

ENSAYOS PRELIMINARES DEL FRENO DE VACÍO
(Smith-Hardy)

TREN DE ENSAYO DEL 13 DE JUNIO DE 1885.

COMPOSICION DEL TREN	PESO		
	CON FRENO.	SIN FRENO	TOTAL
Máquina núm. 157.		31.315	31.315
Ténder núm. 157.	19.485		19.485
Vehículos con freno.	64.025		64.025
Personal en servicio.	1.400	200	1.600
TOTAL.	84.910	31.515	116.425

Relacion del peso refrenado al peso total, 72,93 por 100.

(Se continuará.)

E. MARISTANY Y GIBERT.

APLICACIONES MODERNAS DE LA REGLA DE CÁLCULO.

(Conclusión.)

Por tanto, podremos formar el siguiente cuadro:

Designación de las barras.	Distancia al centro en decímetros	Esfuerzos que sufren para la carga permanente en toneladas.
<i>b</i>	80	7,10
<i>c y d</i>	60	5,30
<i>e y f</i>	40	3,60
<i>g y h</i>	20	1,80
<i>i</i>	0	0

(2) Esfuerzos cortantes máximos debidos á la carga móvil.

Colóquese la inclinación 45° (en φ) y opuesto á la distancia 80 al centro (en X) frente 7,50 (carga móvil) en W se tendrá 42,50 (en S) que $\times 0,2 = 8,5$ toneladas esfuerzo en barra b

Después se mide distancia del extremo *no cargado* de cada barra al apoyo más apartado, y en seguida

Colóquese distancia 160 de la barra b al apoyo más distante, en Y frente al esfuerzo cortante de b antes hablado = 8,50 y

opuesto á las distancias
140 — 120 — 100 — 80 — 60 — 40 — 20 — 0, en Y, de las otras barras
se encontrarán los esfuerzos —6,55—4,80—3,35—2,15—1,20—0,54—0,13—0

y poniendo estos resultados en forma tabular:

BARRAS.	Distancia al apoyo más lejano en decímetros.	Esfuerzos debidos á la carga móvil en toneladas.
b	160	8,50
c y d	140	6,55
e y f	120	4,80
g y h	100	3,35
i y j	80	2,15
h y l	60	1,20
m y n	40	0,54
o y p	20	0,13

El cálculo de las barras a y r , que son verticales, se hará aplicando la regla antes establecida, y es:

Póngase inclinación 90° (en φ) y frente á su distancia al centro 80 en X contra carga total 43,75 (en W) se encuentra 55 en S_1 que $\times 0,2 = 11,00$ ton.

Sumando ahora los esfuerzos de la carga permanente y de la móvil, tendremos el siguiente cuadro:

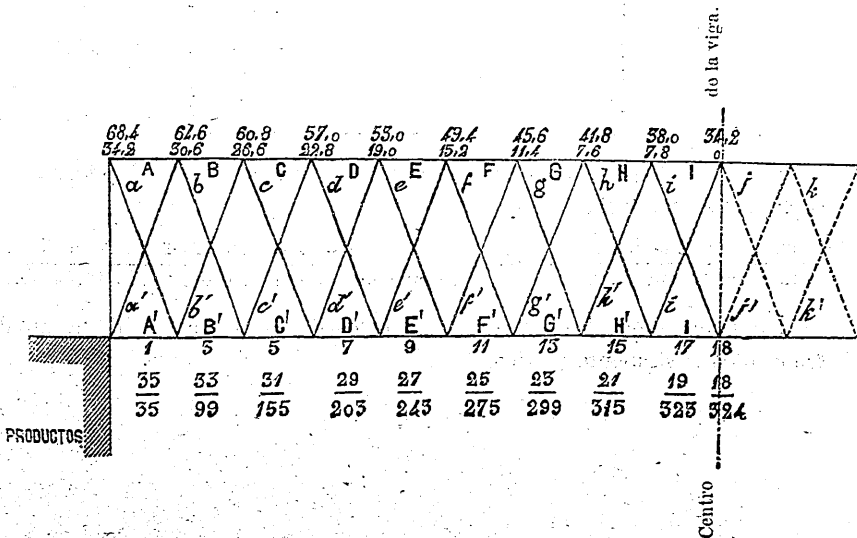
BARRAS.	Esfuerzos por carga permanente. Toneladas.	Esfuerzos por carga móvil. Toneladas.	Esfuerzos totales. Toneladas.	Esfuerzos totales calculados en el proyecto del puente. Toneladas.
a	»	»	11,00	11,00
b	7,10	8,50	15,60	15,55
c y d	5,30	6,55	11,85	11,70
e y f	3,60	4,80	8,40	8,30
g y h	1,80	3,35	5,15	5,00
i	0	2,15	2,15	2,10

La numeración de las escalas no llega más que á vigas de 20 metros, con dos de altura, en las unidades que se han adoptado; pero se puede extender su uso á vigas de todas dimensiones con la misma facilidad, pues que para ello basta variar el coeficiente 0,2 que sirve en nuestros cálculos.

Tomemos por ejemplo el de una de las vigas del puente de Burcena, sobre el río Cadagua, proyectado por el Ingeniero Ibarreta, y cuyos cálculos se publicaron con todo detalle en los *Anales de la Construcción y de la Industria*, tomo V, año 1880.

El diagrama de una de las semivigas es el de la fig. 11.

Fig. 11.



lancias al apoyo
has apartado...
lancias al cen-
tro, metros.....

Dimensiones de la viga: 68,4 metros longitud por 6,6 metros de altura (entre centros gravedad cabezas). Inclinación barras con la horizontal: 62° Longitud, paneles: 3,8.

$$\text{Cargas.} \dots \left\{ \begin{array}{l} \text{Permanente, por metro.} \quad 2,42 \text{ ton.} \\ \text{Móvil, por metro.} \dots \quad 1,21 \text{ ídem.} \\ \hline \text{Total, por metro.} \dots \quad 3,63 \text{ ton.} \end{array} \right.$$

Peso de un panel: $3,63 \times 3,8 = 13,79$ ton.

Mitad de ídem = 7,89.

$w = 24,20$ decenas de kilog. por decímetro, carga permanente.

$w' = 12,10$ " " por " ídem móvil.

$W = 36,30$ " " por " ídem total.

Usaremos por unidades en las escalas L y D el metro en vez del decímetro, y el coeficiente 0,2 se convertirá en 2; por tanto:

Colocaremos 36,30 en C y $\frac{\text{opuesto á 68,4 en L}}{\text{debajo de 6,60 en D}}$ y $\frac{\text{se leerá 160 en M, que } \times 2 = 320 \text{ ton.}}$

Esfuerzo de flexión en el centro viga = 320 ton.

En seguida

$\frac{\text{Póngase 320 (en B)}}{\text{enfrente producto del centro 324 en A}}$ y

$\frac{\text{frente á productos 323-315-299-275-243-203-155-99-35 en A}}{\text{se leerán esfuerzos 319-310-294-272-240-201-153-98-34,5 en B}}$

Los esfuerzos de flexión en las cabezas serán, por consiguiente, los del cuadro que sigue:

Cabeza no cargada.	Esfuerzos en toneladas.	Cabeza cargada.	Esfuerzos en toneladas.
A	34,5	A'	26,6
B	98,0	B'	90,1
C	153,0	C'	145,1
D	201,0	D'	193,1
E	240,0	E'	232,1
F	272,0	F'	264,1
G	294,0	G'	286,1
H	310,0	H'	302,1
I	319,0	I'	311,1

Pasemos á los esfuerzos cortantes. Las cargas w y w' tendremos que dividirlos por 2, número de partes en que están divididas las barras del alma, y así $w = 12,1$ $w' = 6,05$; después

Colóquese 12,1 (en escala W) debajo 62° (en Φ) y opuesto á las distancias al centro se leerán los esfuerzos

34,2—30,4—26,6—22,8—19,0—15,2—11,4—7,6—3,8—0 en escala X
23,40—20,8—18,1—15,6—13,0—10,3—7,6—5,3—2,60 en S₁,

que habrá que multiplicar por 2 para que nos den en toneladas los esfuerzos en todas las barras oblicuas del alma, debidos á la carga permanente.

Los de la carga móvil se obtendrán en seguida:

Colocando 6,05 (en W) debajo 62° en Φ y opuesto á 34,20 en X léase 11,80, que × 23,6 esfuerzo de la barra a

Usando las escalas Y y S₂,

Se pone 68,4 distancia al apoyo más distante (en Y) y enfrente 23,60 en S₂

Debajo de las distancias
64,6 — 60,8 — 57,0 — 53,2 — 49,4 — 45,6 — 4,18 — 38,0 — 34,2
léanse esfuerzos
21,0 — 18,5 — 16,3 — 14,2 — 12,4 — 10,5 — 8,8 — 7,3 — 5,9

Los esfuerzos en las barras verticales en los apoyos se hallan:

Colocando 18,15 en W debajo 90° en Φ y debajo de 34,20 en X se leerá 31 que × 2 = 62 ton.

Disponiendo en forma de cuadro estos resultados, se tendrá:

BARBAS.	l	a	b y a'	c y b'	d y c'	e y d'	f y e'	g y f'	h y g'	i y h'	i'
Esfuerzos por carga permanente.	»	46,8	41,6	36,2	31,2	26,0	20,6	15,2	10,6	5,2	0
Esfuerzos por carga móvil (máxima)... . .	»	23,6	21,0	18,5	16,3	14,2	12,4	10,5	8,8	7,3	5,9
TOTALES en toneladas...	62,0	70,4	62,0	54,7	47,5	40,2	33,0	25,7	19,4	12,5	5,9
Esfuerzos en el proyecto del puente, toneladas...	No se calcula.	69,5	62,2	54,1	46,3	38,6	30,9	23,2	15,4	7,7	0
DIFERENCIA.. . . .	»	0,9	0,4	0,7	1,2	1,6	2,1	2,5	4,0	4,8	5,9

Se ve por este cuadro, que las diferencias entre los esfuerzos calculados en el proyecto y los nuestros, van aumentando gradualmente á medida que las barras se aproximan al centro, lo cual es debido á que el autor del proyecto, para simplificar los cálculos, ha supuesto la sobrecarga uniformemente repartida. Como esta hipótesis no se puede admitir en las vigas de puentes, ha tenido necesidad el Ingeniero Ibarreta de determinar los esfuerzos de las barras para varias combinaciones de la sobrecarga, calculando nada menos que para diez y nueve posiciones distintas de ésta, las compresiones y tensiones de las barras oblicuas, para deducir al cabo los esfuerzos máximos á que puedan estar sometidas. El tiempo y el trabajo que todos estos cálculos representan, no hay para qué ponderarlos; pero veamos con qué resultado:

BARRAS.	a	b	c	d	e	f	g	h	i
Esfuerzos máximos del proyecto por carga móvil, toneladas.	11,9	9,6	8,5	6,6	6,6	5,7	4,9	3,4	3,4
Esfuerzos que hemos calculado, toneladas.	23,6	21,0	18,5	16,3	14,2	12,4	10,5	8,8	7,3
DIFERENCIAS, toneladas.	11,7	11,4	10,0	9,7	7,6	6,7	5,6	5,4	3,9
BARRAS.	a'	b'	c'	d'	e'	f'	g'	h'	i'
Esfuerzos máximos del proyecto por carga móvil, toneladas.	11,9	9,6	8,5	6,6	6,6	5,7	4,9	3,4	4,4
Esfuerzos antes calculados, toneladas.	21,0	18,5	16,3	14,2	12,4	10,5	8,8	7,3	5,9
DIFERENCIAS.	9,1	8,9	7,8	7,6	5,8	4,8	3,9	3,9	2,5

Los cálculos del proyecto son, pues, deficientes en todas las barras, y tanto más cuanto más distan del centro de la viga. La razón de esto es muy sencilla, y consiste en que la carga móvil que sirve al Ingeniero Ibarreta para determinar estos esfuerzos, es inferior á la sobrecarga de 400 kilos por metro cuadrado, que adopta al principio; y de aquí que deduzca erróneamente que los esfuerzos máximos correspondan á la sobrecarga, uniformemente repartida en toda la longitud de la viga, excepto en las seis barras de presión centrales y en las dos de tensión. Calculemos si no, los esfuerzos

de las barras suponiendo la sobrecarga repartida uniformemente, y para ello

$$\frac{\text{Colóquese } 18,15 \text{ (en } W\text{)}}{\text{debajo de } 62^\circ \text{ en } \Phi} \text{ y}$$

frente a las distancias $-34,2 - 30,4 - 26,6 - 22,8 - 19 - 15,2 - 11,4 - 7,6 - 3,8 - 0$
 se leerán los esfuerzos $-35,1 - 31,3 - 27,3 - 23,5 - 19,6 - 15,7 - 11,8 - 7,8 - 3,9 - 0$.

que multiplicados por 2, nos darán los esfuerzos en toneladas métricas que sufren las barras en esta hipótesis. Tendremos, por tanto, el siguiente cuadro:

BARRAS.	a	$b \gamma a'$	$c \gamma b'$	$d \gamma c'$	$e \gamma d'$	$f \gamma e'$	$g \gamma f'$	$h \gamma g'$	$i \gamma h'$	i'
Hipótesis de sobrecarga móvil (máxima)	70,4	62,6	54,7	47,5	40,2	33,0	25,7	19,4	12,5	5,9
Hipótesis de sobrecarga uniforme en toda la viga.	70,2	62,6	54,6	47,0	39,2	31,4	23,6	15,6	7,8	0
DIFERENCIAS.	0,2	0	0,1	0,5	1,0	1,6	2,1	3,8	4,7	5,9

Se ve, pues, que aparte de los tres primeros tensores y dos postes inmediatos a los apoyos, que prácticamente sufren iguales esfuerzos, las demás piezas trabajan más cuando la carga móvil va avanzando gradualmente.

Comparemos, por último, los esfuerzos de las cabezas. El Ingeniero Ibarreta ha supuesto que estos esfuerzos son sensiblemente iguales en las dos cabezas de la viga, atendiendo a la simetría de ésta; así que no calcula más que los de la cabeza superior, ó sea la descargada. Esta suposición es admisible tratándose de vigas macizas, en las que, á causa de estar unidas las dos cabezas por el alma en toda su longitud, se comprende que las deformaciones sean las mismas, aunque en distinto sentido, en ambas cabezas, y que, por tanto, el trabajo del material sensiblemente será el mismo; pero en las vigas reticulares, compuestas de mallas grandes, ya no parece tan satisfactoria aquella hipótesis, porque aun cuando no existan verdaderas articulaciones en los nodos de la viga (como las habría si se emplease el sistema de pernos que usan los americanos para establecer la unión de las diversas barras), sin embargo, hay cierta independencia entre el trabajo de una y de otra, y este trabajo no debe diferenciarse mucho del

que resulta de las acciones que sobre las cabezas ejercen las piezas del alma, considerando á la viga como un sistema articulado. Esta suposición es la que admite el constructor de la Regia para el cálculo de las vigas reticulares; porque, en efecto, es fácil ver que con ella los esfuerzos de las barras de un mismo panel se diferencian precisamente en el peso de medio panel cuando los vértices se corresponden (clase B). Por ejemplo: si tenemos una viga de cuatro tramos (fig. 12), la compresión de la barra A estará

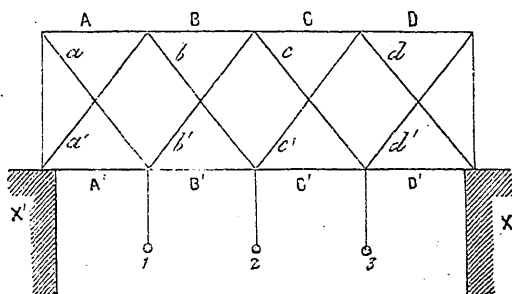


Fig. 12.

medida por la componente horizontal del tensor a , y la tensión de A' por la misma componente del poste a' . Ahora, la tensión de a se compone con $\frac{3}{4}$ del peso [1], mas $\frac{1}{4}$ del peso [3], que se transmiten por las barras c , b' y a ; y la compresión de a' con $\frac{1}{2}$ del

peso [2] transmitida al apoyo por las barras b y a' . Si las barras están inclinadas á 45° , que es el caso más frecuente en la práctica, las componentes horizontales de a y a' serán iguales á las verticales, diferenciándose precisamente en un $\frac{1}{2}$ del peso concentrado en los vértices. La compresión de la barra B es igual á la de A, mas la componente de b' , y la de B' es igual á la de A' más la componente de c' ; estas componentes de b y c' son iguales á un $\frac{1}{2}$ del peso [2], y por lo mismo, la diferencia de los esfuerzos en B y B' sigue siendo el peso de medio panel.

Este mismo razonamiento puede extenderse á una viga de cualquier número de paneles sin más que ir trazando la marcha que siguen los pesos concentrados en los vértices para transportarse desde el punto de aplicación á los apoyos; y de igual manera se demostraría que cuando la viga es de la clase A, los esfuerzos en las barras de la cabeza cargada son iguales á la semisuma de las barras opuestas de la otra cabeza.

Si el sistema de barras de que está compuesta la viga fuese perfectamente articulado y los pesos estuviesen realmente concentrados en los vértices, las tensiones y presiones de las barras de las cabezas serían las mismas en toda la longitud de cada barra, variando bruscamente de valor al paso de cada vértice ó nodo. En realidad, no es esto lo que sucede, especialmente si las uniones de las barras se ejecutan con roblones, porque cada cabeza forma una pieza continua, en la que todas sus partes están in-

variablemente unidas; así, que las compresiones y tensiones deben variar gradualmente, yendo en aumento desde los apoyos al centro, como se verifica en las vigas de alma maciza. En la práctica, cualquiera de las dos hipótesis es admisible, porque ya se calculen los esfuerzos por las ordenadas de la parábola como en la Regla, ó ya por un procedimiento gráfico, los valores que se encuentran son poco diferentes, aunque para que haya concordancia entre unos y otros es preciso determinar las ordenadas de la parábola en el centro de las barras, como se recomienda en el uso de la Regla, y no en los vértices, como hace el Ingeniero Ibarreta.

Los esfuerzos de las cabezas que se consignan en el proyecto de este Ingeniero, deben por esto compararse con la media aritmética de los encontrados con la Regla para las dos barras contiguas al vértice correspondiente, y así se tendrá el cuadro que sigue:

Distancias de los vértices al apoyo. <i>Metros.</i>	Esfuerzos calculados en el proyecto. <i>Toneladas.</i>	Esfuerzos calculados con las escalas en cabeza descargada <i>Toneladas.</i>	DIFERENCIA. — <i>Toneladas.</i>
0,0	0,0	0,0	0
3,8	66,8	$\frac{A + B}{2} = 66,3$	- 0,5
7,6	125,7	$\frac{B + C}{2} = 125,5$	- 0,2
11,4	176,7	$\frac{C + D}{2} = 177,0$	+ 0,3
15,2	220,0	$\frac{D + E}{2} = 220,5$	+ 0,5
19,0	255,3	$\frac{E + F}{2} = 256,0$	+ 0,7
22,8	282,8	$\frac{F + G}{2} = 283,0$	+ 0,2
26,6	302,4	$\frac{G + H}{2} = 302,0$	- 0,4
30,4	314,2	$\frac{H + I}{2} = 314,5$	+ 0,3
32,2	318,1	I = 319,0	+ 0,9
34,2	"	320,0	"

N. B. El punto 32,2 no es vértice, y dista 0^m,10 del centro de la barra I, y por eso se han comparado sus esfuerzos.

De las diferencias que se observan en este cuadro ninguna representa, exceptuando la última, que no corresponde al mismo punto, más de un *centímetro cuadrado* de sección, ó sea próximamente $\frac{1}{400}$ de la sección me-

dia de las cabezas, resultando de este ejemplo, como de los demás que he presentado, que el uso de la regla tiene en la práctica toda la exactitud necesaria para determinar las secciones de las diferentes partes de una viga, con la misma precisión que empleando el método de cálculo más riguroso.

Para completar las explicaciones acerca del uso de la Regla, diremos algunas palabras respecto al modo de determinar con ella la parte de la viga que necesita triangulación de doble efecto, ó sea lo que los ingleses designan con el nombre de *counter-bracing*.

Cuando la carga permanente que soportan las vigas de puente no predomina mucho respecto á la sobrecarga móvil que tengan que resistir, algunas de las barras del alma necesitan trabajar, en determinados casos, en sentido contrario á aquel para que fueron proyectadas; es decir, que si son tensores, tienen que trabajar por compresión, y si son postes, por extensión. En estos casos, aunque el sistema de la viga esté convenientemente triangulado, puede sufrir deformaciones que comprometan su estabilidad, si las barras no están calculadas para este doble trabajo. En la figura 13, por ejemplo, aunque la viga se compone de triángulos, si tiene que resistir un peso considerable en el punto a, está expuesta á deformarse de la manera

Fig 13.

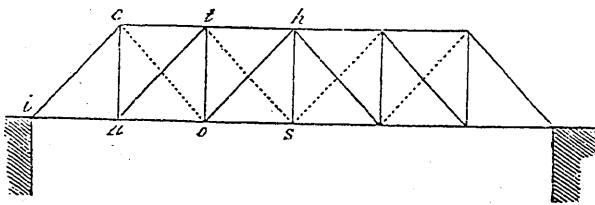
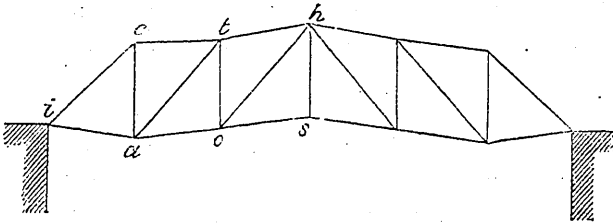


Fig. 13 y 1/2.

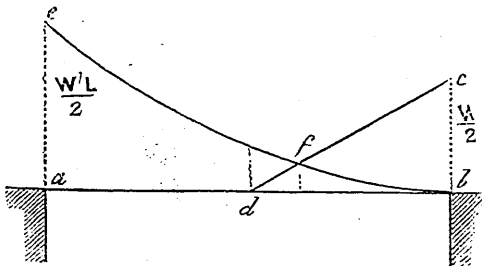


que se representan en la fig. 13 y 1/2, y para impedirlo será necesario, ó insertar piezas suplementarias, en dirección de las diagonales *co* y *ts*, ó disponer los postes *at* y *oh* de modo que puedan resistir las tensiones que en este caso se ejercen en ellos, transmitiéndolas á los apoyos. No es, por tanto, indispensable insertar diagonales dobles para impedir estas transformaciones; pero entonces hace falta que las barras tengan forma y enlace conveniente para que puedan transmitir á los apoyos esfuerzos de ambos géneros.

Estos efectos tienen su mayor intensidad en la parte central de la viga, porque en ella las barras del alma apenas trabajan con la carga permanente del puente, entrando en acción al paso de una sobrecarga móvil, en cuyo caso trabajan ya por compresión, ya por tensión, según sea el sentido de la marcha del móvil.

Los diagramas de las dos clases de esfuerzos cortantes que se ejercen

Fig. 14.



en una viga, dan clara idea de estos efectos. Los debidos á una carga permanente uniforme, recordaremos que se representan por la recta *cd*, cuya ordenada en el apoyo es $\frac{wL}{2}$. Si se traza la parábola *efb*, que representa los esfuerzos máximos de la carga móvil cuando pasa ésta

de *a* á *b*, y cuyas ordenadas en los apoyos son $\frac{w'L}{2}$ y *o* (véase ecuación de la curva); esta curva y la recta *cd*, se cortarán en un punto *f*, y por tanto, en todos los puntos de la viga comprendidos entre el centro y el correspondiente á la ordenada *f*, y en sus simétricos del otro lado de la viga, predominarán los esfuerzos cortantes de la carga móvil sobre los de la per-

manente, cualquiera que sea el sentido del movimiento de la primera; y como la naturaleza del trabajo de las barras del alma cambia con el sentido de la marcha de la carga, resulta que las barras comprendidas en esta parte de la viga tendrán que trabajar en distinto sentido, unas veces como postes y otras como tensores. En las demás partes de la viga los esfuerzos debidos á la carga permanente superan á los de la sobrecarga móvil, cuando éstos se ejercen en sentido contrario á aquéllos (rama *fb* de la parábola); por consiguiente, siempre trabajarán del mismo modo.

Con la Regla es fácil determinar las barras sometidas á ambos efectos, porque calculándose por separado los esfuerzos de la carga permanente y de la móvil, no hay más que buscar en los cuadros de aquellos valores dos barras equidistantes del centro y que tengan el mismo esfuerzo, en una debido á la carga permanente y en otra á la móvil; todas las barras comprendidas entre éstas y el centro necesitarán ser de doble efecto. Así, en el ejemplo del puente de San Cristóbal, las barras *g* y *h* tienen próximamente el mismo valor; la *g* de 1,80 toneladas por la carga permanente, y la *h* de 1,20 toneladas por la móvil; por tanto, las barras *g*, *i*, *h*, en un sentido, y las *h*, *j*, *l*, en otro, tendrán que proyectarse para que puedan trabajar por tensión y por compresión.

Igualmente se vería que en el proyecto del puente de Burcena cambia la clase del trabajo en las barras *i* y *j* solamente; aunque siendo muy poco superiores los esfuerzos de la carga permanente en los vértices inmediatos al centro, á los de la móvil, sería lo prudente proyectar para el trabajo de doble efecto las barras que concurren en estos vértices, que son las *h'* é *i* y las simétricas del otro lado del centro.

En conclusión, diremos, con el constructor de la Regla, que, después de perfectamente comprendido el principio en que se fundan estas escalas, no puede haber dificultad en aplicarlas al cálculo de otra clase de vigas, como *bow-strings*, *puentes colgados*, *vigas de arco* y todas aquellas formas cuyos esfuerzos pueden determinarse con diagramas semejantes á los de las vigas de cabezas paralelas.

Manila 26 de Diciembre de 1885.

ANTONIO DE LA CÁMARA.

MADRID: 1866.

ESTABLECIMIENTO TIPÓGRAFICO DE GREGORIO JUSTE

Calle de Pizarro, número 15, bajo.