Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung

Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine

Band: 25/26 (1895)

Heft: 16

Artikel: Les épreuves de charge jusqu'à rupture de l'ancien pont sur l'Emme à Wolhusen

Autor: Schüle, F.

DOI: https://doi.org/10.5169/seals-19252

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Mehr erfahren

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. En savoir plus

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. Find out more

Download PDF: 12.07.2025

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, https://www.e-periodica.ch

INHALT: Les épreuves de charge jusqu'à rupture de l'ancien pont sur l'Emme à Wolhusen. II. — Berner Oberland-Bahnen mit besonderer Berücksichtigung der schweiz. Zahnradbahnen mit Reibungsstrecken. VII. — Nekrologie: † Dr. Wilhelm Fränkel. † Lothar von Meyer. — Vereinsnachrichten: Stellenvermittelung.

Les épreuves de charge jusqu'à rupture de l'ancien pont sur l'Emme à Wolhusen.

Par *F. Schüle*, Ingénieur du contrôle fédéral des ponts à Berne.

II.

Les *calculs du pont* ont été établis sur les bases suivantes: le poids mort peut être réparti entre les nœuds supérieurs et inférieurs, on trouve alors

	poutre A	poutre B
nœuds supérieurs	1,41 *t*	1,35
nœuds inférieurs	2,46 *t*	2,38.

Ces valeurs correspondent à un poids total de 85 *t*. Les calculs préliminaires ont été faits par M. Elskes, ingénieur des ponts du Jura-Simplon et par le rapporteur. Les résultats étant suffisamment concordants, le rapport donne le résumé de ces derniers calculs, revus et complétés d'après les surcharges réelles. D'après les pesées faites par Mr. Trautweiler, ingénieur de section, après le déchargement, les surcharges introduites dans les calculs sont de 3 % environ trop faibles.

Nous extrayons du premier tableau les données suivantes:

Barres de treillis (voir fig. 12—20):

sections brutes en cm^2	144.1	115,5	108.6	105.8	80,0	71,0	62,2	52,6	63,6
moments d'inertie minimum, en cm^4 . .	6568	3212	3088	2144	1371	1180	646	1179	646
moments de résist. en cm^3	520	256	250	206	132	119	77	119	77

Ces valeurs s'appliquent aux deux poutres.

Membrures:

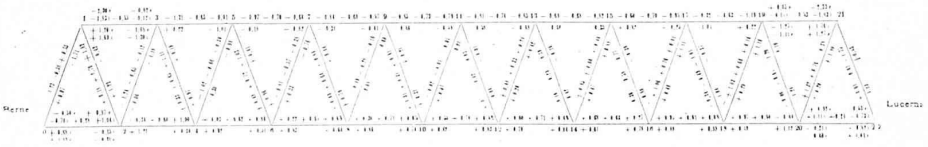
	Poutres A et B		Poutre A			Poutre B	
	Barres extrêmes		1 semelle	2 semelles	3 semelles	1 semelle	2 semelles
sections brutes en cm^2 .	121,0		178,5	219,0	259,5	183,0	228,0
	extér.	intér.					
moments d'inertie, en cm^4	11 362	6237	32 815	40 026	45 756	33 723	41 398
moments de résistance en cm^3	650	490	2300	3190	4025	2390	3400
	650	280	1525	1640	1730	1540	1665

Les moments de résistance les plus forts se rapportent à la fibre extérieure des semelles, les plus faibles, à la fibre extérieure opposée.

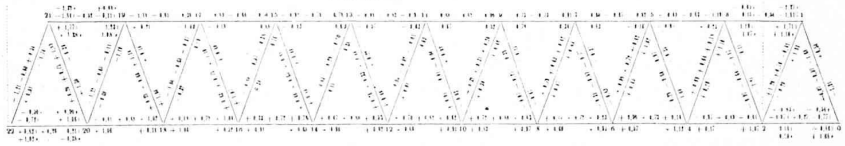
Surcharge du 17 Avril 1894.

Fig. 42—43. **Tensions principales et tensions résultantes (poids mort compris).**

Poutre A.



Poutre B.

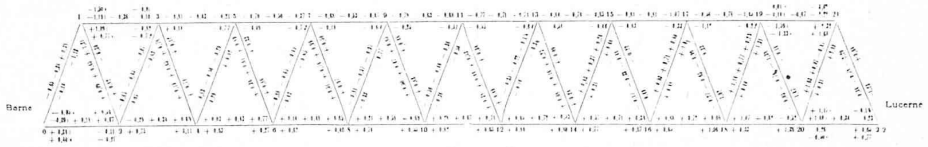


Observations. Dans les barres extrêmes des membrures, les tensions marquées d'un *i* se rapportent à la demi-membrure intérieure; les tensions marquées d'un *e* se rapportent à la demi-membrure extérieure. Les tensions sont indiquées en *t* par cm^2, les tensions résultantes se rapportent aux extrémités des barres. Le chiffre inscrit au milieu de chaque barre indique la tension principale.

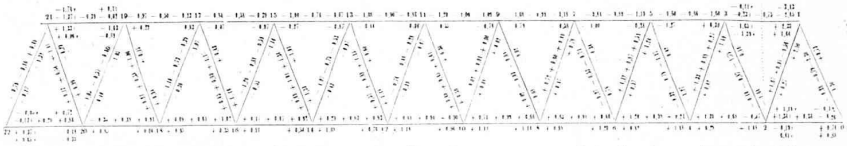
Surcharge du 24 Avril 1894.

Fig. 44—45. **Tensions principales et tensions résultantes (poids mort compris).**

Poutre A.



Poutre B.



Observations. Dans les barres extrêmes des membrures, les tensions marquées d'un *i* se rapportent à la demi-membrure intérieure; les tensions marquées d'un *e* se rapportent à la demi-membrure extérieure. Les tensions sont indiquées en *t* par cm^2, les tensions résultantes se rapportent aux extrémités des barres. Le chiffre inscrit au milieu de chaque barre indique la tension principale.

Les calculs ont compris pour les divers cas de surcharge, la détermination des forces et tensions principales, en supposant les attaches des barres de treillis bien centrées c'est-à-dire les axes de gravité des barres concourantes en chaque nœud au même point et les diverses barres librement mobiles autour de ce point. La rigidité des attaches et leur excentricité provoquent en outre dans les extrémités de chaque barre des moments fléchissants et des tensions secondaires.

Les moments dus à *la rigidité des attaches* ont été déterminés pour l'une des poutres (A) dans l'hypothèse de la demi-surcharge de 11,7 *t* par mètre courant appliquée depuis le côté de Berne. La méthode en usage comprend le calcul des variations angulaires si les barres étaient libres autour des nœuds et la résolution de deux fois plus d'équations du premier degré qu'il y a de barres dans une poutre, dans notre cas de 86 équations. La résolution se fait par approximations successives. Il est aisé de déduire de la valeur des inconnues, moments fléchissants aux extrémités, les tensions

additionnelles produites sur les fibres extérieures de chaque barre au droit des nœuds.

Les tensions dues à la rigidité des attaches sont d'importance secondaire; elles vont pour les barres de treillis en décroissant des extrémités vers le milieu des poutres et n'atteignent nulle part 0,3 *t* par *cm*² dans la fibre extrême; pour les membrures, les tensions secondaires dues à la rigidité vont par contre en croissant des extrémités vers le milieu de l'ouvrage. Dans les membrures supérieures, à part les nœuds extrêmes, le travail additionnel de la fibre extérieure des semelles est une compression dont la valeur n'atteint pas 0,1 *t* par *cm*²; dans les membrures inférieures le travail additionnel de la fibre extérieure des semelles est une tension inférieure à 0,1 *t* par *cm*², sauf aux nœuds extrêmes, où le sens des moments est inverse. Ces résultats permettent de conclure que la rigidité des attaches, surtout à cause de la longueur relativement grande des barres ne pouvait compromettre la sécurité de l'ouvrage. Aussi les calculs laborieux de ces tensions secondaires n'ont pas été répétés pour les divers cas de surcharge, mais ils ont été déduits du cas calculé en détail, en admettant qu'il existe une proportionnalité entre ces efforts additionnels et les tensions principales.

Les tensions additionnelles dues à l'*excentricité des attaches* ont été déterminées par la méthode usuelle: le moment total dû à l'excentricité des attaches dans chaque nœud a été réparti entre les barres concourantes dans la proportion des valeurs de $\frac{I}{l}$ c.-à-d. du rapport du moment d'inertie à la longueur de la barre. Remarquons que l'excentricité des nœuds extrêmes ne peut être déterminée aussi exactement que celle des nœuds intermédiaires, les dessins montrent en effet que les panneaux extrêmes des membrures sont formés de deux parties de section inégale non reliées entr'elles par une semelle; il n'est pas possible, malgré les diaphragmes qui les relient, de supposer qu'elles forment une barre unique aussi, c'est la moyenne de l'excentricité de chaque partie qui a été introduite dans le calcul et, dans la répartition des moments d'excentricité, ces deux parties ont été supposées séparées, formant deux barres distinctes. Enfin les nœuds 0 et 22 sur lesquels repose le pont ont une excentricité qui dépend de la position du centre de pression du tablier sur le calage en chêne et qui se modifie un peu avec l'application de la surcharge et l'inflexion des poutres qui en résulte.

La détermination des tensions additionnelles est basée sur la proportionnalité des tensions aux déformations, elle ne peut prétendre à l'exactitude que dans les limites de l'élasticité du métal; au-delà de ces limites le calcul devient illusoire; les moments de flexion dus à la rigidité des attaches s'atténuent et ceux qui sont dus à leur excentricité se répartissent entre les barres suivant des lois encore inconnues et dépendant surtout de la qualité du métal. Les tensions indiquées dans le rapport et qui dépassent très fortement la limite d'élasticité ne prétendent donc pas à l'exactitude.

Un élément d'incertitude s'ajoute encore au calcul des tensions dans les nœuds extrêmes; ces nœuds sont renforcés par des goussets facilitant l'attache des treillis et dont le calcul n'a pas tenu compte. Les calculs eussent dû, pour être complets, comprendre les tensions provoquées par la flexion des entretoises porteuses et par le gauchissement de la construction par suite d'un tassement d'un des appuis. Ces tensions n'ont pas été déterminées.

Les fig. 30—41 donnent le détail des surcharges concentrées aux nœuds de chaque poutre pour les divers cas. Nous trouvons pour chacun de ces cas, dans le rapport, le tableau des forces principales et des tensions par *cm*² de section brute des barres; en outre, pour deux cas importants: celui du 17 avril, où tout le tablier était chargé de 5,85 *t* par mètre courant et celui du 24 avril, où cinq panneaux étaient chargés de 11,7 *t* par mètre et le sixième d'une charge de 2,7 *t* par mètre, le rapport donne dans des diagrammes le détail des tensions additionnelles dues à la rigidité des attaches et à leur excentricité. Les lecteurs trouveront dans les diagrammes fig. 42—43 les tensions principales et résultantes (poids mort compris) dues à la surcharge du 17 avril; dans les diagrammes fig. 44—45 les mêmes tensions dues à la surcharge du 24 avril, enfin nous reproduisons dans les tableaux suivants les forces et tensions principales au moment de la rupture.

Forces et tensions principales au moment de la rupture (25 avril 1894, 9 h. 40 du matin).

Poids mort compris.

No. des barres	Treillis			
	Poutre A		Poutre B	
	Force en *t*	Travail en *t/cm*²	Force en *t*	Travail en *t/cm*²
0—1	— 63,6	— 0,44	— 135,0	— 0,94
1—2	+ 62,2	+ 0,54	+ 133,5	+ 1,15
2—3	— 57,8	— 0,53	— 112,4	— 1,04
3—4	+ 56,3	+ 0,53	+ 111,0	+ 1,05
4—5	— 53,7	— 0,67	— 76,3	— 0,95
5—6	+ 52,2	+ 0,74	+ 74,9	+ 1,06
6—7	— 49,5	— 0,80	— 40,1	— 0,65
7—8	+ 48,0	+ 0,92	+ 38,7	+ 0,74
8—9	— 45,4	— 0,71	— 4,1	— 0,06
9—10	+ 43,9	+ 0,84	+ 2,7	+ 0,05
10—11	— 37,0	— 0,58	+ 31,9	+ 0,50
11—12	+ 35,5	+ 0,56	— 31,4	— 0,53
12—13	— 11,5	— 0,22	+ 57,3	+ 1,09
13—14	+ 10,0	+ 0,16	— 58,7	— 0,92
14—15	+ 24,8	+ 0,47	+ 65,6	+ 1,25
15—16	— 26,3	— 0,42	— 67,0	— 1,07
16—17	+ 61,0	+ 0,86	+ 69,5	+ 0,98
17—18	— 62,5	— 0,78	— 71,0	— 0,89
18—19	+ 97,3	+ 0,92	+ 73,5	+ 0,70
19—20	— 98,8	— 0,91	— 74,9	— 0,69
20—21	+ 133,5	+ 1,15	+ 77,5	+ 0,67
21—22	— 134,9	— 0,94	— 78,9	— 0,55

Forces et tensions principales au moment de la rupture (25 avril 1894, 9 h. 40 du matin).

Poids mort compris.

No. des barres	Membrures			
	Poutre A		Poutre B	
	Force en *t*	Travail en *t/cm*²	Force en *t*	Travail en *t/cm*²
	—	—	—	—
1—3	50,0	0,41	107,8	0,89
3—5	90,9	0,51	187,7	1,03
5—7	129,1	0,59	242,1	1,06
7—9	163,5	0,63	270,3	1,19
9—11	195,8	0,76	273,0	1,20
11—13	222,4	0,86	248,8	1,09
13—15	229,5	0,88	208,7	0,92
15—17	211,4	0,97	159,9	0,70
17—19	166,8	0,94	109,5	0,61
19—21	96,4	0,80	56,1	0,46
	+	+	+	+
0—2	25,3	0,21	54,1	0,45
2—4	71,0	0,40	148,1	0,81
4—6	110,2	0,50	215,0	1,17
6—8	146,8	0,57	256,8	1,13
8—10	180,3	0,70	270,2	1,19
10—12	209,2	0,80	260,5	1,14
12—14	226,3	0,87	228,5	1,00
14—16	221,1	0,85	184,1	0,81
16—18	189,4	0,86	134,9	0,74
18—20	131,7	0,74	83,0	0,45
20—22	48,3	0,40	28,2	0,23

Les parties les plus faibles du pont étant les barres de treillis travaillant à la compression, nous reproduisons aussi les tensions qui, pour une longueur libre de ces barres égale aux $^3/_4$ de la longueur théorique auraient entraîné le flambage dans le plan des poutres:

barres	0-1; 2-3, 19-20;	4-5, 17-18;	5-6, 16-17;	6-7, 8-9, 10-11, 11-12, 13-14, 15-16;	7-8, 9-10;	12-13, 14-15;	21-22
σ_k	2,15	1,93	1,61	1,60	1,01	1,80	2,16 t/cm^2.

Les déformations avant la rupture. Les *inflexions* de chaque poutre pour les divers cas de surcharge ont été déterminées par la méthode de Williot pour un coefficient d'élasticité de 1800 t par cm^2; en choisissant un module un peu faible on a voulu tenir compte des petits déplacements dus à l'excentricité des attaches, le calcul des déformations ayant été fait sur la base des tensions principales. En outre, pour permettre la comparaison avec les inflexions calculées par la méthode usuelle, les inflexions ont aussi été dessinées pour un coefficient d'élasticité de 2000 t par cm^2. Ces polygones d'inflexion sont reportés sur les figures 30—41 ainsi que les inflexions observées (déduites des nivellements).

On a pu voir par les résultats des calculs indiqués aux fig. 42—43 que la surcharge du 17 avril provoquait dans les nœuds extrêmes des tensions supérieures à la limite d'élasticité du fer; ce résultat se trouve confirmé par l'examen des fig. 30—41, en effet, le 20 avril, quand la surcharge de la moitié du pont côté Berne eut été enlevée, le tablier ne reprit pas la forme qu'aurait produite la surcharge qu'il avait à supporter à ce moment là. La différence entre les inflexions calculées et observées s'accentue ensuite et le 25 avril, 2 heures avant la chute, cette différence atteignait 48 % de l'influence calculée pour la poutre A et 35 % pour la poutre B; le 14 avril, pour une surcharge 2,3 fois moindre, cette différence était de 10 % pour la poutre A et nulle pour la poutre B.

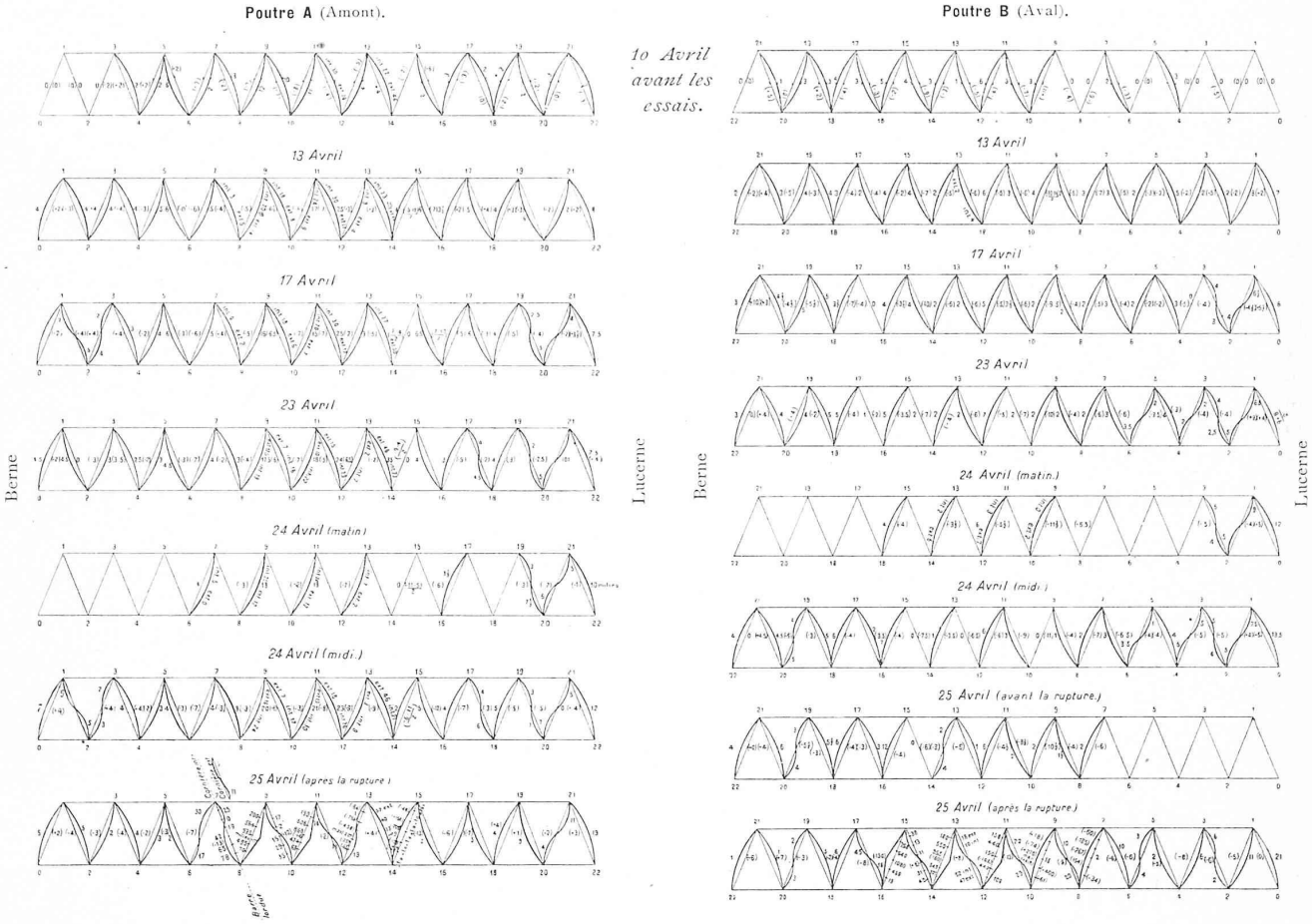
Voici quelques remarques que suggère l'examen des figures 30—41.

Bien que la surcharge ait été répartie d'une manière très uniforme sur toute la largeur du tablier, la poutre A présente dans tous les cas observés des différences d'inflexion plus grandes que la poutre B. Ce fait peut tenir à ce que la poutre A a été en service plus fatiguée que la poutre B, et à ce qu'elle avait quelques barres de treillis fortement cintrées. En outre la poutre B, avec ses membrures plus faibles que celles de l'autre poutre, devait à charge égale, s'infléchir davantage; les entretoises porteuses étaient sollicitées, par ces différences d'inflexion, à transmettre sur la poutre la plus rigide une partie de la charge tombant sur l'autre poutre d'après la loi de répartition des charges suivant les bras de levier.

Les calculs ont démontré que les tensions principales (dans la détermination desquelles aucun doute n'existe) n'ont nulle part atteint la limite d'élasticité du métal. Il faut donc en conclure que les différences progressives entre les inflexions calculées et observées ne peuvent être attribuées qu'aux tensions secondaires dues surtout à l'excentricité des attaches.

Les tableaux suivants indiquent les résultats des divers nivellements opérés; toutes les cotes sont rapportées à la même horizontale; ils ont été repérés sur deux points fixes situés vers chaque extrémité du tablier.

Fig. 46—60. **Déformations des barres de treillis.**



Echelle 1 : 600.

Toutes les observations sont indiquées en millimètres.

Les chiffres entre paranthèses sont les déformations transversales — vers l'intérieur + vers l'extérieur du pont.

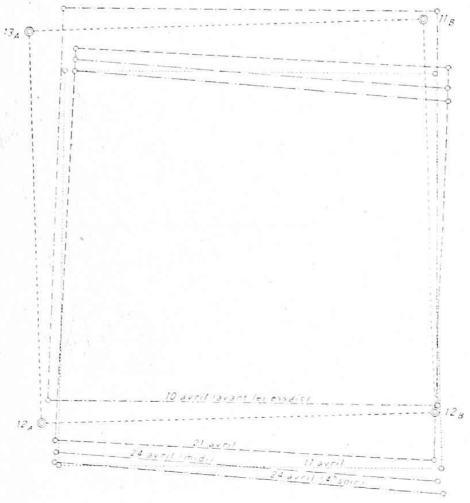
Nivellements de la poutre A.

Points nivelés	10 avril (avant les essais)	14 avril	17 avril	21 avril (7 h. du matin)	24 avril (midi)	25 avril (7 h. du matin)	25 avril (après la rupture)
0	10,264	10,218	10,154	10,205	10,204	10,198	10,174
2	10,218	10,168	10,104	10,160	10,154	10,147	10,216
4	10,174	10,118	10,057	10,113	10,104	10,095	10,244
6	10,127	10,069	10,011	10,062	10,054	10,044	10,270
8	10,074	10,014	9,959	10,011	9,998	9,982	10,251
10	10,028	9,968	9,917	9,964	9,948	9,932	9,877
12	9,979	9,920	9,878	9,917	9,898	9,880	9,599
14	9,923	9,871	9,838	9,870	9,848	9,831	9,511
16	9,867	—	9,799	9,821	9,803	9,787	9,527
18	9,816	9,784	9,768	9,781	9,768	9,755	9,580
20	9,761	9,742	9,732	9,741	9,734	9,725	9,639
22	9,697	9,687	9,691	9,693	9,691	9,687	9,693

Nivellements de la poutre B.

Points nivelés	10 avril (avant les essais)	14 avril	17 avril	21 avril (7 h. du matin)	24 avril (midi)	25 avril (7 h. du matin)	25 avril (après la rupture)
0	9,625	9,609	9,609	9,605	9,597	9,589	9,592
2	9,694	9,663	9,660	9,660	9,642	9,627	9,491
4	9,745	9,706	9,694	9,696	9,672	9,652	9,404
6	9,792	9,740	9,727	9,731	9,702	9,680	9,322
8	9,843	9,783	9,767	9,772	9,741	9,717	9,286
10	9,900	9,838	9,816	9,824	9,791	9,770	9,339
12	9,952	9,888	9,863	9,875	9,845	9,824	9,521
14	10,002	9,939	9,914	9,925	9,903	9,887	9,857
16	10,052	9,996	9,970	9,980	9,963	9,952	10,271
18	10,099	10,048	10,020	10,028	10,019	10,011	10,242
20	10,150	10,106	10,080	10,083	10,078	10,073	10,190
22	10,204	10,165	10,140	10,141	10,140	10,138	10,132

Fig. 61. **Déformation du rectangle** 12 A, 13 A, 11 B, 12 B.



Les déplacements ont été portés à l'echelle de 1 : 10 à partir des points représentés par deux cercles concentriques.

Les *déformations latérales* du tablier sont indiquées aux fig. 62—67 en outre la fig. 61 indique la déformation du quadrilatère formé par les points 12 et 13 de la poutre A, 11 et 12 de la poutre B. On peut remarquer que l'angle 13 A, 12 A, 12 B qui au début des essais était aigu s'est modifié avec les diverses surcharges pour devenir obtus avant la rupture; cette constatation confirme la supposition d'après laquelle la poutre B a transmis une partie de sa charge à la poutre A.

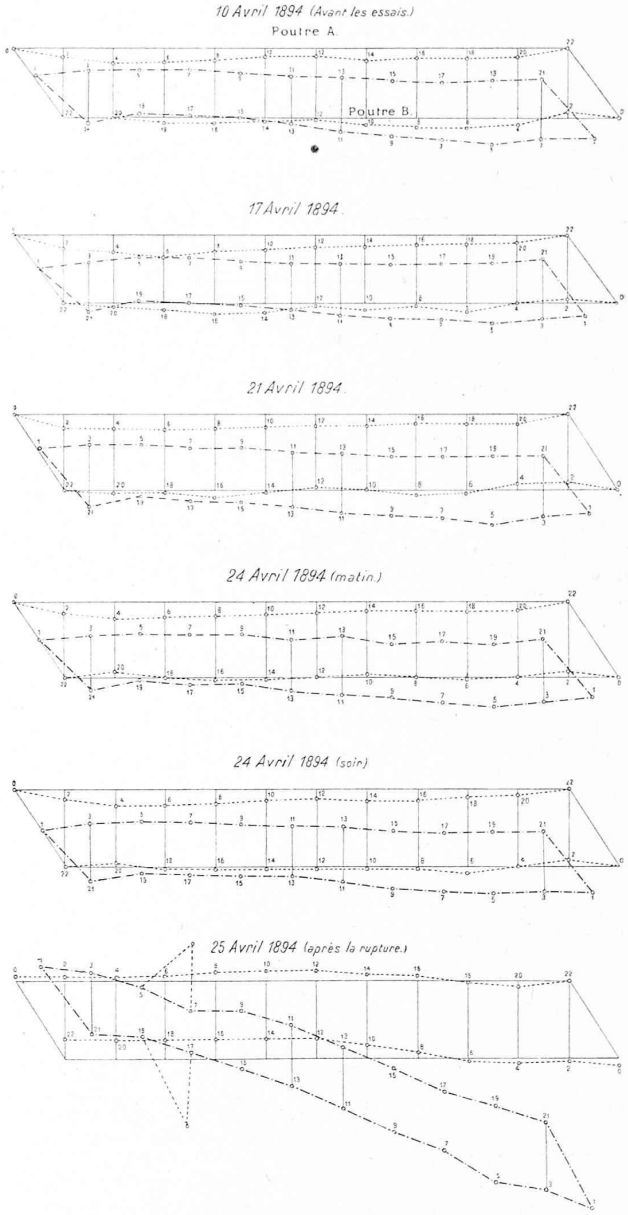
L'observation de la *rectitude des barres* a été faite au moyen de ficelles tendues, procédé un peu lent et exigeant constamment deux aides; il y aurait avantage dans d'autres essais à fixer sur les barres à observer, des fils de caoutchouc tendus. Les flèches observées sont reportées aux fig. 46—60.

Dans le plan des poutres, les déformations des barres sont accentuées dans les barres extrêmes; vers le milieu des poutres les déformations relevées avant les essais ne paraissent pas en général avoir sensiblement varié pendant toute la durée de l'expérience.

Plusieurs barres tendues ont montré pendant le chargement du tablier des déformations moins fortes qu'auparavant (barres 5—6, 7—8, 11—12 de la poutre A, 14—15, 12—13, 10—11, 9—10 de la poutre B). Les flèches des barres comprimées ont été croissantes. La barre 15—16 de la

Fig. 62—67. **Déformations latérales du tablier.**

Plan.



Echelle des longueurs 1 : 600.
Echelle des déformations 1 : 16.

poutre B entre autres a vu sa flèche augmenter successivement de 4 à 12 *mm*.

Les déformations dans le sens normal au plan des poutres ont été indiquées par les chiffres entre parenthèses; ces déformations qui sont surtout provoquées par l'inflexion des entretoises sont pour la plupart des barres dirigées vers l'intérieur du pont; les barres extrêmes des deux poutres et surtout les barres 21—22 font exception elles sont cintrées vers l'extérieur du pont. (La fin au numéro prochain.)