

REVISTA DE OBRAS PÚBLICAS.

MADRID, 30 DE MARZO DE 1887.

4.ª Serie.

Tomo 5.º

Número 6.º

AÑO XXXV DE LA PUBLICACIÓN.

SUMARIO.

Resistencia de postes y columnas, por D. A. de la Cámara (continuación).—Ventajas de la vía estrecha, por M. Aug. Moreau (continuación).—Reparación de una pila del puente de Écija.—Lámina 53: *Detalles de los puentes-tipos para una vía, de la Compañía «Fénix», de Filadelfia.* (E. V.)

RESISTENCIA DE POSTES Y COLUMNAS

(Continuación.)

El profesor Unwin ha deducido de estas experiencias los siguientes valores para los coeficientes de la fórmula de Gordon:

$$a = 3,00 \text{ toneladas; } b = \frac{1}{900},$$

debiendo advertir que el menor diámetro de la pieza debe medirse en la dirección en que sea más flexible, lo cual se consigue circunscribiendo á la sección un rectángulo ó un triángulo, y tomando el diámetro menor de este polígono.

Con la fórmula de Gordon, modificada por Unwin, se ha formado la siguiente tabla:

TABLA VII

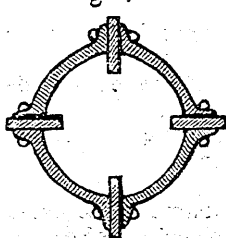
QUE DA LA RESISTENCIA-UNIDAD DE POSTES DE HIERROS LAMINADOS CON SECCIONES

*Cargas de rotura en toneladas por centímetro cuadrado.*

Relación de la longitud al diámetro menor..	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80
Extremidades con secciones planas y bien empotradas...	2,90	2,68	2,39	2,07	1,76	1,49	1,27	1,07	,92	,79	,68	,60	,53	,46	,44	,37
Extremidades reducidas a una plancha para roblonar a otras piezas..	2,84	2,45	2,00	1,59	1,26	1,00	,84	,66	,55	,46	,39	,33	,29	,25	,22	,20

Columnas de hierro laminado, llamadas Fénix.—Estas columnas, que deben su nombre á la fábrica de hierros «Fénix», de Filadelfia (E. U. de América), se están empleando mucho, particularmente en América, tanto en la estructura de los puentes de hierro, para formar con ellos la cabeza superior de las vigas y los postes del alma verticales y oblicuos, como en la construcción de edificios, para cuyos objetos se acomoda mejor que ninguna otra forma de hierros hasta ahora inventada. En la lámina 2.^a se representa la aplicación de esta clase de postes á los puentes que construye la Compañía.

Fig. 3.



Las columnas (figura 3.^a) se componen de cuatro, seis ú ocho segmentos de hierros laminados en sección de canal curvilíneo, cuyos brazos se roblonan entre sí, formando tubos cilíndricos con nervios salientes, que dan mucha rigidez al sistema, impidiendo que la pieza se deforme, presentándose un pliegue ó seno en un punto determinado de su longitud, que, como se recordará, era la clase de fractura que en las experiencias de Hodgkinson ofrecieron los postes laminados de sección rectangular. Muchas veces, aunque no siempre, se inser-

tan entre los segmentos barras planas de hierro, según se representa en la figura 3.^a, los cuales aumentan todavía más la rigidez y resistencia de la columna.

La resistencia de las columnas Fénix se ha determinado por M. Bonscaren y Clarke Reeves y Compañía en una serie de experiencias en columnas de 20,3 centímetros de diámetro y 7,7 milímetros de grueso, iguales á las empleadas en las vigas de puentes. La siguiente tabla contiene un resumen de las experiencias hechas por Clarke, Reeves y Compañía.

TABLA VIII

DE LAS EXPERIENCIAS DE CLARKE, REEVES Y COMPAÑÍA PARA DETERMINAR LA RESISTENCIA Á LA COMPRESIÓN DE LAS COLUMNAS DE HIERRO LAMINADO LLAMADAS FÉNIX, LAS EXTREMIDADES DE LAS COLUMNAS PLANAS Y BIEN EMPOTRADAS.

Número del experimento.	Longitud de la columna. — Metros.	Relación de la longitud al diámetro.	Carga de rotura en toneladas por centímetro cuadrado. — Toneladas.	OBSERVACIONES.
1	8,53	42	2,471	Doblada.
2	8,53	42	2,401	»
3	7,62	37,5	2,479	»
4	7,62	37,5	2,462	»
5	6,71	33	2,501	»
6	6,71	33	2,416	»
7	5,79	28,5	2,486	»
8	5,79	28,5	2,594	»
9	4,88	24	2,572	»
10	4,88	24	2,572	»
11	3,96	19,5	2,591	»
12	3,96	19,5	2,615	»
13	3,05	15	2,565	»
14	3,05	15	2,559	» Saltaron algunos roblones.
15	2,13	10,5	2,682	» » »
16	2,13	10,5	3,044	» » »
17	1,22	6	3,480	{ Se abrieron los nervios entre los roblones.
18	1,22	6	3,602	{ Se dobló hacia dentro en dos sitios.
19	0,20	1	4,016	{ Se ensanchó el diámetro en el medio de la pieza.
20	0,20	1	4,028	{
21	7,686	25,5	2,532	{ Doblada... { El diámetro de estas
22	2,679	9	2,965	{ ... { dos columnas era de 30 centímetros.

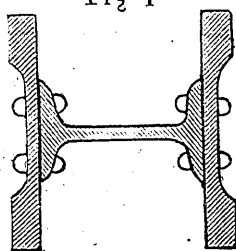
Trazando la curva de estas y otras experiencias con columnas Fénix, que se insertan en el cuadro gráfico ya citado, se obtiene la siguiente tabla:

TABLA IX

PARA CALCULAR LA RESISTENCIA DE LAS COLUMNAS FÉNIX CON SUS DOS EXTREMIDADES PLANAS Y BIEN EMPOTRADAS.

Relación de la longitud y el diámetro.	10	15	20	25	30	35	40	45
Carga de rotura en toneladas por centímetro cuadrado	2,88	2,63	2,56	2,52	2,49	2,46	2,42	2,38

Fig. 4.

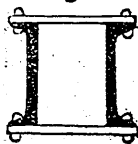


Postes de la Compañía americana de puentes.—Estos postes, que también se emplean en la estructura de los puentes americanos, se componen de una doble T laminada, en cuyas cabezas se roblonan dos hierros planos que tienen una canal de poca profundidad en el centro de su cara exterior, según se representa en la figura 4.^a

M. Bonscaren ha determinado experimentalmente la resistencia de estos postes, encontrándola bastante inferior á la de las columnas Fénix.

Postes calados.—Se componen, figura 5.^a, de dos hierros en canal, uni-

Fig. 5.



dos sus brazos por barras planas en celosía, resultando de algunas experiencias del mismo Bonscaren con tubos de 7,^m30 á 8,^m22 de longitud y 25,4 × 20,3 centímetros de lado, con extremos planos, que las piezas se doblaban con cargas de 2,10 á 2,33 toneladas por centímetro cuadrado. Otra experiencia con un poste semejante, pero con sus extremidades articuladas, cedió con una carga de 1,80 toneladas por centímetro cuadrado.

Iguals resultados se obtuvieron con tubos que en lugar de la celosía tenían sus costados formados con planchas macizas de palastro, roblonadas á los brazos de los hierros en canal.

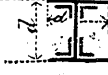
De estas experiencias y de otra hecha con un poste en celosía, emplea-

do en el viaducto Boyne, deduce Stoney que la sección más fuerte que puede darse á un poste rectangular para resistir el arrugamiento ó torceduras que ocasiona la ruina de los postes de esta clase, es aquella en la que se concentran en los ángulos la parte principal del material, formando los costados con planchas delgadas ó barras en celosía, que tengan la resistencia suficiente para impedir la flexión de los ángulos; en cuyo caso, las planchas ó celosías de los costados ejercen el oficio del alma de las vigas, y el material de los ángulos el de las cabezas de las mismas.

En la adjunta tabla, calculada por Molcrworth, con la fórmula de C. Shaler Smittu, modificación de la de Gordon, y reducida por nosotros á medidas métrico-decimales, se encontrará la máxima resistencia de los postes y columnas de hierro laminado con las secciones compuestas más empleadas en los puentes.

TABLA X

DE LA MÁXIMA RESISTENCIA Á LA COMPRESIÓN DE POSTES DE HIERROS LAMINADOS
EN TONELADAS POR CENTÍMETRO CUADRADO.

$r = \frac{l}{d} = \frac{\text{longitud.}}{\text{diámetro.}}$													$r = \frac{l}{d} = \frac{\text{longitud.}}{\text{diámetro.}}$
	Los dos extremos empotrados y planos.	Un extremo empotrado y el otro redondeado ó articulado.	Los dos extremos redondeados ó articulados.	Los dos extremos empotrados y planos.	Un extremo empotrado y el otro redondeado ó articulado.	Los dos extremos redondeados ó articulados.	Los dos extremos empotrados y planos.	Un extremo empotrado y el otro redondeado ó articulado.	Los dos extremos redondeados ó articulados.	Los dos extremos empotrados y planos.	Un extremo empotrado y el otro redondeado ó articulado.	Los dos extremos redondeados ó articulados.	
15	2,60	2,51	2,37	2,84	2,55	2,23	2,41	2,33	2,26	2,36	2,22	2,15	15
20	2,53	2,39	2,19	2,74	2,38	2,03	2,31	2,17	2,08	2,23	2,02	1,92	20
25	2,44	2,24	1,99	2,61	2,20	1,81	2,19	2,00	1,89	2,08	1,80	1,68	25
30	2,34	2,08	1,80	2,49	2,00	1,60	2,06	1,82	1,69	1,92	1,60	1,46	30
35	2,23	1,92	1,61	2,34	1,81	1,41	1,93	1,66	1,50	1,76	1,41	1,27	35
40	2,12	1,76	1,44	2,20	1,64	1,24	1,79	1,49	1,34	1,60	1,23	1,10	40
45	2,00	1,61	1,28	2,06	1,48	1,09	1,66	1,35	1,12	1,46	1,09	95	45
50	1,89	1,47	1,14	1,92	1,33	96	1,54	1,21	1,05	1,33	96	83	50
55	1,86	1,34	1,02	1,78	1,20	85	1,41	1,09	94	1,20	85	73	55
60	1,67	1,23	91	1,65	1,08	76	1,30	99	83	1,10	75	64	60

El cuadro gráfico que acompaña á estos apuntes ha sido formado por M. Cooper, y reducido por nosotros á las medidas métrico decimales, y en él ha comprendido su autor las experiencias que ofrecen más confianza

entre las hechas por Hodgkinson, Bonscaren, Howard, y algunas por él mismo, con postes terminados con extremidades planas, omitiendo sólo las que conocidamente parecieron defectuosas. Las columnas llamadas *Keystone* en dicho cuadro, son columnas semejantes á las Fénix, sólo que la sección es octogonal en vez de ser circular.

POSTES DE ACERO.

Pocas experiencias se han hecho hasta ahora con postes de este metal, que tiende á sustituir al hierro en muchas estructuras metálicas. M. Baker da los siguientes valores de los coeficientes de la fórmula de Gordon para calcular la resistencia de postes macizos de acero:

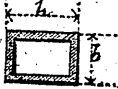
$$\begin{aligned} \text{Postes macizos de sección circular.} & \left\{ \begin{array}{l} \text{Acero dúctil} \\ \text{ó maleable..} \end{array} \right\} a = 4,70 \text{ ton.}, b = \frac{1}{1400} \\ & \left\{ \begin{array}{l} \text{Acero duro..} \end{array} \right\} a = 8,00 \text{ ton.}, b = \frac{1}{900} \\ \text{Postes macizos de sección rectangular. . . .} & \left\{ \begin{array}{l} \text{Acero dúctil} \\ \text{ó maleable..} \end{array} \right\} a = 4,70 \text{ ton.}, b = \frac{1}{2480} \\ & \left\{ \begin{array}{l} \text{Acero duro...} \end{array} \right\} a = 8,00 \text{ ton.}, b = \frac{1}{1600} \end{aligned}$$

Rankine (*Civil Engineering*, pág. 532), extiende la fórmula de Gordon á hierros de varias formas de sección transversal, sustituyendo en el divisor de la fórmula el menor lado ó diámetro, por el *mínimo* radio de giación de dicha sección transversal.

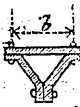
La fórmula toma entonces la forma siguiente:

$$\text{Carga de rotura del poste} = \frac{2,50 \text{ toneladas}}{1 + \frac{1}{36.000} \times \frac{12}{r^2}} \times \text{Área de la sección transversal.}$$

Los valores de r^2 son los siguientes para diferentes figuras:

Rectángulo macizo. . .		lado menor = h	$r^2 = \frac{h^2}{12}$
Cuadrado hueco de pequeño grueso. . .		lado = h	$r^2 = \frac{h^2}{6}$
Rectángulo hueco de pequeño grueso. . .		$\left\{ \begin{array}{l} \text{latitud} = b \dots\dots\dots \\ \text{altura} = h \dots\dots\dots \end{array} \right\}$	$r^2 = \frac{h^2}{12} \times \frac{h + 3b}{h + b}$

Celda trian-
gular de
pequeño
grueso...



{ base del triángu- } $r^2 = \frac{b^2}{16}$
lo = b.....

Cilindro
macizo...



diámetro = h..... $r^2 = \frac{h^2}{16}$

Cilindro
hueco de
pequeño
grueso...



diámetro = h..... $r^2 = \frac{h^2}{8}$

Escuadra
de brazos
iguales...



{ latitud de los bra- } $r^2 = \frac{b^2}{24}$
zos = b.....

Escuadra de
brazos des-
iguales...



{ brazo mayor = b... } $r^2 = \frac{b^2 h^2}{12 (b^2 + h^2)}$
{ idem menor = h... }

Cruz de bra-
zos iguales



$r^2 = \frac{h^2}{24}$

Hierros con
sección de
H.....



{ ancho de las cabe- }
zas = h.....
{ área de las dos cabe- } $r^2 = \frac{b^2}{12} + \frac{A}{A+B}$
zas = A.....
{ área del alma = B }

Hierro con
sección de
L.....



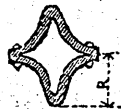
{ vuelo de los bra- }
zos + $\frac{1}{2}$ espesor
del alma = h...
{ área del alma = B... } $r^2 = h^2 \left(\frac{A}{12 (A+B)} + \frac{A \times B}{4 (A+B)} \right)$
{ área de los dos bra- }
zos = A.....

Riel Barlow



{ la sección transver- }
sal formada por
dos cuadrantes de
radio R, contado
hasta el punto me-
dio del grueso del
riel, y está roblo-
nado a una plan-
cha de palastro
cuya área trans-
versal = área de
los cuadrantes $\times$
0,273..... } $r^2 = \frac{R^2}{7}$ próximamente.

Par de rie-
les Barlow.



{ los rieles de la mis- }
ma sección que el
anterior y roblo-
nados por su base. } $r^2 = 0,393 R^2$

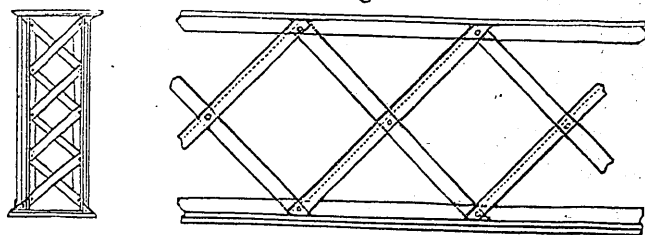
Segmento circular... {  { $\left. \begin{array}{l} \text{radio exterior} = R.. \\ \frac{1}{2} \text{ ángulo en el cen-} \\ \text{tro} = \theta .. \\ \text{longitud del segmen-} \\ \text{to} = 2R\theta .. \end{array} \right\} r^2 = \left(\frac{1}{2} + \frac{\cos \theta \operatorname{sen} \theta}{2\theta} - \frac{\operatorname{sen}^2 \theta}{\theta^2} \right) R^2.$

Las figuras que se designan como de pequeño grueso son aquellas en que el grueso del metal no excede de $\frac{1}{8}$ del diámetro ó lado de la figura. Cuando este espesor es mayor del $\frac{1}{8}$ diámetro ó lado, las cargas que dan las fórmulas son excesivas y no pueden admitirse en la práctica.

POSTES DE CELOSÍA.

En los puentes de grandes luces, con objeto de combinar la ligereza y economía de la construcción con la rigidez que necesitan tener todas sus partes, se suelen disponer las barras oblicuas del alma, postes y tensores, en pares, roblonados á las dos escuadras ó refuerzos que se colocan verticalmente en los extremos de las plantas horizontales que forman la parte principal de las cabezas.

Fig. 6.



Cuando los postes son de considerable longitud, aunque estén formados con hierros en escuadra, ó de T, no basta la sujeción que proporcionan los tensores para mantenerlos en la línea del empuje, especialmente teniendo en cuenta que los tensores no siempre estarán en el grado de tensión necesario, y en ese caso, para impedir su flexión en un plano normal al plano de la viga, se enlazarán los dos postes gemelos por medio de barras planas, formando una celosía doble ó de simples triángulos. Los esfuerzos que resisten las barras de la celosía son insignificantes, comparados con las cargas que actúan sobre el poste, puesto que estos esfuerzos resultan de la acción de las componentes de la carga normales al poste, que se ejercen en los vértices de la celosía á causa de la curvatura del mismo, y que son próximamente proporcionales á dicha curvatura. Esta, en la práctica, tiene que ser muy reducida, ya se deba á que la carga esté desigualmente repartida entre las dos barras que une la celosía, ó ya que sea motivada por defectos de construcción, y, por lo mismo, también serán muy pequeñas las componentes normales que trasmite la celosía.

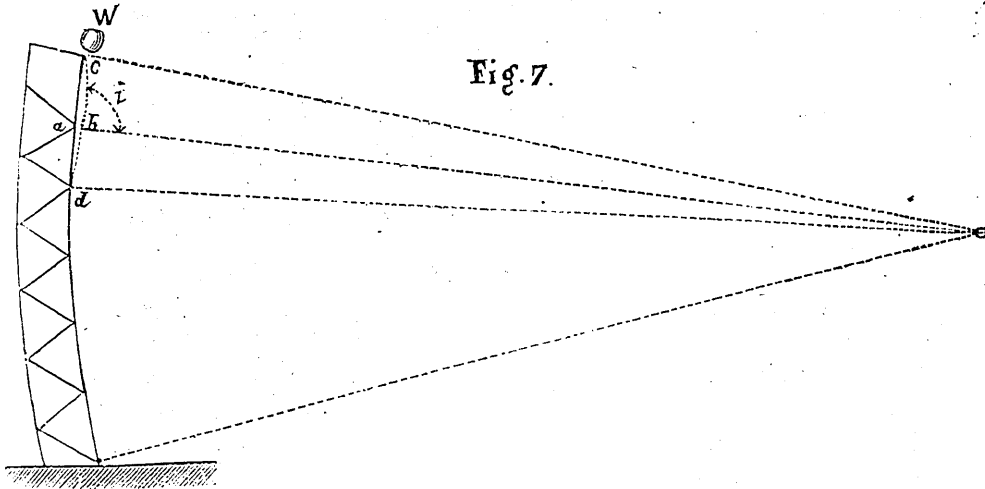


Fig. 7.

Supongamos que la figura 7 representa un poste de celosía que ha tomado cierta curvatura por cualquiera de las dos causas señaladas. Sean W la compresión que actúa en cada una de las dos barras principales del poste. Para que el vértice a esté en equilibrio, es preciso que la celosía resista a la resultante $a b$ de los esfuerzos en las dos barras contiguas $a c$ y $a d$, debidos a la compresión W .

El valor de $a b$ será:

$$a b = P = W \cos. i = W \frac{a c}{a o} = W \frac{l}{R}$$

llamando l la longitud de uno de los paneles y R el radio de la curvatura del poste.

La relación $\frac{l}{R}$ es en la práctica una fracción muy pequeña, que nunca debe pasar de $\frac{1}{1000}$; por lo tanto, podemos tomar como valor máximo de P .

$$P = 0,001 W.$$

Como lo que hemos dicho del vértice a , se puede extender a los demás vértices del poste, podremos considerar a la celosía de éste como si fuera la celosía de una viga cargada transversalmente en sus vértices con el peso P , que tiene que transmitirlo a sus apoyos. Partiendo de esta suposición, que, aunque no sea rigurosamente exacta, es muy suficiente en la práctica, se pueden determinar los esfuerzos que se desarrollan en la celosía del poste; pero a la verdad, en la mayoría de los casos, las dimensiones que deben darse a las barras de la celosía por consideraciones de otra índole, serán muy superiores a las que nos dé este cálculo.

Considerando individualmente cada una de las barras principales del poste, se ve que estas barras necesitan presentar la suficiente resistencia á la fuerza de compresión que actúa sobre ellas, para que no puedan doblarse en el intervalo comprendido entre dos vértices consecutivos de la celosía; pero como ésta no proporciona absoluta fijeza en los vértices, deberemos estudiar la resistencia de cada una de las barras principales, como un poste con sus extremos redondeados y de longitud igual á uno de los paneles ó divisiones de la celosía, determinando su sección transversal con estas condiciones. Es claro que si la sección transversal de las barras estuviera determinada de antemano por otras consideraciones, tendríamos que fijar la longitud del panel con la condición de que la barra tuviese con ella la resistencia necesaria.

Las cabezas superiores de las vigas reticulares de los puentes están en el mismo caso que las barras principales de un poste de celosía. Las barras que componen el alma de la viga impiden la flexión de la cabeza en el plano vertical, y los arriostramientos laterales que enlazan las cabezas de dos vigas contiguas, producen el mismo efecto en el plano horizontal; pero la cabeza puede adquirir una forma ondulada, encorvándose en distinto sentido en paneles contiguos, y de aquí que la sección transversal necesitará tener resistencia suficiente para mantenerse rígida en la longitud de un panel, debiendo considerarla como un poste de esa longitud y con sus extremidades redondeadas.

POSTES DE MADERA.

De la fórmula propuesta por Hodgkinson para postes de madera resulta que su resistencia á la compresión es proporcional á la cuarta potencia del diámetro ó lado dividido por el cuadrado de su longitud; deduciéndose así mismo de sus experiencias, que el poste de más resistencia, entre los que tienen la misma area transversal y longitud, es el de sección cuadrada.

El eminente Ingeniero americano C. Shaler-Simth, modifica la fórmula de Gordon para adoptarla al cálculo de postes de madera de pino blanco ó amarillo común americano (*pinus strobus* y *pinus variabilis*), curada la madera á un grado medio, y resultado de sus mismas experiencias. Los valores que da su fórmula son una mitad menores que los que se obtienen con la de Hodgkinson, aunque el pino empleado por C. Shaler-Simth tiene próximamente la misma resistencia que el pino rojo (*pinus silvestris*) de que se sirvió Hodgkinson. Parece, por lo tanto, más seguro hacer uso de la fórmula de Simth, tanto más cuanto que las experiencias de Kirkaldy, con madera de las dimensiones corrientes en la construcción, confirman las reducciones de las cargas que resultan con la fórmula de Simth.

Esta fórmula es la siguiente:

$$\text{Carga de rotura en kilogramos por centímetro cuadrado del área transversal, en postes de pino blanco ó amarillo. . . .} \left\{ = \frac{350 \text{ Kil.}}{A + 0.004 \frac{l^2}{h^2}} \right. \begin{array}{l} l = \text{longitud del poste.} \\ h = \text{lado menor de la} \\ \text{sección transversal.} \end{array}$$

Advirtiendo que el poste se supone con extremidades planas, firmemente empotradas, y la carga uniformemente repartida.

(Se continuará.)

LOS FERROCARRILES DE INTERÉS LOCAL

VENTAJAS DE LA VIA ESTRECHA

POR

M. AUG. MOREAU

III.

FLEXIBILIDAD DE LA VIA ESTRECHA.

Creer aun muchas personas que la economía que realiza la vía estrecha consiste en una reducción de la plataforma y de las obras que corresponden á la disminución del ancho de la vía. En realidad, esa economía, que se obtiene en todos los capítulos del gasto es debida, especialmente, á dos elementos que, en igualdad de condiciones, pueden manejarse con mucha mayor facilidad en la vía reducida, y son:

- 1.º La disminución del radio de las curvas.
- 2.º El aumento de las inclinaciones.

En los ferrocarriles, en efecto, es indispensable que las ruedas de un mismo eje permanezcan solidarias, calándolas en él de un modo invariable, y que los ejes queden paralelos. Cuantos artificios se han ideado hasta el día para evitar la *rigidez* del material y el calado de las ruedas, ninguno ha podido obtener la sanción de la práctica, ni es de creer la obtenga jamás. Todo lo que se ha conseguido es introducir algunas modificaciones que suavicen el sistema, sea por medio de cierto juego en las placas de guarda y en la vía, sea con la conicidad de las llantas de las ruedas, ó, en fin, por ciertos perfeccionamientos, como los planos inclinados, etc. Se consigue así en la práctica inscribir el material en curvas de radios sensiblemente más pequeños que los que determinan los diagramas teóricos. De todos modos, es preciso siempre conservar en primer término el principio de la rigidez; es decir, el paralelismo de los ejes, y sobre todo el calado de las ruedas. Ensayos hechos para colocar una rueda loca en cada eje en caminos de vía de un metro, y con pequeña velocidad, han fracasado com-