

una de las partes mas notables del camino de hierro del Semmering. No cabe duda que el sistema empleado aqui ha contribuido mucho al buen éxito de esta empresa.

Todo el mundo sabe que los ferro-carriles están sujetos á cambios en la colocacion actual del balastre y en los carriles por el paso de los trenes. Estos inconvenientes perjudican constantemente á la estabilidad del camino, que es una de las condiciones principales de una explotacion regular y dificultan mucho su conservacion. Hay ademas que tener en cuenta las desigualdades en la via que provienen del rozamiento de las ruedas sobre los carriles.

No pudiendo cortar completamente estos inconvenientes se propuso el disminuirlos lo mas posible. Esto se logró por la capa de piedra que forma un todo sólido con los traveseros que sostienen los carriles.

La capa de piedra que forma la plataforma y recubre la via en todo su ancho, favorece su colocacion al abrigo de la humedad y presta al camino un apoyo fijo. Los largueros si bien dan al camino corta elasticidad, sin embargo se oponen á los hundimientos y á la separacion de los carriles.

Para llenar en lo posible las últimas condiciones, están unidas las barras carriles unas á otras por orejas de hierro que abrazan sus estremidades y que están atravesadas por pasadores de madera. Este sistema de juntas resiste á todo movimiento vertical de los carriles que es sabido es muy perjudicial para las locomotoras.

En fin tenemos que hacer aquí mencion de como se proveen del azua necesaria las locomotoras. La naturaleza del terreno y la estructura compacta de la piedra, hacian imposible el proveerse por pozos ordinarios la cantidad de agua necesaria para alimentar las estaciones intermedias del camino de hierro de Semmering en los diferentes puntos en que se necesita. Sin embargo, Payerbach hace una escepcion, pues allí por medio de un pozo ordinario, se obtenia el agua del Schwarzaflus.

La primera locomotora, construida por el sistema de Engerth que se ensayó, fué en octubre de 1853, y á medida que se multiplican, se aumenta el trasporte de mercancías en el camino de hierro de Semmering tanto desde el invierno de 1853 á 1854 que probablemente no se emplearán otras máquinas que estas de ruedas dentadas.

(Se continuará.)

PUENTES DE VIGAS TUBULARES.

Por William Fairbairn, M. Inst. C. E.

Conclusion (1).

Mr. EATON HODGKINSON decia que le era muy repugnante tener que hacer ninguna observacion en ausencia de Mr Fairbairn, difiriendo de él en muchas de sus consecuencias. Mr. Fairbairn ha presentado en su memoria una fórmula con su coeficiente, para calcular la resistencia de las vigas tubulares de hierro forjado, pero es cuestionable si es ó no conveniente para este objeto, y en el caso de que las vigas se construyeran segun se propone en la memoria, era de dudar si no seria inseguro y peligroso confiar en los resultados que se dedujeran de dicha fórmula. Cuando Mr. Hodgkinson hizo ya hace muchos años sus experimentos, con el fin de fijar la resistencia y formas mas convenientes para las vigas de hierro fundido, pasaron casi desapercibidos en nuestra metrópoli. El empleó la misma sencilla fórmula, con un coeficiente deducido de numerosos experimentos sobre la rotura de dichas vigas: esta fórmula dependia solamente del esfuerzo de tension que sufría la parte inferior de la viga, y tambien de su altura y longitud; datos que consideró suficientes en el caso de emplear el hierro fundido, porque las vigas de este material y de las formas mas perfectas, deben tener en la mitad de su longitud y en su parte inferior mas de dos veces el metal de todo el resto de la seccion (2); pero no se hallaban en este caso las nuevas vigas tubulares. La poca elasticidad del hierro fundido motivaba el que no se pudieran deducir consecuencias tan precisas para un material de mas perfecta elasticidad, tal como el hierro forjado. La fórmula que habia encontrado ser la mas conveniente para las vigas de hierro fundido, concebía que no seria aplicable á las tubulares de hierro forjado, porque el calibre de su parte inferior (no contándose mas que con la resistencia ó tension que esta sufría) era solo una parte pequeña de toda la seccion transversal, y los costados de las vigas tenían tanta parte maciza como habia en todo el resto. Las planchas de los costados por sí solas, y sin contar con las escuadras de hierro destinadas á impedir el cambio de forma, tendrían por lo menos la misma seccion trasversal que las planchas de la parte superior é inferior; y no era conforme al estado actual de la ciencia emplear una fórmula que no tuviese en cuenta la mitad del material de que estaba compuesta la viga, porque la apreciacion de su resistencia no pueda ser fácilmente obtenida por un cálculo sencillo. Puede no obstante decirse que la fórmula seria aplicable á vigas tubulares semejantes de una cierta forma; pero como las vigas á que se refiere la tabla de Mr. Fairbairn no eran semejantes, la apli-

(1) Véanse las páginas 90 y 106. La lámina que se cita en este artículo se repartirá con nuestro próximo número.

(2) La viga de hierro fundido que presenta la máxima resistencia, debía tener segun resultaba de los experimentos mencionados, considerada en la mitad de su longitud, las secciones de los nervios de su parte inferior y superior, próximamente en la relacion de 1 á 6; y el nervio de la parte inferior debería tener de seccion 2,4 veces la de todo el resto.

cacion de la fórmula en este caso, era dudosa, y mas todavía cuando los tubos tenían formas diferentes, como los del puente de Torksey, cuya resistencia calculó por medio de ella Mr. Fairbairn. La completa determinación de la resistencia de las vigas tubulares en general seria mas bien pesada que difícil; así por ejemplo, si la parte superior é inferior de la viga difiriesen una de otra en su sección transversal ó en su forma, seria necesario, obtener primero la situación del eje neutro, el cual ha de pasar por el centro de gravedad de la sección; y en segundo lugar encontrar los momentos de las resistencias ejercidas por cada una de las planchas, tanto de la parte superior é inferior como de los costados de la viga, ó lo que es lo mismo las fuerzas moleculares de cada una, multiplicadas por su distancia al eje neutro. La suma de estos momentos debía ser igual al del peso que sostenia la viga, teniendo en cuenta la longitud entre los apoyos ó sea el brazo de palanca con el cual obraba. De consiguiente, en este caso, para calcular la resistencia de las vigas se debería aplicar la fórmula:

$$W = \frac{2f(bd^3 - b'd'^3)}{3ld}$$

en la cual d y d' serian respectivamente las alturas exterior é interior del tubo; b y b' sus correspondientes anchuras, l la distancia entre los apoyos, f el esfuerzo que sufren por pulgada cuadrada de sección las partes superior é inferior, y W el peso que colocado en la mitad de la longitud de la viga, produce este esfuerzo (1). Si f fuese de 8 toneladas por pulgada cuadrada, no alteraria la fuerza elástica del material; prueba de ello es que algunas vigas de simples planchas han sufrido un esfuerzo doble y aun mayor. Mr. Fairbairn sostenia que el espesor de la parte superior de una viga tubular, comparado con el de su parte inferior, debía hallarse en la relacion de 12 á 11, habiéndose verificado así en la gran viga tubular construida en Londres. Mr. Hodgkinson por el contrario, no opinaba que debía existir esta constante proporcion entre los espesores de ambas partes. Una viga tubular de un cierto espesor de metal puede tener las proporciones convenientes, y sin embargo, duplicado este espesor quedaria extraordinariamente desproporcionada. La resistencia de las planchas delgadas á un esfuerzo de aplastamiento aplicado en la dirección de su longitud, se ha hallado que variaba como el cubo del espesor del palastro. Duplicando el espesor de un

tubo delgado en su parte superior, su resistencia seria seis ó siete veces mayor; mientras que duplicando su espesor en la parte inferior, su resistencia seria solo dos veces mayor. Esta propiedad de la compresion se referia tan solo á las planchas de los tubos que no sufrían un esfuerzo mayor de 9 toneladas por pulgada cuadrada: no era, por lo tanto, fácil fijar las proporciones convenientes á esta clase de vigas tubulares, sin nuevos ensayos prácticos. Mr. Hodgkinson hizo muchos experimentos con objeto de suplir esta falta, los cuales se insertaron en la memoria de la Comision; sin embargo, la cuestion se hallaba aun en su infancia. Se fueron estableciendo por grados diferentes leyes empiricas, pero los verdaderos elementos del cálculo no han sido tenidos en cuenta hasta el presente, y cuando en la práctica las planchas eran bastante gruesas para no doblarse por efecto de la compresion, estos principios daban resultados completamente satisfactorios.

De los experimentos hechos para determinar la resistencia de las celdillas de palastro, de 4 y 8 pulgadas cuadradas de sección, y 10 pies de largo, sometidas á la compresion en el sentido de su longitud, resultó que sus espesores y pesos de rotura eran:

Celdillas de 4 pulgadas cuadradas.

Pulgadas.	Toneladas.
0,03	próximamente 5,0
0,06	8,6
0,083	11,0
0,134	10,0

Celdillas de 8 pulgadas cuadradas.

Pulgadas.	Toneladas.
0,06	próximamente 5,9
0,139	9,0
0,219	11,5
0,24	no se rompió con 12,0

Hasta donde se estendieron estos experimentos, demostraban la fragilidad de las celdillas formadas con planchas delgadas; y hacian ver que probablemente el espesor de las últimas debía hallarse en relacion con las dimensiones laterales de las primeras. El colocar las celdillas en la parte superior de las vigas tubulares, tenía por objeto evitar que las planchas se estropearan ó doblasen en este sitio: pero esto se corregiria mejor empleando planchas gruesas que con celdillas rectangulares, las cuales, segun los experimentos de Mr. Hodgkinson, eran generalmente aplastadas bajo un peso de 12 toneladas por pulgada cuadrada de sección, ó aun por otro menor. En una viga tubular rectangular de gran consistencia, de próximamente 7 toneladas de peso, 47 pies de largo, 45 pies de luz, 3 de alto y 2 de ancho, hecha de planchas de 3/4 de pulgada de espesor en su parte superior, inferior y en sus costados, cuando se hallaba encorvada, transversalmente por una carga colocada en su medio, no era perceptible el efecto de la compresion en su parte superior, bajo una presion de 12 á 15 toneladas por pulgada cuadrada de sección; y exigia mas de 17 toneladas para mostrar alguna señal

(5) El modo de calcular la resistencia del puente de Conway puede verse en el apéndice de Mr. Hodgkinson, á la memoria de la comision encargada de informar sobre la resistencia del hierro, páginas 174 y 175. En las vigas tubulares formadas de simples planchas, con celdillas en la parte superior, como en las construidas por Mr. Fairbairn, las secciones de las partes superior é inferior, siendo próximamente equivalentes, el valor de W puede deducirse suponiéndolas de otra forma con una resistencia casi igual, y fácilmente calculable, como muestran las figuras b y c de la lámina 40, en las cuales la figura b es la sección de la viga, tal como se halla formada, y la figura c es la sección de una viga de casi la misma resistencia; en esta última el espesor de la parte inferior y de los costados es el mismo que en la primera y la parte superior de igual area que las celdillas, se halla colocada á la altura del centro de gravedad de las mismas.

de empezar á doblarse en el mencionado punto. El mismo tubo, cuando sus planchas de la parte superior é inferior, se reemplazaban en su medio por otras del mismo espesor, y las planchas de los costados se reemplazaban por otras cuyo espesor era la mitad del de las primeras, esto es, de $\frac{3}{8}$ de pulgada, no se doblaba en su parte superior, aunque se hallaba considerablemente acortada por la compresion, y habia tomado una flexion de 7,33 pulgadas, bajo una carga de 103 toneladas en el centro y una presion en la parte superior de las planchas de 18 toneladas por pulgada cuadrada de seccion. Vigas tubulares de la mitad de este espesor en su parte superior, se hubieran probablemente doblado bajo el peso de pocas toneladas por pulgada cuadrada de seccion. Estos hechos muestran la gran importancia de aumentar el espesor de las planchas en las vigas tubulares: y sus experimentos harian evidente que las celdillas cuadradas de la parte superior podian economizarse con ventaja, aumentando el espesor de las planchas en dicha parte remachándolas juntas y colocando asi las resistencias de la parte superior é inferior tan separadamente como era posible. Si ademas se añadian nervios longitudinales de hierro fundido remachados á las planchas á lo largo de la parte superior, para que resistieran el efecto de la compresion cuando el palastro se quebrase, la resistencia de la viga tubular aumentaria considerablemente, como se ha demostrado por sus experimentos.

M. C. H. WILD pidió primero leer el siguiente extracto del 2.º informe del capitán Simmons, que era el inspector del Gobierno.

«Para contestar á la cuestion de si yo aun opinaba que este viaducto no podia abrirse con seguridad al tránsito público, qué aumento de fuerza seria necesario, he tenido que esponer, que por razones anteriormente aducidas, no he considerado que pudiera consentirse el continuo paso de los trenes por esta obra con seguridad para el público, y que no se hallaria en este caso hasta que no se estuviera seguro, de que una carga de 400 toneladas (incluyendo el peso de las vigas y demas partes del puente) distribuida igualmente sobre toda la plataforma de un tramo, no produciria sobre las planchas de las vigas tubulares una presion mayor de cinco toneladas por pulgada cuadrada.»

A consecuencia de esta opinion, Mr. Wild, ha hecho, en vista de la instancia de Mr. Fowler, los cálculos necesarios para asegurarse de que el esfuerzo de compresion que obraba en la parte superior no llegaria á las condiciones prescritas, y ha hallado que debia ser menor que 5 toneladas por pulgada cuadrada, limite fijado en el informe. Como este resultado diferia del hallado por el inspector oficial, se acudió á los experimentos para demostrar la verdad de estos cálculos. Entre los muchos puntos que se tocan en la memoria de Mr. Fairbairn, habia uno que debia considerarse ser no solo antihilosófico, sino tambien perjudicial en la práctica. La memoria decia: «Algunos ingenieros consideran como de la mayor importancia, para la resistencia de estos puentes, que las vigas sean continuas ó se estiendan á dos ó mas tramos. Esto es sin duda exacto hasta un cierto punto, y aunque el hecho se halla admitido, á propósito no se tiene en cuenta en los cál-

culos puesto que un apoyo auxiliar de esta clase obra simplemente como un contrapeso. Se cree pues mas seguro tratar este asunto bajo el principio de componer cada uno de los tramos de vigas independientes.» La importancia de esta continuidad era reconocida por todos, así que no se podia admitir que esta circunstancia debiera ser despreciada con algun fundamento. El puente de Torksey constaba de dos tramos cada uno de 130 pies de linea, formados de una viga continua apoyada en la pila central. Si se colocase una viga de esta clase sobre tres puntos A, B y C lámina 40 fig.ª a, y se la sometiese á una carga distribuida igualmente sobre toda su longitud, afectaria la forma indicada por la linea interrumpida A m B n C. Es evidente que entre A y m se hallaria comprimida la parte superior de la viga, mientras que entre m y n se verificaria el efecto contrario: podria pues considerarse dividida en tres partes, en el punto de inflexion m cesarian todas las fuerzas horizontales y no existiria mas que la fuerza vertical correspondiente á dicho punto de la mitad del peso de la viga A m. Si pues se considerase la viga continua dividida en tres partes ó en tres vigas independientes y apoyada en los dos puntos de inflexion, las condiciones, en nada se alterarian. Verificándose así los hechos, hay evidentemente un error en calcular la resistencia de la viga como si A B fuese su longitud. Para averiguar prácticamente la posicion del punto de inflexion segun la da el cálculo, se ha hecho el experimento en una gran viga de madera, cargándola primero con pesos que equivalgan á la carga constante que sufre el sistema. Con ella la viga afectó la forma marcada con lineas interrumpidas en la figura mencionada, y se halló que el punto de inflexion distaba 30 $\frac{1}{2}$ pulgadas del apoyo B. Separado el modelo y apoyado en este punto, la curva y la inflexion fueron las mismas que en el caso anterior, como debia esperarse. Para fijar el punto de inflexion en una viga cargada de la manera que prescribia el inspector del Gobierno, se añadió un peso adicional sobre un solo tramo, cuyo peso se hallaba con la carga primeramente aplicada, en la misma relacion que tenian las 400 toneladas (que era la carga prescrita) con las 150 (que era el peso de la construccion): se vió entonces que el punto de inflexion se aproximaba á la pila central y distaba de ella solo 21 $\frac{3}{4}$ pulgadas. La viga entonces fué otra vez separada y apoyada en este punto, y la curva que tomó era de una forma tan regular como anteriormente, siendo la flexion en el tramo cargado de 5 $\frac{1}{3}$ pulgadas. Dividióse la luego por su mitad colocando sus extremos sobre la pila central, y hecho de nuevo el experimento se halló que la flecha de la curva de flexion en el tramo mas cargado era de 9 $\frac{2}{3}$ pulgadas. Se quitó en seguida tanto peso cuanto era necesario para que la viga afectase la misma flecha que en la continua habia sido producida por el que representaban las 400 toneladas, y el peso requerido para producir una flexion dada en la viga dividida en dos era al requerido para producir una igual en la continua como 65 $\frac{1}{2}$ á 120. Habiendo encontrado la posicion del punto de inflexion en una viga, cargada en la proporcion prescrita por el ingeniero del Gobierno, fué fácil calcular el esfuerzo que obraba en las celdillas de la parte su-

perior del puente de Torksey. La longitud teórica de las vigas sería 130 p. — $21 \frac{3}{4}$ p. = 108 $\frac{1}{4}$ pies:

la carga que habían de sufrir $\frac{108 \frac{1}{4}}{130} \times 400 = 333$

toneladas, ó lo que es lo mismo 166 sobre cada viga ó 83 sobre el medio de su longitud. Si para mayor sencillez, no se tienen en cuenta las planchas de los costados, el esfuerzo sobre la parte

celular sería: $83 \times \frac{108 \frac{1}{4}}{4 \times 9,5} = 4,67$ toneladas

por pulgada cuadrada, el cual es menor que el esfuerzo límite de 5 toneladas marcado por el inspector del Gobierno. Estos esperimentos ademas, corroboraban ser exactos los cálculos previamente hechos, y mostraban que el esfuerzo de compresion por pulgada cuadrada en la parte celular de la viga, era menor que el de 5 toneladas en lugar de ser mayor como habia creído el inspector no aprobando por ello el puente y dejando así por largo tiempo cerrada al tránsito público una línea de importancia con un enorme sacrificio pecuniario: la compañía del ferro-carril habia sido y se hallaba aun privada del uso de su propiedad y la conveniencia pública sufría, no á consecuencia de que el ingeniero hubiese construido una obra sin la resistencia necesaria para la seguridad del tránsito, sino por los perniciosos efectos de la intervención del Gobierno y por la falta de conocimientos prácticos, siempre demostrada, cuando á oficiales, cuyo servicio era puramente militar, se les confiaba la inspeccion de las obras civiles.

FERRO-CARRILES FRANCESES.

ESTADISTICA DE 1854.

Creemos conveniente presentar los siguientes datos de los caminos de hierro en Francia, saca-

dos de un informe del Ministro de Obras públicas y de un cuadro publicado por la oficina de estadística del mismo ministerio.

Desde el origen de los caminos de hierro en Francia hasta el 24 de febrero de 1848, esto es, en el espacio de unos veinte años, el total de las líneas concedidas á la industria privada presenta un desarrollo de 3 600 kilómetros próximamente.

La revolucion de febrero detuvo bruscamente la marcha de estas grandes empresas. No se hizo concesion alguna en los años 1848, 49 y 50. Sucedió por el contrario, que muchas contratas se rescindieron por imposibilidad de continuar las empresas.

En 1851 ó mas bien en 1852 las concesiones volvieron á tomar incremento: durante estos dos años se aumentó la red de líneas en 3 300 kilómetros. En 1853 ha continuado el movimiento y se han concedido 2 134. El año 54 se ha empleado casi esclusivamente en la ejecucion de los trabajos emprendidos y en la conclusion de los estudios, y se han abierto al servicio público mas de 600 kilómetros en el espacio de este año. En otras secciones los trabajos se han adelantado tan considerablemente que en el corriente año podrán quedar concluidos y en esplotacion mas de 1000 kilómetros y entregados á las compañías cerca de 200 ejecutados por administracion. Entre las líneas cuyos trabajos han adelantado con mas rapidez, debe mencionarse particularmente la de Paris á Lyon y la de Lyon á Avignon.

Examinando la carta de los caminos de hierro se ve que bien pronto todo el territorio de la Francia estara surcado por estas maravillosas vias de comunicacion. Con muy pocas escepciones, que provienen de dificultades extraordinarias del terreno, todas las localidades de alguna importancia estaran servidas por ferro-carriles.

A continuacion presentamos un cuadro en que se indica la longitud total, la longitud media esplotada y la cantidad recaudada por kilómetro y por total de cada línea durante el año de 1854.

LINEAS.	LONGITUD TOTAL.	LONGITUD MEDIA ESPLOTADA.	PRODUCTOS TOTALES.	PRODUCTO POR KILÓMETRO.
	Kilómetros.	Kilómetros.	Francos.	Francos.
Norte.	707	707	40 101 478	56 721
Anzin á Somain.	19	19	315 755	16 619
Este.) Paris á Strasburgo.	863	827	33 786 015	40 854
) Montereau á Troyes.	100	100	1 690 707	46 907
San German.	33	30	2 112 600	70 420
Oeste	239	210	7 892 608	37 584
Paris á Rouen.	139	139	11 322 995	81 460
Rouen al Havre.	92	92	4 972 058	54 044
Rouen á Dieppe.	51	51	859 629	16 855
Paris á Orsay.	24	17	395 921	23 289
Orleans.	1 156	1 140	44 867 330	39 357
Paris á Lyon.	508	443	25 914 763	58 498
Mediterráneo.	420	358	11 863 733	33 139
Gran-central. (Ródano y Loira).	150	150	9 312 648	62 084
Mediodia.	158	67	535 707	7 996
De ronda.	17	15	590 856	39 390
Totales y términos medios.	4 676	4 365	196 534 803	45 025