielden y hermanos, en Todmorden, la de los SS. Thomas Ashton é hijos, en Hyde, y muchos otros son establecimientos vastísimos, pero hé elegido la de los SS. Whittaker como el ejemplo mas apropiado, porque es la última fábrica que se ha levantado en grande escala en este país y contiene todos los adelantos mas recientes. (\*)

---

(\*) Las fábricas de Saltaire (véase página 162) se han construido después que las de los SS. Whittaker.

No será menester que nos detengamos mas sobre este particular, estraño hasta cierto punto al objeto de este escrito, que se refiere á los edificios y no á la maquinaria de que están provistos. Baste esto para observar que la construccion de edificios á prueba de fuego es aplicable á toda clase de manufacturas. Se puede asegurar sin recelo que este principio se ha aplicado á fábricas de harinas, de algodones, de hilo, de seda y de lana, incluyendo los departamentos necesarios para el tejido. Tambien es importante para edificios públicos, como cuarteles, cárceles, presidios, hospitales, graneros y otros que requieran permanencia en la construccion y seguridad contra el fuego. En edificios particulares, como casas de habitacion, cuadras, etc., será igualmente útil, y tanto por el bajo precio á que se trabaja ahora el hierro como por los adelantos que se han hecho, espero que dentro de poco muchos edificios de este pais estarán tan seguros de la accion destructora del tiempo como de la violencia de un incendio.

Habiendo tratado de anotar en este libro los resultados de cerca de treinta y cinco años de experiencia en obras de esta clase, y habiendo dedicado mucho tiempo, trabajo y dispendio á investigar este importante asunto, confio en que los pormenores que he dado y que me han servido en mi propia práctica, serán igualmente útiles á los demas para guiarse en la construccion de edificios de tanta importancia para asegurar su duracion ó darles la precisa resistencia, lo cual constituye los elementos de su aplicacion.

Ahora solo me resta hablar del modo de probar la fuerza de las vigas de hierro fundido antes de ponerlas en uso, y dar las reglas necesarias sobre un asunto que no solo exige la mas atenta consideracion, sino que por punto general no se comprende bien. Cuestion es esta en la que hay gran divergencia de opiniones, y como yo no concuerdo con varias personas acerca del punto

hasta que se pueden probar las vigas, creo que no podrá parecer mal que dé mis razones para disentir de esas opiniones.

Si tomamos en consideracion las leyes que rigen la resistencia de los cuerpos sometidos á fuerzas, ó las verdades físicas que es de desear que examinemos escrupulosamente y sigamos con puntualidad, llegaremos á consecuencias de gran valor para la construccion de este género de obras. Siguiendo estas leyes, debemos aplicar una regla apropiada para probar las resistencias sin perjudicar la fuerza de cohesion del material cuando trabaje. Esto es evidente, pues en todos los cuerpos sujetos á una fuerza transversal ó de cualquier otro modo, hay una tendencia poderosa en su materia para resistir á las causas de perturbacion, y esta facultad inherente á los cuerpos es lo que llamamos resistencia á una fuerza, por pequeña que sea, que tiende á la rotura. Es claro que en cuanto se aplica una fuerza para dividir, quebrar ó aplastar un cuerpo, sea hierro, madera, piedra ú otro material sólido, se ponen en juego inmediatamente las fuerzas de cohesion que resisten á esta fuerza. Parece como que todos los cuerpos tienen (si se permite la expresion) horror á la separacion de sus partes, y sin meterse en averiguar las leyes que unen ó enlazan las particulas entre si, basta que conozcamos el hecho y que veamos en las diversas acciones por las que se conserva esta notable propiedad, la fuerza de cohesion, un principio inherente á la materia, el cual no conocemos sino imperfectamente, no sabiendo la causa ni el modo con que estas acciones se prolongan, se disminuyen y por fin se aniquilan. Estas partes de la ciencia física no deben omitirse en la educacion profesional, porque un conocimiento intimo de estas propiedades ó por lo menos en cuanto tienen relacion con el uso de los materiales ó con sus aplicaciones á las artes útiles, garantizaria mayor seguridad al público y daria mas variedad á las formas en proporciones simétricas.

La teoria de las fuerzas de cohesion de los cuerpos es sin



embargo una cuestion enteramente distinta. En la investigacion presente tratamos esclusivamente de hechos experimentales, y todo lo que queremos saber es la resistencia estrema que ofrecen los cuerpos á cuatro especies de fuerzas, á saber, tension, torsion, compresion y flexion trasversal. Sabido esto podemos emprender cualquier aplicacion práctica con mayor y mas cierto resultado que pudiéramos obtener sin este conocimiento; y una vez determinadas las resistencias del material que se usa y la direccion de la fuerza aplicada, podremos con gran seguridad y el mayor acierto determinar la cantidad de materia que se ha de emplear y la forma en que se ha de disponer para producir el maximo de efecto. De las reglas generales y principios fundamentales, estos son los que me parece que constituyen la solidez y economia de todas las construcciones importantes, que en el dia forman un elemento tan esencial en las necesidades y conveniencias de la sociedad.

Pero un conocimiento exacto de los pocos principios fundamentales que afectan la resistencia de los materiales nos dispondrá para poder hacer bien las pruebas que se han de hacer en el hierro fundido para descubrir las ampollas y otros defectos, si es que los tienen las fundiciones. Se ha observado ya que el hierro fundido no se puede cargar con mas del tercio de su peso de rotura. Creo que con el objeto de prevenir todas las contingencias, como el golpe de grandes pesos que caigan sobre las vigas etc., es mas seguro dejar un poco mas de holgura, y no exceder nunca del cuarto del peso de rotura como carga permanente. Esto en las vigas será probablemente una precaucion necesaria, y para probar su resistencia y calidad cuando se han de usar en la construccion, es de desear que lo primero de todo se cargue una de las vigas y se anoten las flechas que va tomando conforme se aumenta el peso, hasta que se rompa. Este experimento es de gran valor, porque no solo determina la calidad respectiva del

metal usado, sino que hace ver su tenacidad, elasticidad y otras propiedades, que es esencial determinar en esta época de investigaciones experimentales. Después de haber así determinado la resistencia de la viga y la calidad del metal rompiendo una ó dos de ellas, no será menester para probar las demás sino cargar en cada una el tercio del peso que rompió la primera, y al hacerlo cuidar de determinar la flecha y la pérdida de elasticidad ó flexion permanente que indica para aquella viga la comparacion con la que se rompió, y observar las que tiene con el peso y después de quitarlo. Todas estas observaciones se anotarán con toda claridad en un registro, que servirá para recordar cuando se quiera los hechos apuntados y deducir las propiedades relativas de las vigas. En algunos casos se podrá desear que se prueben las vigas con mucho más del tercio de su carga de rotura, pero yo soy opuesto siempre á estas pruebas, porque es seguro que cualquier esfuerzo grande perturba la estructura molecular y hace entrar en juego mayor número de partículas componentes que las que se necesitan para sostener la carga. A esto no se dará réplica de más fuerza que decir que cuanto mayor sea el número de partículas que entre en acción, menos tocará trabajar á cada una, pero nace un gran peligro de la desigualdad de la tension en diferentes partes, que pueden ser separadas por una acción fuerte, con lo cual se perjudica notablemente la resistencia estrema de la viga. He visto frecuentemente daños de esta especie, que es imposible descubrir observando las flexiones, y la consiguiente pérdida de fuerza elástica se hace patente por la flecha permanente que queda.

Para hacer evidente el daño que se hace á una viga con pruebas excesivas, supongamos una (fig. 59) sostenida en A y B, que cargamos hasta menos de  $\frac{1}{12}$  de su punto de su rotura, por ejemplo 950, y que con 50 más se rompería. Es claro que entonces casi todas las facultades de resistencia de la viga por ambos

lados del eje neutro se ponen en juego y sufren una enorme presión en el mismo punto de rotura. Suponiendo que después se quite esta carga y se determine por una medida el efecto de la prueba, hallaremos que no solo ha tenido un menoscabo no pequeño, sino que hay peligro de rotura si se repite la misma carga; y ¿cuál será luego el resultado de una acción mas ligera? Cuando la viga se habia cargado con el tercio del peso de rotura, conservaba bastante fuerza propia para volver muy cerca de su posición primitiva, mientras que con la otra carga tan fuerte se ha alterado profundamente, y un ligero movimiento mas, aun con cargas reducidas, por el desarreglo de las moléculas en la primera vez y las repetidas alternativas de descargar y cargar de nuevo, destruirá pronto su resistencia, y causará su rotura. Por estas razones he sido siempre opuesto á hacer pruebas fuertes en las vigas fundidas ó de cualquier otro material, y no temo, tratando de tan útiles construcciones, recomendar una prueba moderada que no exceda del tercio, y mas bien para descubrir las ampollas é imperfecciones de la fundición que para determinar la resistencia estrema de la viga (\*).

Las resistencias de las vigas (de cualquier material que sean) se pueden comparar á los músculos de un animal, que cuando ejercen esfuerzos superiores á sus facultades ordinarias pueden sostenerlos por algun tiempo, y aun repetirlos alguna vez, pero el resultado comun es la rotura de alguna de sus partes, ó la pérdida de las facultades por las que se mantenía la elasticidad y la posibilidad de volver á su estado primitivo. De aquí se sigue que cualquier clase de material sujeto á una acción transversal, nunca debe someterse á mayor trabajo que el necesario para volver á rectificar sus fibras ó arreglar las moléculas de su estructura

---

(\*) Habiendo determinado primero esta resistencia rompiendo una ó dos vigas.

cristalina. Toda fuerza superior á esta es peligrosa, y en caso en que la viga esté sujeta á alternativas de vibraciones, pesos considerables ó choques, es mas seguro multiplicar la carga por cuatro que por tres para obtener la resistencia estrema.

En las vigas para puentes de ferro-carril, el factor no debe ser menor que cinco, y aun en muchos casos es preferible el seis, por causa del gran peso y velocidad considerable con que los trenes pasan en una línea continua, lo cual ocasiona una fuerte prueba de percusiones en cada construccion, sean puentes ó vigas, que tienen que soportar el inmenso peso que trasporta el ferro-carril, con una velocidad que varia de 25 á 50 millas (40 á 80 k.) por hora.

## FÁBRICAS DE SALTAIRE.

Habiendo tratado en los precedentes capítulos y secciones de esta obra de presentar al lector los resultados de las investigaciones mas recientes sobre las diferentes formas de vigas que entran en tanta parte en la construccion de las fábricas, almacenes, y otros edificios, debo dar un ejemplo en que todos estos adelantos se hayan adoptado, como capítulo final y en beneficio de los prácticos en la profesion. Con este objeto he elegido el gigantesco establecimiento de Saltaire, cerca de Bradford, en el condado de York, no solo por lo completo que es en todas sus partes, sino como un medio de dar á la generalidad de los lectores una idea de la energia, recursos y confianza con que emprenden el desarrollo de la industria manufacturera los hombres mas capaces é ilustrados que se dedican á la produccion de tejidos. No es posible acercarse á esta laboriosa colmena, observar la accion silenciosa y uniforme de las grandes fuerzas motrices, escuchar el ruido confuso é incesante de husos y telares, saber el gran número de seres humanos que se reunen bajo un mismo techo, el importe de sus salarios y la estupenda suma de su produccion, y reflexionar luego sobre el talento y espiritu emprendedor que ha de estar en accion continúa, tanto dentro como lejos del establecimiento para proveerlo y mantenerlo en trabajo; sin admirar la inteligencia que lo dirige y quedar agradecido á la seguridad y prosperidad nacional que pueden abonar el peligro que se corre.

Las fábricas de Saltaire, de las que damos una vista litografiada en la última lámina, pertenecen al Sr. Titus Salt, Esq. Están situadas en lo mas pintoresco del célebre y romántico valle de Aire, y la eleccion del sitio se ha hecho con acierto no comun, por lo apropiado que se encuentra para la explotacion eco-

nómica de un gran establecimiento manufacturero. Rodeadas por caminos y ferro-carriles que penetran hasta su mismo centro, concluyen su limitacion un canal y rio. Se dispone de un agua excelente para las calderas y los procedimientos de la fabricacion, y por su distancia de la atmósfera cargada y espesa de las grandes ciudades se tiene siempre segura una luz clara y sin obstáculos, mientras que tanto por tierra como por agua se obtiene una comunicacion directa para importar carbon y las primeras materias, por una parte, y por otra para espedir los géneros manufacturados. El trasporte por hombres ó por carros se ha suprimido por completo y se ha tenido muy presente cualquier otra circunstancia que tienda á economizar en la produccion. La superficie en que se ha de desenvolver con el tiempo la poblacion de Saltaire es de grande estension, y la parte apropiada para la fabricacion que está materialmente cubierta con los edificios de las fábricas, no baja de seis acres y medio (2,6 hect.) En este inmenso espacio se llevan á cabo las operaciones pesadas de la manufactura; pero la superficie destinada á todas las operaciones de diversas clases, á almacenar los géneros etc. ó en otros términos, la total superficie de los pavimentos del establecimiento es de unos doce acres (4,8 hectareas.)

El grupo principal del edificio ó la filatura propiamente dicha, se dirige de E. á O., casi paralelo á la línea de ferro-carril de Shipley á Skipton y Lancaster. Tiene seis pisos, 550 pies (168.<sup>m</sup>7) de largo, 50 pies (15.<sup>m</sup>2) de ancho y cerca de 72 pies (22.<sup>m</sup>) de alto, y para evitar la monotonía en una superficie tan estensa de fachada se han dispuesto los miembros de la arquitectura con el mayor gusto por los Arquitectos Sres. Lockwood y Mawson, de Bradford. Se ha adoptado un elegante estilo italiano, y la excelente calidad de la piedra de que está el todo sólidamente construido hace lucir con ventaja cada una de las partes. Detras del centro de este grupo principal y perpendicularmente á él se le-

vanta otro tambien de seis pisos, dedicado para almacenes, asi como para recibir y examinar los géneros recién elaborados, y en el espacio restante hay, por un lado, el salon de cardar, ó departamento en que se cardan á máquina las fibras de alpaca, mohair, lana, etc. y la hermosa fila de habitaciones destinadas para oficinas; y por el otro lado el gran salon para tejer con telares mecánicos. Para dar una idea de la magnitud del establecimiento bastará decir que en setiembre último se sentaron 5500 convidados de Mr. Salt en el salon de cardar, sin confusion y con desahogo y perfecta ventilacion, y que en el salon de tejer se hubieran podido acomodar bajo un mismo techo doble número. Distribuidos en las situaciones mas convenientes están los departamentos para lavar, embalar y secar, y los talleres de maquinaria, todo lo cual se comprenderá mejor con la inspeccion de la lámina 5.<sup>a</sup>, en la que se halla el plano de toda la fábrica. Al hacer los nuevos caminos que se necesitaban para asegurar el libre y fácil acceso á las diferentes partes de su establecimiento, no se ha mostrado Mr. Salt atrasado y se ha aprovechado de los adelantos mas recientes de la práctica científica, pues se encuentran puentes de la construccion mas sólida y duradera, tanto de hierro fundido como de hierro forjado: uno de estos pasos, de vigas del sistema tubular, cruza el canal y el rio Aire y no tiene menos de 450 pies (137<sup>m</sup>) de largo.

Con esta descripcion general de los caractéres distintivos de la fábrica de Mr. Salt, entraré mas por menor en aquellos puntos que interesan mas directamente al objeto de esta obra.

I. *Construccion.* La filatura señalada en la planta por A tiene un sótano de 10 pies (3,<sup>m</sup>05) de alto, que se estiende por ambos lados de las cámaras de las máquinas en toda la longitud del edificio. El piso bajo tiene 16 pies (4,<sup>m</sup>88) de alto, los cuatro siguientes 14 pies (4,<sup>m</sup>27) cada uno, y el quinto ó ático mide 8 pies (2,<sup>m</sup>44) desde el suelo á los tirantes, y 9 pies 6 pulgadas

(2,<sup>m</sup>90) desde estos al vértice de la cubierta, ó sea en total 17 pies 6 pulgadas (5,<sup>m</sup>54). Debe notarse, que como este piso superior está mas alto que lo que se necesita para las puertas de entrada y las cámaras de las máquinas, se estiende en los 550 pies de uno á otro extremo del edificio, y se cree que es la sala mas vasta que hay en Europa, sin exceptuar la galeria larga del Louvre en Paris. Todo este edificio es á prueba de fuego, con muros de piedra, columnas de hierro fundido y arcos de ladrillo hueco. Examinando la seccion transversal se notará que los muros de recinto están ahuecados en toda su longitud, segun se vé en *a, a, a, a, etc.* Por estas aberturas entra en cada habitacion una corriente regularizada de aire fresco á pocas pulgadas del suelo, y en la parte superior hay otras aberturas para el aire calentado ó viciado, con lo que se obtiene una ventilacion sencilla, pero eficaz, y en todos tiempos y estaciones una circulacion conveniente de aire por toda la fábrica. Cada piso está dividido en su longitud por una sola fila de columnas, y pareció mas conveniente hacer las dos divisiones desiguales, para poder acomodar la maquinaria y dejar entre medio un pasadizo libre. Estas divisiones son de 27 pies 6 pulgadas (8,<sup>m</sup>36) y 22 pies 10 pulgadas (6,<sup>m</sup>96). Mirada como construccion incombustible, la fábrica varia de la práctica ordinaria en un punto importante, cual es que los arcos para sostener los suelos son de ladrillos huecos, cuya forma y seccion se hallan cuidadosamente representados en las figuras H é I de la lámina 5.<sup>a</sup> Esto es una gran mejora, porque disminuye el peso muerto y la accion sobre las vigas, y los mismos ladrillos, como se han moldeado segun la curva adecuada, dan una superficie igual para el sófite ó intrados del arco, y no es menester enlucirlo. El corte K muestra la luz y la flecha de los arcos, con los riñones *b, b, b*, macizados á nivel, para proporcionar un asiento sólido é igual al pavimento, que es de losas de York, de 2 $\frac{1}{4}$  pulgadas (5,<sup>e</sup>7) de espesor. Las vigas de hierro



fundido son de la seccion de mayor resistencia, segun se vé por las tablas que siguen. Para la luz mayor de 27 pies 6 pulgadas tienen 18 pulgadas (45,<sup>c</sup>7) de alto en el medio y 11 pulgadas (27,9) en los extremos; y para la luz menor de 22 pies 10 pulgadas, 17 pulgadas (43,<sup>c</sup>2) en el centro y 10 pulgadas (25,<sup>c</sup>4) en los extremos. La mezcla de hierro con que se han colado ha sido la siguiente:

Gartsherrie. N.º 3	} Partes iguales.
Dundyvan. N.º 3	
Hematites. N.º 3	

La resistencia de estas vigas se apreció respectivamente en 29<sup>1</sup>/<sub>2</sub> toneladas y 22<sup>1</sup>/<sub>4</sub> toneladas colocadas en el medio; pero para probar la calidad del metal se rompió un ejemplar de cada clase colocando una carga de lingotes en el medio. Los resultados de estos experimentos son los siguientes:

*Prueba de las vigas de 22 pies 6 pulgadas entre los apoyos, (fig. 60).*

PESOS EN EL MEDIO.		FLECHAS.
Toneladas.	Quintales.	Pulgadas.
7	0 . . . . .	0,31
7	18 . . . . .	0,43
8	15 . . . . .	0,46
9	12 . . . . .	0,56
10	9 . . . . .	0,62
11	6 . . . . .	0,65
12	3 . . . . .	0,75
13	0 . . . . .	0,81
13	17 . . . . .	0,84
14	14 . . . . .	0,90
15	11 . . . . .	0,92
16	8 . . . . .	1,06
17	5 . . . . .	1,12
18	2 . . . . .	1,18
18	19 . . . . .	1,25
19	16 . . . . .	1,31
20	13 . . . . .	1,45
21	10 . . . . .	1,50
22	7 . . . . .	Se rompió.

*Prueba de las vigas de 27 pies 4 pulgadas entre los apoyos, (fig. 61).*

PESOS EN EL MEDIO		FLECHAS.
Toneladas.	Quintales.	Pulgadas.
8	15	0,50
9	12	0,56
10	9	0,59
11	6	0,65
12	3	0,75
13	0	0,84
13	17	0,95
14	14	1,06
15	11	1,12
16	8	1,18
17	5	1,51
18	2	1,45
18	19	1,56
19	16	1,71
20	13	1,84
21	6	1,96
21	16	2,12
29	6	Por el peligro que habia en acercarse á la viga no se tomaron las demas flechas hasta que se colocó el peso de las 29 $\frac{1}{2}$ toneladas, con el cual se rompió al fin.

Cerca de 200 vigas de las largas se probaron con 12 toneladas en el medio, y tomaron flechas que variaron de  $\frac{5}{8}$  á  $\frac{5}{8}$  de

pulgada. Otras tantas vigas cortas se probaron con 8 toneladas, y tomaron flechas de  $\frac{7}{16}$  á  $\frac{8}{16}$  de pulgada.

Por las pruebas anteriores se ve que la mezcla ó composicion de los tres hierros indica una calidad fuerte y superior de metal.

La cubierta es incombustible, como el resto del edificio, y se compone de 123 cuchillos, formados de hierros en T, escuadras y tirantes, segun se vé en la seccion en G, lámina 5.<sup>a</sup> Los extremos de los cuchillos descansan en zapatas embutidas en los muros, á las que se unen tambien los tirantes horizontales, que enlazan los pares y mantienen la forma del entramado. La sala superior está iluminada por vidrieras colocadas en las dos vertientes de la cubierta en todo lo largo del edificio, y de tal manera situadas, que dan á toda ella un aspecto ligero y alegre al mismo tiempo. Por lo demas, la única objecion que se puede hacer á esto es que sea el salon tan largo y estenso con el techo tan bajo; pero cuando se considera que la obra se ha hecho para que proporcione la mayor utilidad posible y no para esponerla, se desvanece esta impresion y se presenta con mas claridad á la vista el pensamiento que se ha querido poner en práctica. Debe tenerse presente ademas, que cualquier aumento en esta parte del edificio hubiera exigido mayor gasto para mantenerla á una temperatura uniforme, y que particularmente en una situacion tan espuesta á las influencias atmosféricas hubieran experimentado algun detrimento, si no daño grave, las operaciones de la manufactura y la maquinaria alli colocada.

El gran salon de tejer, señalado con la letra C en el plano, se puede observar que está dividido en paralelógramos de 56 pies (10,<sup>m</sup>97) en un sentido, y 18 pies (5,<sup>m</sup>49) en el otro. En todos los ángulos están fijadas las columnas de hierro fundido que sostienen 15 líneas de canales de fundicion señaladas en *a, a*, (figura 62), de dimensiones suficientes para que sirvan de entabla-

mento á las columnas y de apoyo á la cubierta, que corre en toda su estension de E, á O. ; con bastidores de cristales en la vertiente que mira al N., que dan casi á todas las horas del dia una luz muy uniforme. El salon de cardar D es de construccion semejante, solo que está dividido en cuadrados de 18 pies de lado, con columnas y cubiertas enteramente análogas á las anteriores. La figura 62 presenta un corte de esta parte de la construccion, en la que se vé la posicion de las columnas, el ángulo con que se recibe la luz, y una porcion del sótano que contiene los ejes, ruedas, poleas, etc., que dan movimiento á la maquinaria, compuesta de 1000 ó mas telares, en el piso inmediato.

La circunstancia mas notable de esta parte es que la trasmision de movimiento se halla bajo el suelo, y toda la inmensa superficie de encima queda completamente desembarazada de las correas, ruedas, tambores, y otros obstáculos, y el inspector puede examinar de una ojeada todo el taller.

II. *Abastecimiento de agua y de gas.* Se han tomado toda clase de precauciones para asegurar una provision regular y constante de estos elementos necesarios para un establecimiento de tal magnitud. La fábrica de gas está situada en el punto bajo de la localidad, entre el canal y el rio; y el depósito del gasómetro, de 62 pies (19<sup>m</sup>) de diámetro y 20 pies (6<sup>m</sup>, 10) de altura, está bastante bajo para poder llenarse con el agua de las grandes cañerías ó del depósito de alimentacion de la poblacion de Saltaire, ó bien del canal que corre á unos 23 pies (7<sup>m</sup>) sobre el lecho del rio. El gasómetro tiene 60 pies (18<sup>m</sup>, 28) de diámetro y 18 pies (5<sup>m</sup>, 49) de alto, y contiene 50 000 pies cúbicos (1416<sup>m</sup>.<sup>c.</sup>) de gas, ó sea la cantidad suficiente para alimentar 5 000 luces. Las fábricas se proveen de agua dulce con la que se recoge de la lluvia de los tejados, y la que resulta de la condensacion del vapor que se emplea en calentar las habitaciones. Estas aguas se conducen por tubos á un grande algibe que hay bajo el salon de cardar, en

donde se encierran y se filtran para limpiar y lavar la lana. Para proveer de agua destinada al uso doméstico á la poblacion se ha abierto un pozo hasta una gran profundidad bajo los cimientos de las máquinas, y una de ellas mueve una bomba de 9 pulgadas (23°) de diámetro con el único objeto de elevar el agua pura de manantial hasta un depósito de bastante altura, para conducirla á todas partes solo por su presion.

III. *Caldeo y ventilacion.* Mantener una temperatura uniforme y renovar la atmósfera de las diferentes piezas en que se reune gran número de personas, ha sido cuestion del mayor cuidado del arquitecto y del ingeniero, asi como de Mr. Salt; asi es que se han tomado todas las precauciones posibles y se han adoptado todos los adelantos conocidos para asegurar una temperatura agradable y una saludable ventilacion. Ya se ha dicho que los muros del edificio principal estaban perforados para recibir el aire puro y dar salida al viciado, y ademas de esto, cada sala tiene una doble fila de tubos de vapor, que calienta las capas superiores del aire á una temperatura de 60.° (16.° cent.) y producen una circulacion constante de corrientes insensibles que pasan por todas las habitaciones.

Los salones de tejer, que son mas altos y estan mas espuestos que los demas, se calientan y ventilan de otro modo. El sistema empleado consiste en la operacion mecánica de forzar al aire por dos ó mas cilindros llenos de pequeños tubos, los cuales se calientan con el vapor que arrojan dos máquinas de alta presion sin condensacion, que sirven para dar movimiento á los ventiladores por los cuales el aire, asi calentado, se hace pasar por canales colocados bajo el suelo, y despues de haber pasado por entre los riñones de las bóvedas, se arroja dentro de la habitacion por válvulas de registro, colocadas sobre un gran número de salidas de los canales inferiores. Se espera que este aparato, invencion de los SS. Hamilton y Weems, de Johnstone, cerca de Glasgow,

mantenga una circulacion constante de aire caliente en los salones en todo el invierno, y de aire fresco en el mayor calor de los meses de verano.

IV. *Fuerza motriz y maquinaria.* Los primeros motores de las fábricas de Saltaire son dos pares separados de máquinas de vapor de condensacion, situados, como se ve en la planta, á ambos lados de la entrada principal. Estas máquinas se han proyectado para que den juntas una fuerza que no baje de 1250 caballos calculados según la regla comun á razon de 55000 libras elevadas á un pié de altura en un minuto cada uno (76 kilogramos). Son de aspecto macizo é imponente y apropiadas en sus partes para trabajar con el grande economizador de carbon, el vapor en alta presión. El vapor se produce en diez calderas multitubulares, colocadas frente á la fábrica, bajo el nivel del suelo, en donde se indica con líneas de puntos en la planta. Estas calderas se han construido con la mira de consumir el humo y gastar el menos carbon que sea posible. Con este objeto se ha procurado evitar todo escape del calor y las calderas se han cubierto con materias no conductoras, y aun los tubos de conduccion del vapor, despues de salir de la caldera, van dentro del conducto de humo principal, en el que el vapor se purifica de las particulas que lleva en suspension, y recargado de calor entra en los cilindros á ejercer su accion en un estado de grande elasticidad. La llama y los gases de los hornillos se introducen y reunen en un cañon principal que va directamente á la chimenea. Esta, que por la hábil direccion de los arquitectos es un adorno y complemento de la masa general de los edificios, en lugar de ofender á la vista, está á una pequena distancia de la fachada y se eleva magestuosamente á la altura de 250 pies (76<sup>m</sup>). Es de piedra, por el estilo de un campanil italiano, pero para preservar la columna de la accion del aire caliente y conservar el paralelismo del cañon de arriba á bajo, está revestida por dentro con ladrillos refractarios, que dejan un espacio

con aire templado para proteger los muros exteriores y mantener un tiro uniforme y eficaz.

Los dos pares de máquinas trabajan con mútua independencia, pero en ambos se trasmite el movimiento directamente de la circunferencia de los volantes, recibéndolo ruedas planas con dientes de madera. La clase de movimiento y la velocidad necesarios se transmiten desde la rueda principal á todos los puntos del establecimiento por medio de ejes y ruedas segun costumbre. La longitud total de ejes es de mas de 10 000 pies, ó cerca de 2 millas (6 kil.), variando en su diámetro desde 14 pulgadas (36°) á 2 pulg. (5°), pesan mas de 600 toneladas y giran con velocidades de 60 á 250 revoluciones por minuto. No es preciso describir por menor las diferentes clases de maquinaria; baste decir que Mr. Salt, con aquella prevision y liberalidad que son indispensables para que el trabajo sea productivo y perfecto, ha decidido que sea toda nueva, y que comprenda los resultados de las invenciones mas recientes y de la construccion mas perfecta.

La importancia de las fábricas de Saltaire se puede comprender por el hecho de contener todos los medios de hacer todas las preparaciones de las primeras materias para alimentar 1 200 telares, y que la produccion diaria de estos asciende á la enorme cantidad de 50 000 yardas (27 451<sup>m</sup>) de alpaca ú otros tejidos, ó sean mas de 5 000 millas (8 000 kil.) al año.





---

## APÉNDICES.

### NUM. I

Han ocurrido muchas dudas acerca de la eficacia de las vigas de hierro forjado para sostener los arcos que forman los suelos de los edificios incombustibles. Esta clase de vigas se ha usado últimamente para varios objetos, como puentes horizontales y carreras de suelos de madera en los edificios, pero su aplicacion no ha salido de limites estrechos; y hasta que se aplicaron primero por via de ensayo en Wolverhampton, y despues en menor escala en Saltaire para sostener arcos de ladrillo, se habian considerado por su ductilidad y facilidad de torcerse como inútiles para este propósito. Estos ejemplos, sin embargo, han demostrado lo inexacto de tal opinion, por cuanto tenemos mas de 100 arcos de ladrillo sostenidos por vigas de hierro dulce, en los puentes tubulares sobre el Aire en Saltaire, con una rigidez enteramente igual á la del hierro fundido. Lo mismo puede decirse de los arcos de experimento en el molino de los señores John y James Norton, en que están sostenidos con igual solidez y mas seguridad que los que insisten en vigas de hierro fundido.

Me ha parecido conveniente citar estos hechos para probar la superioridad de las vigas de hierro forjado, tanto por su mayor ligereza, pues no pasan de la *tercera parte* de las de hierro fundido, como por su mayor resistencia á la rotura, sea por un peso muerto ó por el choque.

## NÚM. II.

*Informe sobre las causas de la ruina de una fábrica de algodón en Oldham, en octubre de 1844.*

Hemos examinado cuidadosamente el edificio, y despues de observar todo lo relativo á los muros, cimientos, vigas de hierro y columnas, asi como sus fracturas, somos de opinion que el accidente ha provenido de una de dos causas: ó de la rotura de los arcos, ó lo que es mas probable, de la rotura de una de las grandes vigas que sostienen los arcos longitudinales y trasversales en el frente estremo de la fábrica.

De los testimonios presentados aparece que se habia observado que uno de los arcos del piso superior, (el cuarto á contar de la antigua fábrica) se habia bajado algunos dias antes del accidente. Este arco, que habia descendido unas cuatro pulgadas (10°), se habia considerado inseguro y se habian hecho los preparativos necesarios para colocar la cimbra con el objeto de rehacerlo. Mientras se reconstruia este arco (cuando habia un tercio terminado, despues de quitar la parte del medio y dejar el resto), cedió la fábrica, y en este crítico momento, segun dice uno de los testigos, se rompió la viga por cerca de la columna, y todo vino al suelo con estrépito. En vista de esto y considerando el testimonio como exacto, es claro que la viga debe haberse roto por el empuje lateral de los arcos, y no como se suponía por el peso que cargaba verticalmente sobre las vigas que quedaban. En confirmacion de esto se observará que las vigas intermedias no tenían contrarrestado el empuje lateral mas que por un codal de madera bastante malo, que por su calidad blanda y fibrosa pudo fácilmente hundirse ó aplastarse por la accion del borde de una cabeza de una pulgada de grueso que le comprimiese. Se sigue de aqui que el

empuje de dos arcos anchos y muy rebajados hubiera sido suficiente para romper la viga y destruir los apoyos por los dos lados. Rota la viga, es fácil calcular el resultado que era inevitable. De esta rotura podemos inferir que sobreviniera un accidente grave y de grande estension; pero á nuestro parecer no da bastante luz sobre toda la desgracia ocurrida, y no explica la inmensa ruina y total destruccion del edificio. Una de las vigas intermedias ó cualquiera otra que cediera no podria, en nuestra opinion, causar ruina tan completa, y como teniamos razon para sospechar la existencia de alguna otra causa, nos decidimos á practicar una investigacion mas detenida y profunda sobre la resistencia y proporciones de las demas partes de la construccion.

Un exámen detenido de las vigas rotas, y especialmente de las que estan transversalmente en el edificio, á 15 pies (5<sup>m</sup>,57) del frente de la fábrica, nos ha suministrado una prueba mas convincente de la causa que produjo esta ocurrencia desgraciada. Estas vigas sostenian los extremos de otras cuatro que se estendian longitudinalmente desde el muro de frente, en que se apoyaban, segun se vé en la figura 63. Es bien claro que las vigas *a, a, a*, tenian que soportar mucho mayor peso que las demas *b, b, b, . . .* y que por consiguiente debian tener un aumento proporcionado de resistencia. Mas fuertes ya lo eran, pero desgraciadamente, sea por descuido ó por ignorancia, se reforzaron equivocadamente, y en lugar de dar un suplemento de resistencia á la cabeza inferior que siempre sufre el mayor esfuerzo, se dió al medio, que no lo necesita. Es bien sabido, ó debe serlo por todo el que dirige la construccion de las vigas de hierro, que la resistencia es casi proporcional á la seccion de la cabeza inferior, siendo lo demas igual, pues segun los experimentos de Mr. Hodgkinson, una cabeza inferior de doble magnitud viene á producir doble resistencia.

Habiéndose probado estos hechos por experimentos directos importa á todo el que tiene que ver con edificios á prueba de

fuego, en que se esponen muchas vidas y haciendas, que se comprendán perfectamente la forma de las vigas y su seccion de mayor fuerza (\*) y nosotros remitimos á los que no esten al corriente del asunto, á la memoria de Mr. Hodgkinson sobre la resistencia de las vigas de hierro inserta en el tomo 5.º, serie segunda, de las Memorias de la sociedad literaria y filosófica de Manchester. En cualquier otro caso no hubieramos molestado con esto la atencion del jurado, pero cuando tiene tanta importancia como este, en que han perdido la vida muchas personas (\*\*) á causa de la falta de instruccion y de habilidad en la construccion de edificios, hemos considerado de nuestro deber llamar públicamente la atencion hácia este asunto, no solo por el caso presente sino por los demas que puedan ocurrir, é instar á los propietarios de fábricas y otros edificios que han de contener trabajadores sobre la necesidad de un sistema de construccion mas seguro y perfecto, y de un desarrollo ulterior de los principios segun los que se construyen los edificios á prueba de fuego. Si esta escitacion se recibe bien y se pone en práctica, podremos creer con razon que no se presentará ninguna otra ocasion de informar sobre ocurrencias de especie tan desastrosa y lamentable.

Ya hemos dicho que los vigas *a, a, a*, habian sido reforzadas, pero no en la parte inferior, sino en la media, en que se habia aumentado su espesor, siendo ineficaz el aumento de resistencia. Si la misma cantidad de metal se hubiese añadido á la cabeza inferior,

---

(\*) Para hacer ver la importancia de un conocimiento, por lo menos de los principios generales, al hacer las aplicaciones prácticas, no tenemos mas que tomar una viga con una sola cabeza en la parte inferior, *L*, y romperla de esta manera con un peso, v. g. 1000. Invirtiendo otra viga igual y rompiéndola con la cabeza por encima *T*, encontraremos que basta para romperla un peso de 520 á 540. Muchos hay que ignoran completamente esto, y que creen que la mismo resiste una viga colocada de un modo que de otro. De aqui proviene la colocacion indebida en que á veces se ponen.

(\*\*) Mas de veinte personas murieron en esta ocasion.

estas vigas, (las mas débiles del edificio) hubieran sostenido casi doble peso, y por una distribucion mas propia y juiciosa del material como esta, se hubieran salvado el edificio y la vida de los que perecieron en él. Estas observaciones se aplican igualmente á las demas vigas de la fábrica que eran tambien defectuosas en su resistencia (\*).

Las vigas transversales que sostenian los extremos de las longitudinales tenian una carga de  $13 \frac{3}{4}$  toneladas. Si ahora tomamos las secciones de estas vigas y calculamos los pesos en el medio necesarios para romperlas, se hallará que los pesos de rotura para las vigas *a, a, a,* y *b, b, b,* etc., vienen á ser iguales y de unas  $9 \frac{1}{4}$  toneladas. Este es el peso de rotura que corresponde á una calidad media de hierro, que por razon de la diferencia de metales no se puede subir á mucho mas que 10 ó  $10 \frac{1}{2}$  toneladas. El peso de rotura debia ser, pues, de unas 10 toneladas cargadas en el medio ó 20 distribuidas uniformemente sobre la superficie del reborde superior de la viga.

Habiendo determinado las resistencias de las vigas, las compararemos con las cargas que se les hacian sostener, y observaremos que las dos vigas *a, a,* próximas á los muros laterales, tienen su carga desigualmente distribuida, lo que reduce su fuerza á 15 toneladas.

Ahora se notara, que cada viga *a,* por el lado del oeste podia sostener 10 toneladas; pero las vigas que se apoyan en ella, por el lado del este, reúnen todo el peso en su punto medio, y por consiguiente, en lugar de ser la carga de rotura de dicha viga *a* de 20 toneladas (como si estuviese distribuida uniformemen-

---

(\*) Calculando los pesos que cargaban en cada viga, se halla que las que sostenian arcos de 10 pies 6 pulgadas y 11 pies de luz tenian que sostener cargas de 10 y 11 toneladas respectivamente, sin maquinaria. Cuando esta estaba en movimiento, las cargas se acercaban mucho á la de rotura, que se observará que solo era de 19 á 20 toneladas.

te) era de 45, por estar el peso distribuido solamente por un lado y concentrado en un solo punto por el otro (\*) y la carga que estas vigas habian de sostener era de  $13 \frac{3}{4}$  toneladas,  $8 \frac{1}{2}$  en un solo punto en un lado, y  $5 \frac{1}{4}$  distribuidas uniformemente por el opuesto.

Segun esto, se vé que la carga efectiva era á la de rotura como los números 15,75 y 15, ó sea como 1 á 1,09, es decir, que la primera es solo en una pequeña cantidad menor que la otra (un décimo): tal era el estado critico en que se encontraba este edificio antes de su ruina.

Mirando el asunto bajo este aspecto y partiendo de los cálculos anteriores como datos, no se puede ocultar la causa del accidente. Aun suponiendo que los arcos se hubiesen mantenido, es claro que era sumamente arriesgado acercarse tanto con la carga efectiva á la de rotura, y que en tales circunstancias, ninguna precaucion hubiera sido bastante eficaz para evitar que se rompieran las vigas *a*, *a*, *a*, en cuanto sufrieran el mas pequeño choque, ó cualquier movimiento vibratorio que tendiese á perturbar las partes mas tensas y disminuir mas aun las ya tan escasas resistencias disponibles; y es evidente que esto debió suceder un dia ú otro. Creo que Mr. Bellhouse concuerda conmigo en que la causa real del accidente fué probablemente que por la conmocion producida al moverse la maquinaria ó por cualquier otra causa, el mas pequeño golpe pudo romper una de las vigas *a*, *a*, y es fácil concebir como seguirian las demas. No solo se hubo de arruinar el muro de frente, sino que aflojándose todos los arcos del mismo suelo, debió desplomarse todo

---

(\*) Hay una gran diferencia entre cargar una viga en el punto medio ó cerca de él, ó en toda su longitud. En este último caso puede llevar un peso enteramente doble, por consiguiente, una viga que sostiene arcos, teniendo la carga distribuida igualmente, si puede sostener en el medio un peso de 10 toneladas, podrá sostener el doble ó 20 toneladas.

en masa. Seria imposible explicar la total destruccion del edificio á menos que todo el entramado de un piso fallase, y esto ha de suceder en cuanto ceda una de las vigas *a, a*.

Ademas de la insuficiencia de las vigas de hierro, que consideramos como la causa primera del suceso, debemos llamar la atencion sobre los tirantes, que aunque suficientes en número y resistencia, no están colocados acertadamente para oponerse al empuje de los arcos, pues el máximo efecto lo producen si se colocan en la base de la viga; y si esto no es conveniente, no se deben subir mas que el intrados del arco, pues en esta posicion atraviesan el eje neutro de la viga y dan suficiente seguridad al arco sin perjudicar la resistencia de aquella; pero en lugar de esto, se colocaron cerca de la cabeza superior, á 18 pulgadas (46<sup>c</sup>) de la base (\*).

Respecto de los arcos, encontramos el senoverso ó montea demasiado pequeño. En la mayor parte de los casos es de 1 <sup>1</sup>/<sub>4</sub> pulgadas por pié (<sup>1</sup>/<sub>9,6</sub>); pero para asegurar una solidez perfecta, aconsejariamos que en todas las construcciones futuras de esta especie la flecha sea de 1 <sup>1</sup>/<sub>2</sub> pulgadas por pié de luz (<sup>1</sup>/<sub>4</sub>). En el arco que cedió primero, la flecha era muy poco mas de una pulgada por pié, pues en una luz de 11 pies 6 pulgadas (3<sup>m</sup>,51) era de 12 pulgadas (0<sup>m</sup>,30).

En cuanto á las columnas se observaron muchas imperfecciones en el espesor variable del metal, pero por lo demas estaban bien, y no presentaban señales de debilidad que indicasen un peligro por su parte; sin embargo, una pulgada mas en el diá-

(\*) En todo arco sostenido por vigas de hierro es esencial tener los tirantes tan bajos como sea posible: en la mayor parte de los casos conviene colocarlos en la cuerda del arco, ó sea en la base de la viga; pero nunca deben subir mas que el intrados de la clave, y entonces cortar al eje neutro, como se ha dicho arriba.



metro, con el mismo peso de metal, hubiera proporcionado mas resistencia y seguridad.

No podemos terminar este informe sin hacer notar la solícita impaciencia y el vehemente deseo mostrado por los SS. Radcliffe de levantar todas las partes de su edificio bajo los mejores principios de resistencia, y nosotros no llenariamos cumplidamente nuestro deber en esta ocasion si dejásemos de consignar la gran solidez que se observa en todo él, menos en lo ya descrito, y sobre lo que no es regular que pudiesen formar juicio, pues no se puede exigir de personas que no están familiarizadas con los principios de construccion que tengan el conocimiento debido de todas las proporciones y demas circunstancias que se requieren en un edificio como este. Por conclusion, tenemos el mayor placer en asegurar que nos parece que los SS. Radcliffe no han tenido en cuenta consideraciones meramente pecuniarias al construir estas fábricas.

WILLIAM FAIRBAIRN.

DAVID BELLHOUSE.

NUM. III.

*De algunos defectos en la teoria y construccion de los edificios á prueba de fuego*, por WILLIAM FAIRBAIRN, M. Inst. C. E.

Memoria leida ante los miembros del Instituto de Ingenieros civiles,  
el 20 de abril de 1847.

Presidencia de SIR JOHN RENNIE.

La ruina de una porcion de la fábrica de algodones de los SS. J. y J. L. Gray, en Manchester, es un ejemplo flagrante de las peligrosas consecuencias que puede ocasionar el uso de las vigas de hierro fundido de gran luz, sin pilares ó soportes adecuados. Como no sean casos de necesidad absoluta, la masa de los arcos de ladrillo nunca se ha de apoyar en vigas suspendidas, y cuando no se puedan colocar pilares es asunto de grande importancia la magnitud y resistencia que han de tener aquellas. En tales circunstancias, nunca deben cargarse mas del tercio de la carga de rotura, y en el caso presente se hubieran podido colocar dos columnas entre las calderas sin perjuicio de ningun género. Por el exámen atento de los muros, vigas de hierro y otras partes del edificio caído, y por las circunstancias que tienen alguna conexión con este accidente, no me cabe duda acerca de la causa de la fractura de la viga y las consecuencias que de esto se siguieron.

Para dar una idea clara de este suceso, me es indispensable hacer algunas observaciones preliminares, que no parecerán presentadas inútilmente, sobre un asunto de tan vital importancia como la seguridad de edificios, de que dependen, no solo la fortuna de los propietarios, sino lo que es mas importante, la vida

de los numerosos trabajadores empleados en la manufactura.

Cuando un cuerpo metálico cristalino, como el hierro fundido se emplea en suelos de edificios incombustibles, puentes, etc., para sostener grandes pesos, es un material muy engañoso. Debe usarse con gran precaucion, y solo bajo la direccion de personas competentes perfectamente enteradas de sus propiedades fisicas, y de todas las demas, asi como de su resistencia bajo diferentes esfuerzos. Para garantizar la seguridad y obtener buen éxito en esto, es preciso que la persona que emprenda la construccion de edificios de esta especie reuna las cualidades siguientes:

1.ª Un conocimiento de las propiedades y aplicaciones del material cuando está sujeto á tres distintas especies de fuerzas, á saber; torsion, compresion y separacion ó dilatacion de las partes.

2.ª Un exacto conocimiento de la proporcion entre las partes de una viga, de modo que las resistencias á la estension y á la compresion estén debidamente equilibradas cuando esté á punto de sobrevenir la rotura por una fuerza trasversal.

3.ª Un conocimiento de las leyes que rigen la dilatacion y contraccion de los metales para obtener buenas fundiciones y arreglar el grado de tension que resulte del enfriamiento.

Estas observaciones se pueden aplicar á todos los casos en que se usa el hierro fundido y forjado en la construccion, y debian presentarse antes de discutir la cuestion que vamos á considerar.

El edificio, (cuyas secciones longitudinal y trasversal, segun estaba antes del accidente, se ven en las figuras 64 y 65) tenia unos 40 pies (12<sup>m.</sup>) de largo, y 31 pies 8 pulgadas (9,<sup>m</sup>65) de ancho, y era de dos pisos, con tres calderas en el inferior y en el superior la maquinaria en que estaban ocupados los trabajadores. Sobre este último piso, y sirviéndole de techumbre, habia un depósito de agua asfaltado, que cubria toda la estension del edificio, en unos 1270 pies cuadrados (118<sup>m. c.</sup>) y podia contener

hasta 1 pie y 9 pulgadas (53,<sup>o</sup>3) de altura de agua. El suelo sobre la cámara de las calderas estaba formado de tres grandes vigas fundidas de 31 pies 8 pulgadas de luz, 2 pies 3 pulgadas (68,<sup>o</sup>6) de altura en el medio y 1 pie 10  $\frac{1}{2}$  pulgadas (57,<sup>o</sup>1) en los extremos, armadas con barras de hierro dulce de 2  $\frac{1}{2}$  pulgadas (6,<sup>o</sup>3) por 1 pulgada (2,<sup>o</sup>5) de alto, y se extendían de uno á otro muro, sin pilares ni otros apoyos intermedios. Entre estas vigas se habían volteado arcos de ladrillo, que igualados y rellenos en los riñones según costumbre, formaban el suelo para colocar la maquinaria en el piso de encima, según se ve en las figuras citadas.

Estas tres vigas inferiores eran con los muros los únicos apoyos de las columnas, vigas y arcos del piso superior, incluso el depósito que servía de techo. Se ve según esto, que no solo tenían que sostener el peso de los arcos de ladrillo y de la maquinaria del primer piso, sino la mitad del peso, además, de las vigas de hierro, columnas y arcos de ladrillo del techo, sobre el del agua contenida en el depósito. Suponiendo que este no se llenase más que hasta la altura de 18 pulgadas (46<sup>o</sup>) (altura del tubo de salida), se hallará que dichas vigas eran totalmente incapaces de soportar la carga que habían de tener encima:

Antes, sin embargo, de empezar ningún cálculo, es preciso echar una ojeada sobre la sección transversal de la viga en el medio representada en mayor escala en la figura 64, en la que la altura es de 27 pulgadas (68,<sup>o</sup>6), el área de la cabeza inferior 19  $\frac{1}{2}$  pulgadas cuadradas (125,<sup>o</sup>80) y la de la cabeza superior 3,6 pulgadas cuadradas (23,<sup>o</sup>22), siendo la distancia entre los apoyos, según se ha dicho, 31 pies 8 pulgadas (9,<sup>m</sup>65). Según esto, el peso de rotura de la viga, suponiendo que se ha fundido con metal de calidad ordinaria, sería de unas 56 toneladas, sin contar con los tirantes de armadura, que si se aplican convenientemente á una viga bien proporcionada, pueden aumentar su resistencia extrema hasta 50 toneladas, pero por desgracia

estos tirantes fueron de muy poca utilidad, pues la viga se rompió por el aplastamiento ó fuerza lateral de la cabeza superior, que segun el aspecto de la fractura fué la primera que cedió, é hizo ineficaces los tirantes. Comparando la resistencia de la viga rota con el peso que tenia que sostener, se encontrará que en lugar de romperse cuando lo hizo, debió haberse roto en la primera prueba, cuando el depósito estaba lleno de agua hasta una altura mucho mayor.

Al calcular el peso de los suelos y del agua del depósito, todo se reduce á un peso que actua en el medio de la viga, y como este equivale á otro doble repartido uniformemente sobre su superficie, el peso que habia de actuar en el medio se reduce á la mitad de la carga que esté distribuida sobre la viga. Esto se hace del modo siguiente:

El peso de los arcos de ladrillo que habia sobre la viga que se rompió era de 20,5 toneladas, el de la maquinaria que sostenia la misma de 10 toneladas, y por consiguiente el cómputo de estas presiones colocadas en el medio equivale á

$$\frac{20,5 + 10}{2} = 15,25 \text{ toneladas.}$$

Ademas, el peso de los arcos y de las vigas del techo superior era 23,5 toneladas, el del agua (en 18 pulgadas) que correspondia á la viga, de 14 toneladas, y por consiguiente los dos equivalen á

$$\frac{23,5 + 14}{2} = 18,75 \text{ toneladas}$$

colocadas en el medio. La carga total seria, pues, de

$$15,25 + 18,75 = 34 \text{ toneladas}$$

actuando en el punto medio, y como la carga de rotura de la viga era de 36 toneladas, la relacion de las dos cargas era de 34 á 36, ó sea que estaban tan próximas como los números 1 y 1,06.

Se puede preguntar como era posible que unas vigas colocadas en situacion tan critica sostuvieran el exceso de peso cuando el depósito estaba lleno á mas de 18 pulgadas, en cuyo caso, cada una de las grandes vigas habia de sostener una carga equivalente á 41 toneladas en el medio, siendo la de rotura solo de 36. Contestaremos diciendo que el metal de las vigas aparece ser bueno y sólido, y que en la prueba primera no se sometieron á ninguna accion vibratoria, ni á las alternativas de carga y descarga llenando y vaciando la cisterna, lo cual ha tenido lugar despues, y á ello debe atribuirse la rotura que mencionamos.

Al construir las grandes vigas, es evidente que se previó el gran peso que habian de sostener, pues se habian introducido dobles tirantes de armadura, pero parece que se han perdido de vista dos hechos importantes, á saber, la insuficiencia de la cabeza superior, y la naturaleza de las fuerzas que la habian de solidar, como todo el peso de los arcos superiores, actuando en un solo punto en el medio de la viga. Los tirantes de armadura tenian  $2\frac{1}{2}$  pulgadas (6,<sup>55</sup>) de ancho cada uno y 1 pulgada (2,<sup>54</sup>) de grueso, pero en los extremos estaban adelgazados por los taladros para recibir los pasadores que atravesaban las vigas y los reunian como los eslabones de una cadena. Suponiendo que la cabeza superior fuese bastante fuerte y la resistencia de los tirantes como si tuviesen las  $2\frac{1}{2}$  pulgadas cuadradas de seccion, la fuerza de la viga se hubiera podido hacer subir á 67 toneladas (tomando la resistencia á la estension de 24 toneladas por pulgada cuadrada, ó sea unos 58 k. por c. c.). Pero por desgracia, la cabeza superior era demasiado débil para resistir á la accion de los tirantes, que teniendo tendencia á aplastarla, al mismo tiempo que estaba ya algo falta de material, mas bien disminuian que aumentaban la resistencia. Es, pues, evidente, que las tres vigas, aunque no eran de la forma mas perfecta, se acercaban mucho á ella, cuando no tenian armadura; pero con estos auxiliares

eran indudablemente desproporcionadas, y mas particularmente defectuosas en su cabeza superior, lo que las hacia en extremo peligrosas é incapaces para sostener la carga colocada sobre ellas.

Al terminar estas observaciones, el autor hizo presente que en varias ocasiones se ha impuesto el deber de ser muy franco cuando se le ha llamado para investigar las causas de los accidentes en que se habian comprometido la vida ó los bienes de las personas; y aunque está pronto á dar la ayuda de sus conocimientos, no deja de serle desagradable un trabajo que en mas ó en menos puede comprometer la reputacion de profesores de superior instruccion y práctica.

En este caso, como en otros de la misma especie, no ha dudado en declarar con exactitud el estado de las cosas, pero por lo dicho antes no ha entrado en este asunto sino con repugnancia, y si en el curso de las investigaciones se ha visto precisado á reprobear la teoría y la práctica segun las cuales se ha levantado el edificio, tiene la conviccion de que se tendrán en cuenta los motivos que le han impulsado á ello. Al tratar de cosas tan intimamente ligadas con la seguridad pública, quedan mejor servidos los intereses de las personas y de las compañías por un análisis detenido, tanto de los materiales empleados en la construccion como de las reglas adoptadas para llevarla á cabo. Importa mucho que los ingenieros y arquitectos se familiarizen con la resistencia y demas propiedades de los materiales que emplean, y ninguno exige mas atencion y esmero que el hierro fundido, para poder obtener toda confianza y seguridad. No solo se necesita conocer las formas y la construccion, sino tambien la naturaleza de las tensiones y compresiones, asi como las leyes que siguen las respectivas resistencias. (\*)

---

(\*) Para mas detalles, véanse los dibujos y descripciones, etc., en las Transacciones del Instituto de Ingenieros civiles.

## NUM. IV.

La diversidad de la resistencia de las vigas tubulares y laminares, mencionada en la pág. 90, no proviene de falta de proporcion entre las secciones de ambas cabezas en ninguna de ellas, sino de la posicion del material, que en las primeras da mayor resistencia á la flexion lateral. Para obtener esto mismo en la viga laminar se ha usado otro medio, que consiste en atornillar piezas de madera á cada lado de la lámina y aumentando asi la rigidez, hacer menos fácil que ceda á cualquier esfuerzo. Esta forma, llamada « viga de sandwich » se ha usado mucho en algunos casos; y se compone de una plancha de hierro, sin escuadras ni cabezas, entre dos piezas de madera, de las cuales depende la resistencia mas bien que de la plancha central, que en esta posicion y en esta forma no puede considerarse como una viga. Habiendo concebido algunas dudas acerca de la resistencia de las vigas de esta construccion, las sometí á pruebas, cuyos resultados van á continuacion.

La viga tenia 22 pies 6 pulgadas ( $6^m,86$ ) de largo, 12 pulgadas ( $30^c,5$ ) de alto y  $12\frac{1}{2}$  ( $31^c,7$ ) de grueso, con una placa central de la misma longitud y altura, y de  $\frac{3}{8}$  pulgadas ( $0^c,95$ ) de grueso.

Los maderos laterales eran de buen pino del Báltico, atornillados con pasadores de 1 pulgada ( $2^c,5$ ). La viga asi compuesta se puso en apoyos distantes 22 pies ( $6^m,70$ ), y despues de preparado el aparato, se colocaron los pesos como sigue:



Núm. del expe- rimento.	Peso.		Flechas.	Flechas per- manentes.	OBSERVACIONES.
	Toneladas.	Quints.	Pulgadas.	Pulgadas.	
1	1	12	0,25		La última carga (18 tone- ladas) se dejó sobre la viga 16 horas y se quitó despues, en- contrando alterada la viga has- ta tener una flecha permanen- te de 1,30 pulgadas.
2	4	0	0,50		
3	5	0	0,75		
4	8	0	1,00		
5	10	0	1,50		
6	12	0	1,50		
7	14	0	2,00		
8	15	0	2,25		
9	16	0	2,50		
10	17	0	2,80		
11	18	0	3,50	1,30	

Comparando los resultados de estos experimentos con los de la viga sencilla laminar, y observando la flecha producida por la carga de 18 toneladas, que estaba distribuida en una estension de 6 pies (1,<sup>m</sup>85) en el medio de la viga, se verá que esta forma es débil; y que su elasticidad, aunque considerable, es demasiado imperfecta para admitir grandes cargas, provengan de un peso en reposo ó en movimiento sobre su superficie.

Si la plancha central hubiese tenido robladas escuadras de hierro formando cabezas, como la viga descrita en las páginas 89 y 90, los maderos laterales hubieran sido útiles para evitar la flexion lateral, pero hubieran contribuido en muy poco á la resistencia vertical de la viga.

Estos son los defectos de mas bulto de la combinacion del hierro con la madera, por la posicion de la plancha central y la diferente calidad y resistencia de ambes materiales. Cuando se unen de este modo no pueden desenvolver á un mismo tiempo las resistencias proporcionadas que ha de poseer de seguro un material homogéneo, dispuesto de modo que se utilicen en su grado máximo.

**FIN.**

REDUCCION DE MEDIDAS INGLESAS A METRICAS.

Número.	Pulgadas en centímetros.	Pies en metros.	Millas en kilómetros.	Pulgadas cuadradas en centímetros cuadrados.	Pies cuadrados en metros cuadrados.	Acres en hectáreas.	Pies cúbicos en metros cúbicos.	Libras en kilogramos.	Toneladas en toneladas métricas.	Libras por pulgada cuadrada en kilogramos por centímetro cuadrado.
1	2,5400	0,5048	1,6095	6,4514	0,0929	0,4047	0,0285	0,4534	1,0156	0,0705
2	5,0799	0,6096	3,2186	12,9028	0,1858	0,8095	0,0566	0,9068	2,0315	0,1406
3	7,6199	0,9144	4,8279	19,3542	0,2787	1,2140	0,0849	1,3602	3,0469	0,2108
4	10,1598	1,2198	6,4575	25,8056	0,3716	1,6187	0,1155	1,8157	4,0626	0,2811
5	12,6998	1,5240	8,0466	32,2569	0,4645	2,0254	0,1416	2,2671	5,0782	0,3514
6	15,2397	1,8288	9,6559	38,7085	0,5574	2,4280	0,1699	2,7205	6,0959	0,4217
7	17,7797	2,1336	11,2652	45,1597	0,6505	2,8327	0,1982	3,1759	7,1095	0,4919
8	20,3196	2,4384	12,8745	51,6111	0,7452	3,2374	0,2265	3,6275	8,1252	0,5622
9	22,8596	2,7432	14,4858	58,0625	0,8361	3,6420	0,2548	4,0807	9,1408	0,6325
10	25,3995	3,0479	16,0950	64,5159	0,9290	4,0467	0,2851	4,5341	10,1565	0,7028



# ÍNDICE

Páginas.

PRÓLOGO DEL AUTOR. . . . . 7

## PARTE PRIMERA.

DE LAS VIGAS DE HIERRO FUNDIDO PARA SOSTENER LOS SUELOS DE LOS EDIFICIOS. . . . .	9
Noticia histórica de las vigas de hierro fundido. . . . .	9
Experimento hecho en Leeds en 1824, por el autor. . . . .	13
Experimento hecho en Bradford en 1825, por el mismo. . . . .	15
Experimentos de Tredgold. . . . .	17
Experimentos hechos por Mr. Hodgkinson y el autor en sus fábricas de Manchester. . . . .	18
Regla para calcular la resistencia de las vigas de hierro fundido. . . . .	38
Tabla comparativa de los resultados. . . . .	40
DE LAS VIGAS DE HIERRO FUNDIDO ARMADAS Ó COMPUESTAS. . . . .	44
Regla para calcular la resistencia de una viga armada. . . . .	57
Comparacion del coste. . . . .	58
Vigas armadas en que los tirantes estan sujetos mas arriba de la cabeza superior. . . . .	59
Experimentos para determinar qué ventajas pueden sacarse de los tirantes de hierro forjado aplicados como una resistencia adicional á las vigas de hierro fundido. . . . .	60
Resúmen de los resultados. . . . .	65
OBSERVACIONES GENERALES RELATIVAS Á LAS VIGAS DE HIERRO FUNDIDO. . . . .	67
Influencia del tiempo y de la temperatura en la resistencia de las barras de hierro fundido. . . . .	70
Influencia del tiempo. . . . .	70
Efectos del tiempo. . . . .	71

<i>Tablas de experimentos sobre barras rectangulares relativos á los efectos del tiempo..</i>	73
<i>Efectos de la temperatura.</i>	78
<i>Resistencias comparativas, transversales y al choque, de las barras de hierro de aire frio y aire caliente de Coed Talon á varias temperaturas.</i>	80
<i>De las mezclas de hierros.</i>	81
<i>Resúmen general de los resultados de los experimentos hechos con barras rectangulares de hierro fundido de diversas procedencias..</i>	88

## PARTE SEGUNDA.

<i>DE LAS VIGAS DE HIERRO FORJADO PARA SOSTENER LOS SUELOS DE LOS EDIFICIOS Y PARA OTROS OBJETOS.</i>	89
<i>Experimentos sobre la resistencia transversal de los tubos rectangulares de hierro dulce.</i>	99
<i>DE LAS VIGAS ENREJADAS DE HIERRO FORJADO.</i>	126
<i>Experimento para determinar la resistencia y seguridad de una viga enrejada.</i>	127
<i>Fórmula para determinar la resistencia de una viga enrejada.</i>	129

## PARTE TERCERA.

<i>DE LA CONSTRUCCION DE ALMACENES Á PRUEBA DE FUEGO.</i>	131
<i>FÁBRICAS DE SALTAIRE.</i>	162
<i>Prueba experimental de las vigas.</i>	167

## APÉNDICES.

<i>I. Observaciones relativas á varias aplicaciones de las vigas.</i>	175
<i>II. Informe sobre las causas de la ruina de una fábrica de algodón en Oldham en octubre de 1844.</i>	176
<i>III. De algunos defectos en la teoria y en la construccion de edificios á prueba de fuego.</i>	183
<i>IV. De las vigas tubulares y laminares.</i>	189

## ERRATAS.

Página.	Linea.	Dice.	Lease.
11	última,	7,65	7,5
14	7	TE	FE
18	nota.	55	57
19	6	19,44	16,44
25	12	1,3	1,9
40	1. <sup>a</sup> de la tabla.	56½	56¼
57	19	del tirante	de los tirantes
58	25 y 26	<i>las equivalencias en reales están invertidas.</i>	
62	2	2595	2495
72	50	algunos	seguros
76	tabla.	1,417	1,457
87	25	tracita	antracita
88 (estado)	11	16 201 000	16 501 000
id.	27	16 146 966	16 246 966
id.	35	15 442 500	15 452 500
id.	45	16 156 113	16 156 133
id.	46	14 222 500	14 522 500
id.	28	156	456
id.	58	113	413
id.	22	790	0,790
94	10	20	2
id.	14	fundido	forjado.
100	12	en	de
110	7	elevando	clavando
115	14	10800	10880
119	10	han	habian
170	20	bajo	mas bajo
172	10	kilógramos	kilográmetros



