Zeitschrift: Bulletin de la Société vaudoise des ingénieurs et des architectes

Band: 21 (1895)

Heft: 4

Artikel: Vues d'ouvrages d'art: réparations de viaducs en maçonnerie, perfectionnement des poutres métalliques, baches de ponts-canaux, élargissement du grand pont de Lausanne

Autor: Gaudard, Jules

DOI: https://doi.org/10.5169/seals-18761

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: 08.07.2025

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

tout concours. Nous avons exposé notre *Bulletin,* après en avoir extrait les principaux dessins placardés sur les parois du local mis à notre disposition par le comité de l'exposition dans le bâtiment annexe des Beaux-Arts. Notre collègue, M. de Mollins, ingénieur, seul membre inscrit pour une exposition particulière, a joint à nos dessins ceux de divers travaux en poutres de ciment armé. L'installation de notre exposition a été faite par notre collègue, M. Dufour, architecte, auquel nous adressons encore une fois nos remerciements.

Enfin nous avons examiné la question de nos rapports avec la Société suisse des ingénieurs et architectes, que vous nous avez envoyée pour étude sur la proposition de M. Deladoey, ingénieur. Cette affaire n'est pas encore liquidée.

Etat des membres. A notre dernière assemblée générale, notre Société avait un effectif de 152 membres. Dès lors nous avons eu le regret de compter deux décès : M. Boulenaz, architecte à Vevey, et M. Laurent, ingénieur à Lausanne, membres tous deux depuis la fondation de notre Société. Nous avons enregistré trois démissions, dont l'une pour motif de santé de M. Picot, architecte-entrepreneur à Lausanne, fut bientôt suivie de décès. Ont été admis les nouveaux membres suivants : MM. Marquis, à Lausanne ; Gayrhos, à Lausanne ; Glardon, à Vallorbes ; Guillemin fils, à Yverdon ; Jacques, à Rolle, et Payot, à Vevey, tous ingénieurs. Le nombre actuel de nos membres est ainsi de 153, en augmentation de 2 sur l'année dernière. Votre comité a décidé d'imprimer à nouveau la liste complète des membres, après l'avoir mise à jour.

Situation financière. Notre solde actif, que vous avez reconnu exact dans notre assemblée générale du 17 mars 1894, était de . . . . . Fr. 1023 50

Dans l'exercice écoulé, nos recettes en contributions, entrées et divers, ont été de . . . . » 1212 15

Total . . . Fr. 2235 65

Nos dépenses, groupées par rubriques, ont été les suivantes :

Bulletin	Fr. 742 30	
Bibliothèque.	» 172 70	
Divers (administration) . . .	» 218 70	
		Fr. 1133 70

De sorte que notre solde actif est de . . . Fr. 1101 95

en augmentation de 78 fr. 45 sur l'exercice précédent. Nous aurons dès cette année à payer l'impôt sur ce petit avoir.

Bulletin. Nous n'avons rien à vous signaler de nouveau au sujet de notre bulletin, qui vient d'entrer dans sa 21me année. Votre comité regrette de n'avoir pu faire paraître des articles sur l'architecture faute de matières fournies par nos membres architectes. Il s'est construit ces dernières années dans le canton de Vaud des écoles, des hôtels de ville, des musées, des églises et des hôtels importants qui auraient pu faire l'objet de descriptions dans l'organe de notre Société, par les soins des architectes qui en ont élaboré les plans. Les procédés de reproduction typographique sont actuellement assez développés pour ne pas reculer devant la dépense de quelques clichés en photogravure que le budget de notre bulletin est parfaitement en état de supporter. Nous croyons devoir attirer l'attention de tous nos collègues architectes sur cette situation qui ne saurait se prolonger sans préjudice.

Bibliothèque. La circulation des ouvrages et revues périodiques n'est pas forte. Le mouvement est d'une vingtaine de volumes seulement dans l'exercice écoulé.

Notre *Bulletin* a publié à deux reprises le sommaire semestriel des articles principaux qu'ont paru dans les recueils techniques avec lesquels le *Bulletin* fait échange.

Un recueil anglais mensuel, *The Engineering Review,* s'est ajouté cette année à nos échanges. Nous avons reçu divers ouvrages qui ont été mentionnés dans notre bulletin ou qui le seront avec notice ou compte rendu. M. Engel-Gros, président de l'association pour prévenir les accidents de fabrique, à Mulhouse, nous a adressé un exemplaire de l'ouvrage publié par cette association sur les dispositions et appareils destinés à éviter les accidents de machines. Notre collègue, M. de Sinner, a bien voulu se charger de publier dans notre bulletin un article bibliographique sur cet important travail.

Nous avons en outre acheté le recueil avec planches des projets généraux soumis au concours pour l'exposition universelle de Paris en 1900.

M. A. van Muyden, ingénieur, qui a bien voulu se charger de la rédaction du *Bulletin* depuis 1894, nous a demandé d'être relevé de ses fonctions de bibliothécaire. Votre comité lui a désigné comme successeur notre collègue, M. Gayrhos, ingénieur.

Lausanne, 9 mars 1895.

Le Comité.

VUES D'OUVRAGES D'ART

RÉPARATIONS DE VIADUCS EN MAÇONNERIE, PERFECTIONNEMENT DES POUTRES MÉTALLIQUES, BACHES DE PONTS-CANAUX, ÉLARGISSEMENT DU GRAND PONT DE LAUSANNE

par Jules Gaudard
professeur à l'école d'ingénieurs de Lausanne.

(*Suite* [1].)

Pour mettre des constructions nouvelles à l'abri d'accidents de ce genre, M. Perey recommande les précautions suivantes : veiller à la bonne qualité des mœllons, du sable et de la chaux, ainsi qu'à la prise du mortier ; réaliser la plus grande homogénéité possible dans la maçonnerie, laquelle peut se faire intégralement en bons mœllons bruts, sans carreaudages spéciaux de parement. Si toutefois des mœllons piqués sont jugés nécessaires, notamment pour l'exécution des voûtes, on en assurera la liaison par de nombreuses et profondes boutisses. Quelques assises générales de forts libages, intercalées dans les piles et dans les voûtes, répartiront les pressions et atténueront le danger de disjonction sous les tassements. Un remplissage de béton maigre dans les tympans, au lieu de pierre sèche, empêchera l'eau de s'amasser sur les piles lorsque les barbacanes ou les gargouilles viennent à s'obstruer de dépôts calcaires. Enfin, la chape en ciment serait utilement recouverte d'une chape en asphalte, moins sujette à se fendiller et plus imperméable.

Ainsi les ponts en pierre eux-mêmes n'ont pas toujours joui

[1] Voir la livraison N° 1.

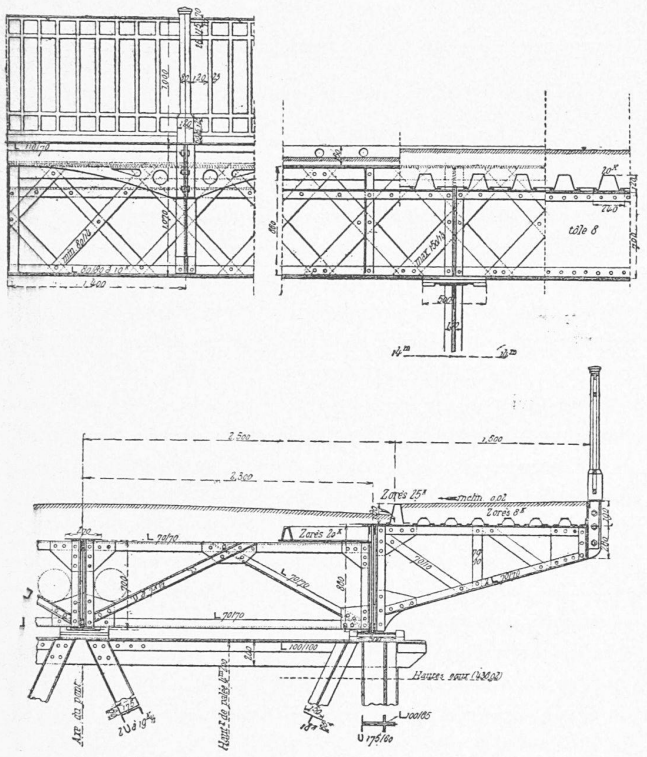

Fig. 15. — Elévation et corps du pont St Karli, à Lucerne.

d'une très longue immunité aux intempéries. Il y a de tout dans la nature, en fait de matériaux, et il s'agit de bien choisir, surtout pour des ouvrages exposés à l'humidité permanente, comme c'était le cas au pont-canal de la Teyssonne (canal de Roanne à Digoin), dont M. Mazoyer relate la réparation dans le *Génie civil* XX, p. 376. Le tunnel d'Armentière, sur le Paris-Strasbourg, a eu de même ses parements refaits pour une cause toute semblable : calcaire gélif, imprégné d'humidité. Au souterrain de Beechwood (Londres-Birmingham), les briques primitives renfermaient de la chaux.

Mais enfin, exceptions à part, il n'en reste pas moins que les matériaux pierreux gardent généralement une supériorité de durée, et qu'il serait permis d'attendre de leur part des efforts nouveaux pour regagner une partie du terrain conquis par le fer et l'acier. Les 60 ou 61 m. d'ouverture des voûtes de Chester, de Lavaur (Montauban-Castres), du Gour-Noir (Limoges-Brives), est-ce bien là le dernier mot de la maçonnerie ?

Un système mixte a surgi ; sous des dimensions modestes, d'importants avantages ont déjà été obtenus par l'alliance du métal et du ciment. M. l'ingénieur S. de Mollins a donné à notre *Bulletin*, l'année dernière, quelques détails sur le *béton armé*, système Hennebique, dont il exploite les brevets en Suisse ; et dans le *Bulletin* de mars 1894 de la Société des ingénieurs civils, a paru une note de MM. Ed. Coignet et N. de Tédesco sur le calcul des pièces de ciment à ossature métal-

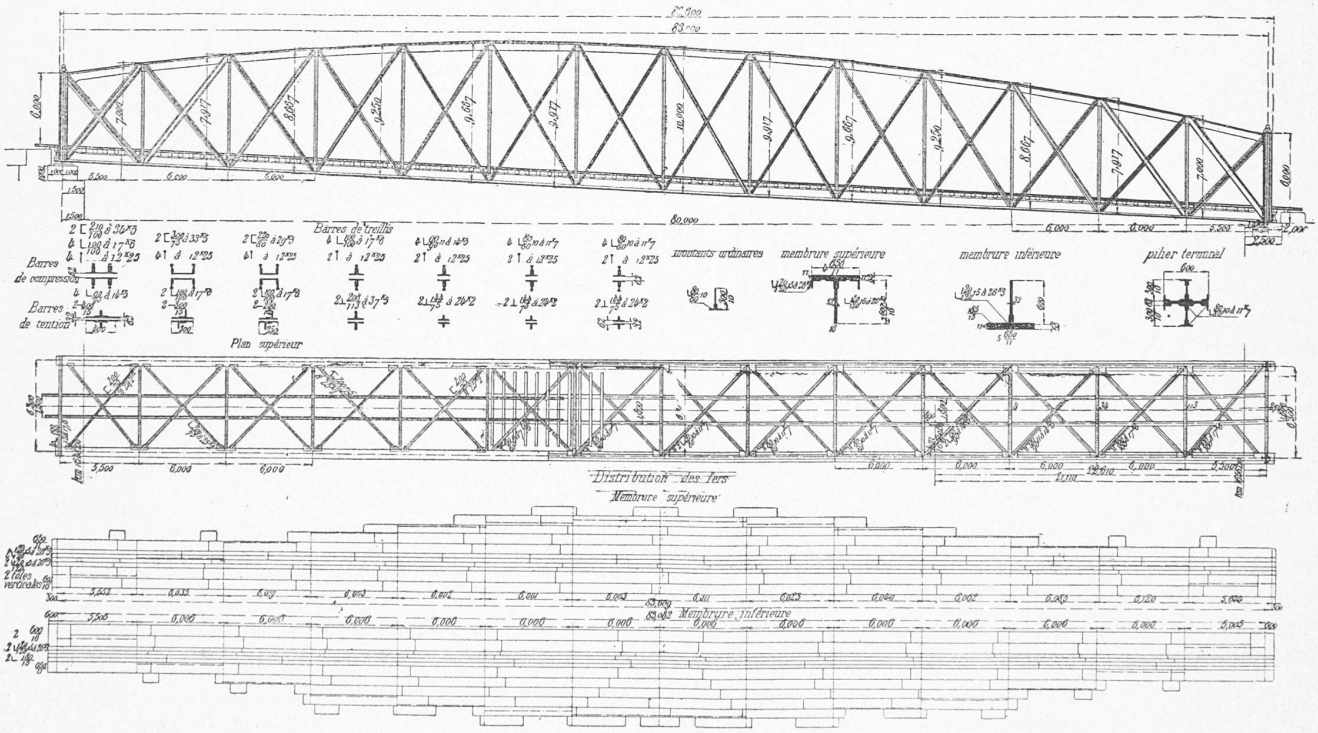

Fig. 16. — Elévation et plan du pont sur le Kapftobel.

lique. L'objectif le plus pressant était d'obtenir des plaques, des parois continues, capables d'étirages et de flexions, et à cet égard le succès répond aux espérances des promoteurs. En ce qui concerne l'adaptation du principe composite aux piliers et aux voûtes, pourquoi le béton, apte par lui seul au travail de compression, aurait-il recours au fer ou à l'acier? L'utilité, évidemment, ne naîtra que par le fait de très grandes longueurs ; alors les tiges métalliques pourront chercher dans un fourreau pierreux un préservatif contre le gauchissement ou le flambage ; ou, réciproquement, les piliers, les arcs maçonnés

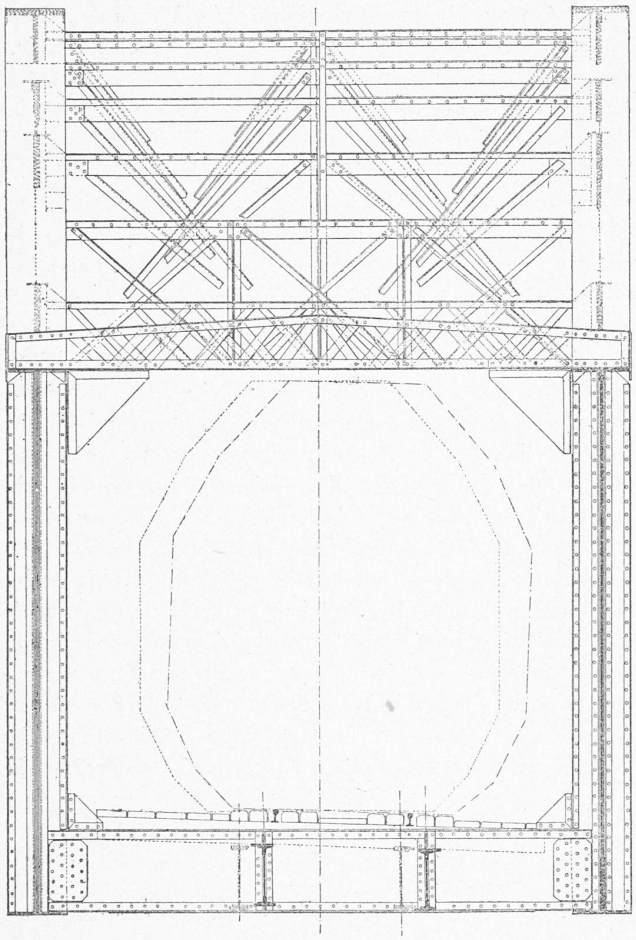

Fig. 17. — Coupe transversale du pont sur le Kapftobel.

demanderont à l'armature de les fortifier contre des flexions éventuelles.

Une objection, d'abord, est écartée, en ce qui concerne la dilatation ; celle-ci, par une rencontre heureuse, a sensiblement le même taux dans les deux matières, ensorte qu'il n'y a pas de disjonction à redouter de son fait ; enveloppé comme il l'est, le métal ne s'échauffera pas plus que le ciment, qui, en outre, le préserve admirablement de l'oxydation. Enfin, l'adhérence contractée est remarquable : elle s'élève à 20 ou 25 kg. par centimètre carré.

Dans les plaques ou les poutres soumises à flexion, l'idée dominante est d'attribuer au fer les tensions, au ciment les compressions. Pour cela, il faudrait discerner, avec une netteté suffisante, une sorte de bow-string où l'arc et la corde déploieraient librement leur puissance ; mais il reste quelque objection, en ce que cette dernière entraîne dans ses étirages et malmène les parties du mortier dont elle tient à s'envelopper.

Si dans un prisme en béton, armé intérieurement de tiges métalliques, nous voulons que les deux matières travaillent de conserve, il faut que leur contraction sous charge, c'est-à-dire le rapport de leur effort moléculaire à leur module d'élasticité, ait une même valeur. Si nous exigeons que le béton ne dépasse pas 20 kg. de pression par centimètre carré, il ne sera pas permis au fer noyé dans sa masse de déployer une résistance R supérieure à celle qu'implique la proportion $\frac{R}{E} = \frac{20}{E'}$. Le module E du fer, divisé par 10^9, peut être fait égal à 20. Quant à celui $\frac{E'}{10^9}$ du mortier, MM. Coignet et de Tédesco ont trouvé qu'il varie de 0,94 pour le dosage de 400 kg. Portland par mètre cube de sable, à 2,76 pour le dosage de 700 kg. Prenons 1,5, chiffre inférieur à la moyenne, c'est-à-dire plus voisin de la souplesse avantageuse que de la raideur défavorable ; et nous trouverons que le métal, dans ces conditions, est inhabile à fournir plus de 266 kg. de travail par centimètre carré. A ce taux, son application serait onéreuse et déplacée.

Pour obvier aux effets de cette association discordante dans une poutre armée, M. Chaudy (*Bulletin de la Société des ingénieurs civils*, octobre 1894), renoncerait à l'encroûtement du fer dans la masse du béton. Ce dernier, à la face inférieure de la poutre, présenterait une cannelure longitudinale où la barre métallique se logerait sans adhérence ; elle se terminerait à ses extrémités par des filets de vis, dont les écrous, avec interposition de rondelles élastiques Grover ou Belleville, presseraient des sabots coiffant les abouts du prisme. De la sorte, au prix d'une tension initiale de la tige, la couche inférieure du ciment recevrait un certain degré de compression préalable au chargement; et dès lors le travail par flexion pourrait prendre plus d'ampleur, puisqu'il aurait d'abord à décomprimer cette couche avant d'en venir à la fatiguer par extension.

Considérons maintenant une voûte où il s'agisse de combattre l'ouverture de certains joints. Si elle est en plein cintre, avec une courbe de pression effleurant l'intrados aux reins, l'extrados à la clef et aux naissances, on y incrustera des tiges faisant l'inverse, c'est-à-dire suffisamment courbées pour avoisiner l'extrados dans les reins, tout en s'abaissant proche de l'intrados au sommet et aux retombées. Telle sera la voûte armée logique ; mais encore restera-t-il ces objections : les joints refermés ne le seront pas sans que le béton, forcé par l'adhérence de suivre les tirants dans leur déformation élastique, ne soit exposé à outrer son travail de traction ; et, en voulant à toute force éviter des fissures, faire de tout le bloc un monolithe encastré, on se heurte toujours aux indéterminations de tassement, de dilatation ou de retrait, qui rendent vaines à l'ordinaire tant de hautes théories.

Si, au lieu de partir d'une voûte maçonnée, pour lui appliquer une armature, nous considérons un arc métallique grêle, qu'il s'agisse d'empâter dans un fourreau inerte pour le consolider contre le flambage ou les flexions, il se présente des critiques semblables : il ne faut pas que les déjettements de cet arc, déployant son ressort élastique, arrivent à briser l'enveloppe friable ; il faut que l'arc ou les tympans métalliques soient déjà passablement raidis par eux-mêmes.

Il semble donc que le moyen de rendre les voûtes en maçonnerie plus hardies que jusqu'à ce jour, par une alliance avec le métal, devra se borner au système des articulations. On connaît l'emploi de cales en plomb pratiqué anciennement par les Romains, puis dans l'époque moderne à Chester, à Berne (la Nydeck), à Turin (la Dora), à Priay sur l'Ain, etc., et systématisé en Wurtemberg par M. Leibbrand (*Annales des ponts et chaussées*, juin 1891). D'une manière plus radi-

cale encore, rien n'empêcherait, semble-t-il, d'exécuter de véritables pivots d'acier intercalés entre de larges coussinets du même métal, lesquels formeraient chapitaux et socles des demi-arcs en maçonnerie ou en béton. Ce serait la réalisation au moyen d'appareils de calage métalliques de l'idée des joints biseautés de Dupuit, signalée par nous à la fin d'un article « Bridges in Switzerland », inséré au volume LVIII de l'*Institution des ingénieurs anglais*.

Améliorations dans la constitution des poutres métalliques.

Tirer parti de quelques anciennes photographies : telle est l'origine des vues de ponts offertes dans cette notice, et il a suffi de ce petit groupement de hasard pour que nous y rencontrions, à côté d'une arche métallique, un peu de tout en fait de systèmes de poutres droites : âme pleine au viaduc de la Paudèze ; à Lucerne, des treillis plats et des treillis rigides ; à Vallorbes, des tenseurs en fers plats, des bracons en fers en U ; au Kapftobel, croisillons en branches doubles, rendues rigides aussi bien pour la tension que pour la compression ; enfin, de même à Saint-Maurice, mais à la faveur d'une âme double, des barres rigides et symétriques ramenant rigoureusement les forces résultantes dans le plan axial.

Si nous nous reportions aux figures de ponts suédois insérées dans l'article du *Génie civil*, nous y verrions en outre des exemples de cantilevers, de bow-string et de halle en plein cintre.

Ce que nous voudrions faire remarquer, c'est que la condition de bien ramener tous les efforts résultants dans le plan médian de la poutre, condition exigible pour écarter toute tendance au gauchissement, est toujours facile à réaliser dans les divers types moyennant les dispositions exposées ci-après. En cela résidait l'avantage revendiqué par les articulations américaines ; que les poutres rivées s'astreignent à la même règle, elles ne garderont plus alors que leur avantage propre, à savoir la cohérence.

Avec l'*âme pleine*, il y a conformité entre la construction et la théorie ; au point de vue pratique, il faut suffisamment d'épaisseur ou de nervures raidissantes comme garantie contre le voilement. Sur ce point, la fabrication courante semble être assez sûre d'elle-même, en ce qui concerne du moins les poutres basses, généralement les seules qu'on exécute encore aujourd'hui à paroi pleine. Il ne reste que les ponts-canaux pour lesquels ce genre de paroi se maintient en usage, sur grande hauteur, en vue d'un office subsidiaire de retenue d'eau, chose critiquable sur laquelle nous reviendrons.

Passons aux *treillis en fers plats*, qui offrent l'avantage de pouvoir s'enfiler entre les doubles cornières des membrures horizontales, de façon à faire résister par double section les rivets d'attache. S'il n'y a pas de croisements, en d'autres termes si l'on n'a qu'un réseau triangulé simple (fig. 18, pl. 37), le vide entre cornières pourra se réduire à l'épaisseur même des barres, cette épaisseur, pour commodité d'exécution, étant maintenue constante, et les sections ne variant que par les largeurs.

Cherchons quelles hauteurs de poutres seraient admissibles avec le fer soudé, par exemple, en nous basant sur les formules de sécurité au flambage imposées par l'ordonnance fédérale suisse du 19 août 1892, savoir, en kilogrammes par millimètre carré, l étant la longueur libre et r le rayon de giration minimum : $7{,}5 - 0{,}03\frac{l}{r}$ pour $\frac{l}{r} < 110$, et $50\,000\,\frac{r^2}{l^2}$ pour $\frac{l}{r} > 110$. Cette dernière formule est celle d'Euler $\frac{\pi^2 E r^2}{l^2}$, avec coefficient de sécurité d'environ $\frac{1}{4}$, le coefficient d'élasticité E étant pris égal à 20 000 par millimètre carré.

Nous irons d'autant plus loin que nous consentirons à atténuer davantage le travail effectif. Prenons 4 kg. par millimètre carré ; ce sera d'ailleurs un travail brut, car, au droit du trou d'extrémité, le moment d'inertie de la pièce n'entre pas en jeu contre le flambage et la section nette restera encore en dessous de l'effort qu'elle pourrait comporter. Remarquons ensuite que le pinçage entre les cornières procure un encastrement, et qu'ainsi, au point de vue de la résistance théorique à l'aboutement, la longueur serait réductible à moitié pour l'assimilation à une pièce simplement appuyée ; si cependant, par précaution pratique, on se contente de la réduire aux 0,7 environ, et si l'inclinaison est de 45°, cela se résumera à changer la longueur oblique l en sa projection verticale h.

Pour lame plate d'épaisseur e, le carré du rayon de giration a pour valeur $r^2 = \frac{e^2}{12}$, et l'équation de condition $\frac{50\,000\,e^2}{12h^2} = 4$ nous donne $h = 32{,}31\,e$. Puisque d'ailleurs $r = 0{,}29\,e$, on vérifie que la valeur ($= 111$) du rapport $\frac{h}{r}$ rentre bien dans le cas de la seconde formule.

Si l'on voulait employer du fer fondu, en le limitant de même à 4 kg. de pression, la règle officielle n'autorise qu'à changer 50 000 en 55 000, et l'on obtiendrait $h = 33{,}85\,e$ avantage insignifiant.

En nous en tenant donc à $h = 32{,}31\,e$, remarquant que la hauteur totale H de la poutre comprend de plus deux largeurs de cornières, et prenant celles-ci du calibre 70/70 mm., nous pourrons, avec des barres d'épaisseur = 8, 10, 12, 16 mm., faire des poutres de hauteur H = 0^m40, 0^m46, 0^m53, 0^m63.

Considérons actuellement un treillis à barres croisées. Dans certaines poutrelles de marquises, on s'est permis de courber les fers, comme le montre la fig. 19^a (pl. 37) ; mais dès que la charge est sérieuse, il importe de conserver une rectitude parfaite : deux couches de barres superposées sous les inclinaisons inverses à 45° (fig. 19^b) sont un système commode, souvent appliqué, et où l'écart entre le plan des compressions et celui des tensions du lattice se réduit à si peu de chose, qu'il ne soulevait jusqu'ici aucune objection ; mais enfin, pour annuler de façon absolue toute tendance au déjettement, nous proposerions d'adopter trois couches, l'une centrale, les autres latérales avec épaisseurs moitié moindres (fig. 19^c et fig. 20). Comme l'indique en e la section fig. 20, les tôles de la semelle inférieure pourraient laisser une fente ouverte pour l'égouttement de l'eau pluviale sans qu'on ait besoin de mastiquer les vides.

Soit d'abord une poutre à réseau double ou à croisillons. Faut-il regarder le point de croisement comme fixe dans le sens

latéral, ce qui autoriserait des hauteurs à peu près doubles des précédentes ? Pour conclure à l'affirmative, on pourrait raisonner ainsi : la branche comprimée, venant à dévier transversalement de f sous son effort Q, lequel est dirigé suivant la corde de la courbe de flexion, est soumise à un moment de flambage Qf; mais la barre croisante, entraînée malgré elle et à la faveur de la liaison, dans ce déjettement, y résiste en vertu d'un moment redresseur $Q'f$; si d'ailleurs sa tension Q' est égale ou à peu près à la compression Q de l'autre barre, comme c'est généralement le cas, les deux moments se balancent, et la déviation n'aura pas de raison de se produire.

Cependant la certitude n'est pas complète ; un léger surplus d'étirage prête au déplacement, pour peu qu'il n'y ait pas rigueur absolue de pose, de rectitude initiale, et il sera prudent de mettre là un coefficient. Nous allons faire simplement ceci : ne pas compter sur le moment redresseur pour déjouer l'autre, mais annexer le moment d'élasticité de la barre-tirant à celui de la barre-contrefiche. En d'autres termes, nous envisageons cette dernière, comme exposée à dévier, sur sa longueur entière, en une onde unique, à flèche simplement tempérée par le concours de l'autre barre, qui plie indépendamment en dehors du point de liaison. C'est bien loin de ce que donneraient deux barres superposées et solidarisées, formant un tout compact, car le doublement d'épaisseur octuplerait le moment d'inertie, au lieu de le doubler simplement par l'addition des valeurs individuelles.

Quand on se croirait en droit de regarder le croisement comme fixe, ce ne serait pas un point d'encastrement, car les ondulations des deux parties se formeraient vraisemblablement dans des sens inverses.

Pour un croisillon à branches identiques, si nous doublons la valeur de r^2 afférente à l'une d'elles, cela reviendrait à changer e en $e\sqrt{2}$, d'où résulterait pour hauteur admissible entre cornières $h = 45{,}7\ e$. Mais avec le système fig. 19*c*, dans lequel l'une des épaisseurs est partagée en deux lames écartées, le problème est moins simple et il se présente une question préliminaire : est-ce à la branche axiale épaisse ou à la branche refendue qu'il vaut le mieux attribuer le travail compressif ? A s'en tenir à l'ordonnance officielle, il faudrait choisir la barre compacte, car l'autre, pouvant courber individuellement ses deux moitiés amincies, est en déficit. Toutefois pour peu qu'on cherche à solidariser ces parties disjointes, elles acquerront bien vite, au contraire, un large avantage. Comme rectangle de hauteur $2\ e$ évidé de e et agissant tout d'une pièce, leur moment d'inertie (par unité de largeur) atteindrait $\frac{7\,e^3}{12}$, c'est-à-dire sept fois celui de la pièce unique d'épaisseur e. On pourra bien admettre trois fois, si l'on relie les deux lames entre elles, en un point au moins de leurs parties libres, par une rondelle d'écartement et un rivet frappé sur le tout. Avec le concours de la barre croisante, cela nous fera quatre fois, soit $\frac{e^3}{3}$. En divisant par e, qui est la section (par unité de largeur) de la barre comprimée, seule provoquée au flambage, nous aurons la valeur du carré du rayon de giration à introduire dans la formule. Posant celle-ci $\frac{50\,000\ e^2}{3\ h^2}$ égale à 4 k. par mm², nous tirons $h = 64{,}55\ e$; et comme $e = r\sqrt{3}$, le rapport $\frac{h}{r}$ a pour valeur 112, ce qui rentre bien dans le cas d'application de la formule employée. — Avec des lames d'épaisseurs respectives $e = 12$, 16, 20 mm. (et demi-lames de 6, 8 et 10 mm.), et des cornières de 100/100 aux semelles, on fera des poutres de 0^m97, 1^m03 et 1^m49 de hauteur.

Au surplus, la solidarisation des demi-lames pourrait être rendue à peu près entière, soit en remplissant leur intervalle par des fourrures rivées, qui n'auraient besoin d'ailleurs que de la largeur nécessaire pour soutenir les têtes de rivets, soit en passant à un treillis à mailles assez serrées pour que les nombreuses barres croisantes viennent épauler et solidariser en une suite de points la pièce double. Nous approcherions ainsi du moment d'inertie sous épaisseur $2\ e$, octuple de celui de l'épaisseur e (soutien des barres tensives compris). Remarquant toujours que la section intervenante au flambage est e et non $2\ e$, nous arriverions à la formule $h = 91{,}3\ e$. Avec emploi de cornières de 160/90, grande branche posée verticalement, des barres $e = 12$, 16, 20 mm., avec demi-barres accolées, permettraient les hauteurs respectives de 1^m42, 1^m78 et 2^m15.

Pour chaque épaisseur, la force portante de la poutre exécutable se trouve limitée par la condition que les barres les plus fatiguées n'exigent pas des largeurs telles, qu'elles viennent à se toucher ou à empiéter les unes sur les autres. Réglementairement, le travail admis de 4 k. au mm² devra être limité à la section nette, s'il y a des perforations dans les sections mêmes soumises aux plus grands moments déviatoires. Aussi, pour échapper aux conséquences onéreuses d'une exigence qui méconnaît l'énergique adhérence des têtes de rivets, y aurait-il lieu peut-être d'imaginer quelque système de bride ou d'agrafe capable de maintenir le contact des barres en leurs croisements, sans les percer.

Jusqu'ici, nos treillis plats ont été supposés dépourvus de *montants raidissants*. L'adjonction de ces utiles auxiliaires permettra d'atteindre des hauteurs plus considérables, tout en augmentant le taux du travail utile. Soit une poutre à simples croisillons plats (fig. 23). Si nous l'armons de montants rigides *AB, CD,* aboutissant aux sommets, ces barreaux, quoique non théoriquement nécessaires au parcours des forces, vont néanmoins tendre à attirer sur eux les compressions, en désintéressant les bracons obliques, pour peu que ceux-ci manifestent une propension au flambage ; car ce faiblissement voudrait rapprocher l'une de l'autre les membrures horizontales, et c'est à quoi les montants se mettent aussitôt à résister avec énergie. Par suite, les diagonales de compression pourraient être supprimées, et grâce aux formes raides des montants la limite de hauteur serait notablement reculée.

Un montant, tel que *MN*, aboutissant entre les sommets ne serait plus en bonne position pour détourner à son profit le cheminement des efforts du lattice ; mais il aurait encore ces deux avantages : celui d'assurer la fixité du croisement des tiges inclinées, et celui de maintenir l'écartement des plates-bandes, et partant d'aider à la diagonale-contrefiche à résister au flambage.

Les montants appliqués à un treillis multiple joueront donc toujours, où qu'ils tombent par rapport aux diverses barres, un rôle utile. Connaissant d'ailleurs les régions des grands

efforts, si l'on a soin d'y accumuler les raidisseurs en plus grand nombre, d'en placer même au besoin sur la diagonale contractée de certains panneaux, sous forme d'une cornière adossée au fer plat, il sera facile d'améliorer beaucoup les conditions de travail d'un treillis plat, et de rendre celui-ci acceptable sous d'assez grandes hauteurs.

Treillis à nervures. Mais enfin, mieux vaut certainement recourir à l'emploi de barres nervées pour les poutres de portée importante. Ces sortes de fers, n'étant plus susceptibles de s'engager sous les cornières, exigent une lame d'attache, élargie en proportion du nombre de rivets nécessaires. La disposition en croisillons à barres doublées, soit en compression, soit en tension, adoptée au Kapftobel (fig. 16), n'a pas empêché l'application de montants, seules pièces déjetées sur un côté comme n'intervenant pas dans la résistance de flexion générale de la poutre. Les parties plates des barres tensives ont pu se prolonger sans coupure au croisement; seules, les nervures saillantes ont dû, en ce point, céder le pas à celles des bracons. Le dédoublement de toutes les barres maintient, aussi bien que dans les treillis plats considérés plus haut, la prise à double section des rivets d'attache; en d'autres termes, doubler les barres n'entraîne pas d'augmentation dans la rivure, si ce n'est que l'épaisseur de la tôle devra naturellement être de force proportionnée. — On remarque, dans ce pont, l'emploi de fers à barrot ou à champignon destinés à renforcer le moment d'inertie des barres. D'autre part, comme des pièces aussi robustes sont à même de légèrement infléchir la tôle où elles viennent s'attacher, il est prudent de les envisager comme simplement appuyées, et non encastrées à leurs extrémités.

On réalisera encore le même avantage de tenue des rivets par double section si l'on réduit les tirants à de simples fers plats venant affleurer par leurs extrémités le bord des lames horizontales, avec lesquelles ils seront assemblés au moyen de doubles couvrejoints, suivant le conseil donné par M. Considère dans son mémoire, *Annales des Ponts et Chaussées* de 1887. Si multipliées que soient les mailles, les contrefiches gardent champ libre pour se faire en pièces doubles et nervées, appliquées sur les deux faces, fig. 21 (pl. 37). Quant aux montants verticaux, ils seront sacrifiés, ou faits de tronçons raccordés par plaques d'assemblage, s'ils sont jugés utiles encore comme supports d'entretoisements [1].

Fallût-il, au reste, leur rendre franc passage de haut en bas, nous n'y verrions pas d'empêchement sérieux. Considérant qu'ils ont pourtant bien un rôle de raidisseurs spéciaux sur la face qu'ils occupent, nous estimerions permis de dépouiller de ses nervures, sur ce côté, la barre intérieure des contrefiches. Celles-ci comporteraient, par exemple, un U et un plat embrassant toujours la lame d'attache à la membrure, comme l'explique la fig. 22. Le fer plat pourra être suffisamment épaissi pour rester tout de même robuste et ne pas se laisser facilement infléchir sous la prépondérance de son congénère rigide extérieur, avec lequel il se relie de distance en distance.

[1] Une autre disposition consiste à doubler les barres de tension aussi bien que celles de compression; les premières embrassent les lames de membrures, les secondes embrassent les premières et réclament alors des fourrures sous leur attache. Tel est l'arrangement adopté par M. Edmond Mayor pour un pont à Reichenau.

Enfin, lorsqu'on en vient à l'adoption de membrures horizontales en caisson, offrant doubles lames verticales d'attache, comme au pont de Saint-Maurice fig. 12, tout n'en va que mieux; aucun conflit de croisements; les contrefiches, venant s'insérer dans l'intérieur des dits caissons, peuvent affecter la forme de poutres en double *té* d'une grande rigidité et quasi-encastrées; les tirants, en deux fers plats appliqués en dehors des lames, laisseront place libre à des montants appliqués par-dessus eux. Que si, du reste, on veut douer l'un de ces fers de bordures saillantes, en admettant une légère dissymétrie comme plus haut, nous n'y voyons pas grand inconvénient. Ou encore, qu'on les fasse rigides tous deux, dans la crainte des compressions éventuelles qui s'exercent quelquefois, contrairement aux prévisions des calculs, on en sera quitte pour pratiquer quelques entailles aux nervures sous le passage des montants. Ajoutons enfin que, même laissés plats tous deux, ils pourraient gagner de la raideur en se reliant entre eux par des plaquettes ou de légers treillages, en sus de l'appui prêté aux croisements par les barres-contrefiches. De toute façon, en élargissant la section en auge des membrures horizontales, on disposera de toute l'ampleur désirable pour assurer la rigidité de la paroi, et celle-ci constituera avec les entretoises des cadres solides, sans même que les montants verticaux prennent de l'importance.

Les flexions individuelles des croisillons jouant un rôle important, et étant surtout sensibles vers le milieu de la portée des poutres, on sera conduit à faire varier les sections, depuis le milieu jusqu'aux extrémités, moins que ne le réclamerait la théorie. C'est au reste très conforme au sentiment pratique; et surtout en cas de travées multiples et continues, il est sage d'atténuer les variations dans le lattice comme dans les plates-bandes.

En treillis multiple, que font les sommets non chargés? Comme la flexion générale de la poutre élastique est nécessairement graduée et non polygonale, il est assez admissible que l'effet du chargement, quoique transmis seulement par des entretoises espacées, se répartit assez bien de lui-même entre les divers réseaux composants. Cependant, il est indiqué de chercher à reporter directement sur le plus de nœuds possible leur part de charge. Pour un pont-route, par exemple, ce serait le cas de supprimer les longerons et de mettre des entretoises d'autant plus nombreuses, avec platelage en zorès longitudinaux ou en ondes cylindriques transversales et concaves.

Poutre raidissante Arnodin, pour ponts suspendus. En fait de poutres raides, doivent l'être assurément celles qui, tout en faisant fonction de garde-corps, ont pour objet de raidir les ponts suspendus; et avec cela, il les faut légères. Or M. Arnodin applique à ce rôle, sous le nom de poutre raidissante à traction équilibrée, un réseau tendeur qui jouit de propriétés curieuses et se marque d'ailleurs du cachet funiculaire : presque tout y est cordage; il n'y a plus essentiellement que les montants comme organes de butée; le longeron inférieur ne remplit qu'un office accessoire; le supérieur, c'est-à-dire la membrure ordinairement comprimée dans toute poutre, devient un câble soumis à tension artificielle. Les fig. 25 (pl. 37) donnent l'idée de cette combinaison. Le câble horizontal est pincé par des chapeaux à écrous sur le sommet des montants en fer, et aux extrémités de la travée il vient, traversant le socle des piliers

du pont suspendu, se fixer en arrière à un levier à contrepoids, chargé de produire la tension voulue. Les diagonales, également funiculaires, se trouvent arrêtées fixement aux mêmes sommets de montants par les mêmes chapeaux ; par contre, leurs retours inférieurs s'opèrent sur de petites poulies portées par le pied des montants. Cette disposition à rotation libre égalise les tensions de part et d'autre ; en sorte que la membrure horizontale inférieure de la poutre, faite cependant d'un fer à T, n'a rien à équilibrer théoriquement, sinon à entretoiser les montants ; car si ceux-ci venaient à dévier, ils détendraient les diagonales. Quant aux cordelles horizontales intermédiaires, ce n'est qu'un remplissage de garde-corps.

Considérons le diagramme théorique fig. 26. La portée comprend n panneaux de longueur δ et reçoit, par l'entretoise d'abscisse $k\delta$, une charge concentrée P déterminant, sur l'appui de gauche, une réaction $= P\,\frac{n-k}{n}$. Enfin, la tension terminale du câble horizontal, réglée par le levier, a une valeur T. Le longeron inférienr, ne travaillant pas théoriquement, est ponctué dans la figure ; il en est de même de la diagonale montante du premier panneau, qui ne fonctionne pas davantage. Les diagonales descendantes subissent des tensions $a_1, a_2, \ldots a_i$, dont les indices marquent le rang des panneaux ; et quant aux diagonales remontantes, leurs efforts sont naturellement désignés par les mêmes lettres que pour les descendantes corrélatives, avec lesquelles elles s'équilibrent du fait des poulies.

Cela posé, et α étant l'angle des obliques avec l'horizon, l'équilibre vertical du premier sommet, entre la composante de la tension a_1 de la diagonale et la réaction d'appui, donne $a_1 = P\,\frac{n-k}{n \sin \alpha}$, valeur ainsi connue.

Passant aux sommets suivants, nous voyons que le montant a sa pression b_1 déterminée soit en haut par la projection de a_2, soit en bas par la double projection des tirants a_1, c'est-à-dire qu'on a l'égalité $\frac{b_1}{\sin \alpha} = a_2 = 2\,a_1$. Ensuite $\frac{b_2}{\sin \alpha} = a_3 + a_1 = a_2$, d'où $a_3 = 3\,a_1$; et généralement $a_i = i a_1$, jusqu'à $a_k = k\,a_1$. Au delà du point C portant la charge P, il suffira de se retourner, c'est-à-dire de partir de la culée de droite, où la réaction est $\frac{Pk}{n}$. A ce compte la tige BC occupe le rang $n-k$; son effort sera donc $Pk\,\frac{n-k}{n \sin \alpha}$, ce qui est bien égal à celui $k a_1$ obtenu pour la conjuguée AC. Le tirant croisé a', équilibré avec le parallèle à BC dans le panneau de rang n $k-1$ depuis l'appui de droite, supporte $a' = \frac{n-k-1}{n \sin \alpha}\,Pk$.

La compression b_k du montant correspondant à la charge P sera donnée, soit en haut par la somme des projections verticales de a_{k-1} et a', soit au pied par la double projection de a_k diminuée de P. L'une ou l'autre des méthodes nous donne $b_k = P\left(2\,k\,\frac{n-k}{n} - 1\right)$. Pour un montant non chargé, $b_i = 2\,i\,a_1 \sin \alpha = 2\,i\,\frac{n-k}{n}\,P$.

Par les conditions d'équilibre des sommets supérieurs se trouvent les tensions successives du cordeau de faîte : $t_1 = T - a_1 \cos \alpha$; $t_2 = t_1 - a_2 \cos \alpha = T - 3\,a_1 \cos \alpha$; ..... $t_i = T - (2\,i - 1)\,a_1 \cos \alpha$.

Si T est suffisant pour qu'aucune partie de la lisse ne se détende, le garde-corps se maintient rectiligne, à part l'effet des étirages élastiques, que des tendeurs à vis permettent de compenser à volonté ; et ainsi le chargement localisé P se répartit, se transmet jusqu'aux piles, sans que la suspension parabolique du pont se déforme, ou même le ressente sensiblement. En effet, le triangle ABC, du moment qu'il demeure tendu dans ses trois côtés, est une figure indéformable qui ne s'abaissera que tout d'une pièce ; mais il s'appuie en A et B sur le milieu d'autres triangles pareils dans lesquels il se trouve incorporé, en sorte qu'il les entraînera avec lui ; de même, de ceux qui suivent ; l'ensemble des éléments se soutiennent, la poutre forme un tout rigide. C'est seulement si P devenait trop grand qu'une tension t_k deviendra négative, qu'il y aura détente et que la poutre, sans pour cela s'endommager le moins du monde, pliera et appellera à la rescousse, pour un certain appoint de P, la suspensoire correspondante pendue au câble parabolique.

S'il y avait simultanément des charges P à tous les pieds de montants, on aurait $a_i = P\,i\,\frac{n-i}{2 \sin \alpha}$. La poutre, théoriquement et faite de force suffisante, se chargerait encore de tout porter ; mais, précisément, il y aura là certaines limites de raidissement à ne pas dépasser, soit dans les leviers-contrepoids, soit dans les tendeurs à vis. La poutre raidissante, faite pour atténuer les déformations sous charge roulante concentrée, dépasserait sa mission si elle ne savait plier à point, afin que les grands câbles du pont remplissent aussi la leur.

Si maintenant, au lieu d'une poutre considérée isolément ou censée indépendante, on pense pouvoir admettre que cette poutre ait pour effet de répartir la charge locale P en parties égales $\frac{P}{n}$ sur les n suspensoires du pont, il suffira de cumuler algébriquement les efforts suivants, calculés comme pour le cas de pièce libre : d'une part, ceux qu'engendre la charge concentrée P ; d'autre part, ceux que produiraient des charges négatives $-\frac{P}{n}$ appliquées à tous les pieds de montants, comme représentation du rôle assigné à la suspension. En vertu de cette superposition de forces, les réactions terminales prennent des valeurs égales et de signes contraires, ce qui exige des amarrages sur les piles.

Mais, quelle que soit la souplesse, — alliée à son rôle de rigidité, — que l'on veuille attribuer à la poutre Arnodin, encore reste-t-il toujours qu'une étude rigoureuse serait beaucoup plus délicate que les aperçus précédents, destinés seulement à faire ressortir certaines particularités ; car on n'échapperait pas à la condition de mise en accord des déformations respectives de la poutre et de la suspension parabolique. C'est la loi de tout système complexe, où les éléments connexes ne peuvent s'allonger de façon individuelle et indifférente, mais exercent des répercussions forcées, nullement arbitraires, les uns sur les autres. On peut s'inspirer à ce sujet des considérations développées par M. T. Godard, ingénieur des Ponts e Chaussées, dans les *Annales* d'août 1894.

Aussi ceux des constructeurs qui, dans la crainte des com-

plications et de l'incertitude des calculs, répugneraient à l'enchevêtrement de réseaux résistants multiples, pourront être ramenés, en fait de ponts suspendus, à mettre la rigidité, non dans le tablier, mais dans l'arc. Que ce dernier soit constitué, par exemple, sur le modèle du pont de Pittsburgh, de deux grands chaînons rigides avec articulation centrale, et que le longeron se réduise à une chaîne flexible de tronçons articulés au droit de toutes les tiges de suspension : le plancher possédera tout à la fois et une fixité suffisante sous le roulement des voitures, et la faculté de ne transmettre à l'arc que des forces connues d'avance, indépendantes des déformations. Rien n'empêche d'ailleurs de concevoir les deux grands chaînons comme élargis en dessous, jusqu'à englober en un tout rigide leur moitié de tablier avec une triangulation de tympan.

Tympans d'arches métalliques. Le pont du Chandelard, fig. 8, est une arche à simples montants verticaux dans les tympans. Ce système léger peut être à sa place dans un pont à faible charge comme celui-ci ; mais pour des ouvrages de chemins de fer fortement secoués, ce serait une faute que de se priver de l'armure plus efficace, à plus amples bras de levier, des grandes diagonales de raidissement. Remplacer le système rigide triangulé, représenté en lignes pleines dans la fig. 27, par le semi-rigide ponctué, revient à ces deux opérations : dédoubler l'arc AB en deux membrures AB, CD de section moitié moindre ; puis remplacer la diagonale unique AE par un zigzag de plus grand développement AFGHID. On forme ainsi une sorte de grand arc-ressort qui, à résistance égale, prête à des déformations plus amples que le réseau triangulé. Or, les oscillations dans les ponts peuvent susciter de l'émoi, et des charges à mouvement cadencé pourraient les amplifier d'une façon inquiétante.

Au pont de Saint-Sylvestre sur la Gérine (canton de Fribourg), M. Probst, au lieu de faire le ressort dans l'arc, l'a reporté dans le longeron (fig. 28) ; cette pièce droite aura moins que l'arc une tendance ondulatoire, et peut recevoir une bonne hauteur. L'ensemble devient une sorte de poutre armée d'un compresseur, à l'encontre de certaines poutres armées de sous-tendeurs ; ou, comme le remarque M. l'ingénieur en chef Gremaud, dans une notice donnée en 1892 à la *Schweizerische Bauzeitung*, c'est comme le retournement d'un pont suspendu à poutre raidissante. Des joints mobiles à trous ovalisés, placés dans la poutre au droit des piles, prêtent aux mouvements de dilatation. M. Probst dit avoir trouvé cette solution la plus économique dans le cas donné, bien qu'il ne faille pas généraliser cette conclusion.

(*A suivre.*)

BIBLIOGRAPHIE

Le service chronométrique à l'observatoire de Genève.

La connaissance de la valeur du temps est devenue à l'époque actuelle un besoin impérieux et l'une des premières préoccupations de notre vie journalière, aussi nous croyons intéresser nos lecteurs en empruntant à un récent mémoire de M. le professeur R. Gautier quelques renseignements sur le développement graduel du service chronométrique de l'observatoire de Genève depuis sa création[1].

Un premier concours fut ouvert à Genève en 1789 pour les meilleures montres ordinaires ; 19 pièces furent présentées. La commission chargée de les examiner, jugea qu'aucune d'entre elles ne méritait de prix ni d'accessits.

En 1792, nouveau concours, dont le programme fixe les conditions suivantes. L'écart maximum ne doit pas dépasser 1 minute dans les 24 heures lorsque la montre est plate ou pendue et 2 minutes dans les 24 heures lorsqu'elle est portée. Trois pièces sur les 16 présentées au concours furent jugées dignes d'obtenir une récompense. En 1816, la Société des arts proposa un prix de 800 florins à l'artiste qui présenterait une montre dont les variations ne dépasseraient pas 3 secondes par 24 heures dans diverses positions et observée dans une température parcourant 25° de l'échelle Réaumur. Le concours fut fermé le 31 décembre 1818 seulement.

Il ne se présenta que deux montres au concours, et d'après le rapport de M.-A. Pictet directeur de l'observatoire, le prix fut adjugé à la pièce confectionnée par Antoine Tavan, un des horlogers les plus distingués que Genève ait produits. La pièce avait un balancier compensé, mais le rapport ne dit pas de quel genre d'échappement Tavan s'était servi pour obtenir un résultat aussi brillant.

En 1821, la Société des arts désigna une commission spéciale pour s'occuper de l'introduction du temps moyen pour les usages de la vie civile. Jusqu'alors toutes les horloges de la ville et de la campagne étaient réglées sur le temps vrai, temps variable, réglé par la marche non uniforme du soleil. Il s'agissait de les régler sur un soleil moyen fictif, que l'on substitue au soleil vrai, en lui donnant une marche uniforme pour que les jours soient égaux. Un arrêté du Conseil d'Etat du 9 mars 1821 accorda à la Société des arts de pouvoir régler l'horloge de Saint-Pierre sur le temps moyen à partir du 15 avril suivant, jour où le midi moyen concordait avec le midi vrai. A l'origine, le service chronométrique n'était pas régulièrement organisé. Ce n'est guère que depuis 1851 que les horlogers de Genève commencèrent à profiter sérieusement des facilités offertes par l'observatoire pour les épreuves des chronomètres.

Dans la période comprise entre 1851 et 1874, soit pendant 24 ans, 1899 chronomètres subirent des épreuves, avec 32 pièces en 1851 et 252 pièces en 1874.

Il n'était posé aucune condition spéciale pour subir les épreuves. Le fabricant déposait ses pièces pour le temps qu'il voulait et lui faisait subir les épreuves qui lui convenaient. Les bulletins de marche délivrés n'avaient donc aucune sanction.

Cette situation changea par l'adoption, en 1874, d'un règlement spécial fixant trois classes d'épreuves graduées aux exigences de plus en plus sévères de la 3me à la 1re classe. C'est

[1] *Le service chronométrique à l'observatoire de Genève* et les concours de réglage de la classe d'industrie et de commerce de la Société des Arts de Genève, avec une étude des épreuves instituées dans d'autres observatoires pour les chronomètres de poche, par Raoul Gautier, professeur à l'université, directeur de l'observatoire de Genève. 1 vol. de 171 pages. Genève 1894. Imprimerie Aubert-Schuchart (supplément au *bulletin* de la classe d'industrie et de commerce de la Société des Arts, de Genève).