

RESISTENCIA DE POSTES Y COLUMNAS

(Conclusión.)

Valiéndonos de esta fórmula, hemos formado las tablas que se insertan á continuación para determinar la carga de rotura de los postes de madera:

TABLA XI

CARGAS QUE PRODUCEN LA ROTURA DE PIES DERECHOS DE SECCIÓN CUADRADA DE MADERA DE PINO BLANCO Ó AMARILLO COMÚN AMERICANO CON EXTREMIDADES PLANAS Y PERFECTAMENTE EMPOTRADAS.

Lado del pie derecho cuadrado en centímetros.

(Original.)

Altura en metros.	2.	3.	4.	5.	6.	7.	8.	9.	10.	11.	12.	13.	14.	15.
	CARGAS DE ROTURA													
	Ton.	Ton.	Ton.	Ton.	Ton.	Ton.	Ton.	Ton.	Ton.	Ton.	Ton.	Ton.	Ton.	Ton.
0,50	400	1,493	3,446	6,250	9,861	14,243	19,373	25,235	31,82	39,11	47,13	55,85	63,27	75,40
0,60	304	1,242	2,947	5,552	9,000	13,255	18,285	24,074	30,59	37,84	45,82	54,51	63,90	74,04
0,70	236	994	2,517	4,883	8,158	12,250	17,148	22,826	29,26	36,44	44,36	53,00	62,36	72,44
0,80	188	819	2,154	4,323	7,364	11,265	16,000	21,541	27,87	34,95	42,79	51,37	60,67	70,71
1,00	128	578	1,600	3,365	5,968	9,442	13,785	18,978	25,00	31,83	39,44	47,83	56,97	66,86
1,20	92	426	1,222	2,648	4,846	7,883	11,789	16,935	22,21	28,69	36,00	44,11	53,44	62,70
1,40	62	324	949	2,118	3,965	6,596	10,067	14,406	19,62	25,70	32,63	40,41	49,00	58,40
1,60	44	254	757	1,747	3,277	5,551	8,605	12,521	17,29	22,93	29,45	36,83	45,06	54,42
1,80	33	205	615	1,415	2,739	4,705	7,405	10,904	15,24	20,45	26,53	33,48	41,29	49,97
2,00	25	168	509	1,182	2,294	4,024	6,400	9,528	13,46	18,24	23,87	30,38	37,77	46,02
2,25	20	134	410	962	1,903	3,343	5,381	8,103	11,57	15,84	21,13	26,91	33,74	41,45
2,50	16	109	337	796	1,586	2,811	4,566	6,938	10,00	13,81	18,42	23,86	30,15	37,30
2,75	13	94	281	668	1,340	2,391	3,913	5,989	8,70	12,10	16,25	21,20	26,97	33,59
3,00	10	77	238	568	1,145	2,055	3,384	5,207	7,61	10,85	14,40	18,90	24,18	30,29
3,25	8	64	204	489	989	1,783	2,947	4,562	6,70	9,43	12,81	16,90	21,74	27,36
3,50	7	57	177	425	860	1,559	2,588	4,022	5,93	8,39	11,45	15,17	19,60	24,78
3,75	6	51	155	372	758	1,374	2,289	3,569	5,28	7,50	10,27	13,67	17,73	22,50
4,00	5	47	137	329	674	1,220	2,036	3,185	4,73	6,73	9,26	12,36	16,08	20,48
4,25	4	42	293	598	1,089	1,823	2,858	4,26	6,08	8,38	11,21	14,64	18,70	23,40
4,50	3	38	262	536	978	1,640	2,577	3,85	5,50	7,64	10,21	13,37	17,42	22,12
4,75	3	36	236	483	883	1,483	2,335	3,49	5,04	6,94	9,33	12,24	15,72	20,10
5,00	2	33	213	438	804	1,347	2,123	3,18	4,57	6,34	8,55	11,24	14,46	18,46
5,25	2	31	198	398	729	1,229	1,940	2,91	4,19	5,82	7,86	10,35	13,35	17,35
5,50	2	29	184	364	667	1,125	1,779	2,67	3,85	5,36	7,25	9,56	12,35	16,35
5,75	2	27	173	334	613	1,034	1,636	2,46	3,55	4,95	6,70	8,86	11,45	15,45
6,00	2	25	164	307	564	953	1,510	2,27	3,28	4,58	6,24	8,22	10,64	14,64
6,50	2	23	154	283	517	817	1,297	1,95	2,83	3,96	5,38	7,13	9,25	12,25
7,00	2	21	148	264	448	708	1,125	1,70	2,46	3,45	4,70	6,24	8,11	10,41
7,50	2	20	141	249	419	649	1,05	1,49	2,16	3,03	4,13	5,50	7,16	9,16
8,00	2	19	135	236	398	546	985	1,32	1,91	2,68	3,66	4,88	6,36	8,36
8,50	2	18	129	224	379	527	970	1,27	1,86	2,61	3,58	4,76	6,24	8,24
9,00	2	17	124	213	364	513	955	1,22	1,81	2,55	3,52	4,69	6,16	8,16
9,50	2	16	119	203	350	500	941	1,17	1,76	2,49	3,46	4,64	6,11	8,11
10,00	2	15	114	193	337	487	928	1,12	1,71	2,44	3,41	4,59	6,09	8,09

CONTINUACIÓN DE LA TABLA ANTERIOR.

Lado del pie derecho cuadrado en centímetros.

(Original.)

Altura en metros.	16.	17.	18.	19.	20.	21.	22.	23.	24.	25.	26.	27.	28.	29.
	CARGAS DE ROTURA													
	Ton.	Ton.	Ton.	Ton.	Ton.	Ton.	Ton.	Ton.	Ton.	Ton.	Ton.	Ton.	Ton.	Ton.
0,50	86,23	97,77	110,00	122,94	136,59	150,93	165,97	181,71	198,16	215,31	233,15	251,70	270,94	290,89
0,75	83,26	93,84	106,04	118,94	132,54	146,86	161,87	177,60	194,02	211,15	228,98	247,51	266,74	286,68
1,00	77,49	88,85	100,94	113,75	127,27	141,51	156,47	172,13	188,51	205,59	223,38	241,88	261,08	280,99
1,25	72,02	83,16	95,06	107,70	121,08	135,19	150,03	165,59	181,87	198,86	216,58	235,00	254,14	273,99
1,50	66,29	77,13	88,75	101,14	114,29	128,19	142,84	158,23	174,36	191,22	208,80	227,11	246,14	265,90
1,75	60,60	71,04	82,29	94,34	107,18	120,80	135,18	150,34	166,24	182,90	200,30	218,44	237,32	256,93
2,00	55,14	65,11	75,91	87,53	100,00	113,26	127,31	142,15	157,77	174,16	191,32	209,23	227,89	247,30
2,25	50,03	59,48	69,78	80,94	92,95	105,78	119,43	133,90	149,16	165,22	182,06	199,68	218,07	237,23
2,50	45,33	54,23	64,01	74,65	86,15	98,51	111,70	125,73	140,58	156,25	172,72	189,99	208,06	226,90
2,75	41,07	49,42	58,65	68,75	79,72	91,55	104,25	117,79	132,18	147,44	163,46	180,32	198,00	216,48
3,00	37,24	45,04	53,72	63,26	73,68	84,98	97,14	110,17	124,06	138,80	154,38	170,80	188,05	206,12
3,25	33,81	41,09	49,22	58,22	68,09	78,83	90,45	102,94	116,30	130,52	145,60	161,53	178,31	195,92
3,50	30,78	37,53	45,14	53,60	62,92	73,11	84,18	96,12	108,93	122,62	137,17	152,59	168,86	185,99
3,75	28,02	34,33	41,45	49,39	58,18	67,83	78,35	89,73	102,00	115,13	129,14	144,02	159,77	176,38
4,00	25,60	31,47	38,11	45,57	53,85	62,97	72,94	83,78	95,49	108,08	121,54	135,87	151,07	167,15
4,25	23,44	28,90	35,11	42,10	49,89	58,50	67,96	78,26	89,43	101,46	114,37	128,15	142,80	158,33
4,50	21,52	26,60	32,40	38,95	46,28	54,41	63,36	73,15	83,78	95,27	107,63	120,86	135,02	149,94
4,75	19,80	24,53	29,96	36,10	42,99	50,66	59,13	68,42	78,54	89,50	101,33	114,01	127,56	141,98
5,00	18,26	22,68	27,65	33,51	40,00	47,24	55,25	64,06	73,68	84,13	95,43	107,58	120,59	134,46
5,25	16,88	21,01	25,76	31,17	37,27	44,10	51,68	60,03	69,18	79,14	89,93	101,56	114,04	127,37
5,50	15,65	19,50	23,95	29,03	34,78	41,23	48,40	56,32	65,02	74,51	84,80	95,93	107,89	120,70
5,75	14,53	18,14	22,31	27,09	32,51	38,60	45,39	52,90	61,16	70,20	80,03	90,67	102,13	114,42
6,00	13,52	16,91	20,83	25,33	30,43	36,19	42,61	49,74	57,60	66,21	75,59	85,76	96,73	108,53
6,50	11,79	14,77	18,24	22,24	26,79	31,94	37,71	44,14	51,25	59,06	67,60	76,89	86,96	97,81
7,00	10,35	13,00	16,00	19,65	23,73	28,35	33,55	39,35	45,79	52,89	60,68	69,17	78,40	88,38
7,50	9,15	11,51	14,27	17,47	21,13	25,29	29,99	35,24	41,09	47,55	54,66	62,44	70,91	80,09
8,00	8,15	10,26	12,74	15,62	18,92	22,68	26,93	31,71	37,03	42,93	49,43	56,55	64,33	72,79
8,50	7,29	9,20	11,43	14,03	17,02	20,43	24,30	28,65	33,50	38,90	44,85	51,40	58,55	66,35
9,00	6,56	8,28	10,31	12,67	15,38	18,49	22,02	25,99	30,43	35,37	40,84	46,86	53,46	60,66
9,50	5,93	7,50	9,34	11,49	13,97	16,80	20,03	23,66	27,74	32,28	37,32	42,87	48,96	55,62
10,00	5,39	6,82	8,50	10,46	12,73	15,33	18,28	21,63	25,38	29,56	34,20	39,33	44,97	51,14
10,50	4,92	6,22	7,76	9,56	11,64	14,03	16,75	19,83	23,29	27,15	31,45	36,19	41,42	47,14
11,00	4,50	5,70	7,11	8,77	10,69	12,89	15,40	18,24	21,44	25,02	29,00	33,40	38,25	43,57
12,00	3,81	4,83	6,03	7,45	9,09	10,98	13,13	15,57	18,33	21,41	24,85	28,66	32,87	37,50

CONTINUACIÓN DE LA TABLA ANTERIOR.

Lado del pie derecho cuadrado en centímetros.

(Original.)

Altura en metros.	30.	32.	34.	36.	38.	40.	42.	44.	46.	48.	50.
	CARCAS DE ROTURA										
	Ton.	Ton.	Ton.	Ton.	Ton.	Ton.	Ton.	Ton.	Ton.	Ton.	Ton.
1,00	301,60	344,93	391,07	440,02	491,78	546,34	604,68	663,88	726,86	792,64	861,22
1,50	286,36	329,44	373,38	424,15	475,75	530,18	588,37	647,50	710,39	776,08	844,59
2,00	267,45	309,97	353,41	403,75	454,99	509,09	566,97	625,87	688,54	754,04	822,37
2,50	246,52	288,07	332,66	380,25	430,81	484,32	541,63	600,41	662,35	727,46	795,43
3,00	225,00	265,17	308,52	354,99	404,54	457,14	513,58	571,36	632,92	697,43	764,86
3,50	203,96	242,44	284,15	329,15	377,35	428,74	483,96	540,74	601,35	664,98	731,60
4,00	184,79	220,35	260,42	303,65	350,19	400,00	453,76	509,25	568,62	631,10	696,66
4,50	165,79	200,10	237,90	279,14	323,78	371,78	423,79	477,73	535,58	596,64	660,88
5,00	149,24	181,32	216,94	256,04	298,61	344,62	394,66	446,84	502,92	562,33	625,00
5,50	134,36	164,28	197,68	234,58	274,98	318,86	366,79	416,98	471,17	528,73	589,62
6,00	124,15	148,95	180,17	214,86	253,05	294,74	340,46	388,58	440,69	496,25	555,20
6,50	109,46	135,23	164,34	196,87	232,86	272,34	315,82	361,79	411,75	465,18	522,08
7,00	99,13	122,99	150,10	180,55	214,39	251,69	292,92	336,71	384,47	435,73	490,47
7,50	90,00	112,10	137,32	165,78	197,56	232,73	271,76	313,39	358,93	407,98	460,53
8,00	81,94	102,40	125,87	152,45	182,27	215,38	252,28	291,78	333,14	381,98	432,31
8,50	74,80	93,77	115,60	140,44	168,39	199,55	234,39	271,83	313,05	357,71	405,84
9,00	68,48	86,07	106,40	129,60	155,81	185,42	217,99	253,45	292,59	335,13	381,10
9,50	62,86	79,20	98,14	119,83	144,40	171,98	202,99	236,54	273,68	314,16	358,02
10,00	57,86	73,05	90,74	111,00	134,06	160,00	189,25	221,00	256,23	294,72	336,54
10,50	53,39	67,54	84,03	103,03	124,67	149,08	176,68	206,72	240,13	276,73	316,57
11,00	49,39	62,59	78,00	95,81	116,14	139,13	165,18	193,60	225,29	260,07	298,02
11,50	45,80	58,13	72,56	89,26	108,38	130,04	154,64	181,54	211,60	244,66	280,81
12,00	42,57	54,10	67,63	83,34	101,30	121,74	144,98	170,46	198,97	230,40	264,83
12,50	39,65	50,45	63,15	77,90	94,85	114,14	136,12	160,25	187,32	217,20	250,00
13,00	37,04	47,15	59,09	72,97	88,96	107,18	127,97	150,85	176,56	204,98	236,23
13,50	34,62	44,14	55,38	68,47	83,56	100,79	120,48	142,19	166,61	193,66	223,44
14,00	32,44	41,40	51,99	64,35	78,61	94,92	113,58	134,10	157,40	183,16	211,56
14,50	30,45	38,90	48,89	60,57	74,06	89,51	107,22	126,80	148,88	173,41	200,50
15,00	28,64	36,61	46,05	57,10	69,88	84,53	101,34	119,96	140,98	164,36	190,22
15,50	26,97	34,51	43,44	53,90	66,02	79,93	95,91	113,62	133,64	155,95	180,64
16,00	25,45	32,58	41,04	50,96	62,46	75,68	90,87	107,74	126,83	148,11	174,70

Si el poste es de sección rectangular, se busca en las tablas la carga de rotura de un poste cuadrado cuyo lado sea igual al menor de la sección rectangular, y esta carga se multiplica por la relación $\frac{\text{lado mayor}}{\text{lado menor}}$. Ejemplo: carga de rotura de un poste de 32×40 centímetros de sección y de 6,50 metros longitud $= 135,23 \times \frac{40}{32} = 169,04$ toneladas.

Si la madera empleada no tiene la misma resistencia que el pino blanco americano, se encuentra en la tabla la carga de rotura de un poste de esta clase de madera de las mismas dimensiones, y la carga se multiplica por la relación:

$$\frac{\text{Carga de rotura de pequeños bloques en kilog.} \times \text{centímetro cuadrado de la madera empleada}}{350}$$

MACHONES Y COLUMNAS DE FÁBRICA.

Las experiencias de Vicat con prismas de piedras colocadas unas encima de otras sin interposición de mortero, demuestran que la resistencia á la compresión de las columnas es próximamente independiente del número de hiladas que la compongan, siempre que estas hiladas sean monolíticas, es decir, que no haya en la columna planos de juntas verticales. En estos casos, pues, la resistencia-unidad de la columna será próximamente la de la piedra de que esté formada, y la carga de rotura se encontrará multiplicando el área de su sección transversal, por la resistencia-unidad. Esto supone, sin embargo, que la carga esté igualmente repartida y que su resultante coincida con el eje de la columna. Si la resultante se desvía del eje de figura, habría una repartición desigual de las fuerzas de compresión en las secciones transversales de la columna, y la resistencia de ésta se disminuiría en la misma relación en que la intensidad media de la compresión fuese menor que la intensidad máxima. Esta relación se determina con bastante aproximación para todos los casos prácticos, suponiendo que en cada sección transversal los esfuerzos son *uniformemente variados*, en cuyo caso se tiene: Rankine, *Civil Engineering*, página 305.)

$$\frac{\text{intensidad media } P_0}{\text{máxima intensidad } P_1} = \frac{1}{1 + \frac{x_0 x_1 S}{I}}$$

En la que S = área transversal de la columna.

x_0 = distancia normal del centro de presión al eje neutro de la sección transversal, relativamente á la desviación considerada.

x_1 = distancia normal al mismo eje neutro del extremo del semi-diámetro que le es conjugado, y que pasa por el centro de presión.

I = momento de inercia de la sección, relativamente al eje neutro.

Tomando para x_0 el mayor de los valores que resulten en las diferentes secciones transversales, según sea la dirección de la resultante, la carga de rotura de la columna la obtendremos dividiendo la carga de rotura que

le corresponda, suponiendo la resultante sin desviación, por el divisor de la fórmula anterior, ó sea por

$$1 + \frac{x_0 x_1 S}{I}.$$

Para facilitar este cálculo copiamos de Rankine (*C. En.*, pag. 305), los valores que corresponden á $\frac{x S}{I}$, en diferentes secciones simétricas de las más usuales, suponiendo que las desviaciones tengan lugar según los ejes principales de las mismas.

FIGURA DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL.	Valor de $\frac{x_1 S}{I}$.
I. Rectángulo: h b , b eje neutro.. . . .	$\frac{6}{h}$
II. Cuadrado: h^2	$\frac{8}{h}$
III. Elipse: eje neutro b , el otro eje h	$\frac{6h(hb - h'b')}{h^3b - h'^3b'}$
IV. Círculo: diámetro h	$\frac{6h}{h^2 + h'^2}$
V. Rectángulo hueco: dimensiones exteriores h , b ; dimensiones interiores h' , b' ; eje neutro b	$\frac{8h}{h^2 + h'^2}$
VI. Cuadrado hueco: h^2 h'^2	$\frac{8h}{h^2 + h'^2}$
VII. Anillo circular: diámetro exterior h , interior h'	

CARGAS PRÁCTICAS, FACTORES DE SEGURIDAD.

Las cargas que determinan las fórmulas de resistencia que hemos considerado, son cargas de rotura ó de última resistencia; pero se sabe que, en la práctica, sólo una fracción de esta carga es la que se puede imponer á las construcciones para que ofrezcan las convenientes garantías de solidez y duración.

Los ingenieros difieren en la apreciación de las cargas prácticas que en cada caso y para cada clase de materiales deben admitirse. Así, por ejemplo, los ingenieros franceses, y nosotros con ellos, nos contentamos, en el cálculo de los puentes de hierro, con fijar las dimensiones de sus distintas piezas, de suerte que en ningún punto trabaje el metal á más de 6 kilos por milímetro cuadrado de la sección total de las piezas, tanto á la extensión

como á la compresión, sin distinguir entre la carga permanente y la carga en movimiento, y cualquiera que sea la índole de la pieza, y el papel que uega en el sistema total de la armazón.

Los ingenieros ingleses y americanos, entienden de muy distinta manera el esfuerzo que sufren los materiales en la práctica, y no sólo hacen distinción entre la carga permanente y las accidentales que soporta la obra aplicando á cada una distinto coeficiente de seguridad, sino que tienen en cuenta las condiciones en que trabaja cada miembro de una estructura para señalarle el coeficiente de seguridad adecuado. De esta manera se puede conseguir, dentro de un mismo factor de seguridad, mayor economía de material, y una distribución más racional del mismo, que con los mal llamados sistemas de igual resistencia, concebidos desde un punto de vista puramente teórico.

Hé aquí lo que sobre este asunto dice el ya citado ingeniero Shaler-Smith: «Al determinar la relación entre la carga práctica y la carga de rotura, debe tenerse en cuenta la frecuencia con que ejercen su acción en las distintas partes de una estructura las cargas en movimiento, toda vez que esta condición influye manifestamente en la resistencia y duración de la pieza. El sistema primario de una cercha, es decir, el sistema que sostiene la total estructura, como, por ejemplo, las cabezas de una viga Murphy ó Warren á los tensores principales y secundarios de un puente Fink cuando trabajan con su máxima carga de un extremo á otro, se les puede someter á esfuerzos superiores por unidad de superficie, á los que sufran los sistemas ternarios ó de infimo orden del sistema Fink ó las barras del alma de otros sistemas, toda vez que estas últimas piezas trabajan al límite práctico cada vez que pasa por el puente la locomotora que arrastra un tren (habla de puentes de caminos de hierro), mientras que para que alcance el mismo límite el sistema primario es preciso que cruce al puente un tren compuesto exclusivamente de locomotoras.

Estas mismas apreciaciones se deducen de la ley llamada ley de Wöhler, en la que se resumen las experiencias de este profesor, y que hoy está admitida generalmente desde que la confirmaron los trabajos de Spangenberg. La ley de Wöhler es la siguiente: «La fractura puede producirse con la repetición continuada de esfuerzos oscilatorios que todos ellos sean muy inferiores al esfuerzo de rotura. Las diferencias del esfuerzo definidas por la amplitud de las oscilaciones son las que producen la fractura.»

La ruptura, por lo tanto, puede verificarse, ya con la aplicación por una sola vez de una cierta carga, llamada comunmente carga de rotura, ó por la aplicación repetida de cargas más pequeñas. La diferencia de los esfuerzos que se ejerzan, así como su intensidad, determinarán en cada caso el número de veces que haya que aplicarlos para que se verifique la ruptura.

y el término de vida de cada uno de los miembros que compongan una armazón.

Vöhler concluye que las cargas admisibles en una estructura deben estar en la relación de 3 : 2 : 1, según se consideren cargas estacionarias, cargas en tensión, alternando con supresión de toda carga, y cargas en compresión, alternando con cargas en tensión. En otras palabras; las investigaciones de Vöhler indican que los esfuerzos oscilatorios en direcciones opuestas (tensión alternando con compresión), son, en sustancia, de efectos tan destructores como la suma de los esfuerzos actuando en una sola dirección.

Rankine, comparando las experiencias de Fairbairn y otros, y las reglas adoptadas en la práctica por los Ingenieros, propone los siguientes factores de seguridad para los diversos materiales de construcción. Entendiendo por factor de seguridad la relación en que la carga de rotura excede á la carga practica:

	Carga permanente.	Carga móvil.
Para materiales y obra de mano perfectos.	2	4
Para materiales y obra de mano de buena calidad ordinaria:		
Metales.	3	6
Maderas.	4 á 5	8 á 10
Fábricas.	4	8

Cuando la carga que actúa sobre una obra es parte de ella estacionaria y parte móvil, según Rankine, se debe multiplicar cada parte de la carga por su factor de seguridad, sumando los productos; la suma será la carga de rotura ó última carga á que debe adaptarse la pieza ó estructura que se estudie.

Concretándonos al caso de postes y columnas, indicaremos los factores de seguridad, ó sea la relación entre la carga de rotura y la práctica, que se admite generalmente para cada material, según las circunstancias que le correspondan.

POSTES Y COLUMNAS DE HIERRO FUNDIDO.		Factores de seguridad.
<i>Formando los apoyos de un edificio. (Columnas huecas)</i>	Condiciones ordinarias, extremidades asentadas con el mayor esmero y planas, cargas bien repartidas.	5
	Sujetas á vibraciones de maquinaria (fábricas y talleres).	8
	Expuestos á choques transversales ó á la acción transversal del viento (tinglados y almacenes de depósito de mercancías). . . .	10 á 15
	En los casos anteriores se supone que los fundamentos de los postes son firmes; si se temieran en ellas asientos desiguales ó los postes no estuvieran bien apoyados, se multiplicará por 2 estos factores.	
<i>Formando parte de la estructura de un puente de vigas rectas. (Cabezas superior y postes del alma.)</i>	Piezas en cabezas de viga y postes grandes cuyo grueso excede de 25 milímetros y su longitud no pasa de 15 diámetros.	5
	Piezas de 16 á 25 milímetros de grueso y su longitud no pasa de 25 diámetros.	7
	Piezas de grueso inferior á 16 milímetros y longitud superior á 25 diámetros.	10 á 40
	Sin vibraciones, pero expuestas á choques accidentales (barras de grúas).	6
<i>En piezas de maquinaria. (Piezas macizas.)</i>	Piezas en movimiento (barras de conexión). .	12
POSTES DE HIERRO FORJADO Ó LAMINADO.		
<i>Edificios y maquinaria.</i>	Con cargas estacionarias.	4
	Sujetas á vibraciones ó choques accidentales. .	6
	En piezas de maquinaria en movimiento. . . .	12
<i>En piezas de puente.</i>	El factor más conveniente parece el propuesto por Shaler Smith, variable con la relación r de la longitud al diámetro, su valor es.	$4 + \frac{r}{20}$
	En los postes calados y de celosía no se debe tener en cuenta el material de la celosía para el cálculo de la resistencia de la pieza.	

A continuación insertamos una tabla de la carga práctica que se puede imponer á los postes y columnas de hierro laminado de las formas más empleadas en los puentes, deducida por M. Cooper de la fórmula de Gordon, con ciertas modificaciones que la ponen más de acuerdo con las experiencias hechas, y que hemos reducido á medidas métrico-decimales. El coeficiente de seguridad es constante y parece que es 4 en las columnas a de la tabla, y variable, según propone Shaler Smith, en las columnas b, siendo lo más prudente emplear estos últimos valores.

TABLA XII

CARGA DE SEGURIDAD EN TONELADAS POR CENTÍMETRO CUADRADO PARA POSTES
DE HIERROS LAMINADOS.

Relación de la longitud al diámetro <i>r</i>	POSTES EMPOTRADOS.							
	COLUMNAS FÉNIX.		COLUMNAS DE LA COMPAÑIA AMERICANA		COLUMNAS DE SEC- CIÓN CUADRADA.		COLUMNAS CALADAS	
	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>a</i>	<i>b</i>
10	0,700	,622	,528	,469	,547	,486	,670	,596
20	0,608	,486	,477	,375	,479	,383	,585	,467
30	0,583	,424	,454	,330	,458	,332	,562	,408
40	,559	,374	,400	,267	,446	,297	,540	,360
50	,500	,307	,326	,201	,412	,254	,460	,283
60	,424	,243	,256	,146	,362	,206	,412	,235
70	,350	,186	,199	,106	,308	,164	,342	,182
80	,286	,142	,157	,078	,258	,129	,281	,141
90	,233	,111	,124	,058	,215	,102	,229	,107
100	,192	,085	,101	,045	,180	,080	,188	,084
POSTES ARTICULADOS.								
10	,584	,519	,463	,411	,457	,407	,562	,500
20	,579	,463	,436	,350	,449	,359	,547	,437
30	,514	,373	,370	,269	,415	,303	,496	,362
40	,438	,293	,296	,198	,366	,245	,427	,284
50	,364	,224	,232	,142	,313	,193	,355	,218
60	,297	,170	,181	,103	,262	,150	,291	,166
70	,243	,129	,142	,076	,219	,117	,238	,127
80	,199	,099	,113	,057	,183	,091	,196	,098
90	,165	,078	,093	,044	,153	,071	,162	,076
100	,138	,061	,076	,034	,129	,058	,136	,060

Nota.—La columna *a* da la carga práctica haciendo uso de un factor de seguridad constante (aparentemente 4), para todos los valores de *r*. La columna *b* da la carga práctica con un factor de seguridad variable, aumentando, según Shaler Smith, con la relación del diámetro á la longitud.

Las columnas caladas, generalmente en América, se componen de dos hierros de canal unidos con barras de celosía por sus brazos, de modo que en junto forman un tubo rectangular, dos de cuyas caras son macizas, correspondientes á los hierros en canal, y otras dos caras son caladas, que la forman las barras de la celosía.

POSTES DE ACERO.

M. Baker propone un factor de seguridad, variable, no sólo con la longitud del poste relativamente á su diámetro, sino con la naturaleza de los esfuerzos.

Sus fórmulas, resultados de las experiencias ejecutadas en la construcción del puente de Forth, son las siguientes:

Para tubos $f = (0,44 - 0,002 r) (t + 2,80)$ ton. $\times$ centímetro cuadrado.

Para celosías $f = (0,40 - 0,004 r) (t + 2,80)$ ton. $\times$ centímetro cuadrado.

En la que $r = \frac{\text{longitud}}{\text{diámetro}}$, $t =$ última carga de resistencia del mate-

rial y $f =$ carga práctica por centímetro cuadrado de la sección.

Á t se le dan los siguientes valores:

Cargas permanentes $t = 5,35$ toneladas.

Cargas variables desde $\left\{ \begin{array}{l} \text{Oscilaciones de esfuerzos} \\ \text{frecuentes} \end{array} \right\} t = 3,55$ toneladas.
cero á un maximum
peso del mismo senti- $\left\{ \begin{array}{l} \text{Oscilaciones de esfuerzos} \\ \text{poco frecuentes (huraca-} \end{array} \right\} t = 4,00$ toneladas.
do (compresión) $\left\{ \begin{array}{l} \text{nes) } \end{array} \right.$

Compresión alternando $\left\{ \begin{array}{l} \text{Oscilaciones frecuentes} \end{array} \right\} t = 1,80.$
con extensión $\left\{ \begin{array}{l} \text{Oscilaciones poco frecuen-} \\ \text{tes} \end{array} \right\} t = 2,70.$

POSTES DE MADERA.		Factores de seguridad.
<i>Construcciones provisionales.</i>	No estando expuestos á choques accidentales ó vibraciones.	4
	Expuestos á choques.	6
<i>Construcciones permanentes.</i>	Cargas estacionarias sin vibraciones.	6
	Cargas en movimiento con vibraciones.	8
En piezas de puentes expuestas á la intemperie.		10

PILOTES DE FUNDACIONES.

La regla que propone Rankine para determinar la carga práctica que con seguridad se puede imponer á los pilotes de una cimentación, se funda acertadamente, más que en la resistencia propia de la madera, en la naturaleza del terreno que atraviesan los pilotes y en su resistencia á la penetración. Hé aquí sus reglas:

Pilotes hincados hasta llegar á terreno firme. } Carga práctica = 70 kilog. por cent. de la sección del pilote.

Pilotes hincados en terrenos penetrables y sostenidos por el frotamiento lateral. } Carga práctica = 44 kilos por cent. id. id. $\frac{4}{5}$ de la anterior.

El mayor Sanders deduce de varias experiencias la siguiente fórmula para determinar la carga que se puede imponer á un pilote con relación á la hincada que haya recibido, fórmula que, por su sencillez, es muy empleada en Inglaterra y América, y que da resultados en la práctica ordinaria de tanta seguridad como la de Rankine.

Carga práctica de un pilote en toneladas. . . }
$$= \frac{Wh}{40x} \left\{ \begin{array}{l} W = \text{peso de la maza en toneladas.} \\ h = \text{altura caída de la maza en metros.} \\ x = \text{penetración del pilote en el último golpe, en metros.} \end{array} \right.$$

MACHONES Y COLUMNAS DE FÁBRICA.

Cuando sean de mampostería ordinaria, ladrillo ú hormigón, se les puede hacer soportar una carga que no pase de la sexta parte de la carga de rotura de la fábrica (véase tabla III).

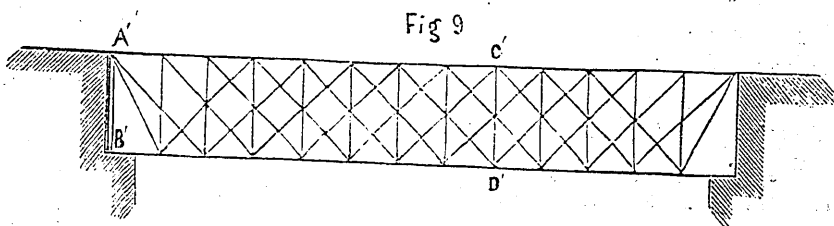
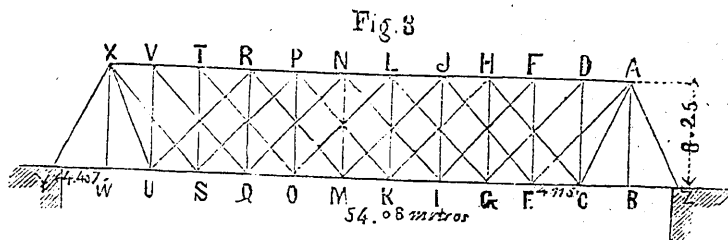
Si están ejecutados con fábrica de sillería, como es muy difícil ó imposible repartir las presiones con entera uniformidad en la total superficie del lecho de los sillares, no debe exceder la carga práctica de la quince ó veinteava parte de la carga de rotura de la piedra de los sillares.

APÉNDICE

La lámina 2.^a, copiada de la obra de G. L. Vose (*Manual for railroad Engineers*), representa los detalles principales de los tipos de puentes para

ferrocarriles de una vía, construídos por la Compañía Fénix con las columnas que reciben su nombre. Estos puentes, por lo bien entendido de sus detalles y la excelencia de su construcción, han obtenido gran aceptación en los Estados-Unidos, y son uno de los mejores modelos de los sistemas articulados (pin sistem), tan extendidos en América.

Como se ve, estas vigas tienen triangulación de doble efecto en toda su longitud, y por lo mismo, cualquiera que sea la posición de una carga móvil, se repartirá en la proporción que le corresponda entre los dos apoyos de la viga, trabajando siempre todas las piezas con esfuerzos del mismo género. Los tensores principales son barras de ojaes y los contratensores barras fileteadas en sus extremos para poder templarlas convenientemente en el montaje del tramo. Los esfuerzos de estos contratensores se sabe que son debidos exclusivamente á las cargas móviles, y que aumentan en sentido contrario á los principales, ó sea desde los extremos al centro de la viga, siendo fácil ver que con el número de paneles que tienen las vigas de la figura 8.^a el mayor esfuerzo de tensión de estas piezas, que lo sufren las barras MJ y KP, es igual á $\frac{12}{13}$ de la carga móvil correspondiente á un panel, multiplicada por la cosecante del ángulo de las oblicuas con la horizontal.



Las figuras 8 y 9 representan el conjunto de las cerchas principales para los casos de tablero superior y tablero inferior, estando dividido el tramo en 13 divisiones ó paneles, número que conviene á luces de 50 á 60 metros. Para estas luces, el peso total del puente con la vía es de 1.650 á 1.750 kilogramos por metro lineal.

Las cabezas superiores y los postes serán formados con columnas Fénix, unidas entre sí por medio de piezas de hierro fundido; y los tensores principales, y las cabezas inferiores son barras planas de ojales. Todas las conexiones se establecen con pasadores ó pernos, para dirigir los esfuerzos por los ejes longitudinales de las piezas. Las figuras 1 y 2 de la lámina 2, representan la conexión en X de la figura 7. Las figuras 3 y 4, el pie del poste principal, y su apoyo en el estribo; figura 5 y 6, la proyección vertical y corte en II; figura 8, y las figuras 7 y 8, la misma proyección y corte en G.

La figura 9 de la lámina es la conexión de la cuerda superior con el poste principal ó de estribo en un puente de tablero superior; las figuras 10 y 11 representan el extremo superior de los postes intermedios, y las 12 y 13, el extremo inferior de los mismos.

Creemos también interesante insertar un extracto de las condiciones á que sujeta la construcción de sus puentes y viaductos esta misma Compañía.

Las condiciones principales son las siguientes:

Primera.—Todas las estructuras se proporcionarán para permitir el paso de las locomotoras y wagones de mayor peso que se emplean, tanto en el tráfico de pasajeros, como de mercancías, carbón, etc, con una velocidad que no sea inferior á 30 millas por hora (48 kilómetros), ó sea el de un tren compuesto de dos locomotoras acopladas, con peso de 30 toneladas sobre las motrices en un espacio de 12 pies (3,66 metros), y el peso total de cada máquina con su tender en completa carga, 65 toneladas, arrastrando los wagones de más peso que haya en uso, ó sea wagones de carbón cargados con peso de 20 toneladas cada uno en 22 pies (6,70 metros). La estructura metálica estará de tal suerte proporcionada, que las anteriores cargas, aumentadas con los pesos propios de las estructuras, no harán trabajar el hierro á más de 10.000 libras por pulgada cuadrada (700 kilos por centímetro cuadrado) á la tensión, ó 7.500 libras por pulgada cuadrada (530 kilos por centímetro cuadrado) en esfuerzo cortante, y reduciendo los esfuerzos de compresión en la proporción de la longitud al diámetro por la fórmula de Gordon.

Segunda.—El hierro que se emplee sometido á esfuerzos de tensión, será tenaz y dúctil, y podrá resistir las pruebas siguientes:

Una barra reducida de $\frac{1}{2}$ pulgada diámetro (38 milímetros), y 12 pulgadas de longitud (305 milímetros) deberá tener una resistencia límite á un esfuerzo de tensión de 55.000 á 60.000 libras (25.000 á 27.000 kilos), y no deberá presentar deformación permanente con un esfuerzo de 25.000 á 30.000 libras (11.400 á 13.600 kilos). La reducción del área en la sección de rotura deberá ser por término medio de un 25 por 100, y el aumento de

longitud de la barra un 15 por 100. Se podrá doblar en frío, sin presentar señales de fractura, desde 90° á 180°.

Tercera.—Toda la obra de mano será de primera calidad. En las partes donde haya uniones con pasadores, las juntas en contacto estarán cepilladas ó torneadas; no se emplearán las barras de hierro forjado que tengan un error mayor de $\frac{1}{64}$ pulgada (0, 0004 metros), en la longitud compren-

dida entre los ojales de los pasadores, ó más de $\frac{1}{100}$ del diámetro del pasador. En las partes que vayan roblonadas todas las planchas y placas de junta, se cortarán con sus cantos normales y bien trazados, de suerte que formen juntas estancas. Los agujeros de los roblones estarán espaciados con toda exactitud y deberán corresponderse exactamente. Los roblones se fabricarán con hierro de la mejor calidad, deberán llenar por completo los agujeros donde se alojen, y tendrán sus cabezas bien formadas y completas.

Las barras-eslabones de la cabeza inferior, los tensores principales oblicuos y las péndolas deberán estar forjados con sus ojales en una sola pieza, sin soldadura. Las barras que están fileteadas tendrán ensanchado su diámetro en la parte de la rosca, de suerte que los filetes del tornillo resulten por fuera del diámetro normal de la barra, y llevará tuercas radiales y chapas de asiento.

Todas las barras que tengan que resistir esfuerzos de tensión, se ensayarán sometiénolas á una tensión de 20.000 libras por pulgada cuadrada (1.400 kilos por centímetro), dándoles un buen golpe de martillo mientras están en tensión, y desechándose las barras que presenten cualesquiera señales de imperfección con esta prueba.

Toda la estructura de hierro se pintará antes de salir de los talleres con una mano de pintura metálica con aceite. Las partes cortadas á máquina se cubrirán con albayalde y sebo antes de salir de los talleres.

Cuarta.—Estos puentes no tomarán una flecha superior á $\frac{1}{1.200}$ de su longitud al paso de un tren compuesto de locomotoras, que lleve una velocidad de 30 millas por hora (48 kilómetros); estableciéndose la línea original del tramo después del paso del tren.

Manila 8 de Octubre de 1886.

ANTONIO DE LA CÁMARA,
Ingeniero de Caminos.

MADRID: 1887.

ESTABLECIMIENTO TIPOGRÁFICO DE GREGORIO JUSTE.

Calle de Pizarro, número 15, bajo.