

LE PONT A TREILLIS DE CANESTOTA.

Nous donnons (planche XXV) la description du pont à treillis de Canestota. On verra la différence qui existe entre les ponts de ce système en Amérique et les ponts à petits treillis européens.

La fig. (1) représente l'élévation de ce pont, qui est situé sur la ligne du New-York-Central, au-dessus du canal Erié, près de la station de Canestota. Ce pont, qui a deux voies, a été construit par l'ingénieur Charles Hilton. Sa longueur est de 125 pieds (38^m099). Sa hauteur est de 19 pieds 4 pouces (5^m893).

La largeur des mailles est de 9 pieds 3 pouces (2^m819). Il a trois maîtresses poutres.

La largeur de chaque voie, entre deux maîtresses poutres, est de 14 pieds 7 pouces (4^m445).

Angle de l'axe avec les culées, 31°.

La fig. (2) représente la corde supérieure et ses assemblages avec le montant extrême et les fers à U, formant le treillis.

La fig. (3) représente la corde inférieure et ses assemblages avec le montant extrême et les fers du treillis.

A représente une section du montant extrême en B.

C, les points d'intersections du treillis et le mode de réunion des fers à U.

La fig. (4) est une coupe transversale de la corde supérieure, montrant la composition de cette corde et sa liaison avec les bras inclinés du treillis, qui

travaillent à la compression, et qui, ainsi que le montre la figure, sont reliés par un petit treillis à angle droit.

La fig. (5) montre une coupe transversale de la corde inférieure, son assemblage avec les bras ou les tiges du treillis, et les poutres supportant la voie.

La fig. (6) représente une coupe transversale de la corde inférieure de la travée centrale, avec les deux poutres soutenant la voie, qui y aboutissent.

La fig. (7) représente la coupe transversale de la corde inférieure de la travée latérale à l'endroit de son attache avec les poutres soutenant la voie.

La fig. (8) représente une coupe longitudinale suivant l'axe d'une travée, et montre l'union des fers à U du treillis avec la corde inférieure, et l'attache des solives longitudinales de la voie.

La fig. (9) représente une vue en dessous de la corde inférieure d'une travée latérale, montrant les attaches des contreventements et des poutres transversales de la voie.

La fig. (10) représente l'élévation latérale de cette corde au même point.

Les culées du pont sont en pierre de taille ; les maîtresses poutres reposent sur des glissières en fonte.

L'ingénieur Hilton a calculé son pont, d'après la méthode suivante, en considérant la poutre comme formée de quatre systèmes triangulaires indépendants. Pour l'intelligence de ce calcul, rappelons ici les principales dimensions du pont.

La travée, 125 pieds (38^m099) ; la hauteur, 19 pieds 4 pouces (5^m893) ; les panneaux, 14 de 9 pieds 3 pouces (2^m819) chaque ; l'angle du treillis avec la verticale, 45°. Le poids total est supposé placé sur la corde inférieure. La poutre, ainsi que nous l'avons dit, consiste en quatre systèmes triangulaires indépendants, fig. (4). Ainsi, l'effort produit par un poids placé à l'un quelconque des sommets de la corde inférieure, est transmis aux culées par les membres du système auquel ce sommet appartient, sans l'intervention des membres d'aucun autre système. Les membres du système considéré sont alternativement des bras et des tiges (par bras, on entend les parties en compression, et par tiges, les parties en tension), formant ainsi avec les cordes une poutre triangulaire simple ; chaque force transmise par les bras et les tiges consécutifs dans la direction de l'une ou de l'autre extrémité de la travée, produit, en montant de la corde inférieure à la corde supérieure, une tension ; et en descendant de la corde supérieure à la corde inférieure, une compression.

Si un ou plusieurs sommets de chaque côté du premier sommet considéré est ou sont chargés, les forces nouvelles développées balancent ou neutralisent, dans l'intervalle compris entre les sommets chargés extrêmes, les forces primitives, et l'excès des plus grandes sur les plus petites valeurs des forces en sens contraires

donne la mesure de l'effort réel de tension ou de compression sur un membre contenu dans cet intervalle. En dehors de l'intervalle des sommets chargés extrêmes, les efforts sont dans le même sens sur chaque tige ou bras, et par conséquent s'ajoutent. Il ressort de cela, évidemment, que l'effort maximum sur un bras ou une tige quelconque se produira, quand tous les sommets du côté de la culée ou pile la plus éloignée seront chargés à la plus haute limite possible, et quand tous ceux du côté opposé recevront le poids le moins élevé possible, qui est naturellement le poids de la superstructure elle-même; car, dans ce cas, la différence entre les forces opposantes qui s'y développent sera la plus grande possible.

Les cordes sont communes à tous les systèmes, elles transmettent les composantes horizontales des forces de tension ou de compression considérées. L'effet maximum sur les cordes a lieu, quand la poutre est partout chargée du plus grand poids possible.

Le poids roulant maximum est supposé de $1 \frac{1}{2}$ tonne par pied courant (4,464 kilogs par mètre courant) pour un pont à une voie, et pour un pont à deux voies, de 3 tonnes (8,928 kilogs par mètre courant), (2,000 livres par tonne). Chacune des maîtresses poutres latérales portera naturellement un quart du poids ci-dessus, soit $\frac{3}{4}$ de tonne par pied (2,232 kilogs par mètre courant). Le poids mort, ou poids de la superstructure elle-même, est compté à raison de $\frac{1}{2}$ tonne par pied (1,488 kilogs par mètre courant) de simple voie, ou à $\frac{1}{4}$ de tonne par pied (744 kilogs par mètre courant) sur chaque maîtresse poutre extérieure. Les panneaux ayant 9 pieds 3 pouces (2^m819) de longueur, nous avons à chaque sommet des triangles à la corde inférieure un poids vif ou mouvant de 6.94 tonnes (6,301 kilogs), et un poids mort de 2.31 tonnes (2,097 kilogs), soit en tout 9.25 tonnes (8,398 kilogs). Pour trouver la force maximum que A 1 peut supporter, nous devons supposer que la poutre est chargée de son poids maximum depuis le point 1 jusqu'au point 13, fig. (4).

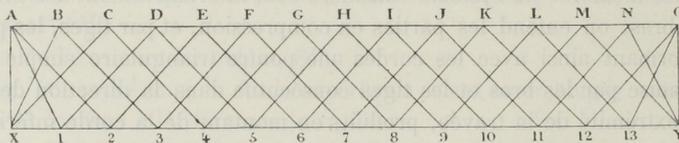


Fig. (4).

Les sommets du système, dont A 1 est un membre, sont 1, 5, 9, 13. Si nous appelons l le total du poids vif et mort à chaque sommet, et que nous considérons les efforts transmis par A 1 à la culée X, les valeurs de ces efforts en fonction de l seront :

$$\frac{13}{14} l, \frac{9}{14} l, \frac{5}{14} l \text{ et } \frac{1}{14} l;$$

Et, si δ est l'angle du treillis avec la verticale, nous aurons pour la force suivant A 1 :

$$\frac{13 + 9 + 5 + 1}{14} l \text{ séc. } \delta,$$

ou
$$28 \frac{l}{14} \text{ séc. } \delta.$$

Par la même méthode, nous trouvons que la force sur A 2 est $24 \frac{l}{14}$ séc. δ . ; sur B 3, $21 \frac{l}{14}$ séc. δ . ; sur C 4, $18 \frac{l}{14}$ séc. δ . ; et sur D 5, $15 \frac{l}{14}$ séc. δ . ; mais de cette dernière quantité, doit être déduite la valeur du poids mort au sommet 1, qui, par sa tendance à passer par la diagonale D 5, vers la culée Y, balance et neutralise son équivalent dans la force opposée ; par conséquent, appelant le poids mort à chaque sommet l' , la force exacte sur la diagonale D 5 sera :

$$15 \frac{l}{14} \text{ séc. } \delta. - 1 \frac{l'}{14} \text{ séc. } \delta.$$

Posant $\frac{l}{14} = w$, $\frac{l'}{14} = w'$, appelant n et n' les coefficients des deux termes,

l'expression ci-dessus devient en général $n w \text{ séc. } \delta - n' w' \text{ séc. } \delta$. w et w' sont constants, ainsi que séc. δ , excepté pour les treillis extrêmes, et n'ont à être déterminés qu'une seule fois.

Les tables ci-après, montrant les forces sur les différentes branches du treillis, sont calculées par cette formule : la première colonne contient les désignations des pièces ; la seconde, les facteurs, $n \times w$, séc. δ . ; la troisième, les facteurs $n' \times w'$, séc. δ . ; et la quatrième contient les efforts exprimés en tonnes de 2,000 livres. La cinquième colonne indique les sections superficielles des différents bras ou tiges. Ces sections correspondent à une résistance de 5 tonnes par pouce carré (7 k. 26 par millim. carré) en tension, et 3 tonnes par pouce carré (4 k. 35 par millim. carré) en compression.

TABLE N° 1

CALCUL DES EFFORTS DE TENSION SUR LES TREILLIS

TREILLIS	$n \times w$ SÉC. δ	$n' \times w'$ SÉC. δ	TENSIONS		SURFACES	
			TONNES de 2.000 livres	KILOGS	POUCES carrés	CENTIMÈTRES carrés
A 1	28 \times 0.7324	20.69	18786	4.14	26.70
A 2	24 \times 0.9144	22.42	20357	4.48	28.87
B 3	21 \times 0.9144	19.61	17808	3.92	25.24
C 4	18 \times 0.9144	16.81	15263	3.36	21.65
D 5	15 \times 0.9144	- 1 \times 0.2286	13.78	12522	2.76	17.76
E 6	12 \times 0.9144	- 2 \times 0.2286	10.74	9752	2.15	13.86
F 7	10 \times 0.9144	- 3 \times 0.2286	8.64	7845	1.73	11.12
G 8	8 \times 0.9144	- 4 \times 0.2286	6.54	5938	1.31	8.43
H 9	6 \times 0.9144	- 6 \times 0.2286	4.21	3822	0.84	5.37
I 10	4 \times 0.9144	- 8 \times 0.2286	1.87	1698	0.37	2.37
J 11	3 \times 0.9144	- 10 \times 0.2286	0.47	426	0.09	0.57

TABLE N° 2

CALCUL DES EFFORTS DE COMPRESSION SUR LES TREILLIS

TREILLIS	$n \times w$ SÉC. δ	$n' \times w'$ SÉC. δ	COMPRESSIONS		SURFACES	
			TONNES de 2.000 livres	KILOGS	POUCES carrés	CENTIMÈTRES carrés
A X	28 \times 24 \times 0.661	34.37	31108	11.46	73.71
B X	21 \times 0.7324	15.52	14092	5.17	33.34
C X	18 \times 0.9144	16.81	15263	5.60	36.19
D 1	15 \times 0.9144	- 1 \times 0.2286	13.78	12522	4.60	29.64
E 2	12 \times 0.9144	- 2 \times 0.2286	10.74	9752	3.58	23.06
F 3	10 \times 0.9144	- 3 \times 0.2286	8.64	7845	2.88	18.53
G 4	8 \times 0.9144	- 4 \times 0.2286	6.54	5938	2.51	16.16
H 5	6 \times 0.9144	- 6 \times 0.2286	4.21	3822	1.40	9.01
I 6	4 \times 0.9144	- 8 \times 0.2286	1.87	1698	0.62	3.96
J 7	3 \times 0.9144	- 10 \times 0.2286	0.47	426	0.16	1.02

Dans les tables précédentes, les calculs ne sont poursuivis qu'autant que la formule donne un résultat positif; ainsi, dans la table n° 1, la formule pour K 12, donnerait pour l'effet — 0,93; ce qui montre qu'en aucune circonstance, la diagonale K 12 ne peut être soumise à un effort de tension. Dans la table n° 2, la formule donnerait pour K 8 le même résultat négatif, ce qui montre que la diagonale ne peut jamais être soumise à un effort de compression.

Il a été supposé dans les calculs précédents, que la poutre était chargée de son poids roulant maximum, de la culée Y à tous les sommets compris de 1 à 11 successivement; mais si nous supposons que la poutre est chargée de la même manière de la culée X à tous les sommets, de 13 à 3 successivement, nous trouverons quelques treillis soumis à des efforts d'un caractère opposé à ceux trouvés pour eux dans les tables n° 1 et n° 2. Ainsi, les treillis J 11, I 10 et H 9, qui dans la table n° 1 paraissent soumis à des tensions, nous apparaîtront maintenant soumis à des compressions égales à celles des treillis F 3, G 4 et H 5 dans la table n° 2, auxquelles les diagonales J 11, I 10 et H 9 sont symétriques, par rapport à l'axe vertical passant par le milieu de la poutre.

De cela il résulte que, dans l'hypothèse d'un poids roulant, égal à celui que nous avons supposé, et couvrant toute la longueur du pont, certains treillis seraient alternativement soumis à la tension et à la compression.

Le tableau suivant contient les treillis qui sont dans ces conditions, et les taux des forces alternatives qui s'y développent.

TREILLIS	TENSIONS		TREILLIS	COMPRESSIONS	
	TONNES de 2000 livres	KILOGS		TONNES de 2000 livres	KILOGS
J 11	0,47	426	F 3	8,64	7845
I 10	1,87	1698	G 4	6,54	5938
H 9	4,21	3822	H 5	4,21	3822
G 8	6,54	5938	I 6	1,87	1698
F 7	8,64	7845	J 7	0,47	426

Ce tableau se déduit des tableaux n°s 1 et 2, de la manière suivante :

Au commencement de la première colonne, est placée la désignation du dernier treillis dans la table n° 1, et vis-à-vis, dans la seconde colonne, l'effort de tension, établi pour lui dans cette table. Sur la même ligne, dans la troisième colonne, est placée la désignation du treillis symétrique à J 11, par rapport à l'axe vertical du milieu de la poutre, qui, dans ce cas, est F 3 et, vis-à-vis, dans la

quatrième colonne, est porté l'effet en compression trouvé pour ce treillis dans la table n° 2.

Les autres couples de treillis symétriques, qui se trouvent dans les tables n° 1 et n° 2 soumis à des efforts différents, sont disposées de la même manière, et les treillis sont pris dans leur ordre régulier de succession. On voit que les treillis symétriques sont donc soumis à des efforts égaux et contraires.

Ce résultat indiqué par les tableaux s'explique facilement, comme on le comprendra sans peine dans ce qui va suivre. Il est évident que, si avec un poids avançant de Y vers X, le treillis J 11 est soumis à une tension de 0.47 tonnes (426 kilogs), et F 3 à une compression de 8.64 tonnes (7,845 kilogs), avec un poids avançant de X vers Y, ces efforts seront inverses, et le treillis J 11 sera soumis à une compression de 8.64 (7,845 kilogs), tandis que F 3 sera soumis à une tension de 0.47 (426 kilogs). Il en est de même naturellement pour I 10 et G 4, H 9 et H 5, G 8 et I 6, F 7 et J 7. Comme une charge roulante de poids uniforme par pied, et couvrant toute la longueur du pont, occupe dans son passage toutes les positions qui sont occupées par une charge semblable passant sur le pont en sens inverse, il s'ensuit que chaque treillis, dans les couples précédents, sera sollicité, lors du passage du poids, à des efforts alternatifs de deux sortes, comme il est indiqué aux tables n° 1 et n° 2, et que, dans la construction, il devra être assez solide et avoir la forme nécessaire pour résister aux deux forces.

Les efforts sur les cordes sont les composantes horizontales des forces sur les treillis. Elles s'ajoutent en allant de chacune des extrémités vers le milieu de la poutre, où se produit le maximum. L'effort appliqué à la corde à chaque sommet, entre l'extrémité et le milieu de la poutre, est la somme des composantes horizontales des deux treillis qui coupent la corde à ce sommet. Ainsi, l'effort sur X 1 est la somme des composantes horizontales des efforts sur les treillis B X et C X ; et l'effort sur 12 est l'effort sur X 1, plus les composantes horizontales de l'effort sur les treillis A 1 et D 1, et ainsi de suite.

En se servant des mêmes signes qu'antérieurement, n et n' auront les mêmes valeurs pour les mêmes treillis que dans les tables précédentes, mais $\sec. \delta$ deviendra $\text{tang. } \delta$. Et nous supposerons que la poutre sera également chargée dans toute sa longueur des poids w et w' . On observera que les effets maximums, sur les cordes supérieure et inférieure au milieu, obtenus par cette méthode, ne sont pas égaux, et qu'ils ne sont ni l'un ni l'autre les mêmes que ceux donnés par la formule bien connue $\frac{W l}{8 d}$, dans laquelle W est le total du poids distribué sur la poutre, l la longueur de la poutre entre les supports, et d la distance verticale entre les axes des cordes supé-

rieure et inférieure. Le résultat donné par cette dernière formule est la moyenne arithmétique entre les forces au milieu des cordes supérieure et inférieure, comme on le trouve dans les tables qui suivent. Cette différence est causée par les diagonales I 6 et G 8, qui traversent le milieu de la poutre. Les tableaux n° 3 et n° 4 qui suivent indiquent les tensions sur différentes portions des deux cordes, avec les accroissements successifs de ces tensions, quand on passe d'un panneau au suivant.

TABLE N° 3

CALCUL DES EFFORTS SUR LES CORDES INFÉRIEURES.

PANNEAUX	$(n - n') \times w \text{ TANG } \delta$	ACCROISSEMENTS		EFFORTS		SURFACES	
		TONNES de 2000 liv.	KILOGS	TONNES de 2000 livres	KILOGS	POUCES carrés	CENTIMÈTRÉS carrés
		X 1	$(21 \times 0.33) + (18 \times 0.66)$	18.81	17079
1 2	$(28 \times 0.33) + (14 \times 0.66)$	18.48	16779	37.29	33759	7,46	49,104
2 3	$(36 - 2) \times 0.66$	22.44	20375	59.73	54234	11,95	77,235
3 4	$(31 - 3) \times 0.66$	18.48	16779	78.21	62014	15,64	100,886
4 5	$(26 - 4) \times 0.66$	14.52	13184	92.73	84116	18,55	119,645
5 6	$(21 - 7) \times 0.66$	9.24	8398	101.97	92588	20,39	131,523
6 7	$(16 - 10) \times 0.66$	3.96	2942	105.93	96184	21,19	136,605
7	$(10 - 3) \times 0.66$	4.62	3555	10.55	100379	22,11	142,134

Pour les accroissements au point 7, dans la table n° 3, et de H dans la table n° 4, nous prenons la composante horizontale d'un treillis seulement; car si nous prenions la somme des deux, comme partout ailleurs, nous aurions l'effet sur 7 8, au lieu de 7, et H I au lieu de H. Avec le plancher attaché à la corde inférieure, l'effet sur H est le même que celui sur G H et H I; mais l'effet maximum est au point 7.

La cinquième colonne, dans les tables n° 3 et n° 4, contient les sections superficielles déterminées dans les cordes, qui travaillent à 5 tonnes (7⁰3 par millimètre carré) de tension et 4 tonnes (5⁶2 par millimètre carré) de compression par pouce carré. Cette section superficielle doit, dans tous les cas, désigner la section réelle, après déduction des trous des chevilles pour les parties en tension, et la section dans son ensemble, sans déduction, pour les parties en compression.

TABLE N° 4

CALCUL DES EFFORTS SUR LES CORDES SUPÉRIEURES.

PANNEAUX	$(n - n') \times w \text{ TANG } \delta$	ACCROISSEMENTS		EFFORTS		SURFACES	
		TONNES de 2000 liv.	KILOGS	TONNES de 2000 livres	KILOGS	POUCES carrés	CENTIMÈTR ^{ES} carrés
A B	$(28 \times 0.33) + 24 \times 0.66$	25.08	22672	6,27	40,436
B C	$(21 \times 0.33) + 21 \times 0.66$	20.79	18877	45.87	41650	11,47	73,973
C D	36×0.66	23.76	21579	69.63	63324	17,41	113,397
D E	$(30 - 2) \times 0.66$	18.48	16779	88.11	80003	22,03	142,112
E F	$(24 - 4) \times 0.66$	13.20	11985	101.31	91989	25,33	163,284
F G	$(20 - 6) \times 0.66$	9.24	8389	110.55	100379	27,64	178,303
G H	$(16 - 8) \times 0.66$	5.28	4694	115.83	105173	28,96	186,782
H	$6 - 6 \times 0.66$	0.00	000	115.83	105173	28,96	186,782

Pour la maîtresse poutre centrale, toutes les parties, telles qu'elles sont calculées dans les tables précédentes, sont accrues de 75 pour cent.

Le poids des matériaux dans ce pont est décomposé comme suit :

Cordes	66.740 livres.	(30.272 kilogs.)
Treillis	52.260 —	(23.705 —)
Montants extrêmes et arcs unissant les 3 maîtresses poutres.....	12.350 —	(5.601 —)
Plancher.....	48.140 —	(21.835 —)
Contreventements du haut et du bas.	11.440 —	(5.188 —)
Rivets.....	17.500 —	(7.937 —)
Total.....	208.430 livres.	(94.538 kilogs.)

ou 1.579 livres par pied courant (2.347 kilogs par mètre carré.)

On a soulevé des objections au sujet du chevillage des treillis à leur intersection, prétendant que la transmission des effets est ainsi compliquée et troublée, et que les chevilles sont exposées à un travail indéterminé en ces points. Ces objections ne peuvent être que théoriques, car, en pratique, elles n'ont aucun poids. Le pont de Canestota a été employé constamment sous un trafic excessivement lourd et excessivement rapide, depuis huit ans, sans qu'on ait trouvé jamais une cheville qui se soit dérangée dans toute sa construction. Le chevillage d'un treillis, d'après

M. Latham, « ne peut jamais troubler l'effort longitudinal qui se produit sur lui ; mais, au contraire, augmente la rigidité du pont, et augmente la résistance des treillis qui tendent à se courber sous les efforts de pression. »

Le pont de Canestota a été étudié et construit avec le plus grand soin. C'est un des plus beaux ponts à treillis de l'Amérique du Nord.

