

ENCYCLOPÉDIE SCIENTIFIQUE

PUBLIÉE SOUS LA DIRECTION DU DR TOULOUSE

BIBLIOTHÈQUE
DE MÉCANIQUE APPLIQUÉE ET GÉNIE

DIRECTEUR
M. D'OCAGNE

Ponts Suspendus

TOME DEUXIÈME

Ponts Suspendus Rigides

PAR

G. LEINEKUGEL LE COCQ

ECOLE CENTRALE DE LILLE



D0000004504

LIBRAIRIE OCTAVE DOIN

GASTON DOIN, EDITEUR-PARIS

IRIS - LILLIAD - Université Lille 1





ENCYCLOPÉDIE SCIENTIFIQUE

PUBLIÉE SOUS LA DIRECTION

du D^r TOULOUSE, Directeur de Laboratoire à l'École
des Hautes-Études.

Sécretaire général : H. PIÉRON, Agrégé de l'Université.

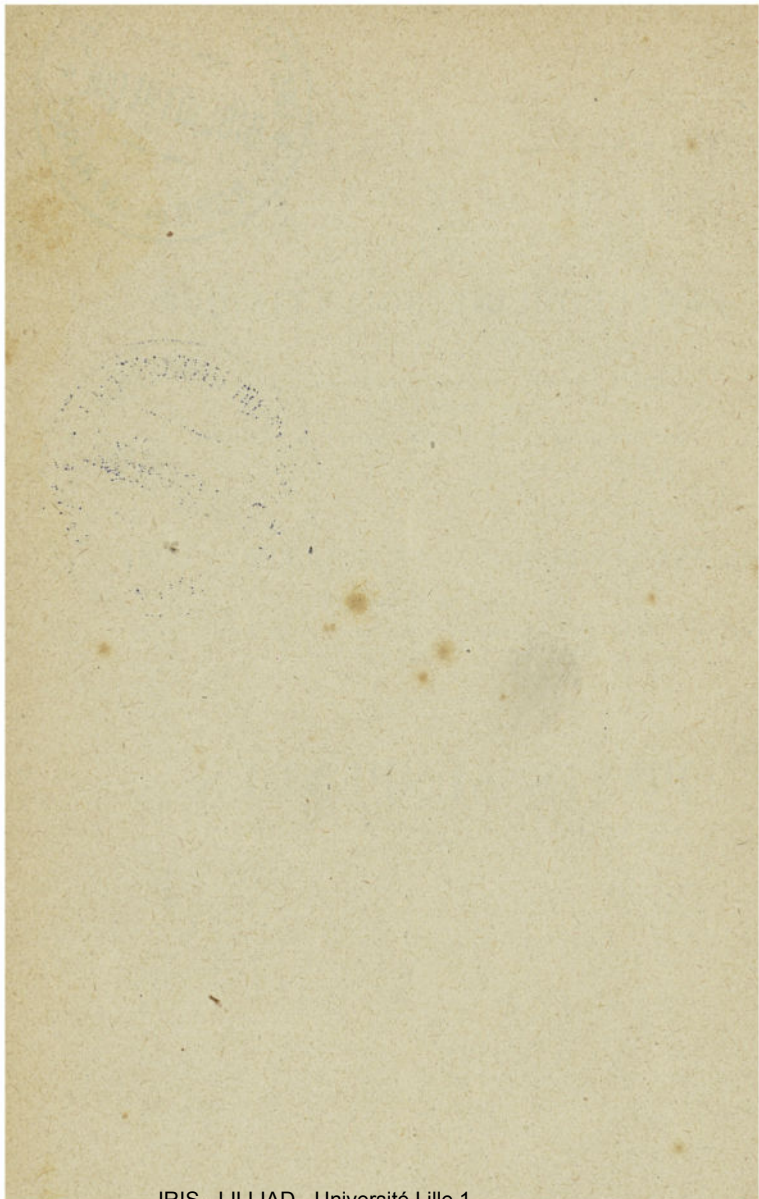
BIBLIOTHÈQUE DE MÉCANIQUE APPLIQUÉE ET GÉNIE

Directeur : M. D'OCAGNE

Ingénieur en chef des Ponts et Chaussées, Professeur à l'École des Ponts et Chaussées
Répétiteur à l'École polytechnique.

PONTS SUSPENDUS

II



PONTS SUSPENDUS

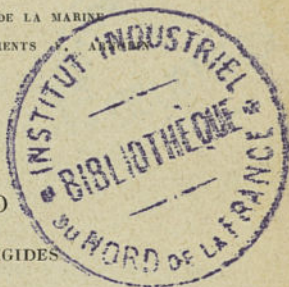
PAR

G. LEINEKUGEL LE COCQ

ANCIEN INGÉNIEUR HYDROGRAPHE DE LA MARINE
INGÉNIEUR EN CHEF DES ÉTABLISSEMENTS

TOME SECOND

PONTS SUSPENDUS RIGIDES



Avec 84 figures dans le texte

PARIS

OCTAVE DOIN ET FILS, ÉDITEURS

8, PLACE DE L'ODÉON, 8

1911

Tous droits réservés



PONTS SUSPENDUS

(TOME SECOND)

CHAPITRE PREMIER

PONTS SUSPENDUS RIGIDES

§ I. — GÉNÉRALITÉS

Les ponts étudiés précédemment ont leur tablier suspendu par des câbles ou chaînes ; les uns ont leur tablier dépourvu de toute rigidité, ce sont les ponts parfaitement *flexibles* qui représentent la majorité des anciens ponts construits tant en France qu'à l'étranger, les autres ont un tablier muni de poutres de rigidité qui limitent sa flexibilité, ce sont les *ponts semi-rigides*. La flexibilité relative du tablier de ces derniers ponts est sans aucun inconvénient pour la circulation que ces ouvrages doivent desservir. Ce type de pont semi-rigide, qui est le pont suspendu moderne, réalise pour les grandes portées et pour les ponts routes le type courant, classique, économique, facile à construire et à lancer au-dessus du vide. Pour ces raisons son application devient de plus en plus fréquente et appréciée.

Les poutres de rigidité de ces ouvrages sont composées de montants et de croisillons articulés pour leur permettre



de suivre sans avoir à supporter d'efforts secondaires les déformations sous les surcharges des câbles de la suspension. Il est inutile d'ajouter que tous les éléments de ces ponts sont par aitement dilatables puisqu'en général les poutres de rigidité et le tablier en entier reposent simplement sur les culées et les piles en maçonnerie, sans aucun encastrement. Du fait que les éléments des poutres de rigidité sont en général formés d'éléments réglables, terminés par des extrémités filetées munies d'écrous, il ne s'ensuit pas que le réglage de ces éléments ait besoin d'être fait souvent ; l'utilité des éléments réglables n'est nécessitée que pour la facilité de pose lors de la construction de l'ouvrage ainsi que pour l'amovibilité, c'est-à-dire pour simplifier le changement ultérieur des pièces de pont après l'oxydation qu'un grand nombre d'années aura provoquée.

Dans les systèmes de ponts flexibles et semi-rigides il existe toujours, étant donnée l'ignorance dans laquelle on se trouve concernant la flexibilité relative de la suspension et du tablier, une indétermination sur la répartition des surcharges concentrées entre les différentes tiges de suspension de l'ouvrage.

Au contraire, comme on le verra plus loin, dans les ponts suspendus rigides qui sont des systèmes *strictement définis de forme* d'après l'heureuse expression de M. Maurice Lévy, tous les efforts développés dans ces systèmes par les forces extérieures sont toujours parfaitement définis par la statique seule, et sans avoir recours à la moindre hypothèse.

Ces ponts rigides sont également parfaitement dilatables et par suite les éléments qui les composent n'ont jamais à subir d'autres tensions ou compressions intérieures que celles résultant de la répartition statique des efforts dus

aux forces extérieures : poids mort et surcharges accidentelles.

Ces ouvrages peuvent d'ailleurs être construits en utilisant tous les progrès réalisés jusqu'à nos jours dans la construction des ponts suspendus semi-rigides.

Toutefois, il n'est peut-être pas inutile de remarquer que les ponts suspendus flexibles ou semi-rigides n'exigent pour le calcul de leurs éléments principaux que des connaissances et des notions très élémentaires, au contraire les ponts rigides qui dérivent presque tous des systèmes à trois articulations exigent des connaissances de mécanique analytique et de statique graphique beaucoup plus étendues, connaissances généralement ignorées des constructeurs.

C'est pour cette raison que les ponts suspendus flexibles ou semi-rigides se sont particulièrement développés alors que les ponts suspendus vraiment rigides sont très rares. Cette même remarque explique d'ailleurs pourquoi les ponts métalliques à poutres droites se sont également très développés par rapport aux ponts en arc. Le développement de la construction des ponts en arc, et généralement des ponts en arc à trois articulations, qui s'est produit surtout dans ces dernières années est dû aux travaux remarquables des ingénieurs : Maurice Lévy, J. Résal, Seyrig, Gisclard, Kœchlin, ... qui ont traité et poussé à fond l'étude de ces systèmes au moyen de la mécanique analytique et de la statique graphique.

Il faut considérer, à notre époque, qu'il ne s'agit plus d'être bon constructeur pour exécuter un ouvrage d'un type nouveau ou de grande portée, dépassant les dimensions d'un pont du même type déjà construit ; il faut que l'étude du projet d'exécution soit poussée au point de

vue technique aussi loin que les connaissances et les théories, basées sur les résultats d'expériences pratiques, le permettent. A ce sujet, il ne sera pas inutile de montrer plus loin comment dans un nombre important de systèmes de ponts, soumis uniquement à des efforts résultant des forces extérieures et statiquement définis, sans efforts secondaires, on peut soumettre à une vérification exacte et pratique sur un modèle en réduction de l'ouvrage projeté, les résultats fournis par la théorie.

C'est d'ailleurs là un des moyens commodes et simples de convaincre ceux, et ils sont légion à notre époque, qui par ignorance ou incompetence pensent que l'appareil mathématique est inutile et que les formules obtenues, quelquefois par des calculs laborieux, ne peuvent donner aucune indication exacte pour l'exécution de telle ou telle pièce d'un ouvrage. Ils escomptent trop sur leur intuition pour définir les dimensions et sections des pièces à exécuter ; on conçoit les erreurs énormes qu'ils commettent.

Mais, de même que les qualités d'un constructeur ne suffisent pas pour l'établissement d'ouvrages qui sortent des types courants, de même également il ne suffit pas d'être uniquement ingénieur technicien pour établir dans les meilleures conditions de sécurité les dispositions d'exécution d'un ouvrage. La pratique des constructions d'un type spécial d'ouvrages, permet, en effet, de prévoir des dispositions que le technicien croit de prime abord inutiles et qui sont quelquefois essentielles pour assurer la stabilité de certains éléments d'un ouvrage ; par ailleurs, il y a dans l'exécution d'un pont un grand nombre d'éléments qui ne se calculent pas et dont pourtant les dispositions peuvent être plus ou moins bonnes, c'est la pratique qui indique la meilleure solution à adopter.

Au résumé, il est nécessaire que le technicien qui étudie un projet ait l'expérience acquise par une longue pratique de la construction du type spécial d'ouvrage considéré; si toutes ces connaissances théoriques et pratiques réunies ne peuvent se rencontrer chez l'auteur du projet, il est absolument utile de réunir deux spécialités: technicien et constructeur, qui mettront tout à fait au point le projet d'exécution; c'est le seul moyen rationnel d'avoir un ouvrage donnant toute sécurité, et conçu avec la solution la plus économique.

Les exemples récents des mécomptes survenus dans la construction des ouvrages suivants: pont de Québec, pont de Blacwell Island sont là pour montrer l'importance des considérations précédentes.

Avant de passer à l'étude générale des ponts suspendus rigides nous rappellerons les propriétés saillantes des ponts suspendus flexibles, semi-rigides et rigides.

Ces propriétés sont les suivantes:

1° Tous ces ouvrages exercent sur les culées ou sur les piles opposées des efforts de traction tendant à les rapprocher;

2° Les ponts suspendus semi-rigides ont en général leur poutre de rigidité faisant corps avec leur tablier, dans les ponts rigides ce sont les fermes de suspension qui contribuent à la rigidité de l'ouvrage.

3° Dans les ponts suspendus semi-rigides chaque point de suspension peut être regardé comme un nœud d'articulation; dans les ponts suspendus rigides il n'existe en général que trois nœuds d'articulation.

Comme nous l'avons déjà mentionné, tous les calculs qui seront donnés plus loin pour les ponts suspendus rigides sont absolument applicables aux ponts en arc, il suffit

tout simplement de changer le signe des efforts développés dans les éléments pour passer d'un système à l'autre.

§ 2. — PONTS SUSPENDUS RIGIDES A TROIS ARTICULATIONS

Principe général. — Considérons un pont suspendu rigide à trois articulations, réduit par la pensée à deux solides plans de forme invariable S et S' (fig. 1), articulés en A , O et C , les points A et C sont les deux points extrêmes des fermes de suspension constitués par les solides invariables, dans la limite de l'élasticité de la matière.

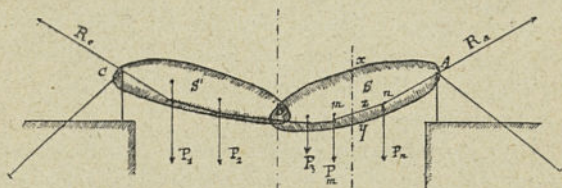


Fig. 1.

Il est facile de se rendre compte que non seulement un tel système est absolument invariable de forme au point de vue *géométrique*, mais qu'il jouit encore de la propriété d'être librement dilatable dans toutes ses parties si chacun des solides S et S' qui le composent est lui-même strictement défini de forme.

Pour achever de déterminer la forme de la construction, supposons maintenant que, sans rien spécifier à l'avance du mode de constitution de ces deux solides S , S' , nous

nous donnions cependant, *a priori*, les poids morts des différents éléments du pont.

Pour un mode d'arrangement quelconque les charges accidentelles qui peuvent s'exercer sur le tablier du pont, se combinent avec les poids morts dont il s'agit, et donnent les charges totales P_1, P_2, P_3, \dots , etc., qui, avec les réactions inconnues R_a, R_c passant par les sommets des deux piliers, représentent l'ensemble des forces extérieures s'exerçant sur la construction du pont.

Or, de tous les polygones funiculaires, en nombre infini, qui correspondent aux forces connues P_1, P_2, P_3, \dots , etc., choisissons et considérons plus particulièrement celui qui passe par les points A, O, C.

Ce polygone, qui existe toujours et qui est unique, puisque, en outre d'un système de forces données, trois conditions suffisent pour déterminer un polygone funiculaire, s'appelle *polygone* ou *courbe des tractions*.

Il est l'analogie, tout en étant exactement l'inverse, de ce que, dans la théorie des voûtes, on appelle *courbe des pressions* et, ainsi qu'on peut le démontrer par la *statique*, il jouit d'une propriété très remarquable qui est la suivante : c'est que, si on considère ce polygone funiculaire comme un cordon flexible fixé aux deux points de suspension A et C et se maintenant, d'une part, en équilibre sous l'action des forces P_1, P_2, P_3, \dots , etc., et si on coupe ensuite le tout, construction et polygone funiculaire, par une section verticale quelconque, xyz , la tension du polygone funiculaire en z , ou, d'une façon plus précise la réaction du brin zn sur le brin zm représentera exactement, en grandeur et en direction, la résultante des réactions que le tronçon de construction, à droite de xy , exerce sur l'autre tronçon de construction, à gauche de cette même section.

Ceci posé, rien ne nous empêche d'admettre que, pour chaque mode d'arrangement possible des charges accidentelles sur le tablier du pont, nous construisions, en recourant aux procédés connus, la courbe des tractions correspondant à ce système de charges accidentelles et aux poids morts des différents éléments du pont. Nous obtiendrons ainsi autant de tracés différents qu'il y a d'hypothèses admissibles sur la distribution des charges, c'est-à-dire une infinité de courbes de tractions formant ensemble un double faisceau convergeant en A, C et O.

Il est plus ou moins facile, selon les cas, de déterminer, soit par l'analyse, soit par une série de constructions graphiques, la forme des courbes supérieure et inférieure qui servent d'enveloppes extérieures à l'ensemble des courbes comprises dans ce faisceau.

Ces courbes-enveloppes, comme on le verra plus loin, sont du 3^e degré dans le cas d'une surcharge complète ou incomplète uniformément répartie à raison d'un poids maximum donné par mètre courant de tablier. Elles sont du deuxième degré lorsqu'il ne s'agit que d'une surcharge roulante unique et concentrée. La courbe inférieure est alors un arc d'hyperbole et la courbe supérieure un arc de parabole.

Quoi qu'il en soit, admettons dès maintenant que, pour contours supérieur et inférieur de la ferme, nous adoptons ces enveloppes ou plus exactement des *polygones inscrits dans ces deux courbes*. Nous pourrions dès lors, en réunissant par une série de bracons ces deux polygones l'un à l'autre, constituer deux systèmes réticulaires simples suspendus de part et d'autre aux deux points fixes A et C et réunis entre eux par l'articulation médiane O (fig. 2).

Supposons également que nous complétions la construction par des tiges de suspension s'attachant, d'une part, sur les nœuds inférieurs de la ferme et supportant, d'autre part en a, b, c, d, \dots etc. les entretoises ou poutrelles transversales qui supportent les longerons du tablier du pont, nous allons démontrer cette proposition importante, qui exprime une des propriétés les plus caractéristiques du pont dont il s'agit; c'est que, quelle que soit la distribution des charges placées sur le tablier, les différents cordons qui forment les contours supérieur et inférieur de la ferme sont constamment tendus.

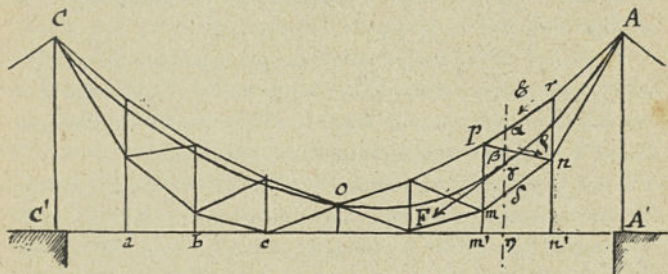


Fig. 2.

Pour cela, considérons un panneau quelconque (fig. 2) $mpnr$ de l'une des fermes principales du pont, et proposons-nous, d'abord, de déterminer la nature de l'effort T développé dans l'élément nm par le poids mort du pont et par le système des charges accidentelles que nous supposons placées sur le tablier.

Construisons le polygone des tractions correspondant au système de forces extérieures ainsi déterminé, puis faisons une section verticale fictive recoupant en $\alpha, \beta, \gamma, \delta, \epsilon$ les

différents éléments de la construction et le polygone des tractions.

Nous pouvons, sans troubler l'équilibre, enlever la partie gauche de la ferme, à la condition de la remplacer par les réactions que les parties supprimées exerceraient sur les segments restant à droite de la section.

Dans cet ordre d'idées, la réaction du tronçon du longeron $n'\eta$ sur le tronçon $m'\eta$ est une force verticale dont nous ignorons à priori le point d'application.

Mais ce que nous savons d'une façon certaine, c'est que celui-ci se rapproche indéfiniment du point n' lorsque la section $\alpha\beta\gamma\delta\eta$ elle-même se rapproche indéfiniment de ce dernier point.

Si donc, à la limite, nous supposons que la section $\alpha\beta\gamma\delta\eta$ est infiniment voisine du point n' , nous pourrions considérer la réaction de $n'\eta$ sur $m'\eta$ comme passant par le point n' et par conséquent aussi par le point n .

Ceci posé, faisons appel à la propriété déjà citée de la courbe des tractions et rappelons que, d'après l'énoncé déjà donné, la tension γF en γ de cette courbe est la résultante des réactions que les éléments à gauche de la section exercent sur les éléments à droite de la section.

Nous pouvons, tout en amenant la section $\alpha\beta\gamma\delta\eta$ à être infiniment voisine du point p , prendre néanmoins les moments de toutes les forces par rapport à ce point, et alors nous voyons que, le moment de la tension γF étant positif, tandis que les moments des réactions ρ et \bar{c} correspondant aux liens pn , pr étant nuls ainsi que celui de la réaction de $m'\eta$ sur $\eta n'$, le moment de la réaction T correspondant au lien mn est forcément aussi positif, ce qui démontre, vu la fonction que cet élément occupe sur la

figure, que l'effort développé dans cette pièce est nécessairement une tension.

On procéderait de la même manière, mais en supposant la section $\alpha\beta\gamma\delta\eta$ infiniment voisine du point n et en choisissant ce dernier point comme centre des moments, pour démontrer que l'effort $\bar{\sigma}$ développé dans le lien pr est toujours de même nature que le précédent, c'est-à-dire que cet élément est constamment tendu.

Quant aux efforts développés dans les bracons mp , pn , nr ce seront des compressions ou des tensions suivant les cas, c'est-à-dire suivant la disposition et les intensités relatives des charges qui seront disposées sur le tablier. Ce qui est très important à signaler c'est que si l'on détermine, comme on le verra plus loin, le contour de la membrure inférieure de telle façon qu'il n'y ait jamais renversement d'efforts dans ces membrures, les deux fermes formant la suspension ne se gauchiront jamais, c'est-à-dire qu'elles resteront constamment dans les deux plans verticaux qui comprennent les tiges de suspension. Il sera donc complètement inutile d'entretoiser les deux plans parallèles des fermes de suspension.

Que les éléments mp , pn , nr soient tendus ou comprimés, aucune liaison entre ces plans des fermes n'étant nécessaire entre les éléments similaires, la hauteur réduite des pièces des deux fermes de suspension laisse toute liberté entre les deux plans de tête, ce qui n'a pas lieu dans les ponts en arc.

Tel est le principe essentiel sur lequel repose ce nouveau type de pont suspendu rigide qui a été particulièrement étudié à fond par le colonel Gisclard¹.

¹ GISCLARD, I. B.

Théorie générale de deux solides indéformables suspendus, ayant ensemble trois articulations dont une commune. — Considérons le système le plus général formé de deux solides indéformables S et S' (fig. 3) possédant trois articulations A, O, C dont une O est commune aux deux solides. Ces solides sont constitués, par exemple, par une série de triangles semi-rectilignes indéformables mpn .

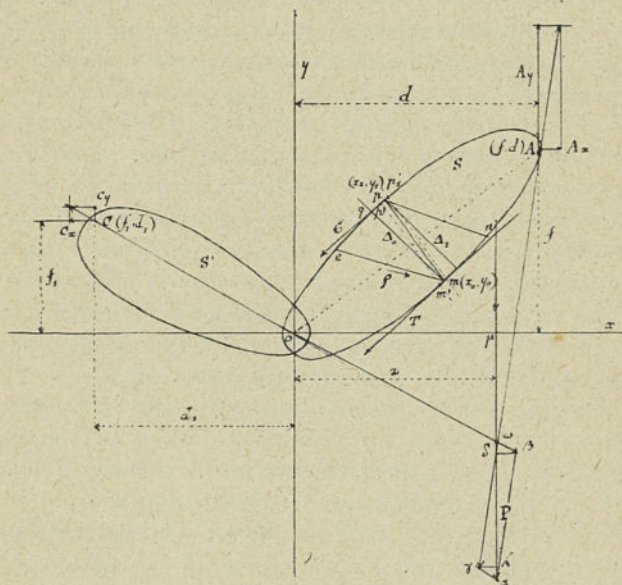


Fig. 3.

Pour examiner l'influence du poids P agissant sur ce système, on considérera d'abord ces deux solides comme non pesants.

Soient d, f les coordonnées du point A ; d_1, f_1 celles du point C ; x_0, y_0 celles du point m' ; x_1, y_1 celles du point p' par rapport aux deux axes rectangulaires Ox, Oy . Soit, enfin, z la distance $O\mu$. Les points m', p' sont les points infiniment voisins des points m, p de rencontre d'une entretoise avec les membrures inférieure et supérieure du solide indéformable S.

Désignons par \bar{c}, T les efforts développés en p', m' dans les membrures uniquement par la charge concentrée P. Ce dernier poids détermine aux points A, C des réactions dont les composantes suivant les axes de coordonnées A_x, A_y, C_x, C_y sont faciles à déterminer. En effet, le polygone des tensions est $CO\omega A$, on voit donc que, par les triangles semblables de la figure, on a pour $d \gg z \gg 0$:

$$\frac{\omega \delta}{\beta \delta} = \frac{f_1}{d_1} \quad \frac{\omega \lambda}{\gamma \lambda} = \frac{f + \omega \mu}{d - z}$$

En remarquant que :

$$\begin{aligned} \omega \delta &= C_y & \omega \lambda &= A_y & \beta \delta &= C_y = A_y = \gamma \lambda, \\ \omega \mu &= \frac{f_1}{d_1} z & \text{et} & & C_x + A_x &= P. \end{aligned}$$

On en conclut :

$$(1) \quad A_x = C_x = P \cdot \frac{d_1(d-z)}{f \cdot d_1 + f_1 d}$$

$$(2) \quad A_y = P \cdot \frac{f \cdot d_1 + f_1 z}{f \cdot d_1 + f_1 d}$$

$$(3) \quad C_y = P \cdot \frac{f_1(d-z)}{f \cdot d_1 + f_1 d}$$

Si $-d_1 < z < 0$ on obtient en raisonnant de la même façon :

$$(4) \quad A'_x = C'_x = P \cdot \frac{d(d_1 - z)}{f_1 d + f d_1}$$

$$(5) \quad A'_y = P \cdot \frac{f(d_1 - z)}{f_1 d + f d_1}$$

$$(6) \quad C'_y = P \cdot \frac{f_1 d + f z}{f_1 d + f d_1}$$

Ces relations se déduisent des précédentes en changeant respectivement f, d en f_1, d_1 et vice versa.

Cela posé, il est facile de déterminer les efforts que la charge concentrée P développe dans les membrures supérieure et inférieure du solide indéformable S aux points m et p ainsi que les efforts dans le bracon pn et l'entretoise pm .

Membrures supérieure et inférieure. — Pour la détermination des efforts développés dans les membrures par la présence d'un poids P (fig. 3), il y a lieu de considérer les trois cas suivants :

$$1^\circ \quad d > z > x_0;$$

$$2^\circ \quad 0 < z < x_0;$$

$$3^\circ \quad -d_1 < z < 0.$$

Membrure supérieure. — $1^\circ d > z > x_0$. Tout l'ensemble étant en équilibre, on peut supprimer toute la partie du système à gauche de la section $m'p'$; l'équilibre ne sera pas rompu si l'on applique aux éléments sectionnés en m', p' les réactions que la partie à gauche de cette section développe sur celle de droite, c'est-à-dire les efforts \bar{v}, T et ρ dans le bracon me .

Les moments de toutes les forces qui agissent sur la partie du système à droite de la section $m'p'$, par rapport à un point quelconque du plan de ces forces, donnent une somme nulle puisqu'il y a équilibre.

En choisissant le point m' , on a la relation :

$$\bar{\tau} \left\{ \frac{y - y_0 + \frac{dy}{dn}(x - x_0)}{\sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dn}\right)^2}} \right\} + P(z - x_0) + \Lambda_x(f - y_0) - \Lambda_y(d - x_0) = 0$$

d'où l'on déduit :

$$(7) \quad \bar{\tau} = - \frac{P}{\Delta_0} (d - z) \left[\frac{f_1 x_0 + d_1 y_0}{f_1 d + d_1 f} \right]$$

si l'on désigne par Δ_0 la distance mq du point m à la tangente au point p . On en conclut que pour :

$$(8) \quad \begin{aligned} z = d & \quad \bar{\tau} = 0 \\ z = x_0 & \quad \bar{\tau}_{x_0} = - \frac{P}{\Delta_0} (d - x_0) \left[\frac{f_1 x_0 + d_1 y_0}{f_1 d + f d_1} \right]. \end{aligned}$$

On voit que pour toute surcharge P comprise entre la verticale du point m et celle de A , l'effort développé dans la membrure supérieure dans la section p est une *compression* dont la valeur est fournie par la relation (7).

2° $0 < z < x_0$. En raisonnant comme précédemment, on trouve :

$$(9) \quad \bar{\tau} = \frac{P}{\Delta_0} \left\{ -z \left[1 - \frac{d_1 y_0 + f_1 x_0}{d_0 f + f_1 d} \right] + d_1 \frac{(f x_0 - d y_0)}{d_1 f + f_1 d} \right\}.$$

Si l'on remplace dans cette relation z par x_0 on trouve la valeur $\bar{\tau}_{x_0}$ (8).

On remarque que pour la valeur de z_1 :

$$(9^{bis}) \quad z_1 = \frac{d_1 (f x_0 - d y_0)}{d_1 (f - y_0) + f_1 (d - x_0)}$$

l'effort τ s'annule dans la section p ; et que pour toute valeur de $z < z_1$ l'effort τ qui était une compression devient une tension.

Enfin pour $z = 0$

$$(10) \quad \tau_0 = + \frac{P}{\Delta_0} d_1 \frac{fx_0 - dy_0}{f_1d + d_1f}$$

3° Si $-d_1 < z < 0$, la valeur de τ est dans ce cas donnée par la relation :

$$(11) \quad \tau = + \frac{P}{\Delta_0} \cdot \frac{(d_1 + z)(fx_0 - dy_0)}{d_1f + f_1d}$$

qui est toujours une tension, le point $m(x_0, y_0)$ étant toujours au-dessous de la ligne OA. Si dans cette formule on fait $z = 0$ on retrouve la valeur τ_0 de (10) et pour $z = -d_1$, $\tau = 0$.

Construction graphique de la ligne d'influence de la membrure supérieure. — On a ainsi dans les formules précédentes le moyen de calculer pour chaque position de la surcharge P la valeur de l'effort τ . On peut par un graphique simple tracer la ligne d'influence qui donnera pour toute valeur de z l'effort τ qui est développé dans la membrure supérieure et dans la section p .

La détermination graphique de cette ligne d'influence (fig. 4) $\alpha\beta\gamma\lambda$ s'effectue de la façon suivante. On joint le point A au point m , cette droite Am rencontre la droite CO en un point ν' dont la verticale rencontre l'axe Ox en un point ν dont l'abscisse $O\nu$ est précisément la valeur

$$O\nu = z_1 \frac{d_1(fx_0 - dy_0)}{d_1(f - y_0) + f_1(d - x_0)}$$

Par ailleurs, en prenant $m_1 m_2 = \Delta_0$, $m_2 m_3 = P$ à l'échelle des forces la droite $m_1 m_3$ rencontre Az au point η tel que

$$a\eta = \frac{P}{\Delta_0} (d - x_0).$$

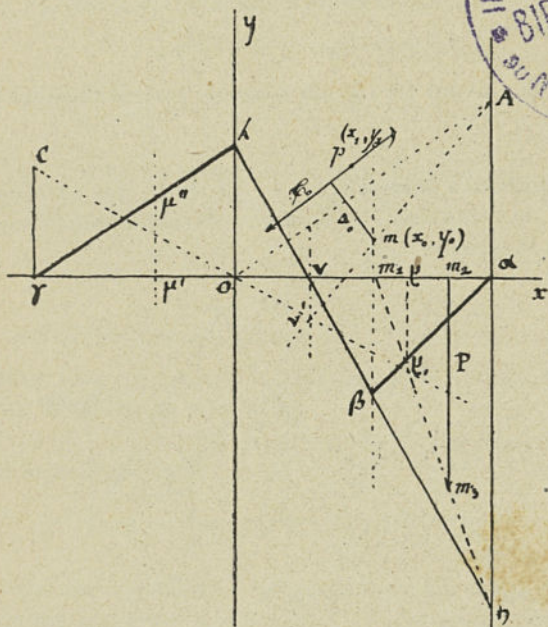


Fig. 4.

La droite $\eta\nu$ coupe l'axe Oy au point λ et la verticale mm_1 au point β , la ligne d'influence cherchée est ainsi bien déterminée graphiquement $\alpha\beta\nu\lambda\gamma$.

Si l'on prend pour poids P l'unité, il est évident que

toute charge Q placée soit en μ , soit en μ' , l'effort de compression en μ (ou de tension en μ') s'obtiendra en multipliant la valeur de l'ordonnée $\mu\mu_1$ (ou $\mu'\mu''$) mesurée à l'échelle des forces par la charge Q considérée.

Il est facile de vérifier que la droite $\eta\nu$ coupe bien l'axe Oy et la droite mm_1 en des points β , λ tels que :

$$O\lambda = \bar{c}_0, \quad \beta m_1 = \bar{c}_{x_0}.$$

\bar{c}_0 et \bar{c}_{x_0} ayant les valeurs fournies par les formules (8), (10).

Membrure inférieure. — De même que précédemment on considérera les trois cas envisagés pour la membrure supérieure.

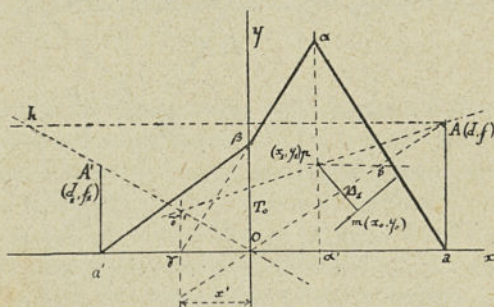


Fig. 5.

1° $d > z > x_1$. On prendra ici les moments par rapport au point p (fig. 5) et on obtient :

$$(12) \quad T = \frac{P}{\Delta_1} (d - z) \left[\frac{f_1 x_1 + y_1 d_1}{f_1 d + d_1 f} \right],$$

ainsi l'effort T est toujours une tension pour toute valeur

de z comprise entre d et x_1 , Δ_1 étant la distance du point p à la tangente en m à la membrure inférieure. Pour

$$(13) \quad z = x_1, \quad T_{x_1} = \frac{P}{\Delta_1} (d - x_1) \left[\frac{f_1 x_1 + d_1 y_1}{f_1 d + f d_1} \right],$$

$$z = d, \quad T = 0.$$

2° $0 < z < x_1$. Dans ce cas on trouve :

$$(14) \quad T = \frac{P}{\Delta_1} \left\{ z \left[1 - \frac{d_1 y_1 + f_1 x_1}{d_1 f + f_1 d} \right] - d_1 \frac{(f x_1 - d y_1)}{d_1 f + f_1 d} \right\}.$$

Pour $z = x_1$ on retrouve la valeur fournie par la formule (13), pour $z = 0$; on en déduit :

$$(15) \quad T_0 = \frac{P}{\Delta_1} \cdot d_1 \frac{(d y_1 - f x_1)}{d_1 f + f_1 d},$$

valeur toujours positive lorsque : $\frac{y_1}{x_1} > \frac{f}{d}$.

Ainsi dans les limites considérées de la variation de z l'effort T est encore ici positif.

3° — $d_1 < z < 0$. La valeur de T est dans ce cas donnée par la relation :

$$(16) \quad T = \frac{P}{\Delta_1} (d_1 + z) \frac{(d y_1 - f x_1)}{d_1 f + f_1 d},$$

ici également l'effort T est toujours une tension. On remarque que pour $z = -d_1$, $T = 0$ et pour $z = 0$ on retrouve la formule (15).

Construction graphique de la ligne d'influence de la membrure inférieure. — Les formules précédemment établies permettent de tracer la ligne d'influence $az\zeta a'$ de l'effort T développé dans une section quelconque de la

membrure inférieure. La construction graphique de cette ligne d'influence est des plus simples. On mènera par le point $p(x_1, y_1)$ une parallèle à l'axe Ox , cette droite rencontre la droite OA en un point s tel que la distance ps est égale à :

$$ps = (dy_1 - fx_1) \frac{1}{f}.$$

Il résulte de là que la valeur T_0 est :

$$T_0 = \frac{P}{\Delta_1} \cdot ps \cdot \frac{d_1 f}{(d_1 f + f_1 d)}.$$

Par ailleurs, si du point A on mène une droite parallèle à Ox , elle rencontre la droite $A'O$ en un point h tel que :

$$Ah = (df_1 + d_1 f) \frac{1}{f_1}.$$

Finalement la valeur précédente de T_0 est :

$$T_0 = \frac{P}{\Delta_1} \cdot ps \cdot \frac{d_1 f}{f_1 \cdot Ah}.$$

Il est alors facile de construire graphiquement par le seul moyen de la règle la longueur :

$$x = \frac{P}{\Delta_1} \cdot ps,$$

en définissant la longueur adoptée pour l'unité de force. Cette valeur de x est, en effet, une quatrième proportionnelle entre P , Δ_1 et ps ; on passera de cette valeur de x à celle de :

$$x' = x \cdot \frac{d_1}{f_1}, \quad \text{puis} \quad T_0 = x' \cdot \frac{f}{Ah}.$$

Cette valeur, nous la représenterons par la longueur $O\beta$ portée sur OY ,

$$O\beta = \frac{P_1}{\Delta_1} \cdot \frac{d_1(dy_1 - fx_1)}{d_1 f + f_1 d}.$$

valeur toujours positive si le point p est au-dessus de la droite OA. Cela posé, joignons le point A au point p , cette droite Ap rencontre la droite $A'O$, au point γ' la parallèle à OY menée par ce point coupe OX en γ , joignons les points $\gamma\beta$, la droite obtenue $\gamma\beta$ rencontre la verticale du point p en α , d'où l'on déduit la courbe d'influence $\alpha x \beta \alpha'$ (fig. 5).

En effet, le point γ a pour abscisse

$$x' = \frac{d_1 \left(\frac{y_1}{f} - \frac{x_1}{d} \right)}{\frac{x_1}{d} + \frac{y_1}{f} - 2},$$

et la droite $\gamma\beta$ coupe l'abscisse $z = x_1$ en un point dont l'ordonnée est $\alpha x'$, soit :

$$\alpha x' = T_{x_1} = \frac{P}{\Delta_1} (d - x_1) \left[\frac{f_1 x_1 + d_1 y_1}{f_1 d + f d_1} \right].$$

En effet, la droite $\gamma\beta$ a pour équation :

$$\frac{x}{x'} + \frac{y}{O\beta} = 1,$$

d'où l'on déduit :

$$\alpha x' = y = O\beta \left(1 - \frac{x_1}{x'} \right),$$

et en remplaçant $O\beta$ et x' par leurs valeurs

$$\alpha x' = T_{x_1}.$$

Membrure supérieure. Action d'une surcharge concentrée. — Par rapport aux axes de coordonnées considérées, nous représenterons les efforts de compression dans le sens des Y négatifs et les efforts de tension dans le sens des Y positifs.

La tension maxima que produit une surcharge concentrée P dans la section considérée (x_0, y_0) a lieu lorsque cette surcharge est au centre de la travée en O . Cette valeur est :

$$\bar{\epsilon}_0 = - \frac{P}{\Delta_0} \cdot d_1 \frac{f x_0 - d y_0}{f_1 d + d_1 f}.$$

Quant à la compression maxima elle se produira quand la surcharge est au droit de la section considérée, sa valeur est :

$$\bar{\epsilon}_{x_0} = - \frac{P}{\Delta_0} (d - x_0) \cdot \frac{f_1 x_0 + d_1 y_0}{f_1 d + f d_1}.$$

En valeur absolue le minimum de l'effort se produira dans la section considérée, lorsque la surcharge concentrée sera au droit du point (x_0, y_0) , si :

$$(d - x_0) (f_1 x_0 + d_1 y_0) > d_1 (f x_0 - d y_0),$$

c'est-à-dire lorsque le point x_0, y_0 se trouvera dans la portion du plan hachurée qui est celle comprise entre les deux arcs d'une hyperbole passant par les points (fig. 6) :

$$A \begin{cases} x = d \\ y = f \end{cases} \quad \text{et} \quad O \begin{cases} x = 0 \\ y = 0 \end{cases}$$

et ayant comme asymptotes :

$$x = d + \frac{d_1}{f_1} f \quad \text{et} \quad \frac{x + d}{d_1} + \frac{y + f}{f_1} = 0.$$

Si le point (x_0, y_0) est dans la partie concave des arcs de l'hyperbole, le minimum de l'effort a lieu quand la surcharge est au centre de la travée.

Si le point (x_0, y_0) décrit l'arc d'hyperbole, les valeurs de $\bar{\epsilon}_0$ et $\bar{\epsilon}_{x_0}$ sont égales en valeur absolue.

Quant au maximum maximorum de $\bar{\epsilon}_{x_0}$, sa valeur

s'obtiendra en remplaçant dans la relation (8) γ_0 en fonction de x_0 et en déterminant les racines de l'équation :

$$\frac{\partial}{\partial x_0} \bar{\epsilon}_{x_0} = 0.$$

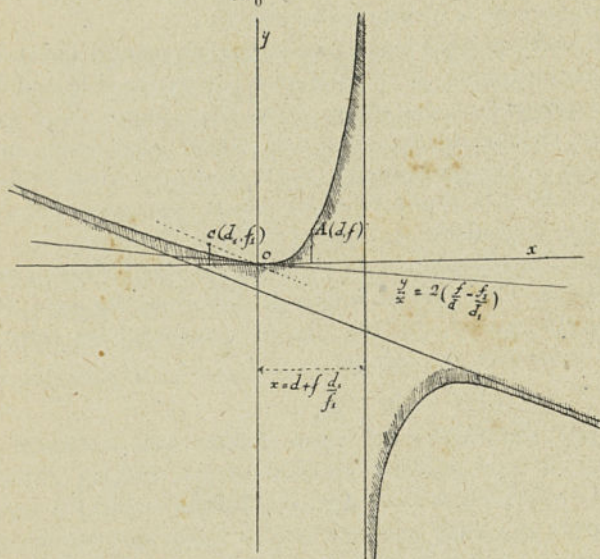


Fig. 6.

Remarque. — Dans le cas particulier où $f = f_1$, $d = d_1$ l'hyperbole précédente devient :

$$\left(\frac{x}{d} + \frac{y}{f} + 2\right) \left(\frac{x}{d} - 2\right) + 4 = 0.$$

on remarque ainsi que cette hyperbole passe par le point $x = -d$, $y = \frac{1}{3}f$.

Action d'une surcharge uniformément répartie sur le tablier.— Sous l'action d'une surcharge uniformément répartie p par mètre courant sur toute la travée, il est utile de connaître l'effort total développé dans la section considérée de la membrure supérieure.

Il suffit, puisque le système est parfaitement défini et de forme invariable, de lui appliquer le principe si fécond de la superposition des efforts. Nous considérons donc que pour chaque mètre courant de tablier nous avons une charge p , en conséquence, tout revient pour avoir l'effort total à faire la sommation des efforts développés dans la section considérée en tenant compte du signe + s'il s'agit d'une tension et du signe — s'il s'agit d'une compression. Ceci revient à faire la différence des aires des triangles $\gamma\lambda\nu$ et $\nu\beta z$ (fig. 4) en remplaçant les valeurs des ordonnées $o\lambda$, $m_1\beta$ par :

$$o\lambda = \bar{v}_0 = \frac{P}{\Delta_0} d_1 \frac{fx_0 - dy_0}{f_1d + d_1f}$$

$$m_1\beta = \bar{v}_{x_0} = - \frac{P}{\Delta_0} (d - x_0) \left[\frac{f_1x_0 + d_1y_0}{f_1d + fd_1} \right].$$

Par ailleurs on a

$$Ov = z_1 = \frac{d_1(fx_0 - dy_0)}{d_1(f - y_0) + f_1(d - x_0)}.$$

On en déduit donc pour l'effort total développé par le poids p uniformément réparti sur tout le tablier :

$$\bar{v}_p = \frac{P}{2\Delta_0} \left\{ x_0^2 - \frac{x_0(d^2f_1 - d_1^2f) + dd_1y_0(d + d_1)}{d_1f + f_1d} \right\},$$

effort résultant qui sera toujours une tension si le point (x_0, y_0) est extérieur à la parabole passant par les points A, O, C et ayant son axe parallèle à Oy.

Dans le cas particulier où :

$$d = d_1 \quad f = f_1,$$

on en déduit :

$$\sigma_p = \frac{pd^2}{2\Delta_0} \left(\frac{x_0^2}{d^2} - \frac{y_0}{f} \right).$$

Si l'on cherchait, dans le cas général, l'effort maximum de compression développé dans la section considérée par une surcharge répartie partiellement sur le tablier, il faudrait disposer cette surcharge uniquement de α à ν . Pour l'effort maximum de tension, il faudrait répartir cette surcharge de ν à γ .

On verra plus loin les résultats remarquables et indispensables dans la pratique, que l'on déduit des formules précédentes pour définir la courbe à donner à la membrure inférieure afin de n'avoir jamais de détension dans les éléments de la membrure supérieure.

Stabilité des efforts dans la membrure supérieure. — Pour que la stabilité des efforts dans la membrure supérieure soit assurée, c'est-à-dire pour que cette membrure supérieure subisse toujours dans une section donnée un effort de tension, il faut et il suffit, comme nous allons le voir, que la courbe décrite par la membrure inférieure satisfasse à certaines conditions faciles à définir.

On a vu que sous le poids permanent p par mètre courant, constant sur toute la travée, l'effort total développé est :

$$\sigma_p = \frac{P}{2\Delta_0} \left\{ x_0^2 - \frac{x_0(d^2f_1 - d_1^2f) + dd_1y_0(d + d_1)}{d_1f + f_1d} \right\}.$$

Cet effort sera toujours une tension si les points de la

membrure inférieure décrivent une courbe dont les points sont situés dans la même région que l'axe des X (fig. 7) par rapport à la parabole (P) qui passe par les points A, O, C.

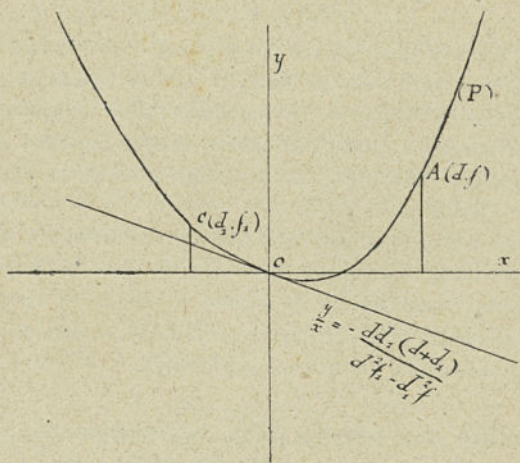


Fig. 7.

Si les points de la membrure inférieure se confondent avec ceux de la parabole (P) la membrure supérieure ne supporte, quelle que soit la section considérée, aucun effort de tension du fait du poids permanent ; ceci est d'ailleurs évident, l'arc parabolique de la membrure inférieure supportant à lui seul tout le poids permanent.

Cas d'une surcharge concentrée. — Envisageons le cas d'une surcharge concentrée P sur le tablier, nous désignerons par p le poids permanent du tablier, nous allons définir à quelles conditions la courbe de la mem-

brure inférieure doit satisfaire pour qu'il ne puisse se produire aucune détension dans une section quelconque (x_0, y_0) de la membrure supérieure.

Dans cette section, le poids permanent y développe une tension :

$$\bar{\epsilon}_p = \frac{P}{2\Delta_0} \left\{ x_0^2 - \frac{x_0(d^2f_1 - d_1^2f) + dd_1y_0(d + d_1)}{d_1f + f_1d} \right\}.$$

Quant à la surcharge concentrée, le maximum de la compression qu'elle puisse produire dans ladite section (x_0, y_0) a lieu lorsque la surcharge se trouve précisément au droit de l'abscisse x_0 . Sa valeur est :

$$\bar{\epsilon}_{x_0} = -\frac{P}{\Delta_0} (d - x_0) \left[\frac{f_1x_0 + d_1y_0}{f_1d + d_1f} \right].$$

En conséquence la détension n'aura jamais lieu dans la membrure supérieure si la condition :

$$\bar{\epsilon}_p + \bar{\epsilon}_{x_0} \geq 0,$$

c'est-à-dire si la relation :

$$(17) \left\{ \frac{1}{\Delta_0} \left[\frac{P}{2} \left\{ x_0^2 - \frac{x_0(d^2f_1 - d_1^2f)}{d_1f + f_1d} - \frac{dd_1y_0(d + d_1)}{d_1f + f_1d} \right\} - P \frac{(d - x_0)(f_1x_0 + d_1y_0)}{f_1d + d_1f} \right] \right\} \geq 0$$

est toujours satisfaite.

Cette équation précédente égale à zéro représente une hyperbole qui passe par les trois points d'articulation et qui définit les points du plan où la courbe décrite par la membrure inférieure doit se trouver pour que la stabilité de l'effort de tension développée dans la membrure supérieure soit assurée.

Le cas de la pratique qui se présente le plus couram-

ment est celui où $d = d_1$, $f = f_1$. Dans ces conditions, la relation précédente se réduit à :

$$\frac{pd}{P} \left(\frac{x_0^2}{d^2} - \frac{y_0}{f} \right) - \left(1 - \frac{x_0}{d} \right) \left(\frac{x_0}{d} + \frac{y_0}{f} \right) \geq 0.$$

Cette relation peut s'écrire en posant $pd = Q$

$$(18) \left\{ \left[\frac{x_0}{d} - \frac{P+Q}{P} \right] \left[\frac{x_0}{d} + \frac{P}{P+Q} \frac{y_0}{f} + \frac{Q(Q+2P)}{P(P+Q)} \right] + \frac{Q(Q+2P)}{P^2} \right\} \geq 0.$$

Cette relation égalée à zéro représente une hyperbole ayant comme asymptotes les droites :

$$\frac{x}{d} = 1 + \frac{Q}{P}$$

$$\frac{x}{d} + \frac{P}{P+Q} \frac{y}{f} + \frac{Q(Q+2P)}{P(P+Q)} = 0.$$

Cette hyperbole passe par les points A, C (fig. 8) ; elle a comme tangente à l'origine :

$$\frac{y}{x} = - \frac{f}{d} \cdot \frac{P}{P+Q}.$$

De même sa tangente au point A a pour coefficient angulaire :

$$\frac{y}{x} = + \frac{f}{d} \cdot 2 \cdot \frac{P+Q}{Q}.$$

Cette hyperbole coupe l'axe OX au point :

$$X_1 = d \cdot \frac{P}{P+Q}.$$

Si x_2 est l'abscisse de son asymptote parallèle à OY on peut remarquer que :

$$X_1 \cdot x_2 = d^2.$$

La tangente à cette hyperbole au point C a pour coefficient angulaire :

$$\frac{y}{x} = - \frac{2(P+Q)}{2P+Q} \cdot \frac{f}{d}$$

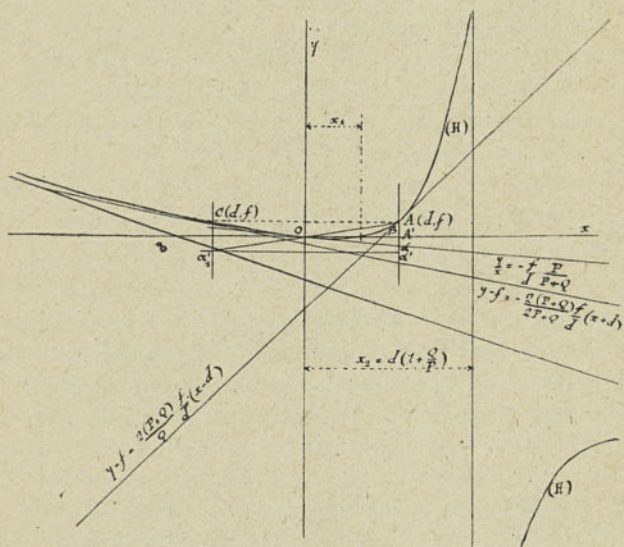


Fig. 8.

D'ailleurs l'équation de cette hyperbole (H) par rapport aux axes de coordonnées OX, OY transportées au point A comme origine est :

$$\left[\frac{x}{d} - \frac{Q}{P} \right] \left[\frac{x}{d} + \frac{y}{f} \frac{P}{P+Q} + \frac{2P+Q}{P} \right] + \frac{Q(2P+Q)}{P^2} = 0,$$

où ses asymptotes sont également en évidence.

Au résumé, la condition nécessaire et suffisante pour

que sous toute charge concentrée P il ne puisse avoir dans aucune section de la membrure supérieure de détention des éléments est que :

$$\bar{\epsilon}_p + \bar{\epsilon}_{x_0} \geq 0,$$

c'est-à-dire que les points (x_0, y_0) de la membrure inférieure doivent décrire une courbe (I) telle que dans la portion OA, les points de cette courbe soient du côté de la partie convexe de l'arc de l'hyperbole (H) précédente, qui passe par les points A, O, C.

Dans le cas particulier où la courbe de la membrure inférieure coïnciderait avec l'arc OA de l'hyperbole (H), on aurait :

$$\bar{\epsilon}_p + \bar{\epsilon}_{x_0} = 0,$$

c'est-à-dire qu'au moment du passage sur le tablier de la surcharge concentrée P maxima, le travail serait nul dans les éléments de la membrure supérieure au droit de la surcharge.

Remarquons que d'après ce qui précède on peut encore définir les coordonnées de la courbe (I) pour qu'il n'y ait pas détention par la condition que pour toute valeur de x_0 son ordonnée y' soit inférieure à celle donnée par la relation :

$$(19) \quad y = f \cdot \frac{x \left[d \frac{P+Q}{P} - 1 \right]}{\frac{P+Q}{P} - \frac{x}{d}}$$

qui représente l'ordonnée de (H).

Remarque. — La courbe (I) de la membrure inférieure a sa tangente en O qui coupe la verticale AA' (fig. 8) à une distance $Az' = h_1$ qui doit être telle que :

$$h_1 \geq Az,$$

α étant le point de rencontre de AA' avec la tangente en O à (H) , soit :

$$h_1 \geq f \cdot \frac{2P + Q}{P + Q}.$$

Ce qui revient à dire que la droite Oz_1' symétrique de Oz' par rapport à OY coupera la droite AA' en un point β , tel que :

$$A\beta = h_2$$

$$h_2 < f - f \frac{P}{P + Q},$$

soit :

$$(20) \quad h_2 \leq f \cdot \frac{Q_1}{P + Q}.$$

On voit donc qu'au point de vue pratique, si l'on constituait les membrures inférieures par des parties droites au lieu de parties courbes, la condition nécessaire et suffisante pour que les membrures supérieures ne subissent jamais aucun renversement d'effort est que

$$h_2 \leq f \cdot \frac{Q}{P + Q},$$

condition que nous retrouverons plus loin par une voie géométrique directe.

Démonstration géométrique de la condition de stabilité des efforts développés dans la membrure supérieure des systèmes suspendus à trois articulations sous l'action de la surcharge concentrée maxima. — Il est facile de démontrer par la géométrie la condition précédemment trouvée :

$$h_2 \leq f \cdot \frac{Q}{P + Q}$$

De même le poids permanent p développe suivant cette même direction $A\Omega$ un effort :

$$l_1 = \frac{p \cdot d}{4 \sin \alpha}.$$

Finalement si nous supprimons la demi-travée de droite $A\Omega$, l'équilibre ne sera pas détruit si nous remplaçons l'action de cette demi-travée sur celle de gauche par la résultante Ωz dirigée suivant ΩA qui est égale à :

$$\Omega z = \frac{1}{2 \sin \alpha} \left[\frac{pd}{2} + P \left(1 - \frac{x_0}{d} \right) \right].$$

Or, cet effort résultant développe une tension Ωz et une compression résultante :

$$\Psi' = \alpha \beta$$

dirigée suivant $A'\Omega$ dans le solide indéformable $A'B'\Omega C'$ formé des 2 membrures, de montants et braçons.

Cette compression Ψ' est donnée dans le parallélogramme des forces $\Omega z \beta$ par la relation :

$$-\Psi' = \Omega z \frac{\sin(\alpha - \omega)}{\sin(\alpha + \omega)} = \frac{\sin(\alpha - \omega)}{\sin(\alpha + \omega)} \cdot \frac{1}{2 \sin \alpha} \left[\frac{pd}{2} + P \left(1 - \frac{x_0}{d} \right) \right].$$

Le poids permanent de la demi-travée de droite donne lieu à la courbe des tensions $Am\Omega A'$ d'où une tension suivant $A'\Omega$ égale à :

$$\Psi = \frac{pd}{4 \sin \alpha}.$$

Pour qu'il ne puisse pas y avoir jamais renversement d'effort, il est nécessaire que :

$$\Psi - \Psi' \geq 0$$

c'est-à-dire que :

$$\frac{pd}{2} - \frac{\sin(\alpha - \omega)}{\sin(\alpha + \omega)} \left[\frac{pd}{2} + P \left(1 - \frac{x_0}{d} \right) \right] \geq 0$$

ce qui simplifié donne :

$$\frac{\operatorname{tg} \omega}{\operatorname{tg} \alpha} \geq \frac{P}{P + pd \cdot \frac{1}{1 - \frac{x_0}{d}}}$$

ou :

$$h_2 \leq f - h_1 \leq f \cdot \frac{Q}{Q + P \left(1 - \frac{x_0}{d} \right)}$$

formule identique à celle trouvée précédemment puisque $pd = Q$; si l'on considère le cas le plus défavorable où le second membre est minimum, ce qui a lieu pour $x_0 = 0$, on a :

$$h_2 \leq f \cdot \frac{Q}{P + Q}$$

résultat identique à celui trouvé précédemment.

Remarque I. — Il est évident que si l'on envisageait le cas d'une série de surcharges concentrées $P_0, P_1, P_2, P_3, \dots$ situées seulement sur la travée de gauche $A'\Omega$ à des distances $x_0, x_1, x_2, x_3, \dots$ de l'articulation centrale, la condition nécessaire et suffisante qui devra être réalisée pour la stabilité des efforts dans la membrure supérieure sera :

$$h_2 \leq f \cdot \frac{Q}{Q + \sum_{i=0, 1, 2, \dots} P_i \left(1 - \frac{x_i}{d} \right)}$$

Le cas le plus défavorable aurait lieu lorsque la première surcharge serait au droit de l'articulation centrale.

Remarque II. — En raisonnant comme précédemment dans le cas d'une surcharge uniformément répartie π par mètre courant sur la demi-travée $\Lambda\Omega$, on trouve de suite la condition :

$$\frac{p}{p + \pi} \geq \frac{\sin(z - \omega)}{\sin(\alpha + \omega)}$$

ce qui se traduit par :

$$h_2 \leq f \cdot \frac{2p}{2p + \pi}$$

formule que nous retrouverons plus loin par analyse, ainsi que par la géométrie, lorsque nous traiterons d'un système particulier de poutres suspendues à trois articulations dans lequel les membrures supérieures et inférieures sont rectilignes ou curvilignes. Ce système n'est d'ailleurs qu'un cas très simple et dérivé du système plus général étudié précédemment.

Cas d'une surcharge partiellement répandue sur le tablier. — Si l'on se reporte au graphique de la ligne d'influence de l'effort développé dans la membrure supérieure sous l'action d'une charge donnée (fig. 4), on voit nettement que le cas le plus défavorable se produira pour une surcharge partiellement répandue de α à ν pour la section x_0 .

Comme sous l'action du poids permanent p , la membrure supérieure subit dans la section considérée une tension totale de :

$$\sigma_p = \frac{pd^2}{2\Delta_0} \left[\frac{x_0^2}{d^2} - \frac{y_0}{f} \right]$$

dans le cas où $d = d_1, f = f_1$, et que l'effort de compression maximum provoqué dans la dite section sous la surcharge uniforme π s'étendant de α à ν est :

$$\bar{\epsilon}_\pi = -\frac{\pi d^2}{2\Delta_0} \left(1 - \frac{x_0}{d}\right)^2 \left(\frac{x_0}{d} + \frac{y_0}{f}\right) \frac{1}{2 - \frac{x_0}{d} - \frac{y_0}{f}}$$

Il en résulte qu'aucun renversement d'effort ne pourra se produire si :

$$\bar{\epsilon}_p + \bar{\epsilon}_\pi \geq 0,$$

ou si

$$\bar{\epsilon}_p + \bar{\epsilon}_\pi = \frac{\pi d^2}{2\Delta_0} \left\{ \frac{p}{\pi} \left(\frac{x_0^2}{d^2} - \frac{y_0}{f} \right) - \left(1 - \frac{x_0}{d}\right)^2 \left(\frac{x_0}{d} + \frac{y_0}{f}\right) \frac{1}{2 - \frac{x_0}{d} - \frac{y_0}{f}} \right\} \geq 0,$$

on peut mettre cette expression sous la forme :

$$\frac{\pi d^2}{2\Delta_0 \left(2 - \frac{x_0}{d} - \frac{y_0}{f}\right)} \left[\left(\frac{x_0}{d} - \frac{y_0}{f}\right) \left(1 - \frac{y_0}{f}\right) - \frac{p + \pi}{p} \left(1 - \frac{x_0}{d}\right)^2 \left(\frac{x_0}{d} + \frac{y_0}{f}\right) \right] \geq 0.$$

La condition nécessaire et suffisante pour qu'il n'y ait jamais renversement d'effort est :

$$(21) \quad (\Phi) \left(\frac{x_0}{d} - \frac{y_0}{f}\right) \left(1 - \frac{y_0}{f}\right) - \frac{p + \pi}{p} \left(1 - \frac{x_0}{d}\right)^2 \left(\frac{x_0}{d} + \frac{y_0}{f}\right) \geq 0.$$

puisque l'expression $2 - \frac{x_0}{d} - \frac{y_0}{f}$ est toujours positive. Il est facile de définir la région du plan où doivent se trouver les points de la courbe décrite par la membrure inférieure pour que cette relation soit satisfaite.

Si l'on égale à zéro l'expression (Φ) , on a l'équation d'une cubique rapportée aux axes OX, OY, qui n'est autre que l'enveloppe des courbes funiculaires relatives

aux différentes surcharges qu'il est loisible de considérer.
 Cette cubique jouit des propriétés suivantes :

Sa tangente à l'origine O est (fig. 10),

$$\frac{y}{x} = -f \cdot \frac{\pi}{2p + \pi}$$

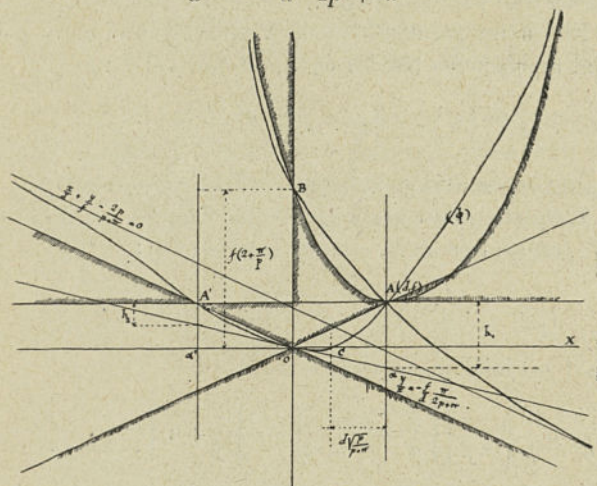


Fig. 10.

Cette cubique coupe l'axe OX au point :

$$C \begin{cases} y = 0 \\ x = d \left(1 \pm \sqrt{\frac{p}{p + \pi}} \right) \end{cases}$$

Elle coupe l'axe OY au point :

$$B \begin{cases} x = 0 \\ y = f \left(2 + \frac{\pi}{p} \right) \end{cases}$$

Elle passe de plus par les points A, A'. Son asymptote simple réelle est :

$$\frac{x}{d} + \frac{y}{f} - \frac{2p}{p + \pi} = 0,$$

c'est-à-dire parallèle à OA'.

Elle a un point double en A, les tangentes en ce point sont représentées par les équations suivantes :

$$\frac{y}{x} = \frac{f}{d} \left(1 \pm \sqrt{\frac{9p + 8\pi}{p}} \right);$$

ces droites sont donc symétriques par rapport à OA.

L'équation de cette cubique par rapport aux axes OX, OY transportés en A, comme origine, est :

$$\frac{p}{p + \pi} \cdot \frac{y}{f} \cdot \left(\frac{y}{f} - \frac{x}{d} \right) - \frac{x^2}{d^2} \left(\frac{x}{d} + \frac{y}{f} + 2 \right) = 0,$$

qu'il est loisible d'écrire :

$$\left[\frac{x^2}{d^2} - \frac{p}{p + \pi} \frac{y}{f} \right] \left[\frac{x}{d} + \frac{y}{f} + 2 \right] - 2 \left[\frac{x}{d} + 1 \right] \times \frac{y}{f} \cdot \frac{p}{p + \pi} = 0.$$

Sous cette forme on remarque que la parabole :

$$\frac{x^2}{d^2} - \frac{p}{p + \pi} \frac{y}{f} = 0,$$

est asymptotique inflexionnelle à la cubique puisqu'elle ne coupe la cubique qu'à l'origine et au point B :

$$\begin{aligned} x &= -d, \\ y &= f \left(1 + \frac{\pi}{p} \right). \end{aligned}$$

Au résumé, pour que la détention ne puisse jamais se produire dans le cas le plus défavorable de la surcharge π

et pour toute section de la membrure supérieure, il est nécessaire et suffisant que la membrure inférieure décrive une courbe dont les points dans la portion OA soient extérieurs à l'arc concave OaA de la cubique.

Si la membrure inférieure décrit l'arc OA de la cubique, l'effort dans la membrure supérieure sera précisément nul pour toute section dans le cas le plus défavorable de la surcharge.

Remarque. — On voit que la tangente en O à l'arc OA de la membrure inférieure doit pour que la stabilité des efforts soit assurée dans la membrure supérieure, couper la verticale en A en un point α tel que sa distance h_1 à A vérifie la relation :

$$h_1 \geq f \cdot \frac{\pi}{2p + \pi},$$

ce qui donne :

$$h_2 \leq f - h_1,$$

soit :

$$h_2 \leq f \cdot \frac{2p}{2p + \pi},$$

qui n'est autre chose que la formule précédemment trouvée.

Cas d'une surcharge uniformément répartie sur une demi-travée. — Dans cette hypothèse qui est moins défavorable que la précédente la condition se résume à :

$$\frac{x_0^2}{d^2} - \frac{y_0}{f} - \frac{\pi}{2(p + \pi)} \left(\frac{x_0}{d} - \frac{y_0}{f} \right) \geq 0.$$

Cette relation égalée à zéro, représente une parabole (fig. 11) :

$$(22) \quad \frac{x_0^2}{d^2} - \frac{y_0}{f} \frac{2p + \pi}{2(p + \pi)} - \frac{\pi}{2(p + \pi)} \frac{x_0}{d} = 0,$$

qui a pour tangente à l'origine :

$$\frac{y}{x} = -f \frac{\pi}{d(2p + \pi)},$$

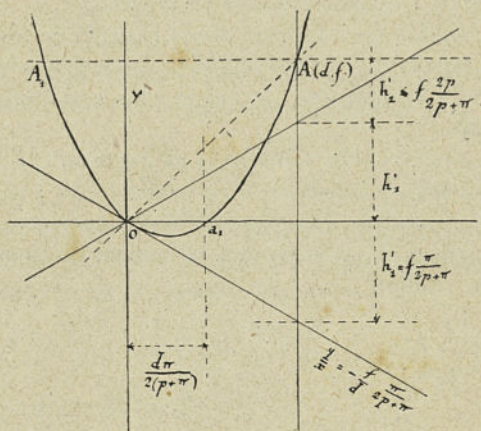


Fig. 11.

qui passe par les points A et A₁ :

$$A \begin{cases} x = d \\ y = f \end{cases} \quad A_1 \begin{cases} x = -d \frac{2p + \pi}{2(p + \pi)} \\ y = f. \end{cases}$$

Cette parabole coupe l'axe des X au point :

$$x = d \cdot \frac{\pi}{2(p + \pi)}.$$

Remarque. — Il est intéressant de constater que la tangente en O aux arcs des membrures inférieures doit répondre à la condition :

$$h_1 \geq f \frac{\pi}{2p + \pi} \quad \text{ou :} \quad h_2 \leq f \cdot \frac{2p}{2p + \pi}.$$

que la surcharge π soit uniformément répartie sur la moitié de la travée ou simplement sur la portion $\alpha\nu$ (fig. 4) du tablier pour que la stabilité des efforts soit assurée dans toute section de la membrure supérieure.

Stabilité des efforts dans la membrure inférieure au cas où la membrure supérieure est située au-dessous de la droite OA. — Nous venons de voir que toutes les fois que les points de la membrure supérieure sont situés au-dessus de la droite OA (ou OA' pour l'autre demi-ferme de suspension) toute charge quelconque P développe dans toute section de la membrure inférieure un effort de tension.

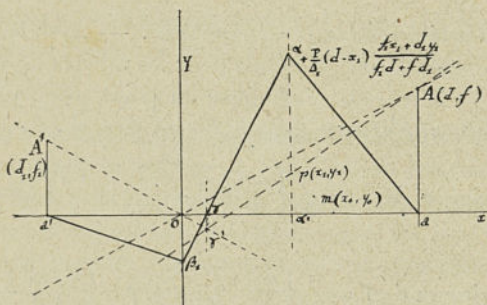


Fig. 12.

Dans le cas, au contraire, où les points tels que p (fig. 12) de la membrure supérieure sont au-dessous de OA, on a :

$$\frac{y_1}{f} < \frac{x_1}{d},$$

par conséquent la ligne d'influence de la membrure infé-

rieure est celle représentée figure 12. Dans ces conditions on voit que :

$$T_0 = O\beta_1 = - \frac{P}{\Delta_1} d_1 \frac{(fx_1 - dy_1)}{fd_1 + df_1},$$

et :

$$O\gamma = d_1 \cdot \frac{\frac{x_1}{d} - \frac{y_1}{f}}{2 - \frac{x_1}{d} - \frac{y_1}{f}}.$$

On se trouve donc dans des conditions semblables à celles de la membrure inférieure, il y a un contour-limite au dessous de la droite OA que la membrure supérieure ne doit pas entamer, sans cela les éléments de la membrure inférieure subiront un renversement d'effort.

Cas d'une surcharge concentrée. — Avec les notations précédentes on en déduit pour les valeurs maxima et minima de la tension développée au point $p(x_0, y_0)$ dans la membrure inférieure dans le cas où $d = d_1, f = f_1$

$$(23) \text{ Minimum de } T = \frac{1}{\Delta_1} \left[\frac{pd^2}{2} \left(\frac{y_1}{f} - \frac{x_1^2}{d^2} \right) - \frac{Pd}{2} \left(\frac{x_1}{d} - \frac{y_1}{f} \right) \right]$$

et

$$(24) \text{ Maximum de } T = \frac{1}{\Delta_1} \left[\frac{pd^2}{2} \left(\frac{y_1}{f} + \frac{x_1^2}{d^2} \right) + \frac{Pd}{2} \left(\frac{x_1}{d} - \frac{y_1}{f} \right) \right],$$

suivant les positions de la surface concentrée P, c'est-à-dire soit au droit de l'articulation centrale O, soit au droit du point p .

La stabilité des efforts sera assurée lorsque :

$$\text{Min. } T > 0.$$

L'équation obtenue en égalant à zéro la relation (23)

est celle de la courbe-enveloppe que la membrure supérieure ne doit pas entamer. Cette équation :

$$pd \left(\frac{y}{f} - \frac{x^2}{d^2} \right) - P \left(\frac{x}{d} - \frac{y}{f} \right) = 0$$

représente un arc de parabole passant par les points A, O, son axe est vertical et son abscisse est $x = -\frac{P}{2p}$; la tangente à l'origine O est :

$$\frac{y}{x} = \frac{f}{d} \cdot \frac{1}{1 + \frac{pd}{P}} = \frac{f}{d} \cdot \frac{P}{P + Q}$$

On remarque que la tangente à cette parabole à l'origine est la droite symétrique de la tangente à l'origine à l'hyperbole trouvée précédemment, qui est l'enveloppe-limite de la membrure inférieure dans l'hypothèse d'une surcharge concentrée.

Cas d'une surcharge répandue partiellement ou totalement sur le tablier. — En opérant comme on l'a fait plus haut dans l'étude de la stabilité des efforts dans la membrure supérieure, on trouve que les maxima et minima qui se produiront dans la section considérée de la membrure inférieure seront fournis par les valeurs :

$$(25) \quad \text{Max } T = \frac{1}{\Delta_1} \cdot \frac{d^2}{2} \left[p \left(\frac{y_1}{f} - \frac{x_1^2}{d^2} \right) + \pi \left(\frac{x_1}{d} + \frac{y_1}{f} \right) \frac{\left(1 - \frac{x_1}{d} \right)^2}{2 - \frac{x_1}{d} - \frac{y_1}{f}} \right]$$

$$(26) \quad \text{Min } T = \frac{1}{\Delta_1} \cdot \frac{d^2}{2} \left[p \left(\frac{y_1}{f} - \frac{x_1^2}{d^2} \right) - \pi \left(\frac{x_1}{d} - \frac{y_1}{f} \right) \frac{1 - \frac{y_1}{f}}{2 - \frac{x_1}{d} - \frac{y_1}{f}} \right]$$

Pour que la stabilité de l'effort de tension développé dans la membrure inférieure soit totalement assurée, il faut que le Min. T soit supérieur ou égal à zéro. La relation :

$$(27) \quad (\Phi') \frac{y}{f} - \frac{x^2}{d^2} - \frac{\pi}{p} \left(\frac{x}{d} - \frac{y}{f} \right) \frac{1 - \frac{y}{f}}{2 - \frac{x}{d} - \frac{y}{f}} \geq 0,$$

représente une fois égalée à zéro la courbe limite que la membrure supérieure ne doit pas entamer pour que dans la dite membrure il n'y ait jamais que des efforts de tension, quelle que soit la disposition adoptée pour la surcharge π , répartie par mètre courant d'une façon quelconque.

Remarquons que $2 - \frac{x}{d} - \frac{y}{f}$ est toujours positif, dans ces conditions la relation précédente peut s'écrire :

$$-\frac{y^2}{f^2} \left(1 + \frac{\pi}{p} \right) + \frac{y}{f} \left[\frac{x^2}{d^2} + \left(\frac{\pi}{p} - 1 \right) \frac{x}{d} + \left(\frac{\pi}{p} + 2 \right) \right] + \frac{x^3}{d^3} - 2 \frac{x^2}{d^2} - \frac{\pi}{p} \frac{x}{d} \geq 0.$$

On peut transformer cette relation égalée à zéro, et on obtient :

$$(27^{bis}) \quad \left\{ \begin{array}{l} y = \frac{f}{2d^2} \left[x^2 \left(\frac{p}{p+\pi} \right) - d \frac{p-\pi}{p+\pi} x + \frac{2p+\pi}{p+\pi} d^2 - \right. \\ \left. (d-x) \sqrt{ x^2 \left(\frac{p}{p+\pi} \right)^2 + \frac{2p}{p+\pi} (3\pi+2p) dx + \left(\frac{2p+\pi}{p+\pi} \right)^2 d^2 } \right]. \end{array} \right.$$

La construction de cette cubique point par point ne présente aucune difficulté, comme on l'a vu plus haut l'équa-

tion (27^{bis}) montre qu'elle passe par les points O, A, A', qu'elle est tangente à l'origine à la droite :

$$\frac{y}{x} = f \cdot \frac{\pi}{2p + \pi},$$

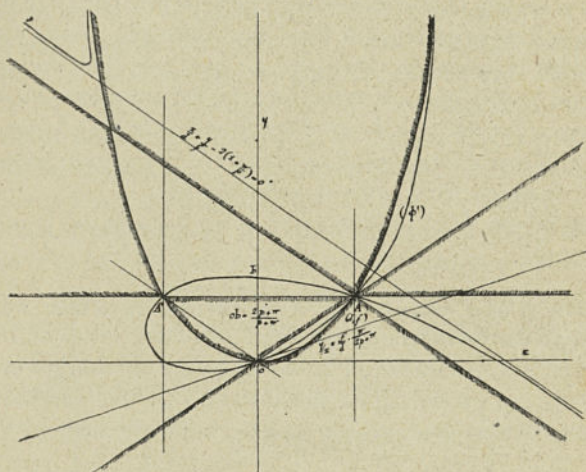


Fig. 13.

symétrique par rapport à OX de la tangente en O à la cubique Φ trouvée plus haut. On pourrait, de même que nous l'avons fait plus haut, construire cette cubique (fig. 13) : son asymptote réelle est :

$$\frac{x}{d} + \frac{y}{f} - 2 \left(1 + \frac{\pi}{p} \right) = 0,$$

elle coupe l'axe OY au point :

$$b \begin{cases} x = 0, \\ y = f \left(1 + \frac{p}{p + \pi} \right). \end{cases}$$

Au résumé, toutes les fois que la membrure supérieure décrira un contour polygonal ou curviligne tel, que les ordonnées de ce contour soient supérieures à celle de l'arc OA de la cubique (Φ'), les éléments de la membrure inférieure seront toujours tendus. On a, ainsi, par suite démontré une propriété qui nous sera utile plus loin, c'est qu'il est possible de construire un pont suspendu rigide à entrain rectiligne et à membrure inférieure décrivant un polygone ou une courbe et dans lequel cette membrure et l'entrain travailleront exclusivement à la tension sans jamais avoir à supporter d'effort de compression.

La valeur de la tension maxima est fournie par la relation (25).

Cas d'une surcharge concentrée et d'une surcharge uniformément répartie. — Dans le cas où une surcharge concentrée (ou même plusieurs surcharges concentrées) se produirait en même temps qu'une surcharge uniforme complète ou incomplète, la même méthode est

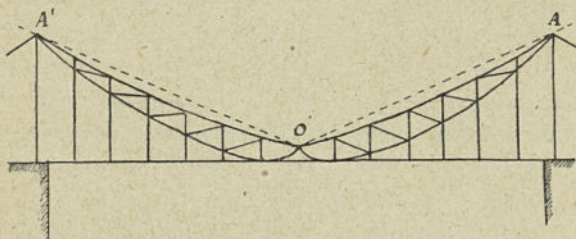


Fig. 14.

applicable. Aux relations précédentes exprimant la présence d'une surcharge uniforme π on ajoutera le terme supplémentaire relatif à la charge unique et concentrée P, qui a d'ailleurs été déterminé plus haut.

En égalant à zéro les valeurs exprimant les minima de \mathcal{C} ou de T on aura ainsi les équations des courbes enveloppes limites du troisième degré, que ne devront pas entamer les contours polygonaux ou curvilignes des membrures supérieures et inférieures pour que la stabilité des efforts de tension soit assurée. On a donc ainsi démontré la possibilité de construire un pont suspendu rigide affectant la forme d'un croissant (fig. 14), les membrures ne travaillant jamais qu'à la tension, quelle que soit la position des surcharges que l'on peut considérer, les montants travaillant à la compression et les bras à la tension.

Au lieu d'adopter pour le contour des membrures inférieures et supérieures les deux courbes enveloppes limites (Φ) , (Φ') dans la portion OA , ce qui réduit au minimum les éléments de la triangulation, on prend pour se réserver une certaine marge de sécurité des courbes extérieures au croissant constitué par ces enveloppes.

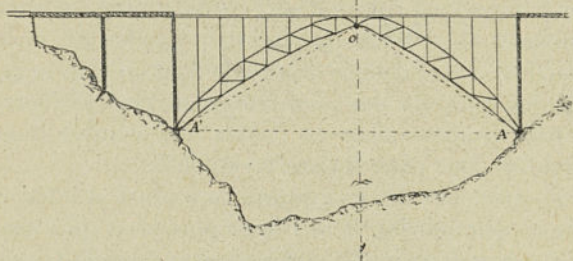


Fig. 15.

Remarque. — Tout ce qui précède s'applique aux ponts en arcs ; la connaissance complète de ces courbes enveloppes permettra de réduire dans une proportion très appréciable les éléments de la triangulation et par suite le

poids mort de ces ouvrages. Leur application devient plus économique, partant plus pratique (fig. 15).

Tracé géométrique des arcs que doivent décrire les membrures inférieure et supérieure pour que la stabilité des efforts soit assurée dans la membrure supérieure et dans la membrure inférieure. — Nous venons de définir par l'analyse à quelle condition doit satisfaire le contour adopté pour la membrure inférieure pour qu'il ne puisse se produire, quelle que soit la disposition des surcharges mobiles, aucune détension dans la membrure supérieure de la ferme de suspension.

Cette condition se résume comme nous l'avons vu de la façon suivante : Les contours des membrures inférieure et supérieure doivent toujours être extérieurs aux enveloppes des courbes de traction limites.

Lorsqu'on aura à établir le projet d'un pont devant livrer passage à un convoi d'un type déterminé, on pourra se contenter de ne tracer qu'un certain nombre de courbes de traction. Etant donnée la latitude dont on dispose pour définir les contours des membrures on peut toujours se maintenir suffisamment en dehors des courbes-limites construites pour parer à toute éventualité.

Les trajectoires des membrures supérieure et inférieure ayant été déterminées, il ne restera plus alors qu'à distribuer sur leur parcours les différents nœuds de la triangulation, de manière à satisfaire dans les meilleures conditions aux exigences de la suspension du tablier.

Le problème qu'il faut résoudre se résume ainsi :

Construire un polygone funiculaire relatif à un système de forces P_1, P_2, \dots bien défini et passant par trois points A, O, B (fig. 16). — La solution générale et complète de

ce problème se trouve indiquée dans le *Traité de Statique graphique* de M. Maurice Lévy (t. I, page 67, 2^e édition). Nous donnerons une méthode légèrement différente et s'appliquant plus spécialement au cas qui nous intéresse ; cette méthode est due au lieutenant-colonel Gisclard.

Cette méthode s'appuie sur un principe de statique applicable à tous les systèmes articulés strictement définis de forme, principe qui, dans le cas actuel, peut s'énoncer ainsi qu'il suit :

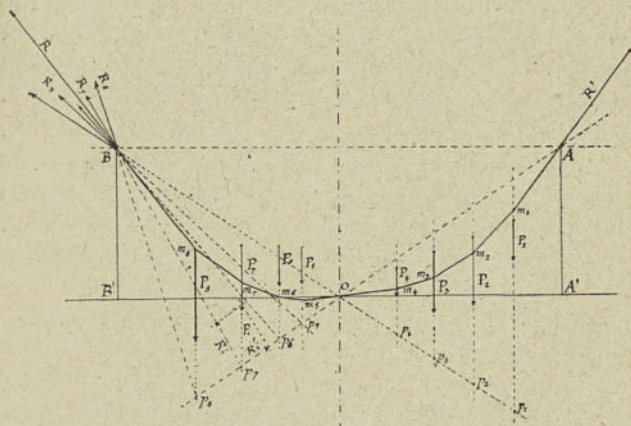


Fig. 16.

La réaction R exercée sur la forme par le point de suspension B sous l'influence des forces P_1, P_2, P_3, \dots , etc., agissant toutes simultanément, n'est autre que la résultante des réactions partielles R_1, R_2, R_3, \dots qu'exercerait ce même point de suspension B , sous l'influence des forces P_1, P_2, P_3, \dots considérées comme agissant isolément.

Rien n'est plus facile de déterminer la réaction R_i due

à la force P_i par exemple. Il suffit pour cela de tracer le polygone de traction de l'unique charge P_i , puis de décomposer ensuite cette même force suivant les deux seuls côtés dont se compose ce polygone.

Ce polygone de traction se construit, d'une part en prolongeant (fig. 16) jusqu'à la direction de la force verticale P_i la droite qui joint le point de suspension opposé A à l'articulation médiane O et, d'autre part, en joignant directement le point d'intersection p_i ainsi obtenu à l'autre point de suspension B . La décomposition de la charge P_i s'opère ensuite suivant la règle du parallélogramme des forces et donne les deux réactions partielles R_i, R'_i passant respectivement par les points B et A . En répétant séparément la même opération pour chacune des forces P_1, P_2, P_3, \dots qui agissent sur le tablier, nous obtiendrons un nombre égal de réactions partielles R_1, R_2, R_3, \dots dont la résultante sera la réaction totale R exercée par le point B .

Or, on sait que cette résultante représente en direction l'un des côtés extrêmes du polygone de traction et en grandeur la valeur de la tension correspondant à ce côté. Il est donc facile, en appliquant le procédé couramment employé pour la construction des polygones funiculaires, d'en déduire le tracé complet du polygone de traction.

Pour disposer pratiquement les tracés graphiques et ne recourir qu'à une seule figure auxiliaire, on porte bout à bout (fig. 17), sur une même verticale ab les longueurs $8, 7, 6, 5, \dots$ représentant à l'échelle des forces les poids P_8, P_7, P_6, \dots puis, par les extrémités inférieures des ces segments de droite on mène des parallèles à OA ou à OB , selon que les forces auxquelles elles se rapportent s'exercent à droite ou à gauche du point o . En partant du point a et

au moyen d'intersections successives avec ces parallèles, on pourra tracer d'abord le polygone q_1, q_2, q_3, q_4 dont les côtés seront respectivement parallèles aux directions Ap_1, Ap_2, Ap_3, Ap_4 , on aura ainsi les réactions partielles correspondantes passant par le point A.

De même à partir du point ω , on opérera en menant des parallèles aux directions rayonnantes B_0, Bp_5, Bp_6, Bp_7 et Bp_8 . On obtiendra ainsi la ligne brisée $\omega A, q_5, q_6, q_7, q_8$ qui ne sera autre que le polygone des réactions partielles s'exerçant en B. La réaction totale sera donc représentée par la ligne de fermeture de ce polygone, soit ωd . Il suffira de transporter ab en cd et parallèlement à elle-même l'échelle verticale des forces, puis de joindre le point ω aux points de division de cette droite cd , pour obtenir le faisceau des rayons vecteurs dont les directions sont exactement celles du seul polygone funiculaire de

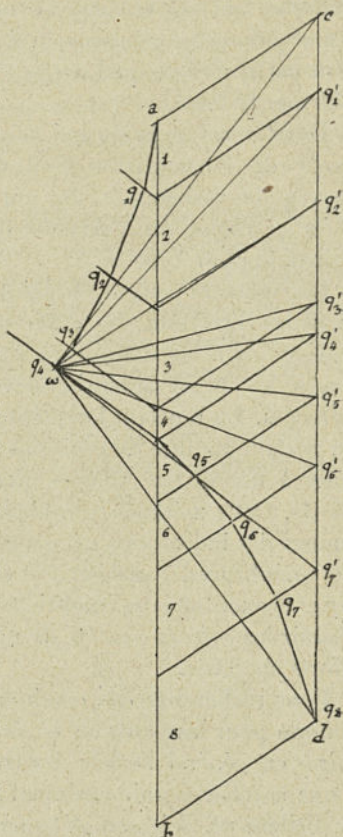


Fig. 17.

traction qui passe par les points AOB et qui correspond aux poids P_1, P_2, \dots, P_8 . La construction de ce polygone s'effectue suivant la méthode ordinaire, toutefois on peut remarquer que connaissant trois points de ce polygone on peut partir de l'un quelconque de ces trois points pour en effectuer le tracé.

Dans le cas singulier qui nous intéresse il y a intérêt à partir de l'articulation centrale O ; c'est d'ailleurs un moyen de vérification du graphique puisque les deux côtés extrêmes du polygone devront contenir les deux points d'appui A ou B.

Les vecteurs partant du point ω ne donnent pas seulement les directions des différents côtés du polygone des tensions mais ils définissent en grandeur, à l'échelle des forces, les efforts de tension développés dans ces différents éléments. En répétant les mêmes tracés graphiques pour un certain nombre de positions du train type, on arrivera ainsi à définir les valeurs maxima et minima de ces efforts. Cette méthode graphique n'est suffisante que pour donner des indications générales pour le tracé du contour des membrures, l'analyse doit ensuite intervenir pour *vérifier* l'exactitude des conditions de stabilité recherchées et fournir les *valeurs exactes* de maxima et des minima des efforts cherchés.

Pour rechercher ces maxima et ces minima on opère comme pour les ponts en arc ou à poutres droites, on ramène en général l'étude des trains et des convois à celle d'une surcharge uniformément répartie sur le tablier soit partiellement, soit complètement. Nous examinerons toutefois en détail par l'analyse l'influence d'une surcharge concentrée en un point déterminé du tablier.

Dans tout ce qui précède on a envisagé les courbes

enveloppes des polygones funiculaires de traction qu'il est loisible d'obtenir en prenant un certain nombre de positions du train type. On fera simplement remarquer que toutes les propriétés démontrées sont applicables aux systèmes qui admettront comme contours des membrures supérieures et inférieures des courbes ou des polygones extérieurs aux courbes enveloppes limites.

Effort maximum maximorum de tension développé dans la membrure supérieure. Cas d'une surcharge uniformément répartie. — Il est nécessaire de connaître, pour définir la section à donner aux éléments de la membrure supérieure, la tension maxima maximorum qui peut être développée dans la membrure supérieure.

On a vu précédemment que dans une section donnée de la membrure supérieure la tension développée par l'influence du poids permanent seul était :

$$\bar{\epsilon}p = \frac{pd^2}{2\Delta_0} \left[\frac{x_0^2}{d^2} - \frac{y_0}{f} \right]$$

on a :

$$\Delta_0 = \frac{y_1 - y_0 + \frac{dy_1}{dx_1} (x_1 - x_0)}{\sqrt{1 + \left(\frac{dy_1}{dx_1}\right)^2}}$$

Par ailleurs, la ligne d'influence de la membrure supérieure indique que pour avoir le supplément maximum maximorum de tension sous une surcharge uniformément répartie π par mètre courant, il suffit de couvrir de cette

surcharge toute la portion $\gamma\gamma$ du tablier (fig. 4). Ce supplément de tension est égal à :

$$\bar{\varepsilon}_\pi = + \frac{\pi d^2}{2 \Delta_0} \left(1 - \frac{y_0}{f}\right) \left(\frac{x_0}{d} - \frac{y_0}{f}\right) \frac{1}{2 - \frac{x_0}{d} - \frac{y_0}{f}}$$

finalement on a au total :

$$\bar{\varepsilon}_p + \bar{\varepsilon}_\pi = \frac{d^2}{2 \Delta_0} \left\{ p \left(\frac{x_0^2}{d^2} - \frac{y_0}{f} \right) + \pi \left(1 - \frac{y_0}{f}\right) \left(\frac{x_0}{d} - \frac{y_0}{f}\right) \frac{1}{2 - \frac{x_0}{d} - \frac{y_0}{f}} \right\}$$

on sait, d'autre part, que les courbes des membrures supérieures (S) et des membrures inférieures (I) sont définies par les équations :

$$(S) \quad y_0 = f(x_0)$$

$$(I) \quad y_1 = \varphi(x_1)$$

et que de plus :

$$y_1 - y_0 = K(x_1 - x_0)$$

K étant une constante.

De ces trois équations on déduira y_1 , y_0 , x_1 en fonction de x_0 , il s'ensuit que l'expression de $\bar{\varepsilon}_p + \bar{\varepsilon}_\pi$ deviendra une fonction seule de x_0

$$(28) \quad \bar{\varepsilon}_p + \bar{\varepsilon}_\pi = F(x_0).$$

Les racines x'_0 de l'équation

$$(29) \quad \frac{\partial F(x'_0)}{\partial x'_0} = 0$$

comprises entre 0 et d , définiront les sections de la membrure supérieure où l'effort sera maximum maximorum, et la valeur correspondante de la tension sera donnée par la relation (28) dans laquelle x_0 représentera l'une des racines x'_0 de l'équation (29).

Cas d'un système de surcharges mobiles. — Considérons le cas d'un système de surcharges mobiles, équivalentes comme poids, pour une position déterminée de ces surcharges sur le tablier. Il est facile de déterminer dans une section donnée l'effort total qui y est développé.

Dans le système étudié le principe de la superposition des effets des forces lui est applicable, étant donné qu'il est à liaisons complètes. Ce principe que nous rappelons s'énonce ainsi :

L'effort résultant développé dans l'un des éléments d'un système articulé invariable de forme et par suite à liaisons complètes, est égal à la somme algébrique des efforts développés séparément dans cet élément par chaque force

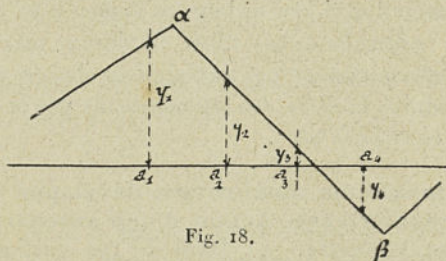


Fig. 18.

extérieure prise isolément. — Cela posé (fig. 18), traçons comme nous l'avons indiqué plus haut la ligne d'influence relative à une section donnée par la charge P et prenons les ordonnées y_1, y_2, y_3, \dots relatives aux différentes charges égales à P_1, P_2, P_3, \dots

En faisant la somme algébrique S_1 des valeurs de y_1, y_2, \dots on aura l'effort total développé dans la section considérée de la membrure supérieure (ou inférieure suivant la ligne d'influence tracée) pour cette position du diagramme a_1, a_2, a_3, \dots des charges mobiles.

Si l'on déplace le diagramme des charges, on aura pour la section considérée des valeurs successives S_1, S_2, S_3, \dots et il sera facile de trouver rapidement quelle est la position du diagramme donnant la valeur du maximum maximum de l'effort développé dans l'élément considéré par les charges mobiles. Il suffira d'y ajouter l'effort dû au poids permanent.

Dans le cas où les surcharges mobiles P_1, P_2, P_3, \dots auraient des valeurs différentes, il n'y a qu'à tracer sur le même graphique les lignes d'influence relatives aux valeurs différentes des surcharges mobiles et de prendre pour chacune d'elles l'ordonnée y_i qui correspond bien à la ligne d'influence de la surcharge P_i , pour bien avoir dans la sommation S_i des ordonnées l'effort total cherché.

Dans la recherche de cet effort maximum maximum dans une section donnée par une série de charges mobiles, on peut réduire la série des tatonnements par la considération des convois fictifs ¹.

Effort maximum maximum développé dans la membrure inférieure. Action d'une surcharge uniformément répartie. — Dans le cas particulier où $d = d_1, f = f_1$ qui est dans la pratique le plus général, les formules précédentes qui permettent de tracer la ligne d'influence de la membrure deviennent :

$$(30) \quad d > z > x_1, \quad T = \frac{P}{2\Delta_1} (d - z) \left(\frac{x_1}{d} + \frac{y_1}{f} \right),$$

$$(31) \quad 0 < z < x_1, \quad T = \frac{P}{\Delta_1} \left\{ z \left(1 - \frac{1}{2} \left[\frac{y_1}{f} + \frac{x_1}{d} \right] \right) - \frac{d_1}{2} \left(\frac{x_1}{d} - \frac{y_1}{f} \right) \right\},$$

$$(32) \quad -d > z > 0, \quad T = \frac{P}{2\Delta_1} (d + z) \left(\frac{y_1}{f} - \frac{x_1}{d} \right).$$

¹ M. Maurice LÉVY. I. B.

On en déduit que les valeurs de $T_{z=x_1}$ et T_0 sont

$$T_{x_1} = + \frac{P}{2\Delta_1} (d - x_1) \left(\frac{x_1}{d} + \frac{y_1}{f} \right),$$

$$T_0 = \frac{P}{2\Delta_1} d \left(\frac{y_1}{f} - \frac{x_1}{d} \right),$$

valeur toujours positive puisque $\frac{y_1}{x_1} > \frac{f}{d}$, la membrure supérieure étant supposée au-dessus de la droite OA. Il est facile de voir que le maximum de la tension se produit lorsque la surcharge P est au point (x_1) puisque :

$$T_{x_1} > T_0,$$

soit :

$$x_1 \left(2 - \frac{x_1}{d} - \frac{y_1}{f} \right) > 0,$$

car le point (x_1, y_1) est toujours du même côté que l'origine par rapport à la droite :

$$2 - \frac{x}{d} - \frac{y}{f} = 0.$$

Pour avoir la tension totale développée dans la section considérée il suffit de prendre l'aire du quadrilatère $az\beta d'$ (fig. 5). Pour le poids permanent qui peut être considéré comme constant sur toute la travée :

$$T_p = \frac{1}{2} (d + x_1) \frac{pd}{2\Delta_1} \left(\frac{y_1}{f} - \frac{x_1}{d} \right) + \frac{1}{2} d \cdot \frac{P}{2\Delta_1} (d - x_1) \left(\frac{x_1}{d} + \frac{y_1}{f} \right)$$

ou :

$$(33) \quad T_p = \frac{pd^2}{2\Delta_1} \left(\frac{y_1}{f} - \frac{x_1^2}{d^2} \right),$$

telle est la valeur simple de la tension T_p due au poids permanent dans la section considérée x_1 .

Dans le cas d'une surcharge π par mètre courant répartie uniformément sur toute la travée, l'augmentation de tension dans la section considérée est :

$$T_{\pi} = \frac{\pi d^2}{2\Delta_1} \left(\frac{y_1}{f} - \frac{x_1^2}{d^2} \right).$$

La tension totale $T_p + T_{\pi}$ dans cette section est finalement :

$$T_p + T_{\pi} = (p + \pi) \frac{d^2}{2\Delta_1} \left(\frac{y_1}{f} - \frac{x_1^2}{d^2} \right).$$

Action d'une surcharge concentrée. — Dans toute section de la membrure inférieure la présence d'une surcharge concentrée P donnera lieu à une augmentation de tension qui sera maxima lorsque cette surcharge sera au droit de la section considérée.

La tension résultante sera ainsi de :

$$(34) \quad T_p + T_{x_1} = \frac{pd^2}{2\Delta_1} \left(\frac{y_1}{f} - \frac{x_1}{d^2} \right) + \frac{P}{2\Delta_1} (d - x_1) \left(\frac{x_1}{d} + \frac{y_1}{f} \right).$$

On peut se demander pour quelle valeur de x_1 cette expression est maximum, connaissant la relation qui lie y_1 à l'abscisse x_1 , soit $y_1 = \varphi(x_1)$, cette question est très facilement résolue en adoptant les valeurs de x_1 racines de l'équation différentielle précédente (34).

Action d'un système de charges mobiles. — Tout ce qui a été dit précédemment concernant les charges mobiles dans la membrure supérieure s'applique parfaitement à la membrure inférieure.

Efforts développés dans les éléments de la triangulation des membrures supérieures et inférieures. Montants et bracons. — Il y a lieu de déterminer les

efforts maxima développés dans les montants et les bras
qui assurent l'indéformabilité du système défini par les
membrures. On a vu que pour toute section $\alpha\beta$, on déter-
mine facilement en fonction des coordonnées (x_0, y_0) ,
 (x_1, y_1) de ces points et des données de l'ouvrage, les
efforts développés T et \bar{T} dans les membrures inférieures
et supérieures.

Si l'on désigne par T_1, \bar{T}_1 ces mêmes efforts développés
en α_1, β_1 sous la même surcharge, il est facile d'en déduire
les efforts de compression et de tension développés dans
le montant σ_1 et le bras ρ_1 (fig. 19).

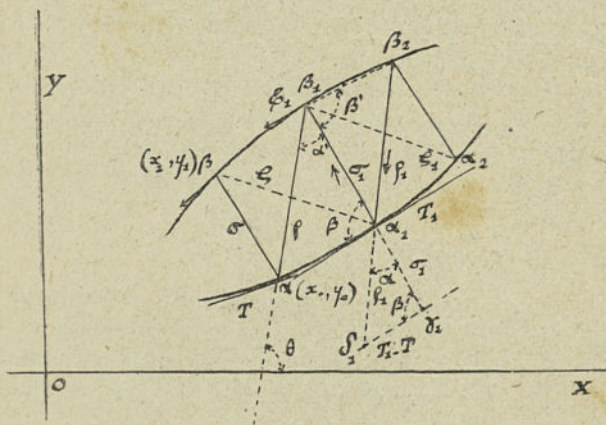


Fig. 19.

Pour qu'il y ait équilibre au point α_1 entre les efforts
qui agissent sur les éléments aboutissant en ce point, il
faut et il suffit que la résultante des deux efforts σ_1, ρ_1 soit
précisément égale à la différence $T_1 - T$, ce qui revient

à dire que le triangle $\alpha_1\gamma_1\delta_1$ doit avoir ses côtés proportionnels aux efforts envisagés, et par suite que l'on ait :

$$\frac{\rho_1}{\sin \beta} = \frac{-\sigma_1}{\sin (\alpha + \beta)} = \frac{T_1 - T}{\sin \alpha}$$

d'où :

$$\rho_1 = (T_1 - T) \frac{\sin \beta}{\sin \alpha}, \quad \sigma_1 = - (T_1 - T) \frac{\sin (\alpha + \beta)}{\sin \alpha}.$$

Les angles α , β sont déterminés soit par le calcul, soit par un graphique à grande échelle de la triangulation ; quant à la valeur de $T_1 - T$ on sait la calculer ou la déterminer graphiquement.

Au lieu de calculer les valeurs de σ_1 et de ρ_1 on peut les déterminer graphiquement en traçant à une échelle convenable le triangle $\alpha_1\gamma_1\delta_1$.

Il est bon de remarquer qu'au lieu de considérer le nœud α_1 on aurait pu considérer le nœud β_1 et dans ce cas obtenir les relations :

$$(35) \quad \sigma_1 = - (\varepsilon_1 - \varepsilon) \frac{\sin (\alpha' + \beta')}{\sin \alpha'}$$

$$(36) \quad \rho = (\varepsilon_1 - \varepsilon) \frac{\sin \beta'}{\sin \alpha'}$$

Ces formules donnent un deuxième procédé pour la détermination des efforts dans les montants et les bracons. On a ainsi le moyen d'avoir pour chacun de ces éléments deux résultats permettant d'en déduire une vérification utile.

Contre tirants. — Dans le cas où les membrures inférieure et supérieure sont déterminées comme il a été dit plus haut, c'est-à dire pour qu'il ne puisse pas y avoir renversement d'effort dans la membrure supérieure ou inférieure, il n'est pas nécessaire d'avoir de contre-tirants dans la triangulation des deux membrures.

Si au contraire, on établit la membrure supérieure pour qu'elle puisse subir aussi bien des efforts de compression que de tension, dans ce cas les montants sont alternativement comprimés ou tendus, ce qui nécessite alors des contre-tirants $\alpha_1\beta$ et $\alpha_2\beta_1, \dots$, etc. (fig. 19).

Si l'on désigne par ζ, ζ_1 les efforts développés dans ces contre-tirants, on voit que :

$$\zeta = (T_1 - T) \frac{\sin \beta}{\sin \gamma},$$

$$\zeta_1 = (\mathfrak{C}_1 - \mathfrak{C}) \frac{\sin \beta'}{\sin \gamma'}.$$

Pratiquement on détermine les valeurs de $T_1 - T$ et $\mathfrak{C}_1 - \mathfrak{C}$ en se donnant comme constante la différence des abscisses entre les nœuds $\alpha, \alpha_1, \alpha_2, \dots$ et $\beta, \beta_1, \beta_2, \dots$, condition qu'il est toujours facile de réaliser pratiquement.

Détermination de la ligne d'influence d'un montant ou d'un braçon donné. — La relation établie précédemment :

$$\sigma_1 = -\rho_1 \frac{\sin(\alpha + \beta)}{\sin \beta}$$

permet de déterminer une fois connue la valeur de la tension ρ_1 d'un braçon et due à un poids P , celle de σ_1 . Par ailleurs, si on désigne par ρ_{1x} la composante horizontale de la tension dans le braçon $\alpha\beta_1$ (fig. 20), on a :

$$\rho_1 = \frac{\rho_{1x}}{\cos \theta},$$

θ est l'angle que fait avec OX la droite $\alpha\beta_1$. Au résumé, si nous traçons la ligne d'influence de ρ_{1x} , celle de ρ_1 s'en déduit et celle de σ du montant $\alpha\beta$ aussi.

Considérons donc une section fictive $\lambda\mu\nu$ du système, l'équilibre ne sera pas rompu si nous remplaçons la partie de la ferme à gauche de la section par les réactions que la partie supprimée exerce sur les éléments restant à droite de la dite section, c'est-à-dire en λ , μ et ν .

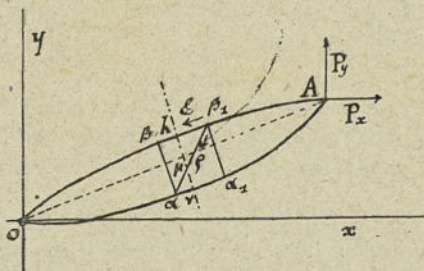


Fig. 20.

Si nous désignons : par \bar{C}_x la composante horizontale de la tension développée dans la membrure supérieure en λ , sous l'action de la charge P , soit :

$$\bar{C}_x = \bar{c} \cos \theta_1 \quad \text{avec :} \quad \text{tg } \theta_1 = \frac{dy_1}{dx_1},$$

par T_x la composante horizontale de la tension développée dans la membrure inférieure en ν , soit :

$$T_x = T \cos \theta_0, \quad \text{tg } \theta_0 = \frac{dy_0}{dx_0},$$

par P_x la réaction horizontale développée sur l'appui A (fig. 20) ; on voit pour que l'équilibre existe, que les forces agissant sur le système à droite de la section doivent avoir une résultante nulle. Ceci revient à dire que la somme des projections des forces sur une droite quelconque doit être nulle. En conséquence :

$$\bar{c}_x + T_x + \rho_{1x} - P_x = 0,$$

d'où l'on déduit :

$$(37) \quad \rho_{1x} = P_x - \mathcal{C}_x - T_x.$$

Il suffit donc pour déterminer la ligne d'influence ρ_{1x} de tracer pour la section considérée :

1° La ligne d'influence \mathcal{C}_x ,

2° La ligne d'influence T_x ,

3° La ligne d'influence P_x ,

et de prendre sur toute verticale $abcd$ le point m (fig. 21) dont la distance à l'axe des X est égale à :

$$md = db - da - dc.$$

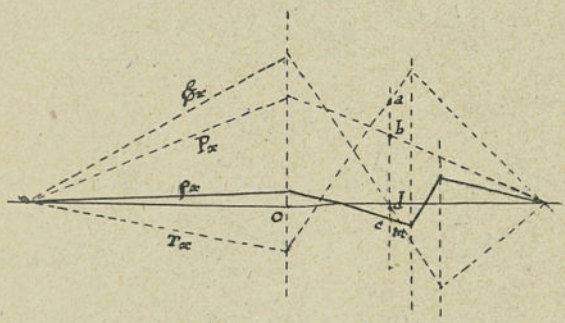


Fig. 21.

Au moyen d'un certain nombre de verticales $abcd$ on en déduit le tracé de la ligne d'influence de ρ_{1x} .

Expressions analytiques de l'effort développé dans un bracon. — Au lieu de donner les expressions analytiques de l'effort développé dans un bracon en fonction des coordonnées des extrémités de cette barre (x_0, y_0 ; et x_1, y_1) et des valeurs de Δ_0, Δ_1 définies plus haut, nous

les donnerons en fonction des coordonnées (X, Y) du point ω de rencontre des éléments des membrures aboutissant aux points p et m (fig. 22).

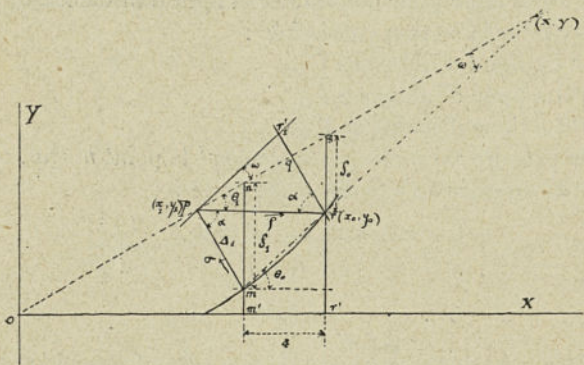


Fig. 22.

Il est facile de voir que l'on a les relations :

$$X = \left(\frac{x_0}{\Delta^0} \cos \theta_0 - \frac{x_1}{\Delta_1} \cos \theta_1 \right) \frac{1}{\frac{\cos \theta_0}{\Delta^0} - \frac{\cos \theta_1}{\Delta_1}}$$

$$Y = \left(1 + \frac{y_0}{\Delta^0} \cos \theta_0 - \frac{y_1}{\Delta_1} \cos \theta_1 \right) \frac{1}{\frac{\cos \theta_0}{\Delta^0} - \frac{\cos \theta_1}{\Delta_1}}$$

or, si l'on se reporte à la relation précédente :

$$\rho x = P_x - \bar{e}_x - T_x$$

il suffit d'y introduire les valeurs trouvées précédemment et en ne prenant que leur composante horizontale on trouve ainsi :

1° Pour $d > z > x_0$ (ou x_1)

$$\rho x = \frac{P}{2f}(d-z) + \frac{P}{2\Delta_0} \cos \theta_0 \left(\frac{x_0}{d} + \frac{y_0}{f} \right) (d-z) - \frac{P}{2\Delta_1} \cos \theta_1 \left(\frac{x_1}{d} + \frac{y_1}{f} \right) (d-$$

ce qui s'écrit après simplification :

$$\rho_x = \frac{P(d-z)}{2} \left[\frac{1}{d} \left(\frac{x_0}{\Delta_0} \cos \theta_0 - \frac{x_1 \cos \theta_1}{\Delta_1} \right) + \frac{1}{f} \left(1 - \frac{y_0}{\Delta_0} \cos \theta_0 - \frac{y_1}{\Delta_1} \cos \theta_1 \right) \right]$$

ou encore :

$$(38) \quad \rho_x = \frac{P(d-z)}{2} \left[\frac{X}{d} + \frac{Y}{f} \right] \left[\frac{\cos \theta_0}{\Delta_0} - \frac{\cos \theta_1}{\Delta_1} \right].$$

2° Pour $x_0 \leq z \leq x_1$. Comme on sait qu'entre ces deux abscisses la ligne d'influence est une ligne droite il suffit de définir les valeurs limites ρ_x correspondantes à ces abscisses extrêmes. L'une est déterminée par la relation (38) et l'autre par la relation (39).

3° Cas où x_1 ou $x_0 > z > 0$, les valeurs de P_x , \bar{c}_x , T_x correspondant à ce cas particulier donnent donc :

$$(39) \quad \left\{ \begin{aligned} \rho_x &= \frac{P}{2f}(d-z) - \frac{P}{2\Delta_0} \cos \theta_0 \left[d \left(\frac{x_0}{d} - \frac{y_0}{f} \right) - z \left(2 - \frac{x_0}{d} - \frac{y_0}{f} \right) \right] \\ &+ \frac{P}{2\Delta_1} \cos \theta_1 \left[d \left(\frac{x_1}{d} - \frac{y_1}{f} \right) - z \left(2 - \frac{x_1}{d} - \frac{y_1}{f} \right) \right] \end{aligned} \right.$$

c'est-à-dire :

$$(39^{bis}) \quad \rho_x = -\frac{P}{2} \left(\frac{\cos \theta_0}{\Delta_0} - \frac{\cos \theta_1}{\Delta_1} \right) \left[d \left(\frac{X}{d} - \frac{Y}{f} \right) - z \left(2 - \frac{X}{d} - \frac{Y}{f} \right) \right].$$

4° Cas où $0 > z > -d$.

Les valeurs de P_x , \bar{c}_x , T_x donnent :

$$\rho_x + \frac{P}{2f}(d+z) - \frac{P}{2\Delta_0} \cos \theta_0 (d+z) \left(\frac{x_0}{d} - \frac{y_0}{f} \right) + \frac{P}{2\Delta_1} \cos \theta_1 (d+z) \left(\frac{x_1}{d} - \frac{y_1}{f} \right)$$

relation qui s'écrit :

$$(40) \quad \rho_x = -\frac{P(d+z)}{2} \left(\frac{X}{d} - \frac{Y}{f} \right) \left(\frac{\cos \theta_0}{\Delta_0} - \frac{\cos \theta_1}{\Delta_1} \right).$$

4.

Ces trois équations regardées comme linéaires en X , Y représentent des droites qui interceptent, sur les verticales des abscisses limites entre lesquelles ces relations sont applicables, les segments de droite constituant la ligne d'influence de la composante horizontale de l'effort ρ développé dans le braçon rp .

Calcul des montants, bracons et contre-tirants dans le cas où la membrure supérieure est rectiligne. — Soit $mpqr$ un panneau de la poutre articulée formée par le câble et l'entrait.

Nous allons calculer le montant mp et le braçon pr . En général la distance horizontale des verticales successives des nœuds d'articulation est constante, on la désignera par a (fig. 22).

On en conclut que la longueur mr est :

$$mr = \frac{a}{\cos \theta_0}$$

et la projection pq sur l'entrait :

$$pq = \frac{a \cos \omega}{\cos \theta_0}$$

La valeur de ω est définie par la relation :

$$\operatorname{tg} \omega = \frac{fd(d - 2x_0)}{d^3 + 2f^2x_0}$$

on en déduit la valeur de mr :

$$mr = \sqrt{pq^2 + qr_1^2}$$

D'ailleurs ces longueurs peuvent être prises sur une épure faite à grande échelle.

Désignons comme plus haut par ρx et τx les com-

posantes horizontales des efforts de compression et de tension développés l'un dans le montant mp , l'autre dans le braçon pr .

Comme on l'a vu plus haut dans la méthode générale qui sert à déterminer la valeur des efforts dans les montants et les braçons, on a :

$$\rho = - \frac{\sigma \sin \beta'}{\sin(\alpha' + \beta')}$$

Dans le cas qui nous intéresse cette formule se simplifie et s'écrit :

$$\sigma = - \rho \cos \alpha$$

de même :

$$\rho = \frac{\bar{\sigma} \cdot - \bar{\sigma}}{\sin \alpha}$$

Il suffit donc de déterminer la valeur de ρ pour avoir immédiatement celle de σ puisque l'angle α est défini par la relation :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{pq}{qr}$$

Les simplifications apportées aux équations précédentes fournissant la valeur de ρ_x , dans le cas où la membrure supérieure est rectiligne, sont très grandes.

Les conditions exprimant la rectilignité de la membrure supérieure sont :

$$\frac{x_0}{d} = \frac{y_0 + \hat{c}_0}{f}, \quad \frac{x_1}{d} = \frac{y_1}{f}, \quad \frac{X}{d} = \frac{Y}{f}$$

on obtient donc pour :

$$(41) \quad \rho_x = \frac{P(d-z)}{d} \left(\frac{1}{\Delta} \cos \theta_0 - \frac{1}{\Delta_1} \cos \theta_1 \right) X,$$

pour

$$(42) \quad \rho_x = \frac{Pz}{d} \left(\frac{1}{\Delta} \cos \theta_0 - \frac{1}{\Delta_1} \cos \theta_1 \right) (d - X)$$

Pour $0 > z > -d$

$$\rho_x = 0.$$

Ces formules se prêtent avec la plus grande simplicité à la discussion et à la construction des lignes d'influence qu'elles représentent.

Voyons d'abord le cas où $x_0 > x_1$, c'est-à-dire celui où le braçon considéré sera dirigé vers le haut et le milieu de la travée.

Si l'on a $\Delta_0 < \Delta_1$, le facteur :

$$\frac{1}{\Delta_0} \cos \theta_0 - \frac{1}{\Delta_1} \cos \theta_1 = \frac{1}{\delta_0} - \frac{1}{\delta_1}$$

(fig. 23) est positif, mais avec cette hypothèse X est positif, en conséquence ρ_x fourni par la relation (41) est positif.

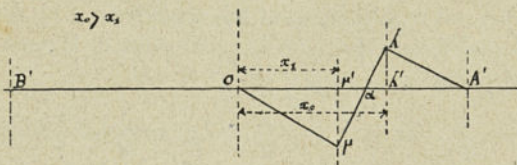


Fig. 23.

Si l'on a $\delta_0 > \delta_1$, le facteur $\frac{1}{\Delta_0} \cos \theta_0 - \frac{1}{\Delta_1} \cos \theta_1$ est négatif, mais le sommet opposé au braçon tombe à gauche

de la verticale passant par l'articulation centrale, X est négatif, le produit $\left(\frac{1}{\Delta_0} \cos \theta_0 - \frac{1}{\Delta_1} \cos \theta_1\right) X$ est encore positif. Ainsi ρ_x est positif pour toutes les valeurs décroissantes de z comprises entre d et x_0 pour $z = x_0$ on passe par un maximum. Si l'on examine maintenant le produit

$$\left(\frac{1}{\Delta_0} \cos \theta_0 - \frac{1}{\Delta_1} \cos \theta_1\right) (d - X)$$

et si l'on considère qu'avec les arcs généralement adoptés les valeurs positives de X sont toujours supérieures à d , on constate comme précédemment que la composante ρ_x est toujours négative pour les valeurs de z comprises entre 0 et x_0 . On obtient comme diagramme de la ligne d'influence la forme figurée (23).

Si l'on considère $x_0 < x_1$, c'est-à-dire le cas où le bracon est incliné en sens inverse, on voit qu'en raisonnant comme précédemment on trouve pour la composante horizontale ρ'_x dans ce bracon une valeur donnée par le diagramme (24).

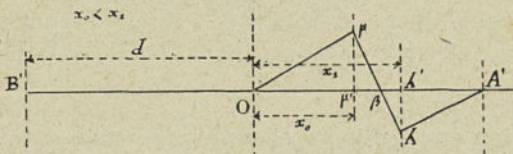


Fig. 24.

On peut, dans les expressions donnant les maxima et les minima de ρ_x , ρ'_x , remplacer par sa valeur en fonc-

tion des coordonnées x_0, x_1 , on en déduit donc les expressions suivantes :

$$(43) \left\{ \begin{aligned} \text{Max. } \rho_x &= P \left(\frac{I}{\Delta_0} \cos \theta_0 - \frac{I}{\Delta_1} \cos \theta_1 \right) X \cdot \frac{d - x_0}{d} \\ &= P \frac{d - x_0}{d} \left[\frac{x_0}{\Delta_0} \cos \theta_0 - \frac{x_1}{\Delta_1} \cos \theta_1 \right] \end{aligned} \right.$$

$$(44) \left\{ \begin{aligned} \text{Min. } \rho_x &= P \left(\frac{I}{\Delta_0} \cos \theta_0 - \frac{I}{\Delta_1} \cos \theta_1 \right) (d - X) \frac{x_1}{d} \\ &= P \cdot \frac{x_1}{d} \left[\frac{d - x_0}{\Delta_0} \cos \theta_0 - \frac{d - x_1}{\Delta_1} \cos \theta_1 \right] \end{aligned} \right.$$

$$(45) \left\{ \begin{aligned} \text{Max. } \rho'_x &= P \left(\frac{I}{\Delta_0} \cos \theta_0 - \frac{I}{\Delta_1} \cos \theta_1 \right) (d - X) \frac{x_0}{d} \\ &= P \cdot \frac{x_0}{d} \left[\frac{d - x_0}{\Delta_0} \cos \theta_0 - \frac{d - x_1}{\Delta_1} \cos \theta_1 \right] \end{aligned} \right.$$

$$(46) \left\{ \begin{aligned} \text{Min. } \rho'_x &= P \left(\frac{I}{\Delta_0} \cos \theta_0 - \frac{I}{\Delta_1} \cos \theta_1 \right) X \cdot \frac{d - x_1}{d} \\ &= P \frac{(d - x_1)}{d} \left(\frac{x_0}{\Delta_0} \cos \theta_0 - \frac{x_1}{\Delta_1} \cos \theta_1 \right). \end{aligned} \right.$$

On peut remplacer dans ces formules :

$$\begin{array}{ccc} \frac{\cos \theta_0}{\Delta_0} & \text{par} & \frac{I}{\delta_0} \\ \frac{\cos \theta_1}{\Delta_1} & \text{»} & \frac{I}{\delta_1} \end{array}$$

Action due à une surcharge uniformément répartie sur le tablier. — Dans le cas d'une surcharge uniformément répartie π par mètre courant sur tout le tablier l'effort développé est

$$\rho_x \text{ ou } \rho'_x = \frac{\pi}{2} \left[\frac{x_0(d - x_0)}{\delta_0} - \frac{x_1(d - x_1)}{\delta_1} \right].$$

Déformation. Effet de la température et de la surcharge. *Effet de la température.* — Les variations de la température ont uniquement pour résultat de faire varier de longueur les arcs décrits par les membrures inférieures et supérieures, il en résulte de légères modifications qui ne font pas varier le travail des différents éléments. Il n'y a donc pas à en tenir compte dans le calcul des dimensions des éléments de l'ouvrage.

Il nous suffira de donner la valeur du déplacement vertical de l'articulation centrale sous l'action de la température et sous l'action de la surcharge.

Nous envisagerons seulement le cas où la membrure inférieure décrit un arc de parabole.

On a vu que dans ce cas l'abaissement au centre d'un arc parabolique d'un pont suspendu flexible est :

$$df = 8f \cdot \frac{15d^3}{(5d^2 - 6f^2)} d\mathcal{L} \quad d\mathcal{L} = \lambda \cdot \theta \cdot \mathcal{L}$$

lorsque l'on ne tient pas compte de l'allongement des câbles de retenue, qui conduit à un déplacement des chariots de dilatation au sommet des piliers ; cette formule se réduit à :

$$(47) \quad df = + \frac{15}{20} \cdot \frac{d^2}{f} \cdot \lambda \cdot \theta \mathcal{L}$$

en négligeant f devant d . L'articulation s'abaisse lorsque la température décroît et se soulève lorsque la température augmente.

Effet de la surcharge. — On a vu également (§ 5, chapitre III) que sous l'action d'une surcharge π uniformément répartie sur tout le tablier, l'abaissement au centre est donné par la formule :

$$df = \frac{5}{32} \cdot \frac{\pi}{E\omega} \cdot \frac{d^2 n^2 (3n^2 + 16)}{5n^2 - 24} \quad f = \frac{2d}{n}$$

ou ce qui revient au même :

$$df = \frac{\pi}{E \cdot \omega} \cdot \frac{5d^4}{8f^2} \cdot \frac{3d^2 + 4f^2}{5d^2 - 6f^2} ;$$

le travail τ dans les câbles est :

$$\tau = \frac{\pi d^2}{2f \cdot \omega}$$

on en déduit :

$$df = + \frac{\tau}{E} \cdot \frac{5d^2}{4f} \cdot \frac{3d^2 + 4f^2}{5d^2 - 6f^2} ;$$

comme on peut négliger f devant d , la formule simple :

$$(48) \quad df = + \frac{\tau}{E} \frac{3d^2}{4 \cdot f}$$

détermine une valeur approchée de l'abaissement de l'articulation centrale dans le cas de la surcharge uniforme π ; la section des entrails étant trop faible pour résister à cet abaissement¹. On peut se servir sans erreur sensible des formules précédentes (47) et (48) pour tous les types de ponts suspendus à trois articulations. Si l'on suppose qu'elles soient très inexactes pour les ouvrages où l'arc n'est pas sensiblement parabolique, elles donneront au moins une idée de la valeur du déplacement du nœud central; le résultat de la formule et la déformation réelle étant nécessairement des quantités de même grandeur.

Dans le cas où l'on examine une surcharge π couvrant

¹ Il résulte toutefois de là une petite diminution de flèche, d'où on conclut que la flèche théorique n'est pas atteinte lors des expériences pratiques; l'augmentation de travail dans l'entrait est :

$$d\tau = E \cdot \frac{f \times df}{\sqrt{d^2 + f^2}} .$$

seulement une moitié de la travée à l'exclusion de l'autre, l'articulation centrale subit un déplacement horizontal en se rapprochant de la surcharge. Le milieu de la demi-travée chargée s'abaisse, le milieu de la demi-travée libre se soulève. Considérons, en effet, le pont suspendu rigide $AA'OBB'$ et supposons que la charge π couvre entièrement une demi-travée $B'O$.

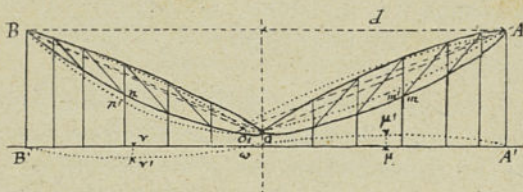


Fig. 25.

Les câbles des membrures inférieures et supérieures de la demi-ferme AmO se tendent et ceux des membrures de la demi-ferme BnO se détendent. Les premiers vont donc s'allonger et les seconds se raccourcir. Le déplacement horizontal OO_1 de l'articulation centrale sera donc à un infiniment petit près égal à :

$$OO_1 = \frac{d\tau}{E} \cdot \left(d + \frac{f^2}{d} \right),$$

$d\tau$ étant la variation de travail due à la surcharge dans les membrures, E le coefficient d'allongement élastique des câbles.

Les allongements et les raccourcissements des câbles visés plus haut sont à un infiniment petit près égaux à :

$$\pm \frac{d\tau}{E} d \sqrt{1 + \frac{f^2}{d^2}}$$

à très peu près :

$$\pm \frac{d\tau}{E} d.$$

Telle est la valeur du déplacement longitudinal du milieu de la travée dans le cas d'une surcharge couvrant une demi-travée.

Il est évident que l'allongement des arcs AmO en $Am'O_1$ relève la portion $A'\omega$ du tablier, de même que la détension des arcs BnO en $Bn'O_1$ abaisse la portion $B'\omega$ du tablier (fig. 25).

On voit donc encore se manifester, mais sur une échelle infiniment plus faible, les phénomènes d'ondulation que l'on rencontre dans les ponts suspendus semi-rigides, sous le passage de charges roulantes. Remarquons toutefois que ces ondulations sont d'ailleurs du même ordre de grandeur que celles qui se produisent dans les tabliers des ponts en arc sous l'influence des surcharges partiellement répandues sur ces ouvrages. Le rapport comparatif de leur amplitude varie tout simplement dans l'ordre de grandeur du rapport de leurs poids permanents pour une même surcharge.

On peut évaluer le relèvement vertical au milieu de la demi-travée non surchargée. Ce relèvement est, à un infiniment petit près, égal à :

$$(\text{Cas où } d\tau = d\tau') \quad \mu, \mu' = \frac{3}{16} \cdot \frac{d\tau}{E} \cdot \left(\frac{d^2}{f} + f \right)$$

ou bien :

$$\mu, \mu' = \frac{3}{8} \left(\frac{d\tau}{E} + \frac{d\tau'}{E'} \right) \left(\frac{d^2}{f} + f \right)$$

si $d\tau'$ qui est la variation du travail dans l'entrait est différente de $d\tau$.

L'abaissement v' au milieu de la demi-travée chargée :

$$v' = \frac{3}{8} \left(\frac{d^2}{f} + f \right) \frac{d\tau}{E}$$

en admettant que les variations d'efforts dans les membrures inférieures et supérieures sont égales ; s'il existe une différence, on prendra la variation moyenne du travail dans ces éléments.

Dans les formules précédentes, étant donnée la faible valeur de f par rapport à d^2 , on peut, sans erreur importante, adopter les suivantes :

$$\mu\mu' = \frac{3}{16} \frac{d\tau}{E} \frac{d^2}{f} \quad v' = \frac{3}{8} \frac{d\tau}{E} \frac{d^2}{f} \quad (v' = 2 \mu\mu')$$

qui sont plus simples.

§ 3. — CAS PARTICULIERS DU SYSTÈME GÉNÉRAL D'UN PONT SUSPENDU RIGIDE A TROIS ARTICULATIONS

Pont suspendu rigide à câbles paraboliques et entrants rectilignes. — Dans ce cas particulier (fig. 2) l'équation de la droite OA est :

$$y_1 = \frac{f}{d} x_1.$$

Les angles θ , θ_1 que font avec l'axe OX : la droite AO et la tangente au point m à la parabole (décrite par la membrure inférieure et qui a pour équation $y_0 = f \frac{x_0^2}{d^2}$) sont donnés par les formules :

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{f}{d}, \quad \operatorname{tg} \theta_1 = 2 \frac{f x_0}{d^2},$$

les coordonnées du point p , pied de la perpendiculaire abaissée du point m (x_0, y_0) sur AO , sont données par les formules

$$x_1 = (dx_0 + fy_0) \frac{d}{d^2 + f^2},$$

$$y_1 = (dx_0 + fy_0) \frac{f}{d^2 + f^2}.$$

Enfin la distance mp que nous avons désignée par Δ_0 a pour valeur :

$$\Delta_0 = \frac{f x_0 (d - x_0)}{d \sqrt{d^2 + f^2}}.$$

La valeur de la projection de mp sur la normale en m à la parabole est :

$$\Delta_1 = \frac{f}{d(d^2 + f^2)} \frac{x_0 (d - x_0) (d^3 + 2f^2 x_0)}{\sqrt{d^4 + 4f^2 x_0^2}}.$$

Action d'une surcharge concentrée. — Nous allons déterminer l'effort normal T développé en m dans le câble et l'effort \mathcal{C} en p dans l'entrait par une surcharge concentrée P appliquée en un point distant de l'articulation centrale de z .

Les formules générales données précédemment de (1) à (6) conduisent aux résultats ci-joints : pour les composantes horizontales et verticales développées en A

$$\begin{aligned} d > z > x, & \quad \Lambda_x = \frac{P(d-z)}{2f}, & \quad \Lambda_y = \frac{P(d+z)}{2d}, \\ 0 < z < x, & \quad \Lambda_x = \frac{P(d-z)}{2f}, & \quad \Lambda_y = \frac{P(d+z)}{2d}, \\ -d < z < 0, & \quad \Lambda_x = \frac{P(d-z)}{2f}, & \quad \Lambda_y = \frac{P(d-z)}{2d}. \end{aligned}$$

Quant aux formules (7), (9) et (11), (12), (14) et (16) elles donnent : 1°

$$d > z > x_1, \quad T = \frac{P}{\Delta_1} (d - z) \left[\frac{fx_1 + dy_1}{2fd} \right] = \frac{P}{\Delta_1} (d - z) \frac{x_1}{d},$$

soit en remplaçant Δ_1 , x_1 , y_1 par leur valeurs :

$$(49) \quad T = \frac{P(d - z)(d^3 + f^2x_0)\sqrt{d^4 + 4f^2x_0^2}}{d \cdot f \cdot (d - x_0)(d^3 + 2f^2x_0)},$$

et pour l'effort dans l'entrait dans le cas où

$$d > z > x_0,$$

$$(50) \quad \mathfrak{C} = -P(d - z) \frac{(d + x_0)\sqrt{d^2 + f^2}}{(d - x_0) \cdot 2 \cdot d \cdot f}.$$

On trouve les valeurs suivantes pour :

$$z = x_1, \quad T_{x_1} = \frac{P(d^3 + f^2d + f^2x_0)}{d^2f(d^2 + f^2)} \cdot \frac{(d^3 + f^2x_0)\sqrt{d^4 + 4f^2x_0^2}}{(d^3 + 2f^2x_0)},$$

$$z = x_0, \quad \mathfrak{C}_{x_0} = -P \frac{(d + x_0)\sqrt{d^2 + f^2}}{2 \cdot d \cdot f}.$$

2° Cas où $0 < z < x_1$ ou x_0 , suivant qu'il s'agit de la membrure inférieure ou supérieure.

Les formules (9) et (14) donnent :

$$(51) \quad T = \frac{Pz(d - x_1)}{d \cdot \Delta_1} = \frac{Pz(d^3 + f^2d + f^2x_0)\sqrt{d^4 + 4f^2x_0^2}}{dfx_0(d^3 + 2f^2x_0)},$$

$$(52) \quad \mathfrak{C} = -\frac{P\sqrt{d^2 + f^2}}{2fx_0} \left[\frac{z}{d}(2d + x_0) - x_0 \right]$$

et pour $z = x_1$ on retrouve la valeur précédente de T_{x_1} , de même pour $z = x_0$ la valeur de \mathfrak{C}_{x_0} .

3^e Cas où $-d < z < 0$.

Les formules (11) et (16) donnent :

$$(53) \quad T \equiv 0 \quad \text{puisque} \quad \frac{y_1}{x_1} = \frac{f}{d},$$

$$(54) \quad \varepsilon = \frac{P(d+z)\sqrt{d^2+f^2}}{2 \cdot f \cdot d}.$$

On remarque que les valeurs fournies par les formules (52) et (54) sont les mêmes et égales à :

$$\varepsilon_0 = \frac{P\sqrt{d^2+f^2}}{2f} = \frac{P}{2} \sqrt{1 + \frac{d^2}{f^2}},$$

lorsqu'on y remplace z par zéro.

La discussion des formules précédentes (49), (51), (53) montre que l'effort développé dans le câble de la membrure inférieure est toujours une tension. Cet effort atteint son maximum lorsque le poids P est appliqué au point m .

Lorsque le poids est appliqué sur la branche de gauche (fig. 3) — $d < z < 0$ il ne se manifeste aucun effort en m . Un poids quelconque ne produit d'effort que sur la branche du câble à laquelle il est appliqué.

Au contraire les formules (50), (52), (54) montrent que l'effort développé dans l'entrait en p par un poids isolé, est un effort de compression tant que l'abscisse du point d'application sur le tablier de ce poids P variera de $z = d$ à $z = z_1$; la valeur de z_1 étant définie par la relation :

$$z_1 = \frac{dx_0}{2d + x_0}.$$

Cet effort de compression est maximum quand P est en p . Dès que le poids P a son abscisse comprise entre $-d$ et z_1 l'effort développé dans l'entrait est alors une

tension. Cet effort de tension passe pour un maximum lorsque le poids P est au nœud d'articulation central, il a pour valeur :

$$\bar{\epsilon}_0 = \frac{P}{2} \sqrt{1 + \frac{d^2}{f^2}},$$

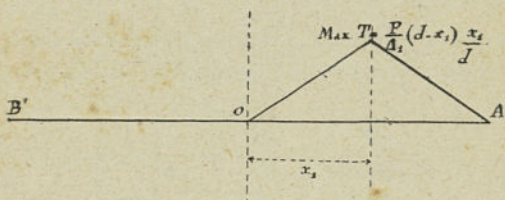


Fig. 26.

d'ailleurs les lignes d'influence ci-jointes (fig. 26 et 27) déterminent nettement ces variations.

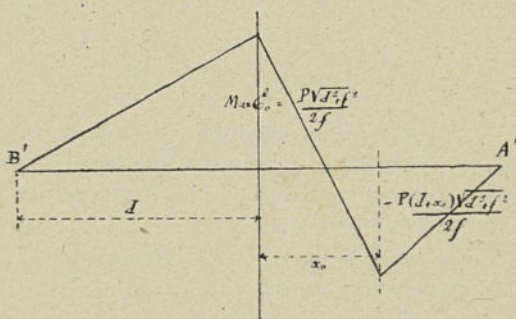


Fig. 27.

Action d'une surcharge uniformément répartie partielle ou totale. — Soit π la surcharge uniformément

répartie sur tout le tablier, les formules données plus haut conduisent au résultat suivant :

$$\varepsilon \pi = \frac{\pi d^2}{2\Delta_0} \left(\frac{x_0^2}{d^2} - \frac{y_0}{f} \right) = 0,$$

puisque le point x_0, y_0 décrit l'arc de parabole $\frac{x_0^2}{d^2} - \frac{y_0}{f} = 0$.

Quant à la valeur de la tension développée dans le câble parabolique formant la membrure inférieure elle est égale à :

$$T_\pi = \frac{\pi d^2}{2\Delta_1} \left(\frac{y_1}{f} - \frac{x_1^2}{d^2} \right) = \frac{\pi}{2\Delta_1} x_1 (d - x_1),$$

formule qui se réduit à :

$$T_\pi = \frac{\pi}{2f} \sqrt{d^4 + 4f^2 x_0^2}.$$

Le maximum de T_π quand x_0 varie, a lieu quand $x_0 = d$, ce qui donne :

$$T_\pi = \frac{\pi d^2}{2f} \sqrt{1 + \frac{4f^2}{d^2}},$$

c'est-à-dire la tension qui serait développée dans le câble parabolique formant la membrure inférieure comme s'il était seul à porter la surcharge. Ce résultat évident *a priori*, vérifie les formules précédentes.

Le tableau suivant donne les efforts développés dans le câble et l'entrait sous l'action d'une surcharge uniformément répartie sur une portion plus ou moins complète du tablier :

Toutes ces formules supposent que x_0 est positif. Les conclusions qui découlent des résultats indiqués au tableau de la page 81 sont les suivantes :

Tableau donnant les efforts développés dans l'entrait et le câble sous l'action d'une surcharge uniformément répartie sur le tablier.

Abscisses limites de la zone surchargée		Effort normal \bar{C} développé dans l'entrait au point p correspondant au point $m(x_0, y_0)$ du câble	Effort normal T développé dans le câble au point $m(x_0, y_0)$
Limite inférieure	Limite supérieure		
x_0	$+d$	$-\frac{\pi\sqrt{d^2+f^2}}{4 \cdot d \cdot f} (d^2 - x_0^2)$	$+\frac{\pi}{2 \cdot d \cdot f} \sqrt{d^4 + 4f^2x_0^2} (d^3 + f^2x_0) (d - x_0)$
0	x_0	$-\frac{\pi\sqrt{d^2+f^2}}{4 \cdot d \cdot f} x_0^2$	$+\frac{\pi}{2 \cdot d \cdot f} \sqrt{d^4 + 4f^2x_0^2} (d^3 + df^2 + fx_0^2)x_0$
$-d$	0	$+\frac{\pi\sqrt{d^2+f^2}}{4df} d^2$	0
0	$+d$	$-\frac{\pi\sqrt{d^2+f^2}}{4 \cdot d \cdot f} \cdot d^2$	$+\frac{\pi}{2f} \sqrt{d^4 + 4f^2x_0^2} (\text{maximum de } x_0)$
$\frac{dx_0}{2d} + x_0$	$+d$	$-\frac{\pi\sqrt{d^2+f^2}}{4df} \cdot \frac{2d^2(d+x_0)}{2d+x_0} (\text{maximum négatif})$	0
$-d$	$\frac{dx_0}{2d} + x_0$	$+\frac{\pi\sqrt{d^2+f^2}}{4 \cdot d \cdot f} \cdot \frac{2d^2(d+x_0)}{2d+x_0} (\text{maximum positif})$	0
$-d$	$+d$	0	$+\frac{\pi}{2f} \sqrt{d^4 + 4f^2x_0^2} (\text{maximum de } x_0)$

CAS PARTICULIERS



1° Le câble formant membrure inférieure travaille exclusivement à la tension quel que soit le mode de répartition de la surcharge.

Toute surcharge appliquée sur une portion quelconque d'une demi-travée ne donne lieu à aucun effort dans le câble de la demi-travée opposée. Les deux branches paraboliques du câble sont donc absolument indépendantes, et chacune d'elles n'est influencée que par les poids qui lui sont directement appliqués.

L'effort maximum subi par le câble a lieu lorsque la demi-travée correspondant au point du câble considéré, est entièrement surchargée. On obtient le même résultat lorsque la surcharge couvre la totalité du pont.

Cet effort maximum $\frac{\pi}{2f} \sqrt{d^2 + 4f^2 x_0^2}$ a précisément la valeur qui correspondrait au cas de la surcharge totale pour un pont suspendu flexible, où l'on supprimerait l'entrait et la triangulation.

Le câble parabolique peut donc être déterminé comme s'il s'agissait d'un pont suspendu flexible, sans se préoccuper de l'influence de l'entrait, qui ne joue aucun rôle lorsque la surcharge est complète et que le travail du câble est maximum.

Les éléments constituant l'entrait et la triangulation des deux membrures en assurant l'indéformabilité de la suspension lors de la présence de surcharges concentrées sur le tablier, ce qui est le cas le plus général qui se présente pratiquement, ne sont pas des éléments surabondants qui rendent ce système plus coûteux que le système de pont suspendu ordinaire dit semi-rigide. En effet, la rigidité de la suspension dispense de doter le tablier de poutres de rigidité pesantes, il suffit

d'y ajouter un simple garde-corps léger sur chaque tête du tablier.

2° L'entrait subit son effort maximum à la compression, lorsque la surcharge couvre la région du tablier comprise entre les abscisses :

$$\frac{dx_0}{2d + x_0} \quad \text{et} \quad d$$

et son effort maximum à la tension lorsque la surcharge couvre la portion du tablier comprise entre les abscisses :

$$-d \quad \text{et} \quad \frac{dx_0}{2d + x_0}.$$

Les deux maxima sont égaux tous deux à :

$$\frac{\pi}{4df} \sqrt{d^2 + f^2} \frac{2d^2(d + x_0)}{2d + x_0}$$

au signe près ; donc l'entrait doit pouvoir travailler indifféremment à la compression et à l'extension.

Cet effort maximum atteint sa limite supérieure au point d'attache A, soit pour $x_0 = d$ sa valeur est :

$$\varepsilon_d = \frac{\pi d}{3f} \sqrt{d^2 + f^2} \quad \frac{dx_0}{2d + x_0} = \frac{d}{3}$$

lorsque la surcharge couvre le tiers du tablier s'il s'agit d'un effort de compression ou les deux tiers s'il s'agit d'un effort de tension.

On obtient la limite inférieure de cet effort maximum au milieu de la travée, c'est-à-dire à l'extrémité de l'entrait :

$$x_0 = 0 \quad \varepsilon = \frac{\pi d}{4f} \sqrt{d^2 + f^2}$$

la surcharge couvre alors soit l'une, soit l'autre moitié de la travée.

Ces deux limites ne diffèrent que de

$$\frac{\pi d}{12 \cdot f} \sqrt{d^2 + f^2}.$$

On peut donc en général donner à l'entrait une section constante d'une extrémité à l'autre : en ce cas, lors des épreuves, il faut répartir la surcharge successivement sur $\frac{1}{3}$ puis sur $\frac{2}{3}$ du tablier, à partir de chaque culée.

Lorsque la surcharge couvre la moitié du tablier, l'entrait produit ce résultat : 1° de soustraire à tout effort une moitié du câble ; 2° de faire travailler la moitié opposée comme si la surcharge était complète.

Quand la surcharge est complète, les entrails ne supportent aucun effort et ne jouent aucun rôle. L'ouvrage se comporte comme si c'était un pont suspendu flexible.

La discussion à laquelle nous venons de nous livrer démontre l'efficacité du système, qui soustrait complètement le câble aux déformations résultant, pour les ponts suspendus ordinaires, d'une répartition inégale de la surcharge, et ne change rien à ses conditions de stabilité au cas d'une surcharge complète.

Le câble parabolique doit donc être calculé comme si l'entrait n'existait pas avec une surcharge uniformément répartie sur toute la travée.

L'entrait doit être calculé uniquement en vue de la surcharge, dans l'hypothèse où elle couvre la portion du tablier comprise entre les limites

$$\frac{dx_0}{2d + x_0} \quad \text{et} \quad d.$$

Si l'on donne au câble ainsi qu'à l'entrait une section uniforme d'une extrémité à l'autre, les efforts maxima qu'il convient de considérer dans le calcul des

sections de ces deux éléments sont donnés par les formules suivantes :

$$\varepsilon = \pm \frac{\pi d}{3f} \sqrt{d^2 + f^2} \quad \text{tension ou compression,}$$

$$T = + \frac{(p + \pi) d^2}{2f} \sqrt{1 + 4\left(\frac{f}{d}\right)^2} \quad \text{tension.}$$

Cette circonstance spéciale que l'effort subi par l'entrait ne dépend que de la surcharge π , indépendamment du poids permanent, est un avantage appréciable dans ce système. En effet, la surcharge π augmente moins rapidement que l'ouverture des ouvrages. La section à donner à l'entrait est simplement proportionnelle à :

$$\frac{5}{3} d$$

puisque la valeur de f est voisine de $\frac{2d}{10}$ ce qui fournit :

$$\varepsilon = \pm \frac{5}{3} d \times \pi \sqrt{1 + \left(\frac{1}{5}\right)^2}.$$

Dans l'étude du coefficient économique des ponts suspendus on verra pourquoi ce système est très approprié aux grandes portées ; surtout en lui apportant certaines modifications.

Montants et bracons. — En revenant au cas particulier déjà envisagé précédemment il est facile de définir quelle est la valeur de la compression σ développée dans le montant mp (fig. 3), lorsque la surcharge π s'étend de d à z . On supposera que $z > x_0$.

On a vu précédemment (formule 50) que l'effort de ten-

sion \mathfrak{C} s'exprime dans le cas d'une surcharge concentrée P par la relation :

$$\mathfrak{C} = P (d - z) \frac{d + x_0 \sqrt{d^2 + f^2}}{d - x_0} \frac{1}{2df} \quad \text{lorsque } f = f_1 \quad d = d_1$$

en remplaçant P par $\pi \delta z$ et en intégrant entre les limites z et d, on en déduit :

$$\mathfrak{C}_{z=d} = \pi (d - z)^2 \frac{d + x_0 \sqrt{d^2 + f^2}}{d - x_0} \frac{1}{4df}$$

la variation de \mathfrak{C}_z lorsqu'on passe d'un sommet (x_0, y_0) à un autre sommet $(x_0 + dx_0, y_0 + dy_0)$ de la triangulation est :

$$\delta (\mathfrak{C}_z) = \frac{\pi \sqrt{d^2 + f^2}}{4df} \left[\frac{2d \cdot \delta x_0}{(d - x_0)^2} \right] (d - z)^2.$$

Pour avoir le maximum de valeur de $\delta (\mathfrak{C}_z)$ il faut donner à z sa valeur minimum qui est x_0 . On verrait facilement qu'en prenant $z > x_0$ on aurait une valeur de $\delta (\mathfrak{C}_z)$ inférieure à la précédente qui est donc

$$\text{Max.} (\delta \mathfrak{C}_z) = \frac{\pi \sqrt{d^2 + f^2}}{2 \cdot f} \cdot \delta x_0.$$

Il est facile dès lors d'avoir les valeurs des efforts, σ , ρ .

On a en effet :

$$\sigma = -(\delta \mathfrak{C}_z) \cotg \alpha = - \frac{\pi \sqrt{d^2 + f^2}}{2f} \cdot \frac{d - x_0}{d - x_0 + a} \cdot \frac{\Delta_1 \cos \theta_0}{\cos \omega}$$

Mais dans le cas qui nous intéresse : (fig. 28)

$$\tg \theta_0 = \frac{2f}{d^2} x_0 \quad \Delta_1 = \frac{f}{d} \frac{d - x_0}{\sqrt{d^2 + f^2}}$$

finalement :

$$\sigma = - \frac{\pi d}{2} \cdot \frac{\sqrt{d^2 + f^2}}{d^3 + 2f^2 x_0} \cdot \frac{(d - x_0)^2 x_0}{d - x_0 + a}$$

a est, comme on l'a fait remarquer plus haut l'écartement, entre deux tiges de suspension consécutives, on peut négliger cette quantité devant $d - x_0$. D'ailleurs, en remplaçant au dénominateur $d - x_0 + a$ par $d - x_0$ on ne

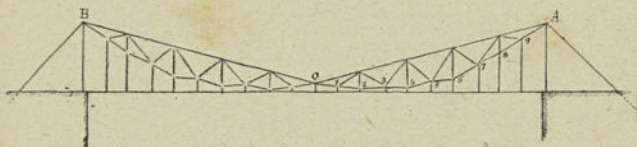


Fig. 28.

fait qu'augmenter la valeur de σ , et par conséquent, on augmente la marge de sécurité. On peut donc en général, sauf dans le voisinage des appuis, remplacer la valeur de σ précédente par la suivante :

$$\sigma = - \frac{\pi d}{2} \cdot \frac{\sqrt{d^2 + f^2}}{d^3 + 2f^2 x_0} x_0 (d - x_0).$$

Cette formule montre que la valeur maximum de σ s'obtient sensiblement pour $x_0 = \frac{d}{2}$ c'est-à-dire au quart de la travée ; c'est également en ce point que les montants sont les plus longs. On a en ce point :

$$-\sigma = \frac{\pi d}{8 \sqrt{1 + \frac{f^2}{d^2}}} < \frac{\pi d}{8}.$$

Au résumé, l'effort maximum de compression que subit le montant le plus haut et le plus chargé est nécessairement inférieur au seizième du poids de la surcharge afférente à une tête du tablier ($\sigma < \frac{2d\pi}{16}$). Ainsi les efforts de compression subis par les montants de la triangulation

des deux membrures sont très faibles, on peut sans s'exposer à employer beaucoup de métal en excès donner aux montants la même section en les regardant comme soumis au maximum à un effort égal à $\frac{\pi d}{8}$.

On peut comparer ce qui se passe ainsi dans les montants de cette triangulation avec ce qui se passe dans une poutre Pratt simple. Dans cette dernière, près des appuis, l'effort dans le montant terminus est de :

$$(\pi + p)d,$$

et comme le poids permanent dans ces poutres est en moyenne le double de la surcharge, l'effort de compression est donc de :

$$3\pi d,$$

c'est-à-dire 24 fois supérieur à celui qui se produit dans la triangulation du pont suspendu envisagé. Cette remarque est d'autant plus importante que le poids permanent dans le système suspendu ne donne aucun effort dans les éléments de la triangulation.

L'effort de tension ρ développé dans le braçon pr est donné par la formule

$$\rho = -\frac{\sigma}{\Delta_0} \cdot \sqrt{\Delta_0^2 + \frac{a^2}{\cos^2 \theta_0} \cos^2 \omega}$$

simple à calculer puisque l'on sait calculer Δ_0 , θ_0 , ω . On remarque que la valeur de ρ est toujours du même ordre que celle de σ , les braçons n'ont donc besoin que d'une faible section.

Ainsi, d'après ce qui précède, les éléments de la triangulation ne subissent aucun effort lorsque la surcharge couvre la totalité de la travée ou la moitié de cette travée.

Ils ne subissent d'efforts que si la surcharge est appliquée sur la partie du tablier comprise entre l'élément considéré et l'une ou l'autre des extrémités de la travée.

On en conclut que si l'on divise le tablier en deux zones quelconques complémentaires les efforts développés dans chaque élément de la triangulation par la surcharge couvrant successivement chacune des deux zones à l'exclusion de l'autre, sont égaux et de sens contraires, puisque leur superposition complète conduit à un effort nul.

Donc les efforts normaux maxima subis par les pièces de la triangulation pourront être soit une tension, soit une compression suivant les cas. Pour éviter le renversement des efforts, on est ainsi conduit à introduire dans chaque panneau de la triangulation un contre-tirant. On obtient ainsi une poutre à membrure supérieure rectiligne, à corde inférieure parabolique, dont la triangulation est constituée par des bras normaux à la corde supérieure et des croix de Saint-André formées de braçons et de contre-braçons. D'après ce qui précède les contre-braçons ou contre-tirants doivent avoir la même section que les braçons.

Application. *Pont suspendu rigide de Pittsburg sur le Monongahela construit en 1877.* — Ce pont suspendu rigide de Pittsburg (fig. 2) est du type étudié précédemment, sa membrure supérieure est rectiligne, sa membrure inférieure est une parabole dont la corde $2d$ est :

$$2d = 244^m,00$$

et la flèche :

$$f = 26^m,84.$$

Les dimensions relatives à cet ouvrage sont données par MM. Lavoine et Pontzen (I. B).

Le poids de la superstructure se décompose ainsi :

Travées extrêmes	149 tonnes
Ouvrages et chaînes de retenue	472 »
Chaînes centrales	571 »
Tours	324 »
Contreventement longitudinal	195 »
Contreventement latéral	51 »
Tiges de suspension	40 »
Fermes du tablier central	74 »
Entretoises et longrines	87 »
Câbles d'acier sous le tablier	18 »
Garde-corps et rails	51 »
Total.	<u>2032 tonnes</u>

Le cube de bois du tablier est de 566 mètres cubes.

La dépense totale s'est élevée à 2 622 000 francs, dont :

Maçonnerie et fondation	997 500 francs
Superstructure	1 350 000 »
Dépenses diverses	275 000 »
Ensemble.	<u>2 622 500 francs</u>

Poids total des câbles et des tiges de suspension, $571 + 40 =$	611 tonnes
Poids total du contreventement (entrait et triangulation).	195 »
Total.	<u>806 tonnes</u>

Charge permanente et surcharge	{	Métal	1 087 ^t
		Bois	400 ^t
		Surcharge, $2,4 \times 244 =$	585 ^t
Total.		<u>2 072^t</u>	

Travail maximum du métal dans les câbles :

$$R = 8^{\text{kg}}, 70.$$

Travail maximum du métal dans l'entrait :

$$R' = 4^{\text{kg}},35.$$

Rapport de la surcharge au poids total :

$$\frac{585^{\text{t}}}{2072^{\text{t}}} = 0,28.$$

Poids permanent du tablier par mètre courant :

$$p = \frac{806^{\text{t}}}{244^{\text{m}}} = 3^{\text{t}},30.$$

Lors des expériences d'épreuve de ce pont suspendu rigide de Pittsburg on a obtenu les résultats suivants :

1° Une demi travée étant complètement surchargée de $2^{\text{t}},4$ par mètre courant, l'abaissement observé au quart de la demi-travée a été de 70 millimètres.

2° Avec la même surcharge le relèvement observé au quart de la demi-travée vide a été de 28 millimètres.

3° Sous la surcharge complète de $2^{\text{t}},4$ sur toute la travée l'abaissement observé a été de 102 millimètres, au milieu de la travée.

Nous allons examiner avec les formules établies précédemment quelles sont les valeurs théoriques déduites et nous les comparerons aux résultats pratiques observés.

Le travail maximum dans les câbles est d'après MM. Lavoinne et Pontzen :

$$R = 8^{\text{kg}},70 \text{ par millimètre carré.}$$

sous le poids $p + \pi$, avec $p = 3^{\text{t}},3$ et $\pi = 2^{\text{t}},4$, en conséquence l'augmentation sous l'influence de la surcharge seule π de travail dans les câbles est :

$$d\tau = 8^{\text{kg}},7 \times \frac{2,4}{5,7} = 3^{\text{kg}},7 \text{ par millimètre carré.}$$

1° La formule donnée plus haut donne pour l'abaissement théorique au quart de la travée :

$$v' = \frac{3}{8} \cdot \frac{d\tau}{E} \left(\frac{d^2}{f} + f \right) = 0,0399,$$

en adoptant pour :

$$E = 20 \times 10^9$$

l'écart entre la valeur théorique 40 millimètres de cet abaissement et la valeur observée 70 millimètres, permet de conclure d'une façon presque certaine que la valeur du travail des câbles due au poids permanent et à la surcharge est notablement supérieure à 8^{kg},7, mais voisin de : 15^{kg},2.

2° On déduit également de la formule donnée plus haut le relèvement :

$$\mu\mu' = 27^{\text{mm}} = \frac{3}{16} \left(\frac{d\tau}{E} + \frac{d\tau'}{E'} \right) \left(\frac{d^2}{f} + f \right),$$

au quart de la demi-travée non chargée, au lieu de 28 millimètres qui est la valeur observée, $d\tau'$ étant l'augmentation de travail dans l'entrait, soit :

$$d\tau' = 4 \text{ kilogrammes par millimètre carré.}$$

3° Enfin pour la surcharge complète la formule à appliquer est la suivante :

$$df = \frac{d\tau}{E} \cdot \frac{3d^2}{4f},$$

toutefois comme on l'a vu plus haut, le taux annoncé de 8^{kg},7 pour le travail maximum du métal dans les câbles paraît notablement inférieur à la réalité ; si l'on détermine quel est le travail qui correspondrait à l'abaissement observé au quart de la travée sous la charge on trouve

$$R = 15^{\text{kg}},2 \text{ par millimètre carré} \quad \text{et} \quad d\tau = 6^{\text{kg}},47.$$

En adoptant ce chiffre on voit que la formule précédente donne :

$$df = 134 \text{ millimètres.}$$

soit près de $\frac{1}{2000}$ de la portée.

L'écart maintenant très faible entre cet abaissement théorique et l'abaissement observé de 120 millimètres démontre nettement que le taux de travail $R = 8^{kg,7}$ que l'on donne comme étant le travail maximum dans les câbles du pont de Pittsburg doit être très erroné ; ce qui n'est pas pour nous étonner étant donné la date de la construction de cet ouvrage et les connaissances peu étendues que l'on possédait à cette époque sur la façon dont les efforts se distribuèrent dans ses éléments.

Il est bon de remarquer que si l'on supprime l'entrait et la triangulation on a un pont suspendu flexible dans lequel l'abaissement au quart de la demi travée surchargée atteindrait $0^m,30$ à $0^m,40$. Cette comparaison met en évidence l'efficacité du système au point de vue de la rigidité. On en conclut qu'un pareil système est tout indiqué pour un pont à grande portée et pour voie ferrée.

Remarque. — Le système précédent a des avantages appréciables comme on vient de le voir, mais il ne représente pas la meilleure solution du pont suspendu rigide à *entrait rectiligne et à membrure inférieure curviligne ou polygonale*. En effet, on peut construire (et nous espérons bien trouver un jour l'occasion d'exécuter un tel ouvrage) un pont suspendu rigide à entrait rectiligne et à membrure inférieure curviligne ou polygonale mais non parabolique dans lequel les éléments suivants travaillent :

- 1° l'entrait toujours à la tension,
- 2° les montants de la triangulation à la compression seule,

3° les braçons exclusivement à la tension,

4° et la membrure inférieure uniquement à la tension.

Les avantages importants de ce cas particulier qui dérive du système général sont très appréciables parce que tous les éléments sauf les montants peuvent être constitués avec des câbles en fil d'acier à haute résistance.

Pont suspendu rigide à entrails rectilignes et à membrures inférieures sinusoidales (système Gisclard). — Ce système de pont suspendu dont la conception est due à M. le L' Colonel Gisclard réalise les conditions de stabilité des efforts dans tous les éléments de la suspension. Le principe général sur lequel il s'appuie est celui déjà envisagé plus haut s'énonce ainsi :

« Donner à l'ensemble de la construction une forme telle que l'effort développé dans chacun de ses éléments, sous la seule influence de la charge permanente, soit, en valeur absolue, toujours supérieur à l'effort de sens contraire dû seulement aux charges accidentelles qui peuvent s'exercer sur le tablier du pont. »

Si cette condition est remplie, la stabilité des efforts sera assurée dans toutes les pièces de la suspension, c'est-à-dire que les pièces tendues seront toujours tendues et les pièces comprimées toujours comprimées.

Les membrures supérieures peuvent être (fig. 14) soit rectilignes, soit curvilignes. En tous cas si elles sont curvilignes elles ne devront pas entamer la courbe enveloppe limite que l'on a appris plus haut à tracer. Quant aux membrures inférieures dont les trajectoires brisées doivent être regardées comme le caractère distinctif de ce genre de construction, il faut les tracer ainsi qu'il suit :

On considère d'abord les nœuds des rangs impairs,

c'est-à-dire les nœuds comptés, de deux en deux, à partir du premier nœud qui suit l'articulation centrale O, et on les place sur l'enveloppe inférieure des courbes de traction ou au-dessous de cette enveloppe.

La position de chaque nœud pair, sur son ordonnée, se déduit des positions des deux nœuds impairs entre lesquels il se trouve. En effet, si on relie les nœuds entre eux, ainsi qu'il est indiqué (fig. 28) il est facile de se rendre compte que les positions des deux nœuds 3 et 5, par exemple, étant déterminées, il suffira de faire descendre progressivement le nœud 4 sur son ordonnée, pour arriver à une limite supérieure de toutes les positions de ce nœud, telles que les braçons 3 D et 5 D soient toujours tendus sous toutes les variations possibles de la surcharge.

C'est cette limite supérieure qu'il faudra adopter pour la position du nœud pair que l'on considère ou, du moins, faudra-t-il s'en tenir le plus près possible, si l'on ne veut pas augmenter de beaucoup la dépense de matière dans les braçons. Dans la pratique, il y aura intérêt majeur à déterminer aussi approximativement que possible l'ordonnée de cette position limite.

Nous allons indiquer une des méthodes les plus simples que l'on peut suivre pour y parvenir.

Pour simplifier la solution du problème, tout en restant cependant dans les conditions ordinaires de la pratique, nous admettrons que les conditions dans lesquelles les charges accidentelles s'exercent sur le tablier du pont, se réduisent à celles d'une surcharge complète ou incomplète uniformément répartie sur les régions qu'elle couvre à raison d'un poids maximum donné π par mètre courant de tablier.

Soient alors (fig. 29) :

x_1 l'abscisse du nœud pair dont nous cherchons à déterminer l'ordonnée limite ;

x_0 l'abscisse du nœud impair qui le précède ;

x'_0 l'abscisse du nœud impair qui le suit ;

δ la hauteur du montant $\alpha\beta$;

δ_0, δ'_0 les distances verticales qui séparent les deux nœuds impairs de la membrure supérieure ;

ρ_{0x}, ρ'_{0x} les composantes horizontales des tensions développées dans les deux bras $\alpha_0\beta, \alpha'_0\beta$.

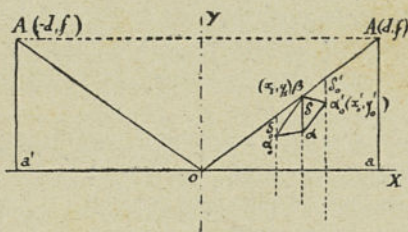


Fig. 29

Pour déterminer les maxima et minima de ρ_{0x} et ρ'_{0x} il faudra évaluer d'abord la partie de ces efforts due à la charge permanente, puis celle due à la surcharge.

Il est évident que sans infirmer en quoi que ce soit la rigueur des raisonnements, on peut substituer aux valeurs envisagées d'autres valeurs dont les unes, celles qui correspondraient aux maxima seraient approchées par excès, tandis que les autres, celles qui correspondraient aux minima, seraient, au contraire, approchées par défaut.

C'est en partant de cette simple remarque que, sur la

figure 23 nous remplacerons les surfaces des triangles $\alpha\lambda\Lambda'$ et $\alpha\mu O$ par celles des triangles $\mu'\lambda\Lambda'$ et $\lambda'\mu O$, et que sur la figure 24 nous substituerons de même les surfaces $O\mu\lambda'$ et $\mu'\lambda\Lambda'$ aux surfaces $O\mu\beta$ et $\Lambda'\lambda\beta$.

On obtient ainsi les valeurs suivantes :

$$(55) (49) \left\{ \begin{array}{l} \text{Max. } \rho'_{0x} < \frac{p}{2} \left[\frac{x'_0(d-x'_0)}{\delta'_0} - \frac{x_1(d-x_1)}{\delta} \right] \\ \quad + \frac{\pi}{2} \frac{(d-x'_0)(d-x_1)}{d} \left[\frac{x'_0}{\delta'_0} - \frac{x_1}{\delta} \right] \end{array} \right.$$

$$(56) (50) \left\{ \begin{array}{l} \text{Min. } \rho'_{0x} > \frac{p}{2} \left[\frac{x'_0(d-x'_0)}{\delta'_0} - \frac{x_1(d-x_1)}{\delta} \right] \\ \quad + \frac{\pi}{2} \frac{x_1 \cdot x'_0}{d} \left[\frac{d-x'_0}{\delta'_0} - \frac{d-x_1}{\delta} \right] \end{array} \right.$$

$$(57) (51) \left\{ \begin{array}{l} \text{Max. } \rho_{0x} < \frac{p}{2} \left[\frac{x_0(d-x_0)}{\delta_0} - \frac{x_1(d-x_1)}{\delta} \right] \\ \quad + \frac{\pi}{2} \frac{x_0 \cdot x_1}{d} \left[\frac{d-x_0}{\delta_0} - \frac{d-x_1}{\delta} \right] \end{array} \right.$$

$$(58) (52) \left\{ \begin{array}{l} \text{Min. } \rho_{0x} > \frac{p}{2} \left[\frac{x_0(d-x_0)}{\delta_0} - \frac{x_1(d-x_1)}{\delta} \right] \\ \quad + \frac{\pi}{2} \frac{(d-x_0)(d-x_1)}{d} \left[\frac{x_0}{\delta_0} - \frac{x_1}{\delta} \right] \end{array} \right.$$

Il est à remarquer que, grâce aux sens dans lesquels ont lieu les inégalités ci-dessus, nous pourrons toujours substituer les seconds membres aux premiers dans les opérations ultérieures que nous aurons à faire. L'erreur commise par cette substitution n'aura évidemment d'autre effet que celui d'accroître, au prix d'un léger excédent de dépense, la résistance et la stabilité du pont ; mais il est facile de se rendre compte que cette erreur sera également

peu considérable et que, d'ailleurs, elle sera toujours d'autant plus petite que le nombre des panneaux de la ferme sera plus grand.

Pour que les deux barres inclinées $\alpha_0\beta$, $\alpha'_0\beta$ soient constamment tendues, il suffit donc que l'on ait simultanément

$$\text{Min. } \rho'_{0x} \geq 0$$

$$\text{Min. } \rho_{0x} \geq 0$$

ces deux inégalités peuvent s'écrire :

$$(59) \quad \delta \geq \delta'_0 \frac{x_1(d-x_1)[d+(\mu-1)x'_0]}{x'_0(d-x'_0)[d+(\mu-1)x_1]}$$

$$(60) \quad \delta \geq \delta_0 \frac{x_1(d-x_1)[\mu d - (\mu-1)x_0]}{x_0(d-x_0)[\mu d - (\mu-1)x_1]}$$

formules dans lesquelles

$$\mu = 1 + \frac{\pi}{p}$$

Ces relations (59) (60) permettent de déterminer la plus petite valeur de δ satisfaisant simultanément aux inégalités (56) (58). Cette valeur δ étant connue on en déduit la valeur de l'ordonnée du nœud pair qui, généralement, différera très peu de l'ordonnée limite que nous cherchons.

Dans le cas où le pont envisagé se composerait d'un très petit nombre de travures, il y aurait avantage à se servir des formules exactes.

Celles-ci, quoiqu'un peu plus compliquées, peuvent s'obtenir facilement en évaluant les surfaces exactes des triangles $\Lambda\lambda\alpha$, $\alpha\mu O$, $\Lambda\lambda\beta$ et $\beta\mu O$ des diagrammes donnés plus haut (fig. 23 et 24).

Les résultats que l'on obtient sont les suivants :

$$(55) \left\{ \begin{aligned} \text{Max. } \rho'_{0x} &= \frac{p}{2} \left[\frac{x'_0(d-x'_0)}{\delta'_0} - \frac{x_1(d-x_1)}{\delta} \right] \\ &+ \frac{\pi}{2} \left[\frac{x'_0}{\delta'_0} - \frac{x_1}{\delta} \right] \frac{\frac{(d-x'_0)^2}{\delta'_0}}{\frac{x_1}{\delta} + \frac{d-x'_0}{\delta'_0}}. \end{aligned} \right.$$

$$(56) \left\{ \begin{aligned} \text{Min. } \rho'_{0x} &= \frac{p}{2} \left[\frac{x'_0(d-x'_0)}{\delta'_0} - \frac{x_1(d-x_1)}{\delta} \right] \\ &+ \frac{\pi}{2} \left[\frac{d-x'_0}{\delta'_0} - \frac{d-x_1}{\delta} \right] \frac{\frac{x_1^2}{\delta}}{\frac{d-x'_0}{\delta'_0} + \frac{x_1}{\delta}}. \end{aligned} \right.$$

$$(57) \left\{ \begin{aligned} \text{Max. } \rho_{0x} &= \frac{p}{2} \left[\frac{x_0(d-x_0)}{\delta_0} - \frac{x_1(d-x_1)}{\delta} \right] \\ &+ \frac{\pi}{2} \left[\frac{d-x_0}{\delta_0} - \frac{d-x_1}{\delta} \right] \frac{\frac{x_0^2}{\delta_0}}{\frac{x_0}{\delta_0} + \frac{d-x_1}{\delta}}. \end{aligned} \right.$$

$$(58) \left\{ \begin{aligned} \text{Min. } \rho_{0x} &= \frac{p}{2} \left[\frac{x_0(d-x_0)}{\delta_0} - \frac{x_1(d-x_1)}{\delta} \right] \\ &+ \frac{\pi}{2} \left[\frac{x_0}{\delta_0} - \frac{x_1}{\delta} \right] \frac{\frac{(d-x_1)^2}{\delta}}{\frac{x_0}{\delta_0} + \frac{d-x_1}{\delta}}. \end{aligned} \right.$$

d'où l'on déduit :

$$(59) \left\{ \begin{aligned} \delta &\geq \delta'_0 \frac{x_1}{2x'_0(d-x'_0)} \left[\sqrt{(\mu x_1 + x'_0 - d)^2 + 4\mu x'_0(d-x_1)} \right. \\ &\quad \left. - (\mu x_1 + x'_0 - d) \right], \end{aligned} \right.$$

$$(60) \left\{ \begin{aligned} \delta &\geq \delta_0 \frac{d-x_1}{2x_0(d-x_0)} \left[\sqrt{[\mu(d-x_1) - x_0]^2 + 4\mu x_1(d-x_0)} \right. \\ &\quad \left. - [\mu(d-x_1) - x_0] \right]. \end{aligned} \right.$$

De ces deux dernières formules on peut déduire la limite minima exacte à donner à la hauteur du montant $\alpha\beta$.

En opérant de même pour chaque ordonnée de rang pair on déterminera de proche en proche les positions de tous les nœuds inférieurs de la triangulation. Ce tracé affectera la forme d'une ligne sinusoidale dont les rentrants correspondront toujours à des nœuds de rangs impairs. Mais les premiers et derniers nœuds, quoique de rangs impairs, pourront être placés, par exception, sur des parties convexes.

Au point de vue construction l'avantage de la stabilité des efforts dans toutes les pièces est considérable, car le renversement d'effort qui se produit dans la presque totalité des ponts métalliques a pour conséquence dans les assemblages à articulations d'agrandir, au bout d'un petit nombre d'années de service, l'œil des articulations. Ce fait s'est produit dans un grand nombre de ponts construits aux Etats-Unis, au point qu'on s'est vu dans l'obligation de consolider ces assemblages en y juxtaposant, après coup, des plaques et des couvre-joints rivés. Les mêmes effets, mais avec moins de gravité, se produisent dans les assemblages rivés, comme on les exécute en Europe, on a constaté que dans les parties sujettes au renversement d'efforts, certains rivets se relâchaient et devaient être remplacés au bout d'un certain nombre d'années.

Pont suspendu rigide à câbles et entrants paraboliques. — Ce type de pont est évidemment un cas très particulier également du système général étudié précédemment d'un pont suspendu rigide à trois articulations.

Jusqu'ici ce système de pont n'a pas encore reçu d'application bien qu'un projet basé sur ce type a été proposé pour l'exécution d'un pont sur la rivière de l'Est à New-York.

Le calcul des éléments de la suspension, composée de deux membrures paraboliques, se déduit de ce qui précède; les deux arcs de parabole sont symétriques par rapport à OA, OB.

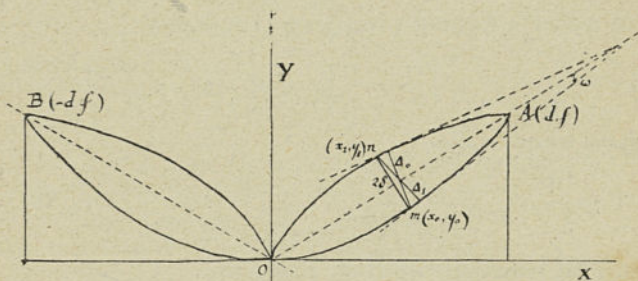


Fig. 30.

Si x_0, y_0 (fig. 30) sont les coordonnées du point m , celles du point n, x_1, y_1 sont :

$$x_1 = \frac{1}{d^2 + f^2} \left[(d^2 - f^2) x_0 + \frac{2f^2}{d} x_0^2 \right],$$

$$y_1 = \frac{1}{d^2 + f^2} \left[2dfx_0 - \left(f - \frac{f^3}{d^2} \right) x_0^2 \right].$$

on a, de plus :

$$mn = 2\delta = \frac{2f}{d} \frac{x_0(d - x_0)}{\sqrt{d^2 + f^2}},$$

$$2\delta \cos \omega = \frac{2f}{d(d^2 + f^2)} \frac{x_0(d - x_0)(d^3 + 2f^2x_0)}{\sqrt{d^4 + 4f^2x_0^2}}.$$

6.

1° Pour $d > z > x_0$ on a :
par la formule (7) donnée plus haut :

$$\bar{\varepsilon} = -\frac{P}{2\Delta_0} (d-z) \left[\frac{x_0}{d} + \frac{y_0}{f} \right] \quad \text{mais : } \Delta_0 = 2\delta \cos \omega \quad y_0 = \frac{x_0^2 f}{d^2}$$

ou en simplifiant :

$$(61) \quad \bar{\varepsilon} = -\frac{P \cdot (d^2 + f^2) \sqrt{d^4 + 4f^2 x_0^2}}{4 \cdot d \cdot f (d^3 + 2f^2 x_0)} \cdot \frac{d + x_0}{d - x_0} (d - z).$$

De même la formule précédente (12) donne :

$$T = \frac{P}{2\Delta_1} (d - z) \left[\frac{x_1}{d} + \frac{y_1}{f} \right] \quad \text{avec } \Delta_1 = \Delta_0 = 2\delta \cos \omega$$

après simplification :

$$(62) \quad T = \frac{P \cdot \sqrt{d^4 + 4f^2 x_0^2}}{4 \cdot f \cdot d (d^3 + 2f^2 x_0)} \cdot \frac{[(3f^2 - d^2)x_0 + (3d^2 - f^2)d]}{(d - x_0)} \cdot (d - z)$$

on peut remarquer que l'on a toujours :

$$T > 0$$

et :

$$\bar{\varepsilon} < 0.$$

2° Pour $0 < z < x_0$
on a par la formule (9)

$$\bar{\varepsilon} = -\frac{P}{2\Delta_0} \left\{ z \left(2 - \frac{y_0}{f} - \frac{x_0}{d} \right) - \left(x_0 - \frac{d}{f} \right) y_0 \right\}$$

on peut écrire après simplification :

$$(63) \quad \left\{ \begin{aligned} \bar{\varepsilon} &= -\frac{P(d^2 + f^2) \sqrt{d^4 + 4f^2 x_0^2}}{4df(d^3 + 2f^2 x_0)} \\ &\left\{ (d + x_0)(d - z) - \frac{2d^2}{x_0} (x_0 - z) \right\} \frac{1}{(d - x_0)} \end{aligned} \right.$$

Quant à l'effort développé dans le cas (14), la formule (14) fournit :

$$(64) \left\{ \begin{aligned} T &= + \frac{P \sqrt{d^4 + 4f^2 x_0}}{4 \cdot x_0 df(d - x_0) (d^3 + 2f^2 x_0)} \\ &\left\{ d(d^2 + f^2)[2dz - x_0(x_0 + d)] - zx_0[d(3d^2 - f^2) + x_0(3f^2 - d)] \right\} \end{aligned} \right.$$

T est toujours positif, quant à \bar{C} il est négatif pour :

$$z > \frac{dx_0}{2d + x_0}$$

et positif pour :

$$z < \frac{dx_0}{2d + x_0}$$

3° — $d < z < 0$. On a au moyen des formules (11) et (16)

$$(65) \quad \bar{C} = + P \cdot \frac{(d^2 + f^2) \sqrt{d^4 + 4f^2 x_0^2}}{4 \cdot d \cdot f(d^3 + 2f^2 x_0)} (d + z)$$

et

$$(66) \quad T = \frac{P \cdot \sqrt{d^4 + 4f^2 x_0^2}}{4 \cdot d \cdot f(d^3 + 2f^2 x_0)} (d^2 + f^2) (d + z).$$

On voit que dans ce cas $\bar{C} > 0$ et $T > 0$.

Action d'une surcharge uniformément répartie sur le tablier, partielle ou complète. — Pour simplifier les formules renfermées dans le tableau ci-contre on représentera par λ , μ les quantités :

$$\lambda = \frac{\sqrt{d^4 + 4f^2 x_0^2}}{4f^2 x_0 (d - x_0) (d^3 + 2f^2 x_0)},$$

$$\mu = \frac{(d^2 + f^2) \sqrt{d^4 + 4f^2 x_0^2}}{4 \cdot d \cdot f(d^3 + 2f^2 x_0)}.$$

Abscisses limites de la zone surchargée		Effort normal T subi par le câble au point $m(x_0, y_0)$	Effort normal \mathcal{E} subi par l'entrait, au point correspondant au point $m(x_0, y_0)$ du câble
Limite inférieure	Limite supérieure		
x_0	d	$+\frac{\pi}{2} \cdot \frac{f}{d} \cdot \lambda \cdot \left\{ (3d^2 - f^2)d + (3f^2 - d^2)x_0 \right\} x_0 (d - x_0)^2$	$-\frac{\pi}{2} \cdot \mu \cdot (d - x_0) (d + x_0)$
0	x_0	$+\frac{\pi}{2} \frac{f}{d} \lambda \cdot \left\{ (3d^2 - f^2)d + (3f^2 - d^2)x_0 \right\} x_0^2 (2d - x_0)$ $+ 2x_0^2 d^2 (d^2 + f^2) - 4d^2 (d^2 - f^2) x_0^2 - 8f^2 d x_0^3$	$-\frac{\pi}{2} \cdot \mu \cdot x_0^2$
$-d$	0	$+\frac{\pi}{2} f \cdot d \cdot \lambda \cdot \left\{ d - x_0 \right\} (f^2 + d^2) x_0$	$+\frac{\pi}{2} \cdot \mu \cdot d^2$
0	d	$+\frac{\pi}{2} f x_0 \left\{ 3d^3 - d^2 f^2 + x_0 (3f^2 - d^2) 3d - 8f^2 x_0^2 \right\}$	$-\frac{\pi}{2} \cdot \mu \cdot d^2$
$\frac{dx_0}{2d + x_0}$	d	$))$	$-\frac{\pi}{2} \cdot \mu \cdot \frac{d + x_0}{2d + x_0} \times 2d^2$ (Maximum négatif).
$-d$	$\frac{dx_0}{2d + x_0}$	$))$	$+\frac{\pi}{2} \cdot \mu \cdot \frac{d + x_0}{2d + x_0} \times 2d^2$ (Maximum positif).
$-d$	$+d$	$+\frac{\pi d^2}{2f} \sqrt{1 + \frac{4f^2}{d^4} x_0^2}$	0

L'effort subi par le câble est toujours une tension qui passe par son maximum lorsque la surcharge est complète : le câble travaille alors comme s'il était seul et que l'ouvrage fût un pont suspendu flexible. Contrairement au cas précédent une surcharge appliquée sur une moitié de la travée exerce une action sur la partie du câble qui correspond à l'autre demi-travée.

Comme dans le cas particulier du pont suspendu rigide à entrain rectiligne et à câble parabolique étudié plus haut, l'entrait et la triangulation entre les membrures ne travaillent que par l'effet d'une surcharge inégalement répartie : la charge permanente et la surcharge complète n'exercent aucune action sur ces éléments.

Le travail maximum à la compression subi par l'entrait se manifeste également lorsque la surcharge s'étend entre les limites :

$$\frac{dx_0}{2d + x_0} \quad \text{et} \quad d,$$

le travail maximum à l'extension correspond à la surcharge couvrant le tablier entre les limites :

$$-d \quad \text{et} \quad \frac{dx_0}{2d + x_0}.$$

Ces deux maxima sont égaux et de signes contraires. Ils ont pour valeur :

$$\pm \frac{\pi(d^2 + f^2)}{4f} \cdot \frac{\sqrt{d^4 + 4f^2x_0^2}}{d^3 + 2f^2x_0} \cdot \frac{d + x_0}{2d + x_0} \cdot d.$$

Sa limite supérieure est pour $x_0 = d$:

$$\pm \frac{\pi(d^2 + f^2)}{2 \cdot f} \frac{d\sqrt{d^2 + 4f^2}}{3 \cdot d^2 + 2f^2}.$$

sa limite inférieure pour $x_0 = 0$:

$$\pm \frac{\pi(d^2 + f^2)}{8f}.$$

Ces deux valeurs extrêmes sont à peu de chose près dans le rapport de $\frac{4}{3}$. Il en résulte que l'on peut sans dépense exagérée de métal donner une section constante à la membrure supérieure ou entrain et en concordance avec l'effort développé à la culée.

Si l'on donne au câble une section constante d'un bout à l'autre, on voit que le câble et l'entrain doivent être établis de façon à supporter les efforts maxima suivants :

$$(67) \text{ Câble } \quad \text{Max. } T = + \frac{(p + \pi)}{2f} \cdot d^2 \sqrt{1 + \frac{4f^2}{d^2}},$$

$$(68) \text{ Entrain } \quad \text{Max. } \tau = \pm \frac{\pi d}{6f} (d^2 + f^2) \frac{\sqrt{d^2 + 4f^2}}{d^2 + 2f^2}.$$

Il est bon de remarquer que le rapport de l'effort développé dans *un entrain rectiligne* à l'effort développé dans *un entrain parabolique* est toutes choses égales par ailleurs :

$$\frac{2 \left(1 + \frac{2f^2}{d^2} \right)}{\sqrt{\left(1 + \frac{f^2}{d^2} \right) \left(1 + \frac{4f^2}{d^2} \right)}}.$$

Lorsque l'on suppose f négligeable devant d , ce rapport est égal à 2, et il a pour valeur 1,95 pour $f = \frac{d}{4}$ qui en pratique n'est jamais adopté puisque f est, en général, compris entre $\frac{d}{5}$ et $\frac{d}{7}$.

Au résumé la substitution d'un entrain parabolique à un

entrait rectiligne réduit de moitié l'effort de compression développé dans cet élément, ce qui est très important pour une pièce de grande longueur comprimée.

Montants et bracons. — La triangulation se calcule également en partant des formules générales données plus haut.

On a, en effet,

$$(69) \quad d(\mathfrak{C}_z) = \frac{\pi d^2(d^2 + f^2)}{4f} \cdot \frac{d - x_0}{(d^3 + 2f^2x_0)(d - x_0 + a)} \times \frac{a}{\cos \theta}$$

a étant la distance horizontale entre deux nœuds d'articulation et θ l'angle de la tangente au point (x_0, y_0) avec l'axe OX.

Cette valeur de $d(\mathfrak{C}_z)$ étant définie, celles de ρ et de σ sont immédiates. On peut d'ailleurs après avoir calculé $d(\mathfrak{C}_z)$ déterminer par un simple graphique les valeurs des efforts σ et ρ dont la résultante est précisément $d(\mathfrak{C}_z)$.

Le maximum de σ correspond également ici à l'abscisse $x_0 = \frac{d}{2}$ et a pour valeur $\frac{\pi d}{8}$. Aussi ce qui a été mentionné à propos du type du pont de Pittsburg est applicable ici.

Pont suspendu rigide à câbles paraboliques et longeron horizontal avec articulation centrale. — Ce type de pont est un cas très singulier également du système général étudié plus haut. La membrure inférieure est ici le longeron horizontal, la membrure supérieure un câble parabolique, la triangulation est formée de montants et de bracons (fig. 31).

Les formules qui permettent de déterminer la valeur des efforts dans le câble et dans le longeron se déduisent des formules générales d'un système à trois articulations.

Reportons-nous au cas où :

$$d > z > x_0$$

à la formule (7) que nous rappelons :

$$\varepsilon = -\frac{P}{\Delta_0} (d - z) \left[\frac{f_1 x_0 + d_1 y_0}{f_1 d + d_1 f} \right],$$

ici $f = f_1$, $d = d_1$, $y_0 = 0$, $\Delta_0 = MN \cos \theta$, $MN = \frac{f}{d^2} x_0^2$ et $\operatorname{tg} \theta = \frac{dy}{dx} = \frac{2fx_0}{d^2}$, finalement on en conclut dans le câble une détension :

$$(70) \quad \varepsilon = -\frac{P}{2f \cdot dx_0} \cdot (d - z) \sqrt{d^4 + 4f^2 x_0^2}.$$

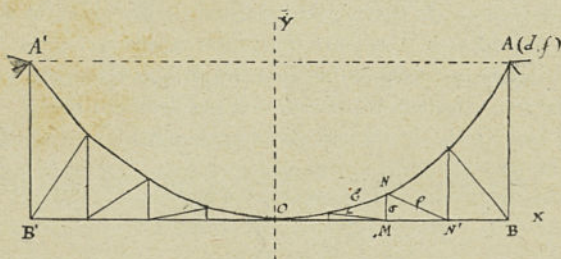


Fig. 31.

De même la formule (12) donne dans le longeron une tension :

$$T = +\frac{P}{\Delta_1} (d - z) \left[\frac{f_1 x_1 + y_1 d_1}{f_1 d + d_1 f} \right],$$

où $f = f_1$, $d = d_1$, $\Delta_1 = y_1 = MN$, $x_1 = x_0$, d'où on conclut :

$$(71) \quad T = +\frac{P}{2 \cdot f} (d - z) \cdot \frac{d + x_0}{x_0}.$$

De même pour :

$$0 < z < x_0$$

on déduira des formules générales (9) et (14) les suivantes :

$$(72) \quad \varepsilon = - \frac{P}{2f \cdot dx_0} \sqrt{d^4 + 4f^2 x_0^2} \left[d - z - \frac{2d}{x_0} (x_0 - z) \right],$$

$$(73) \quad T = + \frac{P}{2 \cdot f \cdot x_0} \left[(d + x_0) (d - z) - \frac{2d^2}{x_0} (x_0 - z) \right].$$

Enfin pour

$$-d < z < 0$$

les formules (11) et (16) donnent :

$$(74) \quad \varepsilon = + \frac{P}{2 \cdot f \cdot d \cdot x_0} \sqrt{d^4 + 4f^2 x_0^2} (d + z),$$

$$(75) \quad T = - \frac{P}{2fx_0} (d - x_0) (d + z).$$

Quelle que soit la valeur de z l'effort développé par une surcharge concentrée P sur le câble est : une détension pour $d > z > x_0$ et une augmentation de tension pour $-d < z < 0$; au contraire pour le longeron dans le premier cas on a une tension et dans le second cas une compression.

Si maintenant z varie de x_0 à $\frac{dx_0}{2d - x_0}$,

$$\frac{dx_0}{2d - x_0} < z < x_0,$$

le câble subit une détension et le longeron une tension ; si on a :

$$0 < z < \frac{dx_0}{2d - x_0}$$

le câble subit une augmentation de tension et le longeron une compression.

Surcharge partielle ou complète uniformément répartie sur le tablier. — Les formules précédentes de (70) à (75) permettent de déterminer les efforts développés dans le câble et dans le longeron sous l'action d'une surcharge partielle ou complète uniformément répartie sur le tablier.

Le tableau de la page 111 résume les résultats de cette recherche :

Lorsque la surcharge est complète et couvre tout le tablier le câble travaille comme s'il était seul et le longeron ne remplit aucun rôle. Toutefois dans ce type de pont suspendu, on constate que, dans le longeron et dans le câble, des efforts : tantôt de tension, tantôt de compression sont développés dans ces deux éléments suivant la portion du tablier couverte par la surcharge.

Pour que la stabilité de l'effort de tension dans le câble soit assurée, il suffit que la tension initiale du câble due au poids permanent soit supérieure à la détension maximale que la surcharge peut développer. Cette condition se traduit par la relation :

$$\pi \leq p \frac{x_0(2d - x_0)}{(d - x_0)^2}.$$

Si cette condition n'est pas remplie le câble serait exposé à subir un effort de compression ; il ne pourrait pas dans ce cas être constitué avec des fils d'acier.

Le système actuel présente cette caractéristique que les efforts \tilde{C} et T correspondant à une surcharge partielle quelconque, deviennent tous infinis pour $x_0 = 0$.

Abscisses limites de la zone surchargée		Effort normal \mathcal{E} développé dans le câble au point $N(x_0, \gamma)$	Effort normal T développé dans le longeron au point $M(x_0, 0)$
Limite inférieure	Limite supérieure		
x_0	d	$-\frac{\pi}{4f \cdot d} \sqrt{d^3 + 4f^2 x_0^2} \cdot \frac{(d - x_0)^2}{x_0}$	$+\frac{\pi}{4f} \frac{(d + x_0)(d - x_0)^2}{x_0}$
0	x_0	$+\frac{\pi}{4 \cdot f \cdot d} \sqrt{d^3 + 4f^2 x_0^2} \cdot x_0$	$+\frac{\pi}{4f} x_0 (d - x_0)$
$-d$	0	$+\frac{\pi}{4 \cdot f \cdot d} \sqrt{d^3 + 4f^2 x_0^2} \cdot \frac{d}{x_0}$	$-\frac{\pi}{4f} \frac{d^2 (d - x_0)}{x_0}$
0	d	$-\frac{\pi}{4f} \sqrt{d^3 + 4f^2 x_0^2} \left(\frac{d - 2x_0}{x_0} \right)$	$+\frac{\pi}{4f} \frac{x_0}{d^2 (d - x_0)}$
$\frac{2dx_0}{2d - x_0}$	d	$-\frac{\pi}{2f} \sqrt{d^3 + 4f^2 x_0^2} \frac{(d - x_0)}{x_0 (2d - x_0)}$ (Max nég.)	$))$
$-d$	$\frac{2dx_0}{2d - x_0}$	$+\frac{\pi}{2f} \sqrt{d^3 + 4f^2 x_0^2} \frac{d^2}{x_0 (2d - x_0)}$ (Max. posit.)	$))$
$\frac{dx_0}{2d + x_0}$	d	$))$	$+\frac{\pi d^2 (d + x_0)(d - x_0)}{2f \cdot x_0 (2d + x_0)}$ (Max. posit.)
$-d$	$\frac{dx_0}{2d + x_0}$	$))$	$-\frac{\pi d^2 (d + x_0)(d - x_0)}{2f \cdot x_0 (2d + x_0)}$ (Max. nég.)
$-d$	$+d$	$+\frac{\pi d^2}{2f} \sqrt{1 + \frac{4f^2}{d^4} x_0^2}$	0

Cela veut dire que dans l'hypothèse qui a servi de base aux calculs, et d'après laquelle l'axe rectiligne du longeron est tangent à l'arc parabolique du câble au milieu o de la portée (fig. 31), la rigidité du pont ne peut être obtenue lorsque la surcharge est partielle, et l'équilibre exige nécessairement que la figure du câble soit déformée aux environs du point o .

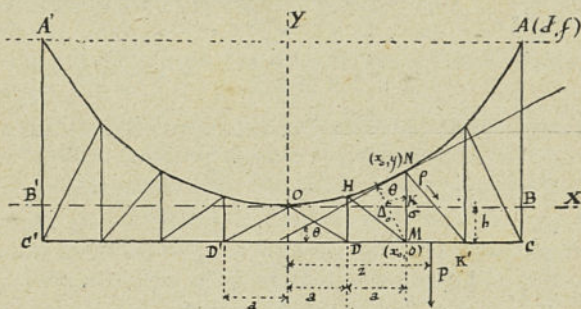


Fig. 32.

Cela était évident *a priori* puisque ainsi l'ouvrage se réduit aux environs du point O à une poutre sans hauteur, partant sans rigidité. Il est facile de remédier à cet inconvénient qui ne peut même pas, par le fait, se réaliser dans la pratique, il est évident que, le longeron restant au-dessus du câble, les axes de ces deux éléments ne se confondent point au milieu de la portée. Il suffit de placer l'axe horizontal du longeron en $CDD'C'$ à une distance verticale h de la tangente BB' au sommet de la parabole (fig. 32). Dans le voisinage du milieu de la portée en D et D' , le longeron est arrêté et ses extrémités D, D' sont reliées à l'articulation centrale o .

Pour calculer avec une approximation suffisante dans la partie ACDH du pont les efforts normaux subis par le câble et le longeron, il suffit de multiplier les résultats donnés par les formules du tableau précédent, sauf le cas de la surcharge complète, par le rapport :

$$\frac{NK}{MN} = \frac{y}{y+h} = \frac{x_0^2}{x_0^2 + d^2} \cdot \frac{h}{\bar{f}}$$

Comme h est toujours très petit, ce rapport est toujours voisin de l'unité, et la correction n'a pas grande importance : au surplus les formules du tableau donnent toujours des valeurs trop fortes pour \mathcal{C} et T ; et on peut ne pas se préoccuper de cette correction, bien qu'elle soit des plus simples à faire.

Aux environs du point d'articulation o , la distance verticale du câble au longeron varie de HD à zéro. Le coefficient de correction est égal à :

$$\frac{y}{y + \frac{hx}{a}} = \frac{x^2}{x^2 + \frac{d^2h}{f \cdot a} x} = \frac{fax}{fax + d^2h} \quad \text{ou : } DD' = 2a.$$

Il est facile de voir que pour une surcharge partielle quelconque le produit de \mathcal{C} ou de T par ce coefficient de correction ne devient plus infini quand x se réduit à zéro. L'ouvrage ainsi établi a bien la rigidité voulue.

Les valeurs maxima que peuvent présenter les efforts normaux subis par le câble en $N(x_0, y)$ et le longeron en $M(x_0, o)$ sous l'influence du poids permanent p et de la surcharge partielle ou totale π , sont en définitive fournies par les formules suivantes :

Maximum positif	Maximum négatif	Coefficient de correction
$C = + \frac{pd^2}{2f} \sqrt{1 + \frac{hf^2}{d^3} x^2} \left\{ 1 + \frac{\pi}{p} \cdot \frac{d^2}{x(2d-x)} \right\}$	$+ \frac{pd^2}{2f} \sqrt{1 + \frac{hf^2}{d^3} x^2} \left\{ 1 - \frac{\pi}{p} \frac{(d-x)^2}{x(2d-x)} \right\}$	$\frac{fx^2}{fx^2 + d^2h}$ pour $\left. \begin{array}{l} d > x > a \\ -d < x < -a \end{array} \right\}$ et
$T = + \frac{\pi d^2}{2 \cdot f} \cdot \frac{(d+x)(d-x)}{x(2d+x)}$	$- \frac{\pi d^2}{2f} \frac{(d+x)(d-x)}{x(2d+x)}$	$\frac{afx}{afx + d^2h}$ pour $a > x < -a$

La limite supérieure du maximum positif de \bar{C} s'obtient pour $x = d$: c'est précisément l'effort normal que subirait le câble supposé isolé sous l'action du poids permanent et de la surcharge complète soit

$$\bar{c} = + \frac{(p + \pi)d^2}{2f} \sqrt{1 + \frac{4f^2}{d^2}}$$

Le maximum négatif de \bar{C} et les maxima positifs et négatifs de T atteignent leurs limites supérieures pour des valeurs de x qui dépendent des valeurs attribuées à h , a ; plus h est petit plus les valeurs de x correspondant à ces limites supérieures se rapprochent de a .

Calcul de la triangulation. — En appliquant les formules générales données plus haut on en déduit :

$$\sigma = - \frac{\pi}{4d} \frac{(d-x)^2 x}{x+a}$$

Cette valeur de σ doit être d'ailleurs multipliée par le coefficient de correction

$$\frac{1}{1 + \frac{d^2}{x^2} \cdot \frac{h}{f}}$$

Pour $-a < x < a$ la triangulation est nécessairement supprimée vu le peu de hauteur de l'ouvrage dans le voisinage du point O .

Cet effort de compression est nul au droit de la culée pour $\pm d = x$ et croît au fur et à mesure que x diminue en valeur absolue. Il est toujours inférieur à $\frac{\pi d}{4}$. Quant à

l'effort subi par le bracon NK' (fig. 32) il se détermine facilement par la relation :

$$\rho = -\sigma \sqrt{1 + \frac{a^2}{y^2}}$$

Comme on l'a vu plus haut les éléments de la triangulation n'interviennent que sous l'influence d'une surcharge partielle, et les efforts maxima sont susceptibles de changer de signe. Si l'on tient à ce qu'il n'y ait jamais renversement d'effort dans ces éléments, il convient d'employer des contre-tirants ou contre-braçons, en établissant des croix de Saint-André entre les montants ; mais il paraît plus pratique d'établir les pièces verticales et les pièces obliques dans des conditions telles qu'elles puissent indifféremment travailler à l'extension et à la compression.

Pont suspendu rigide à câbles paraboliques et poutre de rigidité avec articulation centrale. —

Principe du système. Ce système de pont que nous allons définir dérive également du type général étudié plus haut de deux solides indéformables suspendus avec trois articulations. Il est évident que la variété presque infinie, dérivant du système général précité, de ces systèmes ne présente d'intérêt qu'autant que leur exécution est pratique et économique. Celui-ci est particulièrement appelé à un grand avenir parce qu'il est statiquement défini, sans hypothèse aucune, et de plus il est de construction simple.

Nous allons d'abord définir le système purement théorique, nous montrerons avec quelle facilité tous ses éléments se déterminent et nous désignerons ensuite les dispositions pratiques qui permettent de réaliser les conditions imposées théoriquement.

Nous prendrons pour nous placer dans le cas le plus général celui d'une travée dissymétrique, c'est-à-dire une travée où les points d'appui ou de fixation des extrémités des câbles ne sont pas à une même hauteur au-dessus du tablier.

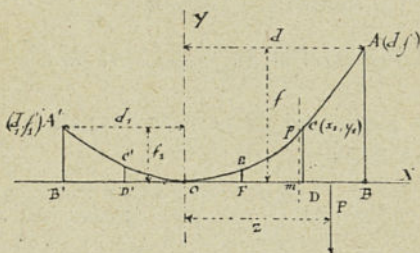


Fig. 33.

Le système comprend (fig. 33) un câble parabolique AOA', des barres AB, A'B' et des poutres de rigidité BO, B'O, le tout articulé aux points A, A', O, B, B'. Tel est dans chaque plan vertical de tête l'ensemble de la suspension auquel on ajoute des tiges de suspension CD, EF, ... ; C'D', ... en général équidistantes. Si les poutres de rigidité BO, B'O sont calculées pour répondre à leur rôle de répartir les surcharges sur les portions BO, B'O du tablier sans se déformer, on a donc un ensemble de deux solides AOB et A'OB' indéformables ayant trois articulations A, O, A'.

Dans ces conditions les formules précédentes sont applicables de (7) à (16).

Semelles ou plate-bandes des poutres de rigidité.

— Si l'on remarque que dans les formules générales de (12) à (16); le produit $T\Delta_1$ représente au signe près le

moment de flexion μ , développé dans la section mp des poutres de rigidité, on en déduit :

1° Dans le cas où :

$$d > z > x_1,$$

la formule (12) donne :

$$(76) \quad \mu_z = -P(d-z) \frac{f_1 x_1 + y_1 d_1}{f_1 d + f d_1} = -P(d-z) \frac{x_1 (d_1 + x_1) f_1}{(f_1 d + f d_1) d_1}$$

dans le cas particulier d'une travée symétrique $f = f_1$, $d = d_1$, on a donc :

$$\mu_z = -\frac{P}{2} (d-z) \left(\frac{x_1}{d} + \frac{y_1}{f} \right) \quad \text{mais :} \quad \frac{y_1}{f} = \frac{x_1^2}{d^2},$$

la formule précédente s'écrit :

$$\mu_z = -\frac{P}{2d^2} (d-z) (d+x_1)x_1,$$

pour $z = x_1$ on déduit :

$$(77) \quad \mu_{x_1} = -\frac{P}{2d^2} x_1 (d^2 - x_1^2),$$

et pour $z = d$, $\mu_d = 0$.

2° Dans le cas où $0 < z < x_1$ la formule (14) donne :

$$(78) \quad \mu_z = -P \left\{ z \left[1 - \frac{d_1 y_1 + f_1 x_1}{d_1 f + f_1 d} \right] - d_1 \frac{(f x_1 - d y_1)}{d_1 f + f_1 d} \right\}$$

et pour une travée symétrique :

$$\mu_z = \frac{P}{2d^2} (d-x_1) \left[x_1 d - z(2d+x_1) \right].$$

On voit que si l'on donne à z la valeur x_1 , on retrouve la valeur de μ_{x_1} fournie par l'équation (77), ce qui était évidemment à prévoir.

Cette valeur du moment de flexion s'annule pour :

$$z = \frac{dx_1}{2d + x_1},$$

pour $z = 0$, on a :

$$(79) \quad \mu_0 = P \cdot \frac{x_1(d - x_1)}{2d}.$$

3° Dans le cas où $-d < z < 0$, la formule (16) fournit la relation :

$$(80) \quad \mu_z = + P (z + d_1) x_1 \frac{fd_1(d - x_1)}{d_1^2(fd_1 + f_1d)}.$$

Dans le cas d'une forme symétrique :

$$(81) \quad \mu z = + \frac{P}{2d^2} x_1 (d - x_1)(d + z),$$

pour $z = -d$, $\mu_{-d} = 0$, pour $z = 0$, μ_0 est la valeur trouvée en (79).

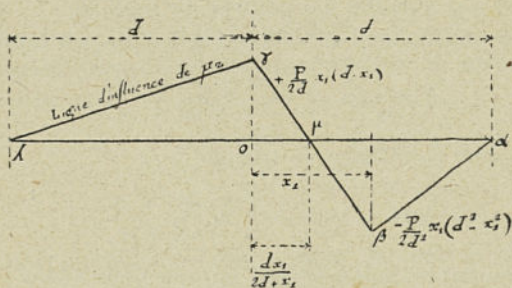


Fig 34.

Avec les formules précédentes on en déduit sans difficulté la ligne d'influence du moment de flexion relative à la section verticale de la poutre d'abscisse x_1 pour toute surcharge concentrée P en un point quelconque du tablier. Le diagramme (fig. 34) indique pour $z = x_1$ un mini-

num algébrique et pour $z = 0$ un maximum algébrique. Entre les points β , γ , la ligne d'influence coupe l'axe des x au point d'abscisse :

$$\frac{dx_1}{2d + x_1}.$$

La surcharge P placée en ce point ne donne donc pas naissance dans la section considérée à aucun moment de flexion.

La relation entre le minimum et le maximum algébrique est :

$$\mu_{x_1} = -\mu_0 \left(1 + \frac{x_1}{d} \right).$$

On en conclut qu'en valeur absolue le minimum algébrique est le plus grand et doit être considéré comme le moment de flexion maximum servant à définir la section à donner aux semelles des poutres de rigidité.

Si l'on détermine l'aire du triangle $\alpha\beta\mu$, on trouve :

$$\text{Aire } \alpha\beta\mu = -\frac{P}{2} x_1 \frac{d^2 - x_1^2}{2d + x_1}.$$

De même pour l'aire du triangle $\mu\gamma\lambda$:

$$\text{Aire } \mu\gamma\lambda = +\frac{P}{2} x_1 \frac{d^2 - x_1^2}{2d + x_1}.$$

Ce résultat évident *a priori*, puisque nous avons adopté pour le tracé des câbles de la suspension une parabole, montre qu'une surcharge uniformément répartie de poids P par mètre courant ne donne lieu à aucun moment de flexion dans les poutres de rigidité.

Surcharge concentrée et surcharge uniformément répartie sur une partie du tablier. — Si l'on envisage

le cas d'une surcharge uniforme partiellement répandue sur le tablier de poids π par mètre courant en même temps qu'une surcharge concentrée P , le cas le plus défavorable se produira quand la surcharge π couvrira la portion $\alpha\mu$ et lorsque la surcharge P se trouvera au droit de la section considérée ; le moment de flexion maximum sera donc :

$$(82) \quad \text{Max. } \mu = \frac{x_1(d^2 - x_1^2)}{2} \left[\frac{\pi}{2d + x_1} + \frac{P}{d^2} \right].$$

Section où se produit le maximum maximum du moment de flexion. — Le maximum du moment de flexion est fourni par la relation (82) ; la section cherchée sera donnée par l'une des racines de l'équation :

$$\frac{\partial}{\partial x_1} (\text{max. } \mu) = 0,$$

comprise entre a et d . La résolution de cette équation du quatrième degré étant assez complexe, il suffit de tracer les courbes :

$$y = x(d^2 - x^2) \frac{P}{4d^2}$$

et

$$Y = \frac{x(d^2 - x^2)}{2d + x} \cdot \frac{\pi}{2}$$

et de prendre l'abscisse x pour laquelle la somme des ordonnées $y + Y$ est maximum.

On a ainsi déterminé exactement : la section où se produit ce maximum maximum du moment de flexion et sa valeur $y + Y$.

Il est facile de voir que l'abscisse correspondant au maximum de y , est :

$$(83) \quad x = 0,5321 d$$

et celle correspondant au maximum de Y est :

$$(84) \quad x = 0,577 d.$$

Si pour se placer dans un cas très pessimiste on prend pour la valeur du moment de flexion maximum maximum la somme des ordonnées des courbes correspondantes aux abscisses (83) et (84) on trouve :

$$\text{Max. Max. } \mu = y + Y = 0,1925 Pd + 0,0753 \pi d^2.$$

On a ainsi toute facilité pour définir avec sécurité les sections à donner aux semelles des poutres de rigidité.

Montants et bracons des poutres de rigidité. —

Comme ces poutres de rigidité sont en général de hauteur constante il suffit de déterminer la valeur de l'effort tranchant maximum en chaque section des poutres. Il faut pour cela définir la valeur de l'effort tranchant développé dans la section mp (fig. 33) par la présence d'une surcharge concentrée P .

Il y a donc lieu de même que précédemment d'envisager les trois cas suivants :

$$1^\circ d > z > x_1.$$

De la formule (76) on déduit pour l'effort tranchant E_z

$$E_z = \frac{\partial \mu z}{\partial x_1} = - P \frac{(d-z)f_1(d_1 + 2x_1)}{(f_1 d + f d_1)d_1},$$

formule qui se simplifie dans le cas d'une ferme symétrique :

$$E_z = - P \frac{(d-z)(d + 2x_1)}{2d^2},$$

on voit que pour $z = d$ $E_d = 0$ et pour $z = x_1$;

$$(85) \quad E_{x_1} = - \frac{P}{2} \left(1 + \frac{x_1}{d} - 2 \frac{x_1^2}{d^2} \right),$$

valeur toujours négative, puisque $x_1 < d$.

$$2^{\circ} 0 < z < x_1.$$

De la formule (78) on déduit :

$$E_z = \frac{\partial \mu z}{\partial x_1} = \frac{P}{d_1 f + f_1 d} \left[z(d_1 + 2x_1) \frac{f_1}{d_1} + d_1(d - 2x_1) \frac{f}{d} \right],$$

dans le cas d'une travée symétrique :

$$E_z = \frac{P}{2d^2} \left[z(d + 2x_1) + d(d - 2x_1) \right].$$

Pour $z = x_1$ cette expression devient :

$$E_{x_1} = \frac{P}{2} \left[1 - \frac{x_1}{d} + \frac{2x_1^2}{d^2} \right], \text{ valeur toujours positive ;}$$

pour $z = 0$, $E_0 = \frac{P}{2d} (d - 2x_1)$ valeur positive ou négative suivant que la section x_1 considérée est à gauche ou à droite du milieu de la demi-travée.

La valeur de E_z ne peut s'annuler que pour une valeur de z comprise entre 0 et x_1 que si l'abscisse

$$z_1 = \frac{d_1 \cdot (2x_1 - d)}{2x_1 + d_1} \cdot \frac{f d_1}{f_1 d}$$

est positive, c'est-à-dire si $x_1 > \frac{d}{2}$.

3^o $-d < z < 0$. Dans ce cas la formule (80) donne :

$$E_z = \frac{\partial \mu z}{\partial x_1} = P(d_1 + z) \frac{f_1 d (d - 2x_1)}{d_1^2 (f d_1 + f_1 d)},$$

soit pour une ferme symétrique,

$$E_z = \frac{P}{2d^2} (d + z)(d - 2x_1).$$

En faisant $z = 0$, on retrouve la valeur E_0 précédente, pour $z = -d$, $E_{-d} = 0$.

Les formules précédentes permettent de tracer nette-

ment la ligne d'influence de la valeur de E_x . Nous distinguerons toutefois les deux cas suivants : $x_1 < \frac{d}{2}$ et $x_1 > \frac{d}{2}$.

Dans l'hypothèse où $x_1 < \frac{d}{2}$ le minimum algébrique est plus grand que le maximum algébrique ; on voit de même que le maximum algébrique est supérieur à E_0 (fig. 35). Si l'on évalue l'aire du triangle $\alpha\beta_1\delta$ et celle du contour brisé $\beta_2\lambda\delta\beta$ on constate que ces deux aires sont égales à :

$$\frac{Pd}{4} \left[1 - \frac{3x^2}{d^2} + \frac{2x^3}{d^3} \right]$$

au signe près. En conséquence une surcharge uniformément répartie n'a aucune influence dans les poutres, c'est une caractéristique de tous les systèmes sur câbles paraboliques du second degré.

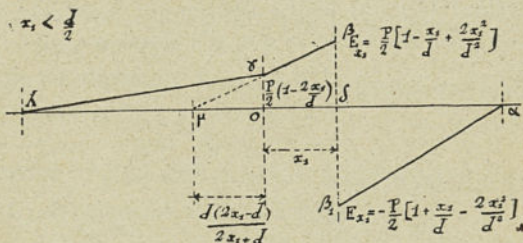


Fig. 35.

Dans le cas d'une surcharge uniforme π par mètre courant partiellement répandue sur le tablier, c'est-à-dire de α à δ coïncidant avec une surcharge concentrée P , l'effort tranchant est maximum quand P est en δ , on a alors pour la valeur de l'effort :

$$\text{Max. } E = \frac{\pi d}{4} \left(1 - \frac{3x^2}{d^2} + \frac{2x^3}{d^3} \right) + \frac{P}{2} \left(1 + \frac{x}{d} - \frac{2x^2}{d^2} \right), \quad x < \frac{d}{2}.$$

Le maximum maximorum de l'effort tranchant se produira dans la section x définie par l'équation

$$\frac{\partial (\text{Max. } E)}{\partial x} = 0$$

soit :

$$3\pi x^2 - x(4P + 3\pi d) + Pd = 0.$$

Cette équation a deux racines réelles dont une comprise entre 0 et $\frac{d}{2}$ qui correspond bien au maximum maximorum puisque :

$$\frac{\partial^2 (\text{Max. } E)}{\partial x^2}$$

est négatif pour toutes valeurs de $x < \frac{d}{2}$.

Si comme pour la détermination du moment maximum maximorum de flexion on prend la somme des valeurs maxima des efforts tranchants dus séparément au poids uniformément réparti et à la surcharge concentrée P on trouve pour le premier :

$$\text{la section } x = 0 \text{ donnant le maximum } \frac{\pi \cdot d}{4}$$

pour le second :

$$\text{la section } x = \frac{d}{4} \text{ donnant le maximum } \frac{9}{16} \cdot P.$$

La somme de ces deux valeurs $\frac{\pi d}{4} + \frac{9}{16} P$ est donc supérieure au maximum maximorum de l'effort tranchant cherché.

Dans l'hypothèse où $x_1 > \frac{d}{2}$ le diagramme de la ligne d'influence de l'effort tranchant (fig. 36) indique que le

à partir de là l'effort tranchant varie de cette valeur jusqu'à son maximum maximorum qui est inférieur à :

$$\beta\beta' \leq 9 \cdot \frac{P}{16} + \frac{\pi d}{4} = \frac{1}{16} P + \alpha_0.$$

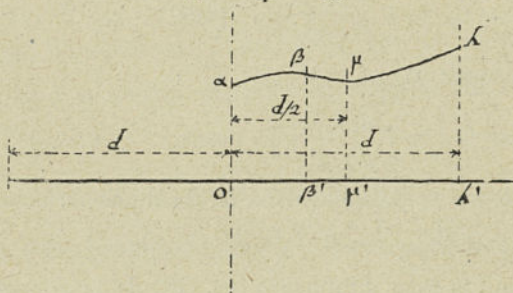


Fig. 37.

Sa valeur décroît jusqu'en $\mu\mu'$

$$\mu\mu' = \frac{P}{2} + \frac{\pi d}{8}$$

puis elle croît constamment jusqu'à $\lambda\lambda' = P + \frac{\pi d}{3}$.

Câbles principaux de la suspension. — Comme toutes les tiges de suspension et les deux barres rigides extrêmes du système sont verticales on peut en déduire, sans faire aucune hypothèse sur la forme de la courbe décrite par les câbles principaux que :

1° En tous points de la courbe des câbles la tension horizontale qui y est développée est constante quelle que soit la distribution des charges et surcharges ;

2° Cette tension constante a pour valeur la réaction horizontale développée par les câbles sur leurs points de fixation.

Tout se résume à déterminer la valeur de cette réaction. La formule (1) établie plus haut donne dans le cas d'une ferme dissymétrique :

$$A_x = C_x = P \frac{d_1(d-z)}{fd_1 + f_1d} \quad \text{pour} \quad d > z \geq 0$$

et la formule (4)

$$A'_x = C'_x = P \frac{d(d_1+z)}{fd_1 + f_1d} \quad \text{pour} \quad -d_1 < z < 0.$$

Ces valeurs se réduisent dans le cas d'une ferme symétrique à $P \frac{(d-z)}{2f}$ et $P \frac{(d+z)}{2f}$. On obtient ainsi immédiatement la ligne d'influence (fig. 38) de la composante horizontale développée par tout poids P , le maximum :

$$0\beta = \frac{P \cdot d}{2 \cdot f}.$$

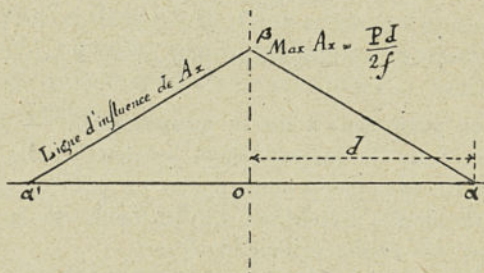


Fig. 38.

Cette ligne d'influence, permet de déterminer dans le cas le plus défavorable d'une surcharge π uniforme totalement répandue sur le tablier et d'une surcharge concen-

trée P la tension horizontale maximum maximorum développée dans les câbles paraboliques, soit :

$$\text{Max. } \sigma = \frac{d}{2f} [P + \pi d].$$

Comme l'inclinaison θ du câble sur la verticale est $\frac{d}{2f} = \text{tg } \theta$ la tension véritable développée dans le câble est :

$$[P + (\pi + p) d] \sqrt{\left(\frac{d}{2f}\right)^2 + 1}$$

p étant le poids permanent du tablier suspension comprise.

Tiges de suspension et tiges extrêmes. — Les tiges de suspension étant verticales et équidistantes les tractions développées dans ces tiges sont toutes égales entre elles. Si a est l'écartement des tiges cette traction constante pour toutes les tiges est donc :

$$a \left[p + \pi + \frac{P}{d} \right].$$

En ce qui concerne les tiges extrêmes AB, ou A'B' (fig. 33) l'effort σ développé dans l'une d'elles est la différence entre la réaction du point d'appui A et la composante verticale de la tension du câble. On a vu dans les formules (2) et (5) qu'elles étaient les réactions sur l'appui suivant que $d > z > 0$ ou $-d_1 < z < 0$, quant à la composante verticale de la tension du câble elle est :

$$A_x \cdot \frac{2f}{d}$$

en conséquence les tiges extrêmes supportent les tensions suivantes (fig. 39) :

$$\sigma = \frac{P}{2} \left(1 + \frac{z}{d} \right) - \frac{2f}{d} \cdot \frac{P}{2f} (d - z) = \frac{P}{2} \left(\frac{3z}{d} - 1 \right) \text{ pour } d > z > 0$$

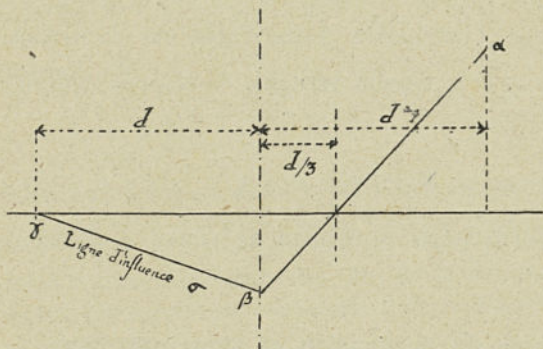


Fig. 39.

et :

$$\sigma = -\frac{P}{2} \left(\frac{z}{l} - 1 \right) \quad \text{pour } 0 > z > -d.$$

La ligne d'influence de cet effort σ s'en déduit. On en conclut donc pour une surcharge π partielle et uniforme :

$$\text{Max. } \sigma = P + \frac{\pi d}{3} \quad (\text{tension})$$

$$\text{Min. } \sigma = -\left(\frac{P}{2} + \frac{\pi d}{3} \right) \quad (\text{maximum de compression}).$$

Réalisation en exécution des conditions théoriques imposées au système. — Il faut pour réaliser pratiquement les conditions imposées théoriquement que les points d'articulation B et B' se déplacent sur des tiges rigides de longueur AB (ou A'B') articulées en A (ou A').

Ceci revient à dire que les points B, B' décrivent des arcs de rayon AB (ou A'B') dans le plan vertical des fermes de suspension. Mais comme ces tiges doivent résister aussi bien à des efforts de tension qu'à des efforts de compression il suffira en pratique de supprimer les tiges AB, A'B' et de laisser libres les extrémités B et B' de se déplacer horizontalement entre deux séries de galets qui réaliseront l'invariabilité des distances AB, A'B' dans la limite de l'élasticité de la matière.

En ce qui concerne le nœud d'articulation centrale dans les câbles de la suspension, il est nécessaire de le réaliser si on emploie des câbles en fil d'acier de gros diamètre puisque les efforts qui se développent en ce point donnent lieu à des flexions contraires et souvent répétées qui provoqueraient nécessairement la rupture des fils. Si on emploie un grand nombre de câbles à petit diamètre les flexions alternatives n'auront pas assez d'amplitude pour provoquer aussi hâtivement l'usure des fils par glissement sur eux-mêmes et par suite leur rupture.

Une étude intéressante sur la comparaison du métal employé, dans les poutres de rigidité de ce système de pont suspendu rigide, avec celui qui serait nécessaire dans un pont suspendu semi-rigide calculé d'après la méthode de M. Maurice Lévy a conduit M. le lieutenant-colonel Gisclard au résultat suivant¹ :

« On réalise dans le système à articulation centrale une économie de $\frac{1}{5}$ sur le poids des poutres de rigidité continues à section constante nécessitées par les poutres de rigidité du système semi-rigide. »

¹ GISCLARD, I. B.

Pont suspendu à ferme triangulée indéformable.
(Système Gislard). — Un des exemples les plus remarquables de l'application du système le plus général de deux solides possédant trois articulations est le système imaginé par M. le lieutenant-colonel Gislard et dont l'application la plus importante est le pont de la Cassagne, dont nous parlerons plus loin, pour voie ferrée.

Ce système de pont suspendu rigide comprend deux demi-fermes triangulées indéformables dans la limite d'élasticité de la matière. Tous les éléments de ces fermes travaillent exclusivement à la tension (fig. 40).

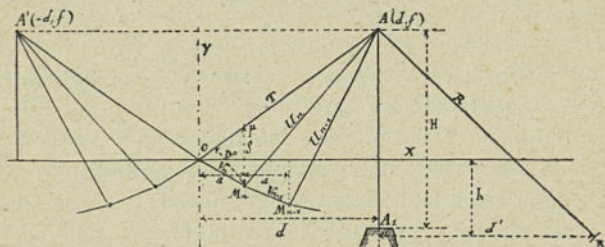


Fig. 40.

Ce système dérive du système dissymétrique général de deux solides indéformables à trois articulations.

En effet, si on ajoute au système à trois articulations AM_nO , un autre système semblable $AM_{n-1}M_n$ on a un nouveau système dissymétrique auquel tout ce qui s'applique au premier AM_nO s'applique également, en tenant compte toutefois des nouvelles coordonnées des points A et M_n par rapport à M_{n-1} qui est la nouvelle origine, comme M_n était l'origine dans le système AM_nO .

On pourra ainsi avoir un certain nombre de ces systèmes dissymétriques à trois articulations s'ajoutant les

uns aux autres. Si l'on réduit les membrures inférieures et supérieures à des lignes droites (ou pratiquement à des arcs avec très peu de flèche) on obtient, comme cas particulier, le système rigide à ferme triangulée du lieutenant-colonel Gisclard.

Dans ce cas particulier, les bracons et les montants envisagés comme rendant indéformables les solides considérés sont ici inutiles, puisque les éléments : membrures inférieures et supérieures, auxquels ils se réduisent travaillent exclusivement à la tension dans le plan vertical des forces auxquelles ils sont soumis et forment des triangles indéformables dans la limite de l'élasticité du métal.

Il est évident que la stabilité des efforts de tension dans les éléments de cette ferme triangulée n'est assurée que si le contour des nœuds M_n, M_{n-1}, \dots vérifie les conditions déterminées précédemment dans l'étude générale d'un système à trois articulations.

Nous allons successivement montrer comment on peut déterminer :

1° Les conditions de stabilité des efforts développés dans l'un des câbles T, U_n ou V_n de la ferme ;

2° Les efforts maxima et minima développés dans ces éléments sous l'influence des poids permanents et des surcharges concentrées ou uniformément réparties.

Câbles T allant des appuis à l'articulation centrale.

— L'effort résultant qui sera développé dans le câble T (fig. 40) comprendra :

1° L'effort de tension T_1 dû au poids permanent p supposé constant par mètre courant ;

2° L'effort de tension T_2 qui est la somme algébrique

des efforts développés par les poids permanents concentrés aux nœuds d'articulation de la ferme ;

3° L'effort de compression T_3 maximum développé par le train d'épreuve disposé dans la position la plus défavorable.

Il suffit de déterminer chacun de ces efforts et d'en faire la somme algébrique soit par le calcul en se basant sur les formules générales données plus haut, soit graphiquement, ce qui est beaucoup plus rapide, et de montrer que le résultat est positif, c'est-à-dire que l'effort résultant est une tension.

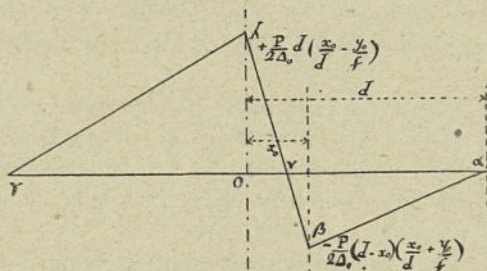


Fig. 41.

1° Par le calcul, on trouve que l'effort T_1 est égal à la somme algébrique des deux triangles $\alpha\beta\gamma$ et $\gamma\lambda\nu$ (fig. 41) ce qui se réduit dans le cas général à :

$$T_1 = + \frac{P}{2\Delta_0} \left\{ x_0^2 - \frac{x_0(d^2f_1 - d_1^2f) + dd_1y_0(d + d_1)}{d_1f + df_1} \right\}.$$

effort qui sera toujours une tension si le point M_n (fig. 40) est extérieur à la parabole passant par les points A, O, A', ayant son axe parallèle à OY et comme tangente à l'origine :

$$\frac{y}{x} = \frac{d_1^2f + d^2f_1}{dd_1(d + d_1)}.$$

Dans le cas général où les points A, A' sont symétriques par rapport à l'axe OY, $d = d_1$, $f = f_1$, donc :

$$T_1 = + \frac{P}{2\Delta_0} \left(x_0^2 - d^2 \frac{y_0}{f} \right).$$

2° En ce qui concerne les poids permanents concentrés aux nœuds d'articulation O, M_n, M_{n-1}, ... M₁ que l'on désignera par p₀, p_n, p_{n-1}, ... les formules (7), (9) et (11) donnent les valeurs des efforts de compression et de tension développés dans le câble T.

Remarquons que la valeur z₁ donnée par la relation (9 bis) est toujours inférieure à x₀ puisque :

$$\frac{d_1(fx_0 - dy_0)}{d_1(f - y_0) + f_1(d - x_0)} < x_0$$

dans le cas général. Cette inégalité se ramène à celle-ci :

$$(d - x_0)(f_1x_0 + d_1y_0) > 0,$$

qui est toujours satisfaite lorsque le point M_n(x₀, y₀) est au-dessus du prolongement de la droite A'O.

Cette condition étant remplie pour le point M_n la valeur T₂ est alors immédiate :

$$T_2 = \frac{1}{2\Delta_0} \left\{ x_0 p_0 - \frac{y_0}{f} a [(n+1)p_0 + 2(np_n + (n-1)p_{n-1} + \dots + p_1)] \right\}.$$

3° Si le train d'épreuve considéré peut être ramené à une surcharge π par mètre courant, sans erreur sensible, on voit que le maximum de compression qui sera développé dans le câble T s'obtient en prévoyant ce train d'épreuve comme occupant toute la longueur α du tablier (fig. 41). On trouve ainsi :

$$T_3 = - T_{20} \cdot \frac{d - z_1}{2},$$

ce qui après simplification s'écrit :

$$T_3 = -\pi \frac{d}{\Delta_0} (d - x_0)^2 \left(\frac{x_0}{d} + \frac{y_0}{f} \right) \frac{1}{2 - \frac{x_0}{d} - \frac{y_0}{f}}$$

On peut ne se servir de cette hypothèse du train d'épreuve considéré comme donnant lieu à une surcharge constante π par mètre courant que comme première approximation.

Il est facile avec le diagramme de la ligne d'influence du câble T de déterminer en prenant les poids des différents essieux du train l'effort de compression maximum dans le cas le plus défavorable.

En résumé, l'effort total qui se produira dans le câble T sera, en vertu du principe de la superposition des efforts, principe applicable dans un système isostatique et indéformable comme l'est ici la ferme de suspension :

$$T = T_1 + T_2 + T_3 = \frac{P}{2\Delta_0} (x_0^2 - \frac{y_0}{f} d^2) + \frac{I}{2\Delta_0} \left\{ p_0 x_0 - \frac{y_0}{f} (d \cdot p_0 + 2 \cdot a \sum_{n=1}^{n=n} n p_n) \right\} - \pi \frac{d}{\Delta_0} \frac{(d-x_0)^2 \left(\frac{x_0}{d} + \frac{y_0}{f} \right)}{2 - \frac{x_0}{d} - \frac{y_0}{f}}$$

Cet effort total sera une tension si :

$$T \geq 0.$$

Pour avoir dans le tracé de la ferme de suspension une marge de sécurité appréciable on prend une valeur de π notablement supérieure à la valeur réelle de la surcharge. Ainsi pour que la stabilité des efforts soit assurée dans les câbles T il suffira de définir la position du point $M_n(x_0, y_0)$ sur la verticale μM_n de telle façon que $T \geq 0$, ceci revient

à prendre le point M_n dans la région positive du plan, par rapport à la cubique $T = 0$, soit :

$$[2df - fx_0 - dy_0] \left[p(x_0^2 - \frac{y_0}{f}d^2) + x_0p_0 - \frac{y_0}{f}(dp_0 + 2a) \sum_{n=1}^{n=n} np_n \right] \\ = 2\pi d(d - x_0)^2 (fx_0 + dy_0).$$

Si le point M_n était pris sur cette cubique, la tension dans les câbles T serait nulle pour la position du train type envisagée, en admettant qu'on donne à π sa valeur exacte. Pour la ferme considérée il suffit de tracer l'arc de cette cubique au voisinage du nœud central O , pour déterminer la position à donner au point M_n .

Efforts maxima et minima dans les câbles T . --

Si l'on remplace dans la formule précédente par les données du projet, les lettres x_0, y_0, f, d, a, \dots ainsi que p, π, p_0, p_n, \dots par les poids d'exécution on trouve la valeur de la tension minimum supportée par l'ensemble des câbles T .

Pour avoir la tension maximum supportée par ces câbles, il suffit de supposer que le train d'épreuve donnant une surcharge π par mètre courant occupe simplement toute la partie du tablier $\nu\gamma$ (fig. 41) donnant lieu à des efforts de tension seuls.

Cette tension maximum T_m est donnée par la relation :

$$T_m = \frac{P}{2\Delta_0} (x_0^2 - \frac{y_0}{f}d^2) + \frac{1}{2\Delta_0} \left\{ x_0p_0 - \frac{y_0}{f}(dp_0 + 2a) \sum_{n=1}^{n=n} np_n \right\} \\ + \frac{\pi d^2}{2f\Delta_0} \cdot \frac{(f - y_0)(fx_0 - dy_0)}{d(f - y_0) + f(d - x_0)}.$$

On peut obtenir graphiquement, d'une façon plus rapide, ce résultat par l'emploi de la ligne d'influence rela-

tive à ces câbles T (fig. 41) d'où une vérification utile du calcul direct.

Remarque. — Le diagramme de la courbe d'influence du câble T indique que si l'on détermine le maximum de la composante horizontale de la tension du câble T pour $z = 0$ on trouve :

$$\text{Max. } T_x = \frac{P \cdot d}{2 \cdot f},$$

puisqu'il est :

$$\text{Max. } T_x = T \cos \theta = \frac{Pd}{2\Delta_0} \left(\frac{x_0}{d} - \frac{y_0}{f} \right) \cos \theta \quad \text{avec } \cos \theta = \frac{\Delta_0}{\delta}$$

et :

$$\delta = y - y_0 = \frac{f}{d} x_0 - y_0.$$

Câbles V_n de la membrure inférieure. — De même que l'on a déduit, de la théorie générale exposée plus haut des systèmes de deux solides invariables à trois articulations, la ligne d'influence concernant les câbles T, de même le diagramme de la ligne d'influence des câbles V_n se déduit des mêmes formules générales de (12) à (16).

En effet, il suffit de remarquer (fig. 42) que la formule (12) donne ici :

1° Pour $d > z > x_1$ ou x_0

$$V_n = \frac{P(d-z)}{\Delta_1} \cdot \frac{x_0}{d};$$

puisque $f = f_1$; $d = d_1$; $\frac{y_1}{f} = \frac{x_1}{d}$ $x_1 = x_0$.

Ainsi la valeur de la tension dans le câble V varie de $V_n = 0$ à :

$$V_n = \frac{P x_0 (d - x_0)}{d \Delta_1},$$

lorsque le point d'application de la surcharge P varie de d à x_0 .

2° Pour $d < z < x_1$ ou x_0 , la formule (14) donne ici :

$$V_n = \frac{Pz(d-x_0)}{d \Delta_1}.$$

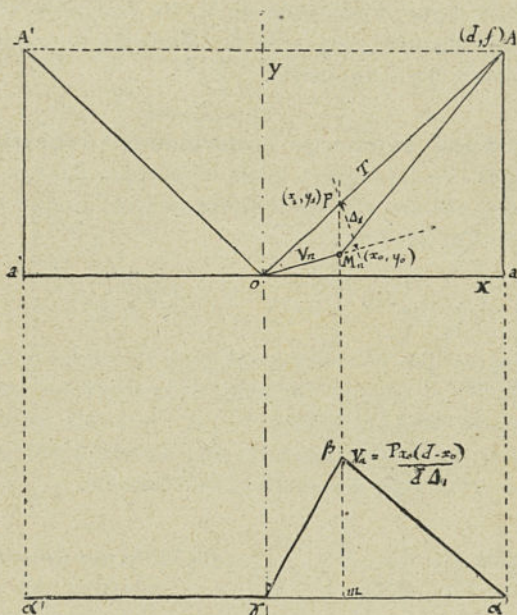


Fig. 42.

Cette valeur varie de $V_n = 0$ à $V_n = \frac{P x_0 (d - x_0)}{d \Delta_1}$, quand z varie de d à x_0 .

3° Enfin la formule (16) montre que $V \equiv 0$ lorsque la surcharge est à gauche de l'articulation centrale.

Le diagramme de la ligne d'influence de ces câbles V_n est donc donné d'une façon simple (fig. 42), le maximum de la tension dans les câbles V se produisant lorsque la surcharge se trouve au droit du nœud M_n .

On peut remarquer que le minimum de V_n étant égal à zéro, la ligne d'influence de V_n ne comporte aucune ordonnée négative, par suite la membrure inférieure ne peut jamais être comprimée.

Cas d'une surcharge uniformément répartie sur le tablier. — La tension totale développée dans ce câble V_n est immédiate, elle est représentée par l'aire du triangle $\alpha\beta\gamma$ (fig. 42) soit :

$$V_{in} = \frac{1}{2} \cdot d \cdot \frac{px_0(d-x_0)}{d \cdot \Delta_1} = \frac{px_0(d-x_0)}{2 \Delta_1}.$$

De même que précédemment pour les câbles T on voit avec quelle simplicité on peut déterminer les tensions développées dans ces câbles V_n par : le poids permanent du tablier, les poids concentrés aux nœuds d'articulation et par le train type des surcharges roulantes.

Câbles $U_n, U_{n-1}, U_{n-2} \dots$ de la ferme de suspension. — Ces câbles $U_n, U_{n-1} \dots$ subissent des efforts dont les valeurs se déterminent aisément au moyen des formules générales applicables aux systèmes dissymétriques à trois articulations $M_n M_{n-1}A, M_{n-1} M_{n-2}A, \dots$ etc.

Comme exemple prenons le câble U_n et désignons par (fig. 43) :

$$\begin{array}{llll} D_1 = x_0 & D = d - x_0 & X_0 = x'_0 - x_0 & \Delta'_0 = M_{n-1}P \\ F_1 = y_0 & F = f + y_0 & Y_0 = y'_0 - y_0. & \end{array}$$

Avec ces données le diagramme de la ligne d'influence du câble U_n est défini par les formules générales (7) et (8).

On en déduit, en effet, pour une surcharge concentrée P :

$$\text{Max. } U_n = + \frac{P}{\Delta'_0} D_1 \cdot \frac{FX_0 - DY_0}{F_1 D + D_1 F} \text{ sur la verticale du nœud } M_n,$$

$$\text{Min. } U_n = - \frac{P}{\Delta'_0} (D - X_0) \cdot \frac{F_1 X_0 + D_1 Y_0}{F_1 D + D_1 F} \quad \text{»} \quad \text{»} \quad M_{n-1}.$$

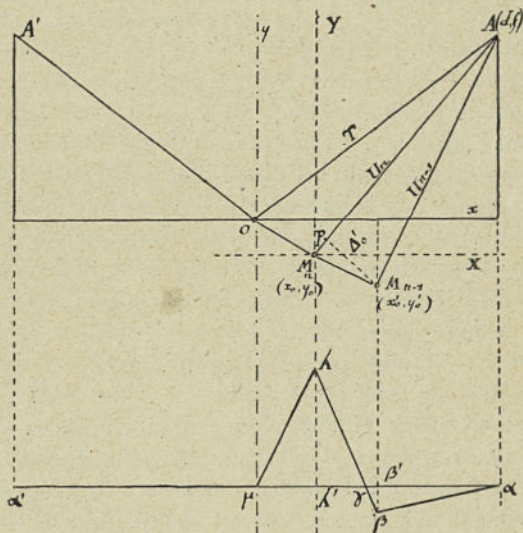


Fig. 43.

L'abscisse au point γ où la ligne d'influence coupe l'axe ox est :

$$\mu\gamma = \frac{D_1(FX_0 - DY_0)}{D_1(F - Y_0) + F_1(D - X_0)}.$$

Avec ces formules il est facile d'établir qu'elles sont les valeurs maxima et minima de U_n en tenant compte du poids permanent et des surcharges.

Les mêmes formules serviront à déterminer également les diagrammes des lignes d'influence des câbles U_{n-1} , U_{n-2} , ... en modifiant chaque fois les coordonnées X_0 , Y_0 et les valeurs de F , D , F_1 , D_1 , Δ'_0 pour les mettre en concordance avec celles qui résultent du tracé adopté pour la ferme de suspension.

Application. *Pont suspendu rigide de la Cassagne pour voie ferrée.* — Les premières applications de ce type d'ouvrage ont été faites pour des ponts coloniaux au Congo et en Nouvelle Calédonie. Ces ponts ont donné d'excellents résultats aux expériences, la rigidité du système étant parfaite.

Une application beaucoup plus intéressante et plus importante vient d'être faite de ce système sur la ligne du chemin de fer électrique de Villefranche à Bourgmadame (Pyrénées-Orientales). Ce pont dont le projet a été dressé par M. le lieutenant-colonel Gisclard en collaboration avec la maison F. Arnodin comporte : une travée centrale de 156 mètres de portée avec un tablier en pente de 6 ‰ de Bourgmadame à Villefranche, deux travées de rive de chacune 39 mètres d'ouverture donnant ainsi à toute la partie suspendue du tablier une portée de 234 mètres.

Le poids par mètre courant du tablier, de la voie et du garde-corps y compris la suspension est de 2030 kilogrammes ; quant au train type considéré et composé de 6 voitures automotrices son poids total est de 192 tonnes, d'une longueur totale de 64^m,80 donnant ainsi lieu à une surcharge de 2963 kilogrammes par mètre courant.

Il a été facile de vérifier pratiquement les formules précédentes qui ont servi aux calculs de résistance du projet ; c'est là un des grands avantages des systèmes isostatiques composés d'éléments travaillant *exclusivement à la tension*.

Après le montage complet de l'ouvrage, mais avant la pose de la voie, on a pu faire des observations au moyen du tensionmètre Arnodin sur le travail du métal des câbles T sous l'influence du poids permanent du tablier et de la suspension. On a trouvé après le réglage de la ferme, suivant le tracé géométrique qui a servi de base à l'étude du projet, un travail

$$\tau = 6 \text{ kilogrammes}$$

par millimètre carré de section de ces câbles T.

Comparons le travail observé avec le travail calculé. La formule qui donne, dans ce câble T, le taux théorique du travail, est, dans cette hypothèse :

$$\tau = \frac{Tp}{\Omega} = \frac{p}{2 \cdot \Omega \Delta_0} \left(x_0^2 - y_0 \frac{d^2}{f} \right) + \frac{1}{2 \Omega \cdot \Delta_0} \left\{ x_0 p_0 - \frac{y_0}{f} [d \cdot p_0 + 2a \sum_{n=1}^{n=9} n p_n] \right\},$$

Ω est la section totale des câbles T.

Les données d'exécution sont les suivantes :

$x_0 = 7^m, 80 = a$	$p = 1\,693^{\text{kg}}$	$p_6 = 1\,963^{\text{kg}}$
$\frac{y_0}{f} = -0,05885$	$p_0 = 10\,000 \text{ »}$	$p_4 = 1\,265 \text{ »}$
$2d = 156^m, 00$	$p_9 = 4\,513 \text{ »}$	$p_3 = 961 \text{ »}$
$\Delta_0 = 3^m, 50$	$p_8 = 3\,516 \text{ »}$	$p_2 = 780 \text{ »}$
$\Omega = 8 \times 2953^{\text{mm}^2}$		
$= 23\,624^{\text{mm}^2}$	$p_7 = 2\,998 \text{ »}$	$p_1 = 667 \text{ »}$

Les poids $p_0, p_9, p_8, p_7, \dots, p_1$ sont les poids concentrés aux nœuds d'articulation de la ferme o, M_9, M_8, \dots, M_1 pour les deux têtes de pont.

En effectuant les calculs, on trouve au moyen de la formule précédente le travail

$$\tau = 4^{\text{kg}},57$$

par millimètre carré de section, dans le cas d'une ferme orthogonale ; mais comme en exécution la ligne des deux sommets AA' de la ferme a une inclinaison de 6% sur l'horizontale, pour comparer le travail observé au travail calculé, il suffit de diviser ce dernier par le cosinus de l'angle d'inclinaison, ce qui donne $5^{\text{kg}},68$. La concordance de ce résultat théorique avec le travail observé est assez grande pour permettre de considérer comme suffisante la vérification pratique des formules qui précèdent.

Déformation élastique sous la surcharge. — Sous l'influence de l'augmentation du travail dans les câbles de la suspension et dans les câbles de reteuve, due à la présence des surcharges, les allongements élastiques des câbles donnent lieu à une déformation. Si toute la ferme est symétrique par rapport à l'axe OY (fig. 44) il est facile d'avoir l'abaissement du point O consécutif à cette déformation.

En désignant les longueurs des câbles T et R par :

$$OA = L, \quad AR = \lambda,$$

on a :

$$\begin{aligned} L^2 &= d^2 + f^2, \\ \lambda^2 &= d'^2 + (h + f)^2, \\ d + d' &= \text{const.} \end{aligned}$$

On obtient donc les équations différentielles suivantes :

$$\begin{aligned} L\delta(L) &= d\delta(d) + f\delta(f), \\ \lambda\delta(\lambda) &= d'\delta(d') + (h + f) [\delta(h) + \delta(f)], \\ \delta(d) + \delta(d') &= 0. \end{aligned}$$

De ces trois équations si l'on élimine $d(d)$, $d(d')$ on en conclut :

$$\delta(f) = \frac{d'.L\delta(L) + d.\lambda.\delta(\lambda) - \delta(h+f)\delta(h)}{d'.f + d(h+f)}.$$

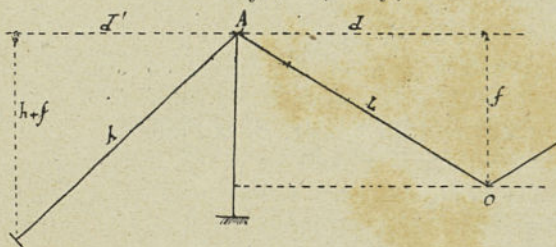


Fig. 44.

Les valeurs de $\delta(L)$ et $\delta(\lambda)$ sont immédiates étant données les augmentations de travail théoriques déterminées par la surcharge considérée ; quant à la valeur de $d(h)$ elle représente la variation de hauteur H du pylône AA_1 sous l'augmentation de travail à la compression du métal dans les arêtières de ce pylône soit $d\tau$:

$$d(h) = -H \cdot \frac{d\tau}{E}.$$

Il sera donc facile de calculer $d(f)$ et de comparer sa valeur avec celle qui sera observée pratiquement sur l'ouvrage en épreuve.

Suspension Ordish. — Pour diminuer la déformation élastique des câbles et par suite du tablier dans les fermes

de suspension à haubans inclinés comme celle de la suspension (système Gisclard) on emploie la suspension Ordish, du nom de l'ingénieur qui l'employa le premier au pont construit en (1865-68) à Prague et appelé Pont François-Joseph. Ce pont fut d'ailleurs en 1900 reconstruit à neuf suivant le même système (fig. 5) tome I.

La suspension Ordish consiste à établir sur chaque tête de pont un câble réunissant les sommets des pylônes, sa fonction est de supporter chaque câble $[T, U_n, U_{n-1}, \dots]$ (fig. 43) en un ou plusieurs de ses points, de façon à ce que ces câbles décrivent des droites au lieu des courbes correspondant à la tension qu'ils subissent sous le poids permanent seul du tablier. Sous l'influence d'une augmentation de tension dans les câbles de la suspension et due à la surcharge il n'y a donc plus que l'allongement élastique des câbles qui intervient et non la variation de courbure des arcs décrits et qui se tendent. Dans la détermination précédente de la valeur de $d(f)$, si la suspension Ordish n'existe pas, on aura pour la valeur de $d(L)$ ou $d(\lambda)$ à tenir compte des deux effets que nous venons de définir, c'est à-dire :

1° Allongement élastique du câble sous l'augmentation de travail ;

2° Allongement du câble dû à la variation de courbure de l'arc qu'il décrit avant et après l'augmentation de travail.

Etude comparative entre les résultats prévus par la théorie et les résultats indiqués par la pratique lors de s expériences d'épreuve du pont de la Cas-sagne : Système Gisclard. — Ces expériences d'épreuve eurent lieu les 29, 30 et 31 octobre 1909. Pour comparer

les résultats théoriques et pratiques, on a disposé sur la tête aval de la ferme et du tablier différents appareils : câbles témoins, tensionmètre ; enregistreurs : de flèche du tablier, du déplacement du sommet des pylônes et du déplacement du nœud central de la ferme.

Des observateurs placés à chaque appareil notaient les indications des câbles témoins et surveillaient la bonne marche des appareils enregistreurs. Un certain nombre de résultats inscrits sur les carnets des observateurs n'ont pu être retrouvés, car la catastrophe qui se produisit sur la ligne, le 31 octobre, à environ un kilomètre du pont, occasionna la mort de presque tous les observateurs, sauf : M. de Noël, Ingénieur des Ponts et Chaussées ; M. Arnodin et nous-même.

Le programme des épreuves rédigé par M. Rabut, Ingénieur des Ponts et Chaussées, a été établi pour amener sur le pont des trains de poids progressivement croissant, ce qui permet de suivre et contrôler les résultats enregistrés par les appareils.

1° La première opération eut lieu au moyen d'une automotrice à voyageurs, pesant en tout 29 790 kilogrammes, cette automotrice parcourut le pont dans les deux sens à la vitesse de 5 kilomètres à l'heure. La même opération s'effectua ensuite à la vitesse de 27 kilomètres à l'heure, vitesse qui fut considérée comme la vitesse maximum compatible avec le matériel.

Les graphiques des appareils enregistreurs des abaissements du tablier, c'est-à-dire des flèches prises par le tablier aux points 4 et 5 (fig. 45) indiquèrent que les flèches étaient indépendantes d'une part du sens de la marche, et d'autre part de la vitesse de l'automotrice. Dans la travée centrale (au point 5) la flèche enregistrée

fut chaque fois de 40 millimètres et au quart de la travée centrale la flèche fut chaque fois de 28 millimètres.

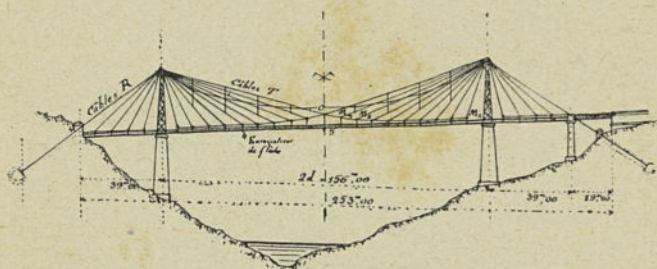


Fig. 45.

Etant donnée la présence de la suspension Ordish dans ce pont, il suffit pour faire la comparaison entre les abaisséments prévus théoriquement et ceux observés pratiquement de tenir compte uniquement de l'allongement élastique des câbles sous l'influence de leur augmentation de travail. La concordance des résultats démontre d'ailleurs l'efficacité du rôle joué par la suspension Ordish.

On a pour déterminer l'abaissement du tablier au centre de la travée la formule suivante :

$$\Delta(f) = \frac{\lambda}{f} d(\lambda) + \frac{d}{f} \cdot \frac{\lambda'}{d'} d(\lambda') - d(f') \left[1 + \frac{d}{f} \cdot \frac{f'}{d'} \right].$$

Or, les dispositions d'exécution du pont donnent (fig. 46) :

$$\begin{aligned} d &= 78^{\text{m}},00, & d' &= 39^{\text{m}},00, \\ \lambda &= 81^{\text{m}},00, & \lambda' &= 47^{\text{m}},76, \\ f &= 23^{\text{m}},40, & f' &= 27^{\text{m}},56. \end{aligned}$$

Les valeurs numériques :

$$x_0 = 7^m,80, \quad d = 78^m,00, \quad \Omega = 8 \times 2953^{\text{mm}^2} = 23624^{\text{mm}^2},$$

$$-\frac{Y_0}{f} = 0,05885, \quad f = 23^m,40, \quad \Delta = 3^m,50,$$

donnent :

$$\xi_0 = P \times 1,768, \quad \xi_{x_0} = -P \times 0,414.$$

En adoptant pour le poids P , à l'échelle des forces $P = 25$ millimètres et pour l'échelle des longueurs 1 millimètre par mètre, on trouve que l'augmentation de tension développée dans les câbles T est de (fig. 47) :

$$\Delta T = 49015 \text{ kilogrammes}$$

soit une augmentation de travail de :

$$\frac{49015^{\text{kg}}}{23624^{\text{mm}^2}} = 2^{\text{kg}},074 \text{ par millimètre carré.}$$

L'allongement élastique correspondant des câbles T est donc :

$$d(\lambda) = \frac{81^m,44}{17 \times 10^3} \times 2,074 = 0^m,0099.$$

Calcul de $d(\lambda)$. — La marche à suivre est la même, il suffit de déterminer la ligne d'influence donnant la tension dans les câbles de retenue. La ligne d'influence représentée (fig. 47) donne dans le cas d'une automotrice, une augmentation de tension de 56 154 kilogrammes dans les câbles de retenue.

La section totale d'exécution de ces câbles étant de 53 154 millimètres carrés, l'augmentation du travail res-

sort à $1^{\text{kg}},05$ par millimètre carré. On en conclut un allongement :

$$d(\lambda') = 1^{\text{kg}},056 \times \frac{62^{\text{m}},65}{17\,000} = 0,0039.$$

Calcul de $d(f')$. — La ligne d'influence (fig. 47) montre que l'augmentation de la compression dans les arêtières d'un pylône se chiffre à : 45 580 kilogrammes. La section totale des arêtières d'un pylône étant de 179 800 millimètres carrés et la hauteur d'un pylône étant de 29 mètres, il en résulte que :

$$d(f') = - \frac{48\,580^{\text{kg}}}{179\,800^{\text{mm}^2}} \times \frac{29^{\text{m}}}{20\,000} = - 0,00039.$$

Ces trois résultats obtenus, la formule précédente donne pour la flèche théorique :

$$\Delta(f) = 49 \text{ millimètres}$$

au centre de la travée alors que le résultat pratique a été de 40 millimètres. La valeur théorique est de 20 % environ supérieure à la valeur réelle, ceci s'explique très bien par ce fait que la rigidité propre du tablier a pour but de répartir les surcharges concentrées représentées par le poids des essieux de l'automotrice sur une certaine longueur du tablier. Dans ces conditions, l'examen des lignes d'influence montre que les efforts évalués plus haut diminuent, et par suite, aussi les valeurs de $d(\lambda)$, $d(\lambda')$, et $d(f')$ et par conséquent aussi $\Delta(f)$.

Quant à la courbe de déformation de l'ensemble du tablier de la travée centrale elle fut un arc de parabole $\Lambda\omega\Lambda'$ entre les deux piles.

En effet, si partant de la flèche observée $\omega\omega' = 40$ milli-

mètres, on détermine sur cet arc de parabole $A\omega A'$, l'ordonnée $\overline{mm'}$ au point dont l'abscisse est $Am' = 39^m,0$, on trouve :

$$\overline{mm'}^2 = \frac{40^2}{156} \times x \quad \text{or} \quad x = 39^m,0$$

ce qui donne :

$$mm' = 28^{mm},2$$

alors que le résultat fourni par l'appareil enregistreur de la flèche du tablier en ce point a indiqué 28 millimètres, lors des quatre passages de l'automotrice sur le tablier de la travée centrale, cette concordance est complète.

2° Dans la deuxième opération, on employa deux automotrices à voyageurs pesant chacune 29 790 kilogrammes, on y adjoignit deux trucks chargés de rails formant un mariage du poids de 36 650 kilogrammes. Il résulte de là que ce demi-train d'épreuve pesait 96 230 kilogrammes. La disposition des essieux est figurée sur le diagramme (fig. 47). Ce train a parcouru le tablier à la vitesse de 5 kilomètres à l'heure. La flèche enregistrée au centre de la travée centrale a été de 108 millimètres.

Si l'on détermine au moyen des lignes d'influence l'augmentation, d'une part, de la tension dans les câbles T et R et, d'autre part, celle de la compression dans les arêtiers du pylône, on trouve que théoriquement :

Le travail dans les câbles T augmente de $5^{kg},495$ par millimètre carré ;

Le travail dans les câbles R augmente de $2^{kg},810$ par millimètre carré ;

Et le travail à la compression dans le pylône augmente de $0^{kg},80$ par millimètre carré.

Comme conclusion :

$$d(\lambda) = 0,0263 \quad d(\lambda') = 0,0103 \quad d(f') = 0,00115$$

et par suite, l'abaissement théorique du tablier au centre de la travée-centrale est :

$$\Delta(f) = 0,129.$$

Ainsi la flèche théorique est encore de 20 % supérieure à la flèche observée pratiquement sous le passage du demi-train d'épreuve considéré plus haut.

Ce résultat est facilement explicable et il devait nécessairement se produire. Si l'on examine, en effet, la ligne d'influence du câble T l'augmentation de tension :

$$\Delta T = 129\,820 \text{ kilogrammes}$$

qui est obtenue par la considération des charges concentrées au droit des différents essieux du train conduit à l'augmentation de tension de :

$$\frac{129\,820^{\text{kg}}}{23\,634^{\text{mm}^2}} = 5^{\text{kg}},495$$

par millimètre carré de section de ces câbles. Or, étant donnée la rigidité propre du tablier du pont, les poids des essieux se répartissent en dehors des limites considérées, c'est-à-dire en dehors de celles qui correspondent aux verticales des essieux extrêmes; dans ces conditions on voit que la valeur ΔT diminue; il en résulte donc que les valeurs de $d(\lambda)$, $d(\lambda')$ diminuent si l'on tient compte de cette répartition et, par suite, également $\Delta(f)$.

Il résulte donc de cet écart même, que le travail des fils d'acier dans les câbles de la ferme de suspension est inférieur au taux théorique prévu; c'est là un résultat

fort intéressant puisqu'il indique pratiquement la sécurité que l'on peut avoir dans les câbles de la suspension.

3° Avec le train d'épreuve complet composé de quatre automotrices à voyageurs et deux mariages, la flèche enregistrée, lorsque le train stationna pendant une demi-heure sur le pont, le milieu du train coïncidant avec l'axe de la travée, fut de 148 millimètres. La même flèche fut obtenue lorsque ce même train circula sur le tablier à sa vitesse maximum.

En réalité, le train d'épreuve surchargea le tablier de 192 640 kilogrammes :

4 automotrices à 29 790 kilog. l'une	119 160 kilog.
2 trucks à 36 650 kilog. l'un.	73 300 »
	<hr/>
	192 460 kilog.

De plus 12000 kilogrammes environ de traverses de la voie étaient posés sur la tête aval du pont. Ainsi la surcharge était notablement supérieure à la surcharge prévue de 192 tonnes. La valeur de la flèche indiquée par la théorie pour cette épreuve ressort très simplement de l'épure (fig. 47). En sommant pour chacun des diagrammes, représentant les courbes d'influence donnant les tensions dans les câbles T, R et la compression dans le pylône, les ordonnées relatives aux essieux, on en déduit les valeurs de ces efforts et, par suite :

L'augmentation de travail dans les câbles T, soit + 3^{kg},90 par millimètre carré ;

L'augmentation de travail dans les câbles R, soit + 5^{kg},72 par millimètre carré ;

Et l'augmentation de compression dans les pylônes, soit — 1^{kg},48 par millimètre carré.

On en conclut :

$$\begin{aligned}d(\lambda) &= 0,0186, \\d(\lambda') &= 0,0210, \\d(f') &= - 0,0031.\end{aligned}$$

Finalement, au moyen de la formule établie plus haut, la flèche théorique est donc, dans ce cas de :

$$\Delta(f) = 160 \text{ millimètres,}$$

alors qu'elle fut réellement de 148 millimètres, c'est-à-dire inférieure au millième de la portée de la travée centrale qui a 156 mètres entre les axes des pylônes.

Si l'on compare également l'augmentation théorique du travail dans les câbles de retenue avec la valeur trouvée réellement, on arrive à la même conclusion : les valeurs théoriques sont plus fortes que les valeurs réelles, du fait de la répartition du poids des essieux du train en dehors des limites théoriques extrêmes considérées, c'est-à-dire en dehors des essieux de tête et de queue du train. Le tensionmètre enregistreur Arnodin indique, en effet, dans le cas du train d'épreuve complet stationnant au milieu du pont une augmentation de $+ 4^{\text{kg}},85$ alors que la valeur théorique indiquée dans ce cas est de $+ 5^{\text{kg}},72$.

En tous cas, les écarts sont faibles, et leur sens donne une idée très nette de la sécurité que l'on peut avoir dans les ouvrages de ce nouveau type, lorsqu'ils sont parfaitement calculés et exécutés en conformité.

Il n'est pas inutile de faire remarquer le rôle très important que joue la mécanique analytique dans les calculs des différents éléments de la ferme de suspension de ce pont, l'exactitude des résultats qui en découlent tient également à ce fait qu'il s'agit en l'espèce d'un système parfaitement isostatique.

Poutres suspendues droites ou courbes à trois articulations. — On peut se demander s'il y a intérêt et économie de métal à construire, comme cas très particulier du système général étudié plus haut, des poutres droites ou courbes à trois articulations. Il suffit en somme de voir si pour des poutres de portée égale la poutre suspendue droite par exemple subit des moments de flexion et des efforts tranchants inférieurs à ceux qui sont développés dans les poutres droites reposant sur deux appuis sous une même surcharge P .

Nous allons d'abord donner les formules générales qui s'appliquent aux poutres droites suspendues, formules qui dérivent de celles données plus haut de (7) à (16).

Considérons la section mp faite dans l'une ou l'autre des poutres droites ou courbes (fig. 48 et 49) ; nous distinguerons trois cas différents dans les deux hypothèses suivantes :

1° *Poutre droite à membrure inférieure rectiligne.* — Nous allons d'abord examiner la poutre droite avec mem-

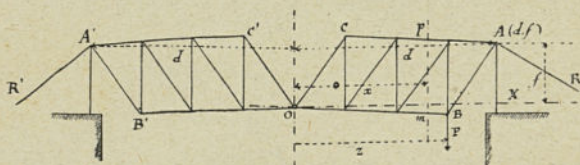


Fig. 48.

brure inférieure rectiligne, nous montrerons ensuite que pour la stabilité des efforts dans les deux solides indéformables $ABOC$, $A'B'OC'$ il est nécessaire que la membrure inférieure BOB' soit une ligne brisée en O et forme un angle

convexe $\overline{BOB'}$ vers le haut, déterminé, suivant le rapport de la surcharge au poids permanent.

Nous désignerons par \bar{C} et T les efforts développés en p et m (fig. 48) dans la membrure supérieure et inférieure.

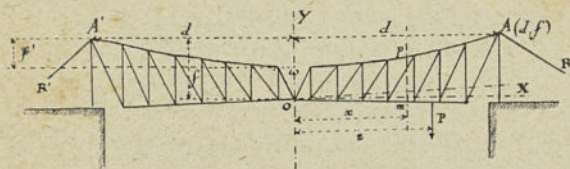


Fig. 49.

Les formules de (7) à (16) donnent dans le cas d'une poutre droite à membrure inférieure rectiligne :

pour :

$$d > z > x \left\{ \begin{array}{l} \bar{C} = - \frac{Px(d-z)}{2fd}, \\ T = + \frac{P(d+x)(d-z)}{2fd}, \end{array} \right.$$

$$0 < z < x \left\{ \begin{array}{l} \bar{C} = + \frac{P}{2f \cdot d} [-z(2d-x)dx], \\ T = + \frac{P}{2fd} (d-x)(d+z), \end{array} \right.$$

enfin pour :

$$-d < z < 0 \left\{ \begin{array}{l} \bar{C} = + \frac{Px(d+z)}{2fd}, \\ T = + \frac{P(d-x)(d+z)}{2fd}. \end{array} \right.$$

En résumé, on en conclut que : la ligne d'influence pour la membrure supérieure AC est $\alpha\beta\gamma\lambda$, celle de la membrure inférieure BO est $\alpha\beta'\gamma'\lambda$ (fig. 50).

Quant à la ligne d'influence de l'effort de tension (ou de compression) développé dans une poutre droite de hauteur f et de portée $2d$ elle est représentée en $\alpha\beta'\gamma'\lambda$. En effet, l'effort de tension ε (ou de compression) développé dans les plates-bandes d'une telle poutre est donné par la relation :

$$\varepsilon = \frac{P(d-z)(d+x)}{2df} \quad \text{si} \quad d > z > x,$$

$$\varepsilon = \frac{P(d-x)(d+z)}{2df} \quad \text{si} \quad -d < z < x,$$

d'où l'on conclut comme ligne d'influence le diagramme $\alpha\beta'\gamma'\lambda$.

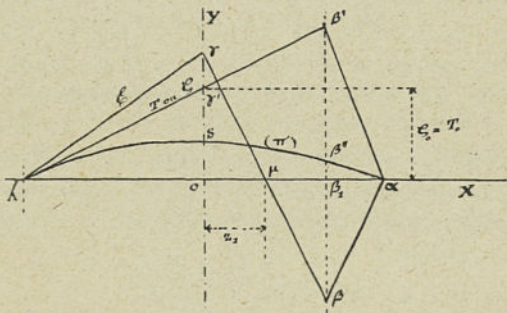


Fig. 50.

De l'examen de ces lignes d'influence on en conclut d'abord que la membrure inférieure (T) travaillera toujours en tension quelle que soit la position de la surcharge P, la membrure supérieure (C) subira du fait de la présence du poids P tantôt une compression, tantôt une tension ; en tous cas il n'y a pas intérêt si l'on compare les efforts produits par une surcharge concentrée

de poids P, à employer une poutre suspendue à trois articulations de préférence à une poutre droite ordinaire de même hauteur.

En effet, les semelles inférieures subissent dans les deux systèmes des efforts de tension T et ϵ absolument équivalents. Quant à la membrure supérieure l'effort subi change de sens dans la poutre suspendue alors que dans la poutre droite l'effort est constamment une compression.

Bien que ce dernier travail soit à éviter à cause du flambage qu'il occasionne, il est en tous cas préférable à des renversements d'efforts lorsqu'ils sont vraiment effectifs. Ici, grâce à l'effort de tension préalable développé par le poids permanent dans les poutres, on peut par une disposition géométrique spéciale donnée au profil des poutres, assurer la stabilité de leurs efforts comme on le verra plus loin, ce qui obvie à cet inconvénient.

Surcharge uniformément répartie. — Dans le cas d'une surcharge uniformément répartie π par mètre courant la membrure inférieure subira dans la section x une tension égale à :

$$\beta''\beta_1 = + \pi \frac{d^2 - x^2}{2f},$$

qui représente l'aire du triangle $\alpha\beta''\lambda$, et qui n'est autre que l'ordonnée $\beta''\beta_1$ de la parabole (π) passant par α , λ et de sommet S tel que :

$$OS = \frac{\pi d^2}{2 \cdot f}.$$

La membrure supérieure subira dans cette section x l'effort de tension :

$$\frac{1}{2} \cdot \frac{\pi x}{2f} \left(d + \frac{dx}{2d-x} \right) - \frac{\pi x}{2df} \frac{(d-x)}{2} \left[d - \frac{dx}{2d-x} \right] = + \frac{\pi x^2}{2f},$$

qui représente la différence des aires des triangles $\lambda\gamma\mu$ et $\alpha\beta\mu$, afférents à une charge π . Si l'on considère une poutre droite ordinaire l'effort développé dans la section x par cette surcharge dans l'une ou l'autre des membrures est :

$$\pm \pi \frac{d^2 - x^2}{2f}.$$

En conséquence la membrure inférieure devra avoir la section de celle de la poutre suspendue un peu renforcée pour parer au flambage. Quant à la membrure supérieure elle devra avoir dans certaines sections une membrure de section moindre et dans d'autres une section plus grande que celle nécessitée par la poutre droite.

Surcharge concentrée et surcharge uniformément répartie. — Dans les deux systèmes de poutres envisagées les membrures inférieures sont les mêmes. L'effort maximum se produit dans la section considérée lorsque la surcharge P est au droit de cette section, sa valeur est :

$$\frac{d^2 - x^2}{2f} \left(\pi + \frac{P}{d} \right).$$

Le maximum maximum est atteint par la section du milieu de la travée, soit :

$$\frac{d^2}{2f} \left(\pi + \frac{P}{d} \right).$$

Pour les membrures supérieures l'effort minimum est dans la section x :

$$\frac{\pi x}{2f} \left[x \left(1 + \frac{P}{\pi d} \right) - \frac{P}{\pi} \right].$$

On voit donc qu'il existe toujours des sections comprises entre le centre et l'abscisse :

$$x_1 = d \frac{P}{P + \pi d},$$

pour lesquelles le renversement des efforts se produit dans cette membrure supérieure, si les points BOB' (fig. 48) sont en ligne droite.

On verra plus loin à quelle condition doit satisfaire le profil BOB' pour que la stabilité des efforts soit assurée dans les semelles ACO, A'C'O.

L'effort maximum de tension qui y est développé est :

$$\frac{\pi x^2}{2f} + \frac{Px}{2f} = \frac{x}{2f} (P + \pi x),$$

dans la section x lorsque le poids P est au centre O . Le maximum maximorum a lieu pour $x = d$, l'effort est alors :

$$\frac{d^2}{2f} \left(\frac{P}{d} + \pi \right),$$

c'est-à-dire équivalent à celui développé dans la membrure inférieure. En résumé, si on exécute une poutre de hauteur et de section constante les membrures dans les deux systèmes de poutres auront les mêmes sections. Toutefois la poutre suspendue aura l'infériorité de nécessiter des câbles d'ancrage en arrière des montants terminus, cette solution sera moins économique. Par contre, si on donne à la poutre suspendue le profil que nous allons définir, ce système aura l'avantage considérable de n'avoir que des membrures qui dans tous les cas travailleront exclusivement à la tension.

Condition de la stabilité des efforts dans la membrure supérieure ¹. — Désignons par : p le poids par mètre courant (poutres et tablier) qui peut être considéré comme constant sur toute la travée.

π le poids par mètre courant de surcharge uniformément répartie sur la moitié du tablier. La résultante du poids permanent sur la demi-travée de droite est en m (fig. 51). La réaction F' qu'elle exerce sur le point d'appui A' passe par le point O , sa direction est $A'O\mu$ qui coupe en μ la verticale de m ; la réaction F exercée sur le deuxième point d'appui A est dirigée suivant $A\mu$. Représentons par $O\mu$ la tension F' qui développe dans les éléments OB' , OC' des tensions faciles à déterminer, puisqu'il suffit de décomposer la force $O\mu$ suivant les deux directions OC' , OB' prolongées.

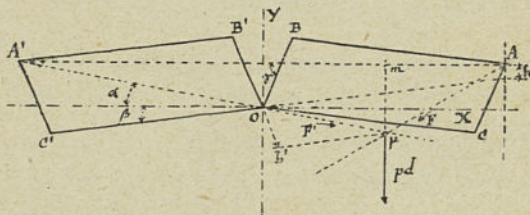


Fig. 51.

La composante Ob' est égale à :

$$Ob' = F' \cdot \frac{\sin(\alpha + \beta)}{\sin(\beta + \gamma)}$$

α est l'angle de $\dot{O}A$ (ou OA') avec l'horizontale,
 β » OC (ou OC') »
 γ » OB (ou OB') l'horizontale.

¹ Cette méthode nous a été indiquée par M. J. RÉSAL, Inspecteur Général des Ponts et Chaussées.

Considérons maintenant l'effort développé (fig. 52), dans ce même élément OB' par le poids $p + \pi$ par mètre courant de la demi-travée de gauche.

En raisonnant comme précédemment on voit que la tension F_1 dirigée suivant $AO\mu_1$ coupe la verticale de la résultante $(p + \pi) d$ en μ_1 , la réaction F'_1 sur l'appui A' est dirigée suivant $A'\mu_1$.

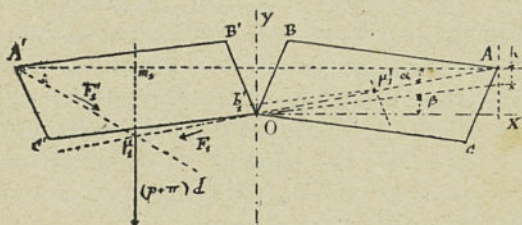


Fig. 52.

Or, la tension F_1 développe une compression suivant OB' ; pour la déterminer prenons $O\mu'_1 = O\mu_1 = F_1$. On en déduit, par suite :

$$Ob'_1 = - F_1 \cdot \frac{\sin (\alpha - \beta)}{\sin (\beta + \gamma)}$$

Pour que la stabilité des efforts soit assurée il faut que :

$$Ob' - Ob'_1 = \frac{F' \sin (\alpha + \beta) - F_1 \sin (\alpha - \beta)}{\sin (\beta + \gamma)} > 0$$

c'est-à-dire que :

$$\frac{\sin (\alpha + \beta)}{\sin (\alpha - \beta)} > \frac{F_1}{F'}$$

mais

$$\frac{F_1}{F'} = \frac{p + \pi}{p}$$

La relation précédente se réduit donc à :

$$\frac{\operatorname{tg} \beta}{\operatorname{tg} \alpha} \geq \frac{\pi}{2p + \pi},$$

mais on a (fig. 52) :

$$\begin{aligned} d \cdot \operatorname{tg} \beta &= f - h, \\ d \cdot \operatorname{tg} \alpha &= f. \end{aligned}$$

On en déduit alors :

$$\frac{f - h}{f} \geq \frac{\pi}{2p + \pi} \text{ finalement } \frac{h}{f} \leq \frac{2p}{2p + \pi}.$$

La condition nécessaire et suffisante pour que la stabilité des efforts soit assurée dans les éléments OB, OB' et par suite dans tous les autres éléments, est que :

$$h \leq f \cdot \frac{2p}{2p + \pi}.$$

Remarque I. — Dans le cas d'une surcharge concentrée P placée dans le cas le plus défavorable, on trouverait de même :

$$h \leq f \cdot \frac{Q}{Q + P} \quad \text{où} \quad Q = pd.$$

Cette dernière formule et la précédente sont d'ailleurs identiques à celles trouvées précédemment par une autre voie dans l'étude de la stabilité des efforts dans la membrure supérieure de deux solides indéformables suspendus à trois articulations.

2° *Poutre courbe à membrure inférieure rectiligne.*
— Dans le cas de la figure 49, si on prend pour la mem-

brure supérieure deux arcs de la parabole de sommet ω et de flèche f' on en conclut les formules suivantes :

$$\begin{aligned}
 d > z > x & \left\{ \begin{aligned} \bar{\epsilon}_x &= -P \frac{x(d-z)}{2dy} \\ T_x &= + \frac{P(d-z)}{2y} \left[\frac{x}{d} + \frac{y}{f} \right] \end{aligned} \right. \\
 0 < z < x & \left\{ \begin{aligned} \bar{\epsilon}_x &= -\frac{P}{2 \cdot d \cdot y} [z(2d-x) - dx] \\ T_x &= + \frac{P}{2 \cdot y} \left[z \left(2 - \frac{x}{d} - \frac{y}{f} \right) - d \left(\frac{x}{d} - \frac{y}{f} \right) \right] \end{aligned} \right. \\
 -d < z < 0 & \left\{ \begin{aligned} \bar{\epsilon}_x &= + \frac{P}{2 \cdot y} (d+z) \frac{x}{d} \\ T_x &= + \frac{P}{2 \cdot y} (d+z) \left(\frac{y}{f} - \frac{x}{d} \right). \end{aligned} \right.
 \end{aligned}$$

Membrure supérieure. — On voit d'après ce qui précède que la valeur de $\bar{\epsilon}$ est positive lorsque la surcharge s'étend de $-d$ à $z_1 = \frac{dx}{2d-x}$, on a ainsi le cas le plus défavorable si l'on surcharge la poutre dans cette partie. La tension maximum maximorum qui peut être développée dans cette section sera donc en faisant la sommation des efforts qui se produisent dans la membrure supérieure, soit :

$$\bar{\epsilon}_{mm_x} = (\pi + p) \frac{d^2 x}{2y(2d-x)},$$

on remarque que :

$$y = f - f' + f' \left(\frac{x}{d} \right)^2.$$

Pour la section $x = d$ on trouve pour le maximum maximorum de la tension :

$$\bar{\tau}_{mm_d} = (\pi + p) \frac{d^2}{2f},$$

c'est en somme la tension qui serait développée dans un câble passant par les points A, O, A', et portant $\pi + p$ par mètre courant, ce qui s'explique facilement *a posteriori*.

Remarque. — On voit qu'au centre de la travée, pour $x = 0$, $T_{mm_0} = 0$, c'est pour cette raison que la membrure supérieure peut être interrompue sans inconvénient.

Membrure inférieure. — On trouve que le maximum de la tension dans cette membrure a lieu lorsque la surcharge s'étend sur toute la longueur du tablier ; soit en opérant par la somme des intégrations des efforts définis par les formules précédentes, soit en utilisant la ligne d'influence de la tension T, on trouve pour la valeur du maximum maximorum dans la section considérée :

$$T_{mm_x} = \frac{(\pi + p)}{2y} (d^2 - x^2) \frac{f - f'}{f}$$

avec

$$y = f - f' \left(1 - \frac{x^2}{d^2} \right),$$

on voit que pour $x = d$, $T_{mm_d} = 0$, c'est pour cette raison que les membrures inférieures peuvent être interrompues près des appuis.

Remarque. — Dans la section centrale $x = 0$, on a :

$$T_{mm_0} = (\pi + p) \frac{d^2}{2 \cdot f} = \bar{\tau}_{mm_d}$$

valeur qui est égale à la tension horizontale de la membrure supérieure dans la section des appuis trouvée précédemment.

Montants et Bracons. — Il suffit de déterminer la nature de l'effort tranchant dans la section considérée d'abscisse x , on a :

$$E_x = P \frac{d-x}{2d} \quad \text{pour} \quad d > z > x$$

et

$$E_x = -P \frac{(d+x)}{2d} \quad \text{pour} \quad -d < z < x.$$

De ces formules on en conclut que dans le cas le plus défavorable, l'effort tranchant maximum maximorum E_{mm_x} sera :

$$E_{mm_x} = -\pi \frac{(d+x)^2}{4d}.$$

La connaissance de l'effort tranchant détermine la composante dans le bracon voisin, suivant son inclinaison sur la verticale.

Remarque. — Dans tout ce qui précède on a considéré tout l'ensemble formant les solides indéformables ayant trois articulations A, O, A', comme constitué par des éléments soit articulés, soit rivés en leurs différents nœuds ; il est évident d'après ce qui précède que l'une ou l'autre des deux solutions peut être employée. La solution des éléments articulés n'est d'ailleurs possible que si on réalise par le profil donné aux membrures, la stabilité des efforts de tension dans les éléments quelle que soit la position de la surcharge.

Application I. — L'application d'une poutre suspendue à trois articulations a été faite au Pont d'Ancenis. Cette poutre est articulée en tous ses nœuds, sauf dans la membrure inférieure qui est rectiligne et rigide.

II. — Comme autres applications de ce système on peut citer :

Le pont rigide à charnière de Francfort-sur-le-Mein, construit en 1869. Dans cet ouvrage tous les éléments des poutres sont rivés, ce qui ne change rien au calcul des éléments (voir fig. 9) tome I.

Le pont suspendu rigide triangulé (système Leneve-Foster) appliqué au pont de Lambeth sur la Tamise. Toutefois comme pour ce pont on ne connaissait pas la condition qui permettait d'éviter le renversement des efforts, on a mis dans la ferme de suspension des bracons pouvant travailler tantôt à la tension tantôt à la compression (fig. 3) tome I.

De la vérification pratique des résultats fournis par la théorie. — Nous avons déjà beaucoup insisté sur l'importance des vérifications des résultats fournis par la théorie au moyen d'observations pratiques sur les ouvrages existants. Avant de se lancer dans la construction d'un pont d'un système nouveau, il est naturel de rechercher la méthode qui puisse réaliser sûrement ces vérifications. Nous avons été amené à imaginer cette méthode, lors de la construction de la poutre à trois articulations du pont d'Ancenis, pour démontrer, sans avoir besoin de mécanique analytique, l'exactitude des formules théoriques.

Cette méthode, comme l'indique la figure 53 consiste à construire un petit modèle en réduction de l'ouvrage à édifier. Il a suffi ici d'une simple poutre qui en exécution pesait en tout un poids $2pd$. La théorie indiquait d'abord qu'au point d'appui A dont les coordonnées sont nettement définies par rapport aux axes OX, OY, la réaction qui était développée en ce point avait pour composantes horizon-

tales et verticales A_x , A_y . La vérification pratique a consisté à mettre deux câbles souples qui vont passer sur des

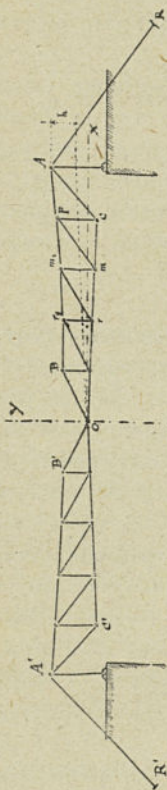


Fig. 53.

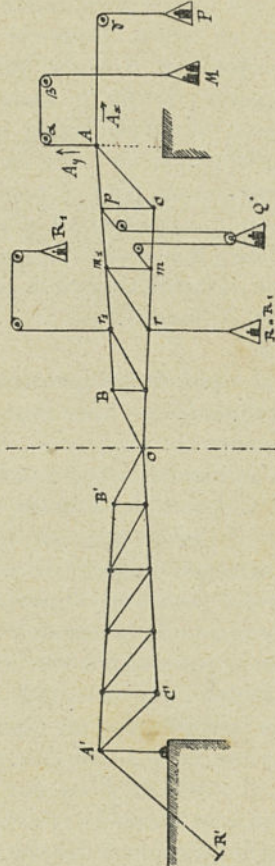


Fig. 54.

poulies α , β , γ folles sur des axes fixes. Pour ramener le point A à sa position véritable il faut mettre dans les

balances M, P des poids équivalents aux valeurs A_x , A_y à des infiniment petits près dus aux poids des câbles et plateaux dont on peut tenir compte d'ailleurs (fig. 54).

Maintenant en prenant un poids P que l'on attache sur la poutre à une distance x du centre O, on voit que le point A qui s'est déplacé ne revient à sa position initiale que si l'on met dans les plateaux des balances M, P les poids indiqués par les formules théoriques données plus haut.

Cette vérification ne se limite pas seulement au point A, on peut par le même procédé contrôler pratiquement les efforts développés dans les bracons comme il est indiqué (fig. 54) pour le bracon mp , ainsi que pour le montant rr_1 travaillant en compression. Le modèle réduit de cette poutre était articulé en tous les nœuds d'attache de ses éléments, ce qui donnait plus d'exactitude à cette vérification.

Inutile de dire qu'en constituant les bracons et les membrures inférieures et supérieures en lames d'acier très fines il était facile de vérifier également si la condition de stabilité des efforts annoncée par la théorie était réalisée pratiquement pour la hauteur h définie plus haut. Il a suffi pour cela de rendre réglable l'extrémité R de la tige AR, ce qui permet de faire varier à volonté les inclinaisons OG, OC' (fig. 53).

Cette méthode s'applique aussi simplement pour une ferme de suspension avec des membrures curvilignes, après avoir équilibré dans les balances M, N, L les efforts développés par le poids permanent de la ferme, on met un poids P à une distance x de l'articulation centrale O, les poids mis dans les balances M, N, P pour ramener les points a_2 , a_3 , A' de la ferme à leur position ini-

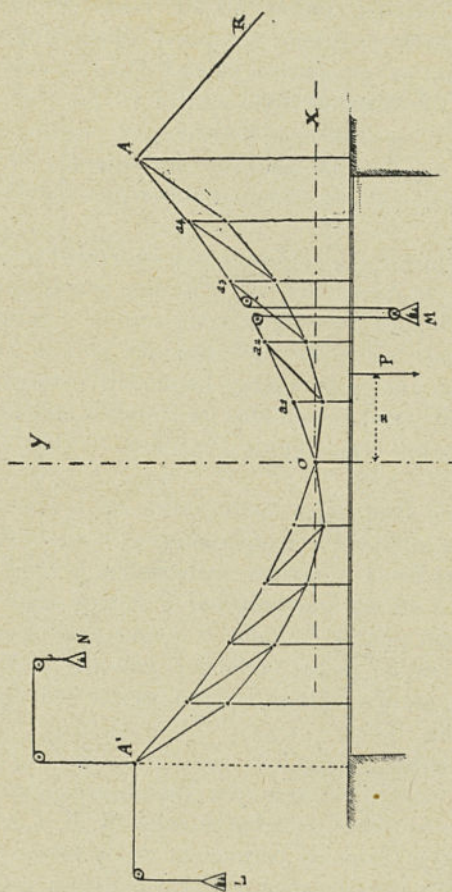


Fig. 55.

tiale permettent de contrôler les résultats annoncés par la théorie (fig. 55).

Cette méthode générale est très intéressante pour enlever tous les doutes que l'on peut avoir sur l'hypothèse initiale qui a guidé les calculs de mécanique analytique qui fournissent les formules théoriques. Nous savons tous, en effet, que les calculs ne trompent jamais, ce sont les hypothèses qui servent de base à ces calculs qui peuvent conduire à des résultats erronés.

CHAPITRE II

§ I. — PONT SUSPENDU-RIGIDE A HAUBANS ET A ARTICULATIONS

Navier dans son célèbre mémoire sur les ponts suspendus signale qu'un architecte Poyet proposa en 1800 de construire des ponts de 40 à 50 mètres de portée avec un tablier supporté par des haubans formés de tiges en fer qui venaient s'amarrer au sommet des mâts verticaux très élevés fixés sur des piles ou culées (fig. 56).

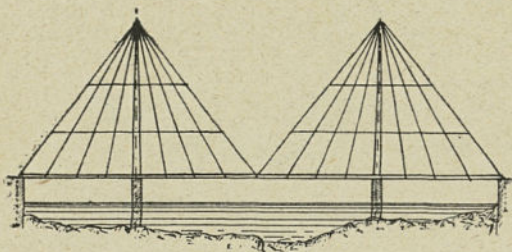


Fig. 56.

Les projets que Poyet a présentés à différentes époques et basés sur ce type de pont ont toujours été rejetés pour des ouvrages destinés aux voitures parce que dit Navier : « on n'a pas trouvé le passage disposé comme il convenait « pour la sûreté et la facilité de la circulation. On remar- « quait que les mâts verticaux placés sur les piles étaient « peu susceptibles de résister à une action transversale et

« la stabilité de la construction était compromise lorsqu'une
« travée serait plus chargée que la travée voisine. »

Ce système était ainsi incomplet, il a été repris plus tard, modifié, perfectionné et rendu réalisable pratiquement. On en trouve une première étude dans l'un des nombreux projets de concours qui ont été présentés pour l'érection du pont du Forth (fig. 57)¹.

C'est aux ponts à transbordeur de Nantes (1903) et de Marseille (1906) que ce système, modifié et réinventé par M. Arnodin, trouva deux heureuses applications (fig. 61).

Ce type de pont tout en étant formé d'un ensemble de triangles indéformables dans la limite d'élasticité de la matière n'est pas statiquement défini. La répartition des surcharges roulantes disposées sur le tablier d'un pareil ouvrage, entre les différents points d'appui ou points d'attache des câbles obliques généralement équidistants, n'est plus du domaine de la statique pure.

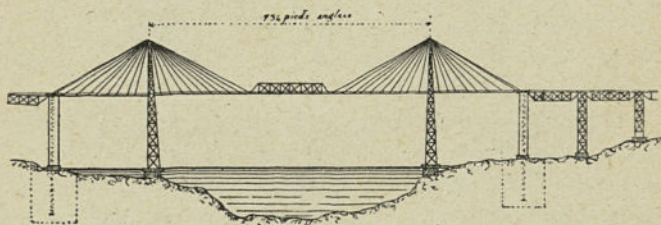


Fig. 57.

On peut toutefois considérer le tablier comme formé d'un nombre n de poutres solidaires de même portée ; et partant de là définir d'une part : les efforts tranchants

¹ *The Forth Bridge, Represented from Engineering.* 28 février 1890.

maxima afférents aux points A_1, A_2, \dots, A_n sous le poids permanent et la surcharge, en tenant compte des dénivellations des différents points d'appui A_1, A_2, \dots, A_n par suite de l'allongement élastique des haubans, et d'autre part les efforts que les poutres du tablier ont à supporter. On est, en somme, ramené à l'étude des poutres solidaires à n travées égales, mais où les appuis sont compressibles, alors qu'en général dans les poutres solidaires à n travées égales les appuis étant en maçonnerie sont incompressibles.

Il est évident que cette méthode est la seule rigoureuse et ne permet pas de consommer du métal inutile ni dans les poutres ni dans les câbles formant les haubans. Nous ne donnerons pas cette méthode et nous renverrons le lecteur à la théorie des poutres continues en général, de l'ouvrage de M. G. Pigeaud **E. S.** chap. VIII page 213.

Comme la méthode précédente est assez complexe on a généralement recours à une hypothèse qui a l'avantage de simplifier beaucoup les calculs, mais qui n'est pas conforme à la réalité de ce qui se passe dans la pratique; elle donne lieu à une consommation de métal inutile.

Cette consommation de métal n'augmente pas, comme on pourrait le croire, le coefficient de sécurité, car les maxima d'efforts calculés suivant l'hypothèse envisagée, ne se produisent réellement pas dans les sections où on les considère.

Cette hypothèse n'est autre que celle qui a déjà été exposée dans l'étude des câbles obliques ou haubans de rigidité des ponts suspendus semi-rigides. On suppose le tablier complètement articulé en tous les points d'attache des haubans; il en résulte que les charges et surcharges placées sur un élément $A_i A_{i+1}$ du tablier se reportent

uniquement aux points d'appui A_i et A_{i+1} comme si toutes les autres travées n'existaient pas ; alors que par la rigidité du tablier une partie des charges et surcharges se reportent sur les autres points de fixation des haubans.

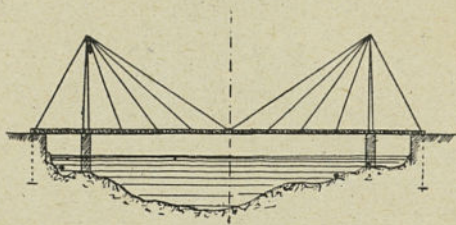


Fig. 58.

En nous plaçant dans cette hypothèse déterminons les efforts transmis aux différents éléments de la construction.

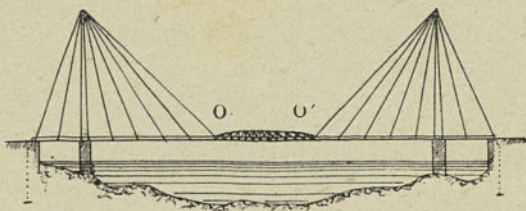


Fig. 59.

Le système peut comporter soit une seule articulation centrale (fig. 58) en O, soit deux articulations (fig. 59) O et O', ce qui est bien préférable.

Ces deux types d'ouvrage dérivent en effet de la réu-

nion de deux éléments de pont tels que la figure 60 représente. La stabilité de chacun de ces éléments pouvant être séparément réalisée.

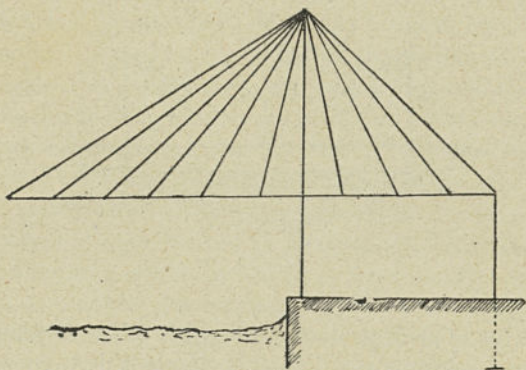


Fig. 60.

Calcul des haubans ou câbles obliques. — Si les n espacements sont égaux chacun à une longueur a , tout poids P placé en m à une distance z de l'axe MA' du pylône ou du pilier en maçonnerie développe dans les haubans MA_i et MA_{i+1} des tensions égales à :

$$t_i = + P \left(i + 1 - \frac{z}{a} \right) \sqrt{1 + \left(\frac{a \cdot i}{h} \right)^2}$$

$$t_{i+1} = + P \left(\frac{z}{a} - i \right) \sqrt{1 + \left[\frac{a(i+1)}{h} \right]^2}.$$

La composante horizontale développée au point M par la présence du poids P placé en m est (fig. 61) :

$$t_x = P \cdot \frac{z}{h}.$$

Il résulte de là que sous le poids permanent p , gé-

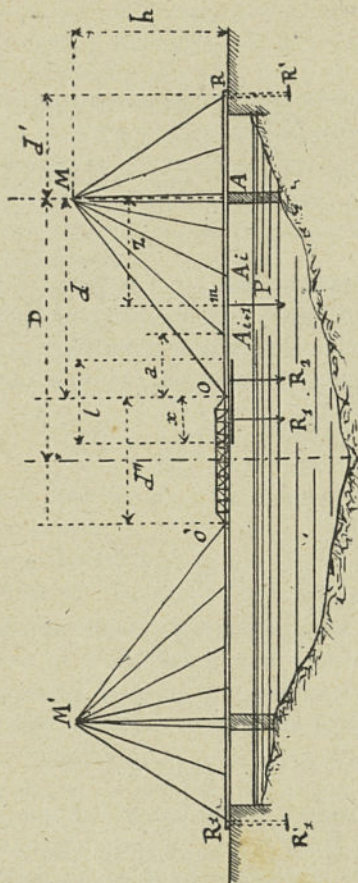


Fig. 61.

néralement constant, par mètre courant et sous la sur-charge π uniformément répartie par mètre courant de

tablier un hauban quelconque i subit un effort total de tension :

$$T_i = a(\pi + p) \sqrt{1 + \left(\frac{ai}{h}\right)^2}$$

et la tension horizontale totale développée en M par la tension de ce câble MA_i est :

$$T_x = \int_{x=a \cdot i}^{x=a(i+1)} a(\pi + p) \frac{xdx}{h} = \frac{a^3(\pi + p)(2i + 1)}{2 \cdot h}.$$

Câbles de retenue MR. — Tout poids P en m développe dans les câbles de retenue MR une tension t_r dont la composante horizontale doit équilibrer la tension t_x . On en déduit que cette tension t_r est égale à :

$$t_r = P \cdot z \sqrt{\left(\frac{1}{h}\right)^2 + \left(\frac{1}{d'}\right)^2}.$$

Quant à la composante verticale de cette tension t_r elle est égale à

$$t_y = t_x \cdot \frac{h}{d'} = P \cdot \frac{z}{d'}.$$

Cette dernière formule pouvait s'établir immédiatement *a priori*, en effet pour que la stabilité d'un pareil système soit assurée il faut que tout poids P placé en m donne naissance en RR' à un effort de soulèvement t_y tel que

$$P \cdot z = t_y \cdot d'.$$

Il est inutile d'insister sur ce fait évident que les câbles de retenue tels que MR n'auront qu'à équilibrer l'excès de tension horizontale développée en M par la portion AA_n du tablier, sur la tension horizontale et de sens inverse développée en M par la portion AR du tablier.

Cas d'un pont à haubans avec travée centrale. —

Dans le cas d'un pont à haubans avec travée centrale il est aisé de déterminer la tension totale qui sera développée dans le câble RR' dans le cas général où le tablier du pont aura à supporter outre son poids permanent un train d'épreuve de poids total Φ et de longueur l .

Il est évident que dans ce système de pont comme dans ceux étudiés plus haut le tablier passe librement dans les pylônes ou dans les piliers en maçonnerie qui servent d'appui à la suspension.

Cela posé, la tension maxima développée dans le câble RR', et qui n'est autre que la composante verticale de la tension maxima dans le câble MR, comprend :

1° La tension due au poids permanent du tablier qui est :

$$t_{1y} = \frac{P}{d'} \int_{x=d'}^{x=d} x dx = \frac{P}{2d'} (d^2 - d'^2)$$

d'après ce qui précède.

2° La tension due au poids de la travée centrale, que nous désignerons par Q ; cette tension est

$$t_{2y} = Q \cdot \frac{d}{2d'}$$

3° La tension due au train d'épreuve. Nous supposons que le train d'épreuve de poids Φ est uniformément réparti sur la longueur l et nous désignerons par x la distance du point a au point O, par d' la longueur de la travée centrale. Nous voyons que la surcharge R_1 due à la position de la nacelle située sur la travée centrale donne en O un effort tranchant égal à :

$$r_1 = \frac{\Phi}{l} \cdot x \cdot \left(1 - \frac{x}{2 \cdot d'} \right)$$

Quant au poids R_2 sa valeur est :

$$R_2 = \Phi \left(1 - \frac{x}{l} \right).$$

La tension résultante développée dans les câbles RR' par ces deux charges R_1 et R_2 est :

$$t_{3y} = \frac{\Phi}{l} x \left(1 - \frac{x}{2d''} \right) \frac{d}{d'} + \frac{\Phi}{d'} \left(1 - \frac{x}{l} \right) \left(d - \frac{l-x}{2} \right).$$

Pour trouver la position du train d'épreuve qui rend cette expression maxima il suffit d'écrire l'équation

$$\frac{\partial t_{3y}}{\partial x} = 0$$

qui définit linéairement la valeur de x cherchée, soit :

$$x = \frac{d''l}{d + d''}.$$

On a bien à faire à un maximum de tension dans les câbles. RR' dits de contrepoids, pour cette position de la nacelle, puisque la dérivée seconde est égale à :

$$\frac{\partial^2 t_{3y}}{\partial^2 x^2} = - \frac{\Phi}{l} \cdot \frac{d}{d' \cdot d''}.$$

La valeur de la tension maxima correspondante est, d'ailleurs :

$$t_{3y} = \frac{\Phi d}{d'} \left[1 - \frac{l}{2(d + d'')} \right].$$

La somme $t_1y + t_2y + t_3y$ définit donc la tension totale maxima qui puisse se produire dans les câbles verticaux RR' dits de contrepoids. On en déduit ainsi le cube total

de maçonnerie nécessaire au massif formant réaction à la tension de ces câbles de contrepoids.

Travail maximum dans les poutres de rive. —

Pour déterminer le travail maximum du métal dans les poutres de rive du tablier, on a besoin d'envisager les deux hypothèses qui peuvent se présenter, pour savoir quelle est celle qui donne lieu au maximum de travail du métal.

La première hypothèse est celle où le vent souffle transversalement sur tout l'ouvrage, avec une intensité $F = 270$ kilogrammes de pression par mètre superficiel, le tablier n'ayant aucune surcharge.

La seconde est celle où le vent souffle transversalement sur tout l'ouvrage avec une intensité F' (admise à 170 kilogrammes pour les ponts pour voie ferrée et 150 kilogrammes pour les transbordeurs en service) par mètre superficiel, le tablier étant chargé du train d'épreuve dans la position la plus défavorable.

Dans la première hypothèse, les poutres du tablier sont soumises à trois efforts différents; le calcul est très simple et ne présente rien de particulier.

Dans la deuxième hypothèse nous avons également :

1° Le travail de compression ou de tension sous l'action du vent d'intensité F' agissant sur tout l'ouvrage et sur le train d'épreuve placé dans la position la plus défavorable ;

2° Le travail de compression sous la charge permanente et roulante dû à la somme des composantes horizontales des tensions des haubans ;

3° Le travail de flexion dû à la charge permanente et roulante.

Nous nous proposons de déterminer dans le cas le plus défavorable qui puisse se présenter, la position de la nacelle et la section où se produit le travail maximum maximorum du métal.

Nous désignerons par :

S_1 la surface exposée au vent par mètre courant de tablier, dans les parties du tablier portées par les haubans ;

S_2 la surface exposée au vent du train d'épreuve par mètre courant (on prend en général $S_2 = 3$ mètres carrés) ;

S_3 la surface exposée au vent par mètre courant de tablier dans la travée centrale.

Nous aurons pour les pressions horizontales :

$$p_1 = S_1 \cdot F' \quad p_2 = S_2 \cdot F' \quad p_3 = S_3 \cdot F'$$

par mètre courant.

Nous considérons le tablier comme ayant deux butées dans les axes des pylônes.

C'est dans la poutre au vent que se produira l'effort maximum de compression puisque dans la poutre sous le vent l'effort de tension vient en diminution des efforts de compression. C'est donc la poutre au vent que nous étudierons.

Nous désignerons par x la distance du point A_n à a (fig. 61) :

1° Le moment de flexion dû à l'action du vent soufflant transversalement sur le tablier et le train d'épreuve est, dans la section zz' de la poutre, située à une distance z de l'axe du pilier, donné par l'expression :

$$M_x = p_1 \cdot z \frac{(2D - z)}{2} + (p_3 - p_1) \frac{d'' \cdot z}{2} \\ + \frac{p_2 l}{2D} \left(d + x - \frac{l}{2} \right) (2D - z) - \frac{p_2}{2} (d + x - z)^2.$$

2° La compression est dans cette section zz' :

$$(1) C_x = \frac{d}{h} \left[\frac{Q}{4} + \frac{\Phi x}{2 \cdot l} \left(1 + \frac{x}{2d} \right) \right] + \left(p + \frac{\Phi}{l} \right) \frac{1}{2h} \int_{z=z}^{z=d} z dz,$$

formule dans laquelle :

$$d + x - l, < z < d,$$

la formule (1) se simplifie et s'écrit :

$$C_x = \frac{d}{4h} \left[Q + \Phi \frac{x}{l} \left(2 + \frac{x}{d} \right) \right] + \left(p + \frac{\Phi}{l} \right) \frac{d^2 - z^2}{4 \cdot h}.$$

3° Dans une première approximation nous pouvons négliger le travail du métal des poutres à la flexion sous l'influence du poids permanent et du train d'épreuve, les points d'attache des haubans étant en général assez rapprochés pour que ce travail soit faible.

Après la détermination de la position de la surcharge roulante la plus défavorable et celle de la section où se produit le maximum maximorum du travail, on pourra effectuer le calcul de ce travail de flexion.

Il résulte de là, que le travail dans la section zz' est sous les deux premiers efforts :

$$(2) \quad \tau(x, z) = \frac{M_x}{I} + \frac{C_x}{\omega},$$

ω étant la section constante de la poutre, $\frac{I}{n}$ son module de section.

Le maximum du travail dans cette section zz' aura lieu pour la valeur de x satisfaisant à l'équation :

$$(3) \quad \frac{d\tau(x, z)}{dx} = 0.$$

En remplaçant dans l'équation (2) cette valeur de x

tirée de l'équation (3), nous aurons une fonction de z qui permettra de déterminer dans quelle section se produira le travail maximum maximorum du métal, en égalant sa dérivée à zéro.

Or, en considérant x comme une fonction de z définie par l'équation (3) nous pouvons avoir de suite cette équation dérivée par rapport à z qui est :

$$\frac{d\tau(x, z)}{dz} = \frac{d\tau(x, z)}{dx} \cdot \frac{dx}{dz} + \frac{d\tau(x, z)}{dz} = 0.$$

En tenant compte de l'équation (3) on a :

$$(4) \quad \frac{d\tau(x, z)}{dz} = 0.$$

D'où nous concluons que la résolution des équations simultanées (3), (4) nous fournit une valeur de z qui définit la section du travail maximum maximorum et une valeur de x qui donne la position correspondante du train d'épreuve. Dans le cas étudié les deux équations (3), (4) se présentent sous la forme :

$$(5) \quad Ax - Bz - C = 0,$$

$$(6) \quad Dx - Ez + F = 0,$$

dans lesquelles :

$$A = - \left[p_2 + \frac{1}{n\omega} \cdot \frac{d}{h} \frac{\Phi}{2ld} \right],$$

$$B = p_2,$$

$$C = p_2 d + \frac{1}{n\omega} \frac{d}{h} \frac{\Phi}{l},$$

$$D = B,$$

$$E = p_1 + \frac{1}{2n\omega h} \left(p + \frac{\Phi}{l} \right) + p_2 \left(1 + \frac{l}{p_2} \right),$$

$$F = p_1 d + (p_3 - p_1) \frac{d''}{2} + p_2 \left[d + l - \frac{l}{2p_2} \left(d - \frac{l}{2} \right) \right],$$

Ces équations (5), (6) déterminent linéairement x , z , ce qui permet de trouver immédiatement la valeur du travail maximum maximum, en remplaçant x , z , dans l'équation (2) par les résultats des équations (5), (6).

Nous ferons remarquer que :

$$\frac{d^2\tau(x, z)}{dx^2} = - \left[p_2 + \frac{I}{n\omega} \cdot \frac{d}{h} \cdot \frac{\Phi}{2ld^3} \right],$$

$$\frac{d^2\tau(x, z)}{dz^2} = - \left[p_2 + p_1 + \frac{I \left(p + \frac{\Phi}{l} \right)}{2n\omega h} + l \right].$$

termes essentiellement négatifs, ce qui indique bien que la fonction passe par un maximum pour ces valeurs de x et de z .

Application. — Les deux applications qui furent faites de ce système sont les ponts à transbordeur de Nantes et de Marseille.

Les dimensions de ces ouvrages sont les suivantes :

	2 D =	d =	d' =	h =
Pont de Nantes	140 ^m ,996	58 ^m ,188	25 ^m ,00	31 ^m ,40
Pont de Marseille.	165 ^m ,00	64 ^m ,925	35 ^m ,00	35 ^m ,60

Le train d'épreuve est représenté dans chacun de ces ouvrages par tout l'appareil roulant : nacelle et sa suspension, cadre de roulement, le tout en surcharge y compris l'influence du vent.

Ce train d'épreuve de 32 mètres de longueur pesait à Nantes 139600 kilogrammes et à Marseille 144190 kilogrammes.

Sur la comparaison entre les efforts unitaires calculés et observés au pont à transbordeur de Marseille. — Le poids réel au pont à transbordeur de Marseille de tout l'appareil voyageur : nacelle, cadre de roulement et câbles de suspension à vide 52 190 kilogrammes. Lors des épreuves la surcharge à mettre sur la nacelle fut fixée à 97 000 kilogrammes, ce qui donna pour l'appareil voyageur en charge un poids total de 149 190 kilogrammes.

Au lieu de mettre toute la surcharge de suite, on fit cinq épreuves successives.

Pour la première épreuve la nacelle circula à vide sur le tablier d'une rive à l'autre ; pour la seconde, on la surchargea de 25 204 kilogrammes ; pour la troisième on ajouta 23 568 kilogrammes ; pour la quatrième 23 568 kilogrammes ; et pour la cinquième 24 660 kilogrammes, soit au total 97 000 kilogrammes. En somme, l'appareil voyageur pesait successivement : 52 190, 77 394, 100 962, 124 530 et 149 190 kilogrammes.

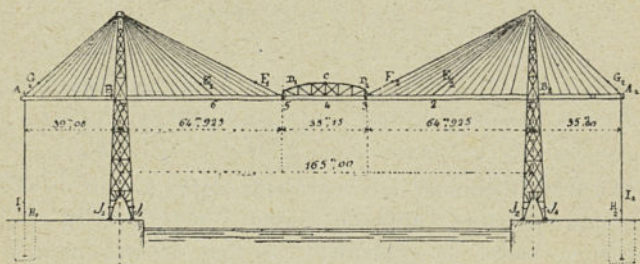


Fig. 62.

Dans chacune des épreuves, le transbordeur stationna de façon que le milieu du cadre de roulement fût succes-

sivement aux points 1, 2, 3, 4, 5, 6 et 7 (fig. 62) et à chaque stationnement des observateurs faisaient les lectures des différents instruments disposés sur les câbles, le tablier et les pylônes.

Cette méthode des surcharges successives et croissant, pour ainsi dire, en progression arithmétique, permet de contrôler les résultats donnés par les lectures des instruments qui donnent le travail du métal. Ce travail étant, en effet, ici, une fonction linéaire de la surcharge, l'excès de travail doit augmenter en progression arithmétique.

Les différents appareils disposés lors de ces expériences étaient :

En E_1, E_2, F_1, F_2, G_1 et G_2 des câbles témoins ;

En $A_1, A_2, B_1, B_2, C, D_1, D_2, I_1, I_2, J_1, J_2, J_3, J_4, H_1$ et H_2 des appareils Manet-Rabut avec tiges de 0^m,20 de longueur :

Enfin, aux points 1 et 7, des observateurs, munis de niveaux relevaient des mires placées aux points 2, 3, 4, 5 et 6 ; ces observateurs étaient dans les pylônes.

L'étude des résultats obtenus est intéressante à deux points de vue bien distincts. Le premier consiste à vérifier que les hypothèses qui ont servi de base au calcul des résistances du projet sont bien exactes, c'est-à-dire, par exemple, que la position de la charge voyageuse donnant le maximum du travail dans un élément du pont, est bien celle que l'étude du projet avait théoriquement indiquée.

Ce premier point acquis, il existe un autre point de vue également nécessaire à considérer, c'est l'étude comparative des résultats obtenus expérimentalement avec ceux qui proviennent du calcul refait dans les hypothèses du projet, en prenant les poids d'exécution et en se plaçant exactement dans les conditions des épreuves.

Cette étude comparative, nous la limiterons pour les éléments étudiés aux efforts qui ont donné dans chacune des épreuves le travail maximum.

Câbles témoins $E_1, E_2, F_1, F_2, G_1, G_2$. — Les deux premiers étaient disposés sur les câbles obliques n° 9 comptés à partir de chaque pylône. Le calcul détermine le travail maximum du métal par millimètre carré de section dans chaque câble oblique E_1 (ou E_2) et correspondant à la position 6 (ou 2) du cadre de roulement, par la formule :

$$T_Q = 4^{kg},70 + 0,000073 \Phi_i,$$

Φ_i étant le poids de tout l'appareil voyageur et sa surcharge.

Cette formule est établie en tenant compte du poids afférent à chaque couple de galets et de leurs distances respectives aux points d'attache des câbles, mais en se plaçant dans l'hypothèse où :

1° La poutre horizontale constituant le tablier a une rigidité nulle ;

2° L'allongement élastique des câbles en charge est négligé.

De même, en se plaçant dans la même hypothèse, le travail maximum du métal par millimètre carré de section dans les câbles F_1 (ou F_2) est donné par la formule :

$$T_S = 5^{kg},56 + 0,000082 \Phi_i.$$

Pour les câbles de retenue G_1 (G_2) un calcul simple conduit à la formule :

$$T_R = 6^{kg},08 + 0,0000875 \Phi_i.$$

Le tableau comparatif suivant (p. 191) donne le travail maximum dans les câbles envisagés.

La conclusion des nombreuses lectures faites sur les câbles témoins est que, d'abord les maxima se produisent bien dans ces câbles pour les positions du transbordeur indiquées par la théorie.

En outre, le travail observé, bien qu'entaché par de petites erreurs personnelles et accidentelles, est toujours inférieur au travail calculé.

La rigidité propre du tablier et l'allongement élastique des câbles en surcharge sont cause, en effet, qu'une fraction du poids de l'appareil transbordeur est portée par les câbles obliques en dehors de ceux situés entre les galets extrêmes du cadre de roulement.

Il en résulte de là une diminution dans la tension des câbles obliques, des câbles de soutien de la travée centrale, et par suite, dans la tension horizontale qui agit au sommet d'un pylône et par voie de conséquence, un plus faible travail dans le métal formant les câbles de retenue.

Appareils Manet-Rabut sur la travée centrale. — Comme précédemment, parmi les très nombreuses lectures faites sur les divers instruments disposés sur cette travée, nous ne considérerons que celles qui correspondent aux maxima observés.

Un calcul simple montre qu'en tenant compte des positions respectives des galets du cadre de roulement, dont les écartements d'exécution sont connus, on arrive à la formule :

$$M_x = \frac{P}{2} x(l-x) + \left\{ \left(1 - \frac{x}{l}\right) \int_{X_i = X_1}^{X_i \leq x} X_i + \frac{x}{l} \int_{X_i \leq x}^{X_i = X_{15}} (l - x_i) \right\} \frac{\Phi_i}{30}$$

donnant le moment fléchissant dans la section distante d'une articulation de la longueur x . Dans cette formule :

$$P = 52\,190 \text{ kilogrammes,}$$

Φ_i représente le poids de tout l'appareil voyageur, X_1, X_2, \dots, X_{15} étant les distances des différents galets du cadre de roulement à l'articulation considérée.

En s'appuyant sur la formule précédente et étant donnés les éléments constitutifs de la membrure supérieure de la travée centrale, on en déduit la formule :

$$- R_c = 1^{kg},534 + 0,0000311 \Phi_i$$

qui donne le travail à la compression par millimètre carré de section dans la membrure supérieure, lorsque l'axe du cadre de roulement est dans la position 4. De même dans les croisillons D_1, D_2 le calcul conduit à la formule :

$$+ R_D = 1^{kg},31 + 0,000025 \Phi_i$$

pour le travail à la tension par millimètre carré de section.

On en déduit le tableau suivant :

	Appareil transbordeur pesant				
	52 190 kilog.	77 394 kilog.	100 692 kilog.	124 530 kilog.	149 190 kilog.
Travail calculé pour la surcharge en C. . .	kilog.	kilog.	kilog.	kilog.	kilog.
Travail déduit des lectures en C.	- 1,62	- 2,41	- 3,13	- 3,87	- 4,64
Différence	- 1,60	- 2,60	- 3,30	- 4,15	- 4,75
	0,02	0,19	0,17	0,28	0,11
Travail calculé $\left\{ \begin{array}{l} D_1 \\ D_2 \end{array} \right.$	+ 1,30	+ 1,93	+ 2,52	+ 3,11	+ 3,72
Travail déduit des lectures $\left\{ \begin{array}{l} D_1 \\ D_2 \end{array} \right.$	+ 1,32	+ 1,90	+ 2,40	+ 2,60	+ 3,65
Écart maximum	0,18	0,11	0,02	0,51	0,17

On voit par là que la théorie donne des résultats concordants avec les résultats des appareils Manet-Rabut disposés en C, D_1, D_2 . Les écarts qui existent sont de

l'ordre des erreurs que l'on ne peut prétendre annuler. D'ailleurs dans cette travée semi-parabolique, il ne pouvait y avoir d'incertitude dans la valeur des efforts qui se produisent dans ses différents éléments. Il était toutefois utile de montrer qu'elle se comportait bien comme ayant deux points d'appui (qui sont ici les nœuds d'articulation) et qu'aucun travail supplémentaire ne lui était imposé du fait d'être liée aux parties en porte-à-faux du tablier.

Appareils Manet-Rabut sur les poutres porte-rails en B_1, B_2 . — Les appareils disposés aux points B_1 (B_2) ont présenté leur maximum lorsque l'axe du cadre de roulement était à la position 5 (ou 3); ce qui est bien d'accord avec la théorie.

La poutre porte-rails ne subit qu'un effort de compression et son travail par millimètre carré de section est défini par la relation :

$$-T_p = 0^{k\epsilon}.93 + 0,0000134 \Phi_i$$

dans les sections B_1, B_2 , dans le cas du maximum.

On en déduit le tableau suivant :

	Appareil transbordeur pesant				
	52 190 kilog	77 394 kilog.	100 692 kilog.	124 530 kilog.	149 190 kilog.
	kilog.	kilog.	kilog.	kilog.	kilog.
Travail (B_1 . . .	- 0,60	- 0,75	- 1,60	- 1,60	- 2,00
observé en } B_2 . . .	- 0,65	- 1,40	- 1,40	- 1,75	- 2,65
Travail calculé . . .	- 0,70	- 1,04	- 1,35	- 1,79	- 2,00
Écart maximum . .	0,10	0,34	0,25	0,19	0,65

Ces résultats sont suffisamment concordants avec la théorie pour donner toute sécurité.

CHAPITRE III

CALCULS ACCESSOIRES

Massifs d'amarrage. — Les câbles de retenue viennent prendre la réaction qui leur est nécessaire dans des massifs d'amarrage qui se classent suivant trois types bien définis. Tous les autres dérivent de ces trois types principaux :

- 1° Massif par amarrage direct.
- 2° Massif avec câbles infléchis.
- 3° Massif circulaire.

1° *Massif par amarrage direct.* — Les câbles de retenue ont une direction rectiligne, leur point d'amarrage est en O, l'inclinaison sur la verticale de ces câbles est θ' . Le cube de maçonnerie situé entre les plans OA, OB a son centre de gravité en ω et son poids total est P.

L'action résultante de l'effort total F des câbles de retenue et du poids P est une force R qui rencontre la base OA du massif dans le plan horizontal d'ancrage en un point C.

La stabilité du massif sera assurée si :

- a) La composante horizontale de R ne dépasse pas la résistance au glissement de la maçonnerie sur elle-même dans la section OA ;
- b) La résultante R rencontre la droite OA en un point compris entre O et A ;
- c) La pression sur l'arête A ne dépasse pas la limite

Pour la maçonnerie ordinaire on adopte pour $\Delta = 2\ 200$ kilogrammes.

b) La distance x du point C (fig. 63) au point A où la résultante R coupe la ligne OA se détermine en prenant les moments par rapport au point A. On a :

$$F \cdot b \cdot \cos \theta' + R x \cos \theta'' - Pa = 0,$$

d'où :

$$x = \frac{Pa - Fb \cos \theta'}{R \cos \theta''},$$

mais le triangle $\omega\beta\gamma$ donne :

$$\frac{1}{\operatorname{tg} \theta''} + \operatorname{tg} \theta' = \frac{P}{F \sin \theta'},$$

soit

$$\operatorname{tg} \theta'' = \frac{F \sin \theta'}{P - F \cos \theta'} \quad \text{ou} \quad \cos \theta'' = \frac{P - F \cos \theta'}{\sqrt{F^2 + P^2 - 2PF \cos \theta'}}.$$

Le dénominateur représente d'ailleurs la valeur de la résultante R, finalement :

$$x = \frac{Pa - F \cdot b \cdot \cos \theta'}{P - F \cos \theta'}.$$

Il faut que x soit positif et de plus $x > \frac{b}{3}$ pour que le joint ne tente pas à s'ouvrir en O. Cette valeur de x se détermine graphiquement ainsi que R et θ'' .

c) La pression sur l'arête A est :

$$\frac{2}{3} \frac{(P - F \cos \theta')}{x \cdot L} = \frac{2}{3} \frac{(P - F \cos \theta')^2}{L(Pa - F \cdot b \cdot \cos \theta')},$$

L étant la largeur du massif sur l'arête A.

2° *Massif avec câbles infléchis.* — Si les câbles de retenue

viennent s'infléchir sur des coussinets en fonte pour s'ancrer finalement en O, il s'ensuit qu'en négligeant l'affaiblissement de la tension du câble dans l'élément MO dû au frottement sur les maçonneries la résultante F' sera dirigée suivant $M\omega$ (fig. 64) et coupera la droite OX au point m défini par la relation :

$$Om = H \cotg \frac{\theta'}{2}, \quad H = MO.$$

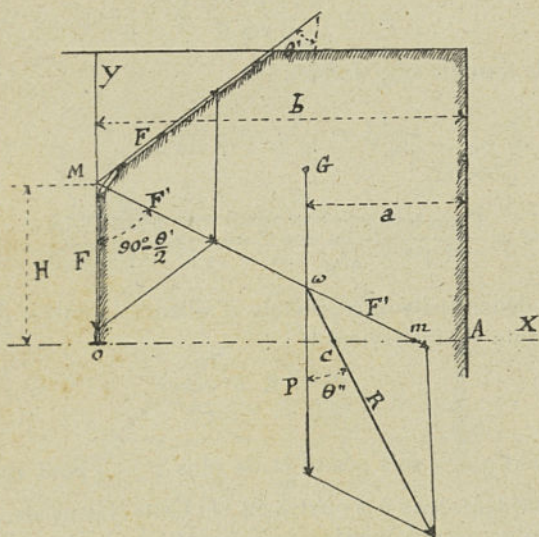


Fig. 64.

Quant à la valeur de F' elle est :

$$F' = 2F \sin \frac{\theta'}{2}.$$

Cette résultante F' rencontre la force P sur la verticale

du centre de gravité en un point ω . La résultante R des forces F' et P coupe la ligne OA en un point C . On détermine avec la même facilité que précédemment, soit graphiquement soit par le calcul, les valeurs de $AC = x$, R et θ'' . Les conditions imposées précédemment à la force R pour la stabilité du massif sont à appliquer à la résultante trouvée.

Les valeurs de x , R et θ'' sont données par les formules :

$$x = \frac{Pa + 2F \sin^2 \frac{\theta'}{2} \left(b - H \cotg \frac{\theta'}{2} \right)}{P + 2F \sin^2 \frac{\theta'}{2}},$$

$$R = \sqrt{P^2 + 4F \sin^2 \frac{\theta'}{2} (F + P)},$$

$$\operatorname{tg} \theta'' = \frac{F \sin \theta'}{P + 2F \sin^2 \frac{\theta'}{2}}.$$

3° *Massif circulaire*. — Dans le cas où le sol rocheux formé par les culées se prête à l'établissement de galeries circulaires les câbles en s'infléchissant sur des coussinets qui les isolent de la maçonnerie contournent ces galeries. Toute la partie du sol en avant et au-dessus du plan inférieur d'ancrage forme réaction à la tension des câbles.

Il est toutefois nécessaire de prévoir dans l'axe de ces galeries la fixation des câbles de retenue pour ne pas rendre les nappes des deux têtes de pont solidaires, car en cas d'une charge sur une tête de pont plus forte que sur l'autre tête, ce qui se passe par exemple dans l'hypothèse d'un vent violent soufflant transversalement à l'ouvrage, on fait travailler les pylônes ou les piliers en maçonnerie à la torsion et les chariots de dilatation peuvent échapper de leur base d'appui.

Ces amarrages circulaires ont été employés notamment à l'ancien pont de la Roche-Bernard, construit par Leblanc

en 1836 et au pont de Saint-Christophe sur le Scorff, près Lorient, construit en 1847.

Galets de roulement. — Les chariots de dilatation reposent en général sur les plaques d'appui des piles en maçonnerie ou des pylônes métalliques par l'intermédiaire de rouleaux de friction ou galets de roulement formés de cylindres en métal placés entre la table de roulement du chariot et la plaque d'appui.

Soit D le diamètre de la section d'un galet, il est soumis à l'action de deux forces égales et diamétralement opposées Φ , l'une est la charge transmise par le chariot, l'autre la réaction de la pile qui lui est égale. Connaissant le diamètre D du cylindre et la nature du métal on peut déterminer quelle est la limite pratique à admettre pour la force de compression Φ .

Cette limite pratique est définie par la formule :

$$\Phi \leq \frac{3}{5} \cdot N \cdot D \cdot l \sqrt{\frac{N}{E}}$$

où l est la longueur de la génératrice de contact du rouleau de friction avec le plan ;

N , la limite d'élasticité à la compression du métal ;

E , le coefficient d'élasticité longitudinale.

Les limites de sécurité sont les suivantes :

	kilogrammes par mm ²
Fer	0,40
Acier extra-doux	0,60
Acier extra-dur.	1,40
Fonte.	0,65
Laiton	0,10
Bronze	0,15
Chêne.	0,06

Les valeurs courantes de N et E sont :

Fer . . .	$N = 15 \times 10^6$	$E = 2 \times 10^{10}$
Acier . . .	$N = 20 \times 10^6$	$E = 225 \times 10^8$
Fonte. . .	$N = 25 \times 10^6$	$E = 90 \times 10^8$
Chêne . . .	$N = 2 \times 10^6$	$E = 11 \times 10^8$

Si ces galets de roulement reposaient sur des surfaces cylindriques à génératrices parallèles et à convexité opposée de diamètre D' , la limite de sécurité $\frac{\Phi}{Dl}$ serait réduit à :

$$\frac{\Phi}{D \cdot l} \leq \frac{3}{5} N \sqrt{\frac{N}{E} \cdot \frac{D'}{D' + D}}$$

Dans le cas où $D = D'$

$$\frac{\Phi}{D \cdot l} \leq \frac{3}{7} N \sqrt{\frac{N}{E}}$$

Si le galet reposait dans une surface cylindrique creuse la limite serait au contraire :

$$\frac{\Phi}{D \cdot l} \leq \frac{3}{5} N \sqrt{\frac{N}{E} \cdot \frac{D'}{D' - D}}$$

Pour le fer, par exemple, la limite de sécurité est de 6 kilogrammes ; on ne devra donc pas appliquer la formule précédente au delà de $D' > 1,0004 D$, car la formule donne :

$$\frac{3}{5} N \sqrt{\frac{N}{E} \cdot \frac{D'}{D' - D}} = 6^{\text{kg}},3$$

pour $D' = 1,0004 D$.

Goujons d'assemblages des câbles, boulons d'articulation et barres à œil. — Les goujons d'assemblages des câbles au moyen de culots et d'étriers sont générale-

ment soumis à deux efforts distincts : effort de cisaillement et effort de flexion.

Leur calcul n'offre aucune difficulté ; comme ce sont les éléments essentiels, en général, d'un ouvrage, il est bon de limiter le travail du métal qui les constitue à un taux assez bas.

Le métal employé, en général, dans les ponts suspendus pour ces goujons est de l'acier résistant à 56 kilogrammes par millimètre carré de section avec 18 % d'allongement. On limite le travail à $12^{\text{kg}},5$ par millimètre carré.

Dans tous les ponts suspendus à chaînes avec des barres à œil en emploi des boulons d'articulation ou chevilles qui travaillent uniquement au cisaillement et à la

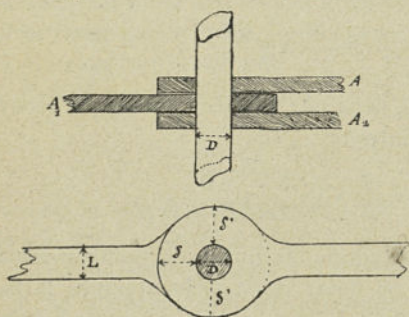


Fig. 65.

flexion. Dans certaines poutres articulées on emploie également ces chevilles. Elles pénètrent dans des trous circulaires pratiqués dans des barres à œils soumises à des efforts d'extension ou de compression diri-

gés en sens inverse.

Ces efforts tendent à cisailier le goujon (fig. 65). On admet que la résistance du métal au cisaillement n'est que les $\frac{4}{5}$ de sa résistance à l'extension. Cette cheville sous l'influence des efforts développés par les barres A, A₁, A₂ travaille à la flexion. Il est de bonne construction de

laisser le minimum de jeu possible entre ces barres pour ne pas avoir à donner une section trop importante au boulon.

Lorsqu'il s'agit de barres à œils de largeur L et d'épaisseur e , le diamètre D à attribuer à la cheville d'assemblage est donné par la formule

$$D = 1,9 \sqrt[3]{Le^2}.$$

Cette formule empirique, mais d'une forme théorique rationnelle, s'accorde bien avec les résultats d'expérience (Comolli, ponts américains, page 176). Cette formule est satisfaite également au point de vue théorique dans les limites où varient en pratique les dimensions, L et e , c'est-à-dire avec la condition que le rapport $\frac{e}{L}$, en général plus petit que l'unité, ne soit jamais notablement supérieur à 1.

Il est nécessaire que la pression sur la surface de contact de la cheville et de la barre ne dépasse pas la limite de sécurité, sans quoi il pourrait y avoir désagrégation de cette surface, et la cheville pénétrerait dans la barre, dont elle couperait la tête en creusant petit à petit la surface.

On doit avoir en conséquence $eD \geq Le$. Les chevilles du viaduc de Crumlin, en Angleterre, se sont trouvées en peu de temps hors de service parce qu'on n'avait point observé cette règle essentielle. La règle pratique à suivre est la suivante :

$$\begin{array}{ll} \text{Si l'on a : } e \geq 0,4 L & \text{il faut prendre } D = 1,9 \sqrt[3]{Le^2} \\ \text{» } e \leq 0,4 L & \text{» } D = L. \end{array}$$

Ces formules supposent que l'effort transmis par la barre donne lieu à un travail de cisaillement sur une seule section de la cheville.

Si la cheville est soutenue par ses deux sections extrêmes il faut prendre pour le calcul la moitié de l'épaisseur e .

Si l'on a plusieurs barres successives agissant dans la même direction, ce qui est un vice de construction, il faut faire la somme des épaisseurs de ces barres et prendre la valeur moyenne de la longueur L .

Dans le cas où une cheville traverse plusieurs barres de dimensions différentes, on doit lui donner le plus grand des diamètres qu'indique la formule, appliquée successivement aux différentes barres.

La tête de la barre a même épaisseur e que la barre : sa dimension suivant le rayon de l'œil est donnée par la formule :

$$\delta = \frac{3}{8} (L + D).$$

En Amérique, on donne aux barres forgées à la presse hydraulique une tête circulaire concentrique à la cheville, dont le diamètre est :

$$D + \frac{3}{4} (L + D) = \frac{1}{4} (3L + 5D).$$

Pour les pièces forgées au marteau, l'expérience a conduit à réduire la dimension de la couronne perpendiculaire à l'axe de la barre. On prend (fig. 65) :

$$\delta = \frac{3}{8} (L + D)$$

$$\delta' = \frac{3}{10} (L + D).$$

La cheville et l'œil ont théoriquement le même diamètre, en pratique il y a un léger jeu limité dans les ouvrages bien faits à $\frac{1}{2}$ millimètre, on conçoit, en effet, que si l'écart

entre les diamètres est trop grand, la cheville n'a que peu de contact avec la surface du métal et il y a pénétration de ses molécules dans celles de la barre.

Etriers et tirants. — Les barres en acier rond dont les extrémités filetées et munies d'écrous permettent d'assembler les culots des extrémités des câbles sur des goujons ou sur des ancres d'amarrage en acier laminé ou en acier coulé, sont en général en acier résistant à 56 kilogrammes par millimètre carré de section avec 18 % d'allongement.

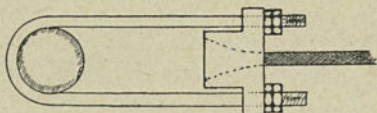


Fig. 66.

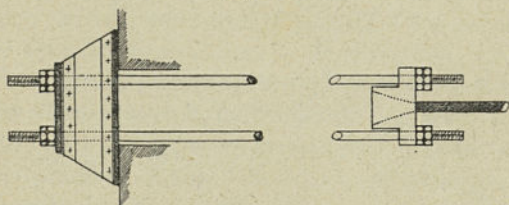


Fig. 67.

Ce sont, en effet, de même que les goujons des chariots de dilatation des pièces essentielles, sur lesquelles il est nécessaire d'avoir toute sécurité. Il serait, inutile d'avoir des câbles en fils d'acier à haute et très haute résistance qui ne se rompent jamais, pour ainsi dire, si ces câbles ne sont pas terminés à leurs extrémités par des éléments donnant une égale sécurité. On demande donc à ces barres en acier qui forment des étriers ou qui servent de tirants (fig. 66 et fig. 67) un travail modéré.

Dans l'évaluation de ce travail à la tension, auquel ces barres sont soumises, on ne compte que sur la section à fond de filet pour se placer dans les conditions les plus défavorables.

Il est intéressant d'examiner dans ces conditions quel est le travail au cisaillement, que supporte le métal par suite de l'effort transmis par l'écrou sur les filets avec lesquels il est en contact. On met en général, par mesure de sécurité, un double écrou par extrémité.

Prenons, par exemple, les proportions de Whitworth pour le filetage des barres. Dans la section moyenne dont le diamètre est (fig. 68) $D_1 + \frac{2}{3} t_0$ la section totale cisailée est :

$$\Omega = \frac{1}{2} \cdot \frac{\pi}{4} \left(D_1 + \frac{2}{3} t_0 \right)^2 H$$

H étant la hauteur de l'écrou. Comme par ailleurs la tension développée dans la barre est

$$F = \frac{\pi}{4} D_1^2 \times 10^{kg.00}$$

10^{kg.00} étant le travail maximum demandé à ce métal, le travail de cisaillement dans la section moyenne de l'écrou et des filets de l'étrier ressort à :

$$\frac{F}{\Omega} = \frac{10^{kg}}{H \left(1 + \frac{2}{3} \frac{t_0}{D_1} \right)^2}$$

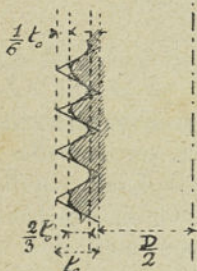


Fig. 68.

On peut négliger $\frac{2}{3} \frac{t_0}{D_1}$ devant l'unité, on voit donc que le travail au cisaillement est insignifiant, il varie entre 1 kilogramme par millimètre carré de

section pour les ronds de 10 millimètres et $0^{kg},14$ par millimètre carré pour les ronds de 70 millimètres qui sont les plus gros employés.

On se préoccupe, en effet, dans les ponts, à ne pas dépasser ce diamètre, ce qui est toujours possible puisqu'il suffit d'augmenter le nombre des câbles pour qu'il en soit ainsi, car même avec de très longues et fortes clefs il est impossible de manœuvrer les écrous à main d'homme pour des étriers d'un diamètre au delà de 70 millimètres, il faut alors avoir recours à des procédés hydrauliques.

Culots terminant les câbles à leurs extrémités. —

Nous avons déjà décrit les différents moyens employés, dès le début de la construction des ponts suspendus, pour terminer les câbles à leurs extrémités et pour les fixer au moyen d'étriers ou de tirants soit dans les amarrages, soit sur les goujons des chariots de dilatation, soit sur le tablier. Le procédé universellement employé de nos jours consiste comme nous l'avons déjà dit d'arrêter le câble dans un culot soit en fonte ordinaire soit en fonte d'acier. Ce culot présente en son milieu une ouverture conoïdale dans laquelle les fils du câble sont recourbés, frisés suivant le terme consacré. Un métal fusible composé d'étain fin, de plomb et d'antimoine dans des proportions déterminées est coulé dans cette cavité conoïdale et vient coincer le câble. La température de fusion de ce métal fusible est assez faible pour ne pas recuire les fils et pour ne pas en diminuer la résistance.

La forme des culots est évidemment très variable selon le diamètre du câble, le diamètre du goujon ou de toute autre pièce où les étriers et les tirants viennent se fixer.

D'une façon générale ces culots dans leurs dimensions

respectent des proportions déterminées, ce qui permet d'apprécier les efforts auxquels ils sont soumis et d'en déduire le travail du métal qui les compose.

Culots en acier. — Prenons d'abord les culots en acier qui représentent le type le moins usité, car en général tous ces culots sont en fonte ordinaire.

Travail au cisaillement. — Il est intéressant de dé-

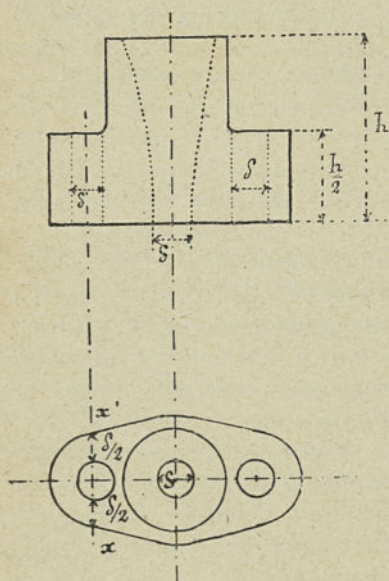


Fig. 69.

terminer le travail maximum au cisaillement de l'acier des culots au droit des trous d'amarrages des étriers ou tirants.

Comme la forme de chaque culot est définie d'après des proportions fixées en fonction du diamètre du câble, ce travail sera celui subi par le métal des culots dérivant de ce type général.

Prenons d'abord le culot à trois trous pour un étrier simple ou pour deux tirants dont la forme est figure 69.

La hauteur h du culot

est dans un rapport simple avec le diamètre δ du câble :

$$h = n \cdot \delta,$$

la hauteur des oreilles est $\frac{h}{2}$. Comme la section minima du culot est celle faite par un plan vertical xx' , c'est dans cette section que le travail au cisaillement sera maximum. Pour se placer dans des conditions pessimistes, on admettra que l'écrou n'a que deux points de contact avec la face de l'oreille. La section de cisaillement est donc pour les deux étriers ou tirants :

$$S = 2 \cdot \frac{h}{2} \cdot \delta = n\delta^2.$$

D'autre part, si on emploie des étriers ou des tirants filetés suivant le système Witworth, par exemple, le noyau de la partie filetée de l'étrier a un diamètre égal à $0,9\delta - 1,30$, en millimètres.

L'acier des étriers travaillant, en général, à un taux moitié de celui des câbles, il en résulte que la section du noyau d'une branche d'étrier est la même que la section transversale nette ω du câble et l'on a :

$$\omega = \frac{\pi}{4} (0,9\delta - 1,30)^2$$

d'où

$$(1) \quad \frac{S}{\omega} = \frac{4n \cdot \delta^2}{\pi(0,9\delta - 1,30)^2} = \frac{4n}{\pi\left(0,9 - \frac{1,30}{\delta}\right)^2}.$$

En négligeant le terme très faible de $\frac{1,3}{\delta}$ par rapport à $0,9$ on obtient :

$$\frac{S}{\omega} = 7,87.$$

L'expression (1) est fonction de δ , toutefois comme le diamètre maximum des tirants ou des étriers est de

70 millimètres, on voit qu'en prenant cette valeur on trouve :

$$\frac{S}{\omega} = 8,18.$$

Si on emploie des câbles travaillant à 20 kilogrammes par millimètre carré de section, le travail au cisaillement dans les culots sera donc au maximum égal à :

$$\frac{20}{8,18} = 2^{kg},44 \text{ par millimètre carré.}$$

Culots à cinq trous. — Dans les culots à cinq trous (fig. 70), on remplace le diamètre des trous pour le

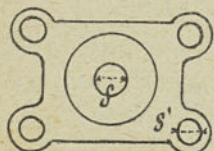
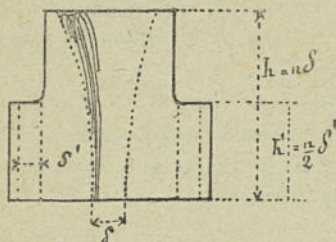


Fig 70.

passage des étriers ou des tirants par celui d'un rond qui donne à fond de filet une section moitié de celle du câble. Dans ces conditions le même raisonnement est applicable et le taux du travail maximum de cisaillement est le même que précédemment.

L'effort de tension du câble, développe au moyen du coin conoïdal des efforts normaux et tangentiels sur la surface commune au culot et à ce coin conoïdal. L'effort tangential est presque parallèle et de sens opposé à l'axe du câble, il sera d'autant plus important que la surface de la fonte en contact avec le coin conoïdal sera plus rugueuse ; c'est là un point utile à réaliser dans la pratique.

Il est à remarquer que si l'on examine l'effet résultant de ces efforts normaux et tangentiels combinés aux efforts de sens différent développés par les écrous des tirants ou des étriers qui se produisent dans le culot, on a une compression du métal. Une expérience pratique permet de vérifier ce fait difficilement analysable théoriquement. Il suffit de constituer un culot en caoutchouc ayant les dimensions générales indiquées plus haut, puis de le soumettre à des efforts antagonistes tels que la tension des étriers équilibre celle du câble. On voit les fibres du caoutchouc se déformer comme si elles étaient comprimées. Dans ces conditions la fonte ordinaire qui travaille parfaitement à la compression est tout indiquée pour constituer ces éléments qui sont en somme des pièces parasites de la suspension et qu'il est utile de rendre le moins coûteux possible.

Chariots de dilatation. — Les chariots de dilatation servent aux sommets des piles ou pylônes métalliques, de points d'appui ou de fixation des câbles de la suspension. Leurs dispositions d'exécution sont très variables, elles dépendent du nombre des câbles, de leur diamètre, de la continuité ou de la non-continuité des câbles au delà des chariots, de l'existence ou non des câbles obliques, etc.

Ces chariots sont tantôt en acier coulé, tantôt en acier laminé et tantôt en fonte ordinaire. Nous allons passer en revue quelques types généraux de ces chariots et établir les conditions de stabilité de certains d'entre eux.

Chariot avec goujon de réunion générale. — Le type le plus général des chariots et qui donne les dispositions les meilleures pour sa stabilité consiste dans la forme

suiivante à lui donner (fig. 71). Tous les câbles de la suspension et les câbles de retenue sont fixés au moyen de culots et d'étriers sur le goujon dit de réunion générale. Il est facile de voir que les câbles de retenue de la suspension peuvent avoir une inclinaison quelconque, la stabilité du chariot restant assurée puisque la résultante des efforts agissant sur lui est verticale.

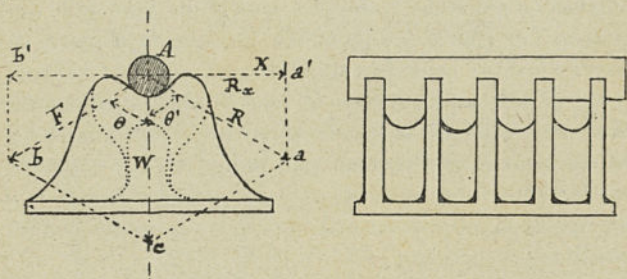


Fig. 71.

Soit F la résultante des tensions développées par les différents câbles de la suspension en avant du chariot, θ son inclinaison sur la verticale. Soit θ' l'inclinaison sur la verticale des câbles de retenue. Ces câbles ont comme fonction de subir une tension R dont la composante horizontale R_x équilibre la composante horizontale F_x de F . On a donc (fig. 71) :

$$Aa' = Ab'$$

et par suite la résultante des forces F et R est la force verticale W égale à Ac :

$$W = R \cos \theta' + F \cos \theta.$$

Comme ce raisonnement ne fait pas intervenir les angles θ , θ' , ces angles peuvent donc varier à volonté sans

que le résultat obtenu soit modifié, la valeur de la résultante varie seule.

Il y a lieu toutefois de conserver en exécution à l'angle θ' une valeur voisine ou supérieure à celle de θ , pour diminuer la valeur de la tension R et par suite le poids des câbles.

Les chariots de dilatation de ce type peuvent indifféremment être prévus en acier coulé, laminé ou en fonte ordinaire. Ils peuvent être constitués soit en une, soit en plusieurs parties, il suffira que les plans de séparation de ces différentes parties soient normaux au goujon de réunion générale, et qu'ils soient assemblés par des tirants en acier.

Chariot avec plusieurs goujons où s'assemblent les câbles. — Dans le cas où la ferme de suspension nécessite un grand nombre de câbles, on emploie généralement des chariots possédant un certain nombre de

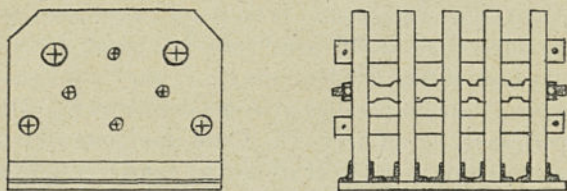


Fig. 72.

goujons, sur lesquels sont arrêtés les câbles au moyen de culots et d'étriers. De préférence ces chariots sont constitués avec des nervures en acier assemblées au moyen de fortes équerres avec la plaque de base du chariot.

Ces nervures comportent un certain nombre d'entre-

toises en fonte ordinaire montées sur des tirants en acier arrêtés sur les nervures extrêmes au moyen d'écrous.

Dans un pareil chariot (fig. 72), la stabilité est parfaitement assurée si dans l'étude du projet on a bien donné aux câbles de retenue la section voulue pour leur permettre de résister en toute sécurité à la différence maxima des composantes horizontales des tensions par les câbles de la suspension en avant et en arrière du chariot.

Au résumé, ceci revient à dire que la section des câbles de retenue du chariot a été déterminée pour qu'à parité de travail avec les autres câbles de la suspension ils équilibrent exactement la différence maxima des efforts dont nous venons de parler.

Soit, dans ce cas R_a la tension demandée aux câbles de retenue fixés sur le goujon A, et F_b, F_c, F_d les forces résultantes en grandeur et direction développées sur les goujons B, C, D. La résultante des forces R_a, F_d est R_{ad} dirigée suivant Oz , de même la résultante des forces F_b, F_c est $R_{b,c}$ dirigée suivant $O'z'$. Ces deux résultantes se coupent en ω , mais comme la tension R_a a comme composante horizontale la différence entre la somme des composantes horizontales des tensions F_b, F_c sur F_d , il s'ensuit que la résultante du parallélogramme des forces R_{ad} et $R_{b,c}$ transportées en ω est verticale. Cette résultante verticale est susceptible de se déplacer suivant les valeurs respectives des forces F_b, F_c, F_d ; il faut pour la stabilité du chariot qu'elle reste comprise entre les verticales des points A, B. Par ailleurs, il est bon de remarquer que le chariot est soumis à un couple de rotation si les composantes horizontales des tensions développées aux goujons A, B (ou C, D) ne sont pas égales, ce qui a toujours lieu la surcharge faisant varier les forces F_b, F_c, F_d (fig. 73).

Par ailleurs, comme les tensions développées dans les câbles assemblés aux goujons A, B, C, D sont variables suivant les positions des surcharges sur le pont, il s'ensuit de là que les allongements élastiques des câbles sont également variables. Comme conclusion, les chariots de

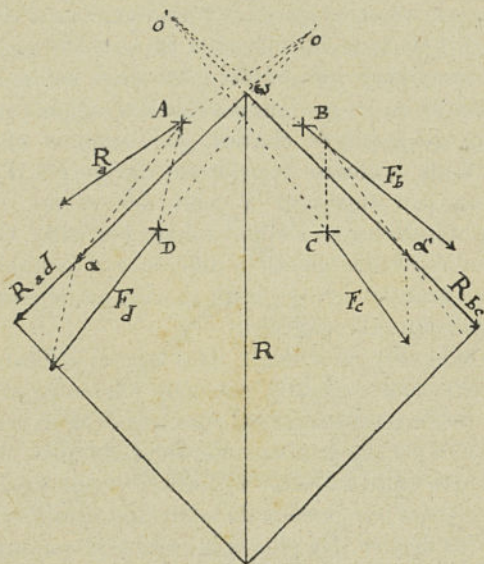


Fig. 73.

dilatation tout en étant dans un équilibre complètement stable sont toujours en mouvement et roulent en avant et en arrière de quantités infinitésimales de l'ordre de grandeur des variations de longueur des câbles. Lorsque ces chariots sont placés au sommet de pylônes métalliques ce sont généralement les pylônes qui prennent sur leur élasticité pour se déplacer de quantités infinitésimales né-

cessaires pour le rétablissement de l'égalité des tensions lors des allongements élastiques différents des câbles en avant et en arrière des chariots.

Chariot sans goujon de réunion générale.— Pour adopter une solution plus économique, c'est-à-dire pour s'affranchir de tous les éléments parasites qui constituent l'assemblage des câbles avec leurs culots et leurs étriers sur le ou les goujons des chariots, on peut employer un autre dispositif de chariot. On emploie alors une selle en fonte ordinaire comportant des gorges d'un diamètre un peu supérieur à celui des câbles. Ceux-ci viennent s'infléchir en s'appuyant sur ces selles. Ce dispositif n'est applicable que si la différence d'inclinaison des câbles en avant et en arrière du chariot ne dépasse pas la limite que nous allons définir.

Il va sans dire qu'il s'agit, dans le cas d'utilisation d'un pareil chariot, d'un pont à une seule travée parabolique ; si cette travée parabolique est encadrée de deux travées de rive portées par des haubans ou câbles obliques, il est nécessaire que dans la travée centrale il y ait en avant de chaque chariot une portion du tablier qui équilibre le poids des travées de rive. De plus si la surcharge est importante par rapport au poids permanent, il faudra des câbles de retenue supplémentaires fixés à un goujon traversant les nervures de la selle dans son axe.

Comme les câbles passent sans solution de continuité de l'avant à l'arrière de ces selles, on est donc conduit à adopter pour les surfaces d'infléchissement de ces câbles sur les parties avant et arrière, des surfaces dont les sections par des plans verticaux soient des courbes ayant un rayon de courbure, commandé par le diamètre du câble.

La longueur à donner à ces surfaces d'infléchissement en contact avec les câbles est définie également par le travail que l'on s'impose *a priori*, pour l'écrasement des fils les uns sur les autres.

Il est nécessaire que les points de contact des câbles avec leurs surfaces d'infléchissement soient à une même hauteur au-dessus de la table horizontale d'appui de la selle. En effet, si ces points de contact sont situés en α , β' par exemple, il se produit un couple qui tend à faire pivoter le chariot autour de son arête B (fig. 74) en soulevant l'arête A.

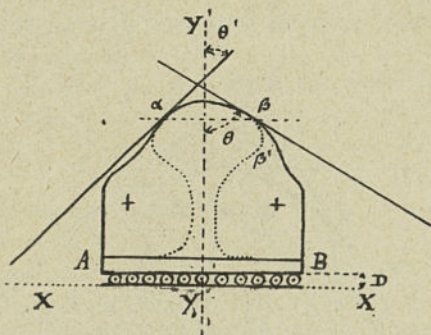


Fig. 74.

On peut toujours réaliser la condition nécessaire de mettre les points de contact α , β à une même hauteur au-dessus de la table de roulement du chariot. Le problème est donc ramené à celui-ci : connaissant les directions des câbles paraboliques, des câbles de retenue et leur diamètre, déterminer les points de départ des courbes d'infléchissement des câbles sur le chariot étant donnée la hauteur imposée h de ces points par rapport à la table de roulement.

Le diamètre des câbles définit la longueur ρ du rayon de courbure de la surface d'infléchissement pour ne pas occasionner dans les fils du câble un travail trop important de tension à l'extrados et d'écrasement à l'intrados de la courbe décrite. Donnons-nous cette longueur ρ et dans un plan vertical (fig. 75) les inclinaisons θ et θ' sur la verticale des câbles en avant et en arrière du chariot. Aux points a, b où ces directions rencontrent la droite horizontale située à une hauteur h au-dessus de la table de roulement élevons des perpendiculaires aux directions ac, bd . Sur ces normales à partir des points a, b portons des longueurs :

$$ax = b\beta = \rho.$$

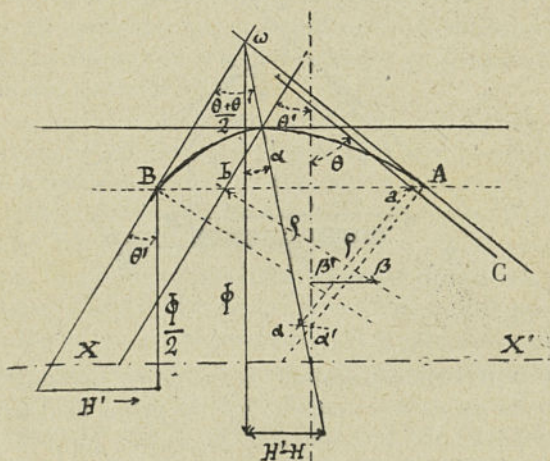


Fig. 75.

De ces points α, β , menons des droites horizontales $\alpha\alpha', \beta\beta'$ et des points α', β' sur l'axe du chariot menons deux parallèles aux droites $ax, b\beta$, ces droites rencontrent

la droite ab aux points cherchés A, B. Il suffira donc de tracer deux courbes normales en A, B aux droites Az' , $B\beta'$ de rayon de courbure ρ et se raccordant tangentiellement sur la droite $\omega z'$.

Cela posé il est facile de définir la limite de l'écart possible entre les angles θ et θ' pour que le chariot de dilatation n'ait pas tendance à rouler du côté où l'angle du câble avec la verticale est le plus ouvert. Pour que l'équilibre du chariot existe il est nécessaire et suffisant que la différence des poussées horizontales développées en A, B par les tensions du câble en ce point soit inférieure à la force de frottement de roulement développée par les galets sur leur plaque d'appui.

Cette résistance au roulement de sens opposé à la poussée a pour valeur.

$$F = \Phi \cdot \frac{K}{D}$$

Φ est la pression supportée par un galet,

D son diamètre,

K un coefficient variable suivant l'état de rugosité des surfaces en contact, ici du galet et de sa plaque d'appui.

Or, la poussée horizontale qui est la différence des composantes horizontales des tensions développées en A et B dans les câbles est égale à :

$$H' - H = \frac{\Phi}{2} (\operatorname{tg} \theta' - \operatorname{tg} \theta)$$

par galet. Comme les angles θ et θ' sont généralement très voisins l'un de l'autre on en déduit pour la condition de stabilité du chariot :

$$\begin{aligned} H' - H &\leq F \\ \theta' - \theta &\leq \frac{2K}{D} \end{aligned}$$

On peut d'ailleurs arriver à ce même résultat plus rapidement. La résultante des tensions développées dans le câble en A, B est dirigée suivant la bissectrice de l'angle formé par les droites $A\omega$, $B\omega$. La composante horizontale de cette résultante $n\Phi$ si n est le nombre de galets, est :

$$H' - H = \Phi \operatorname{tg} \alpha \quad \text{or :} \quad \alpha = \frac{\theta' - \theta}{2}$$

et par suite on doit avoir :

$$\theta' - \theta \leq \frac{2K}{D}.$$

On en déduit donc que la limite de l'écart entre les angles θ et θ' sera d'autant plus faible que le diamètre D sera plus grand et que le coefficient de frottement de roulement sera plus faible; c'est-à-dire avec des surfaces en contact parfaitement polies et d'égale résistance. Si, au contraire les surfaces sont rugueuses et les métaux en contact de résistance inégale, les molécules de l'un pénétreront dans les molécules de l'autre d'où une augmentation notable de K et par suite de la limite $\theta' - \theta$.

Les chariots de ce type peuvent être exécutés indifféremment en acier coulé, on en fonte ordinaire puisque le métal travaille exclusivement à la compression.

Il est utile d'ajouter que dans tous les types de chariots adoptés les efforts développés doivent être toujours symétriques par rapport au plan vertical passant par l'axe du chariot et parallèle à la face des nervures, sans cela le chariot serait soumis à un couple de torsion.

Pour les ponts où les câbles convergent ou divergent après leur passage sur les chariots, il est nécessaire de relier les chariots des deux têtes du pont sur une même rive entre eux, soit au moyen de tirants, soit au moyen

d'une poutre suivant qu'il y a effort d'écartement ou de rapprochement des chariots.

Il existe une variété infinie de chariots de dilatation qui dérivent tous des types précédents.

Portée maxima qu'il est possible d'atteindre. —

Avant d'établir les hypothèses sur lesquelles on doit se baser pour la recherche de la portée maxima qu'il est actuellement possible d'atteindre dans la construction d'un pont suspendu par câbles paraboliques, passons en revue les données principales des plus grands ponts suspendus construits jusqu'à ce jour (voir tableau, p. 222) :

En résumé, le coefficient de sécurité oscille entre 3 et 5 dans les ouvrages importants exécutés ; nous adopterons dans la recherche de la solution du problème que nous nous sommes posé le coefficient de sécurité de 4. Ce coefficient est notablement supérieur à celui des câbles du pont de Brooklyn qui ont déjà fourni une belle carrière. Les accidents qui se sont déjà produits dans cet ouvrage sont dus à un vice de construction dans ses poutres de rigidité, quant aux câbles ils n'ont jamais occasionné le moindre ennui.

Dans l'état actuel de la métallurgie on peut obtenir après tréfilage des fils d'acier homogène résistant couramment à une tension de 180 kilogrammes par millimètre carré de section, et avec une limite d'élasticité voisine de 90 kilogrammes. Avec le coefficient de sécurité de 4 adopté, on peut donc imposer une tension de $\frac{180^{\text{kg}}}{4} = 45$ kilogrammes par millimètre carré de section dans les fils des câbles fabriqués avec cette qualité spéciale de métal.

Nom du pont	Portée de la plus grande travée	Poids permanent par mètre courant	Rapport entre la surcharge et le poids permanent par mètre courant	Travail maximum admis dans les câbles composant les câbles	Résistance de rupture des fils des câbles	Coefficient de sécurité ¹
	mètres	kilogrammes		k. logrammes	kilogrammes	
Pont du Niagara . . .	250,00	4500	$\frac{1}{1,8}$	19,60	70,00	3,5
» de Cincinnati . . .	322,00	4300	$\frac{1}{2,6}$	26,70	71,00	2,7
» de Brooklyn . . .	486,40	16126	$\frac{1}{4,88}$	33,30	112,50	3,4
» de Fribourg . . .		1218	$\frac{1}{2,0}$	26,88	82,00	3,0
» de Williamsburg . . .	486,40	19696	$\frac{1}{3,2}$	28,00	140,00	5,0
» d'Aramon, sur le Rhône	273,69	1370	$\frac{1}{1,4}$	20,00	100,00	5,0

¹ Nous désignons par coefficient de sécurité, le nombre par lequel il faut multiplier le taux normal du travail admis, pour arriver à la résistance de rupture.

Maintenant, dans les grands ouvrages dont on a donné plus haut les caractéristiques le rapport entre le poids de la surcharge par mètre courant et le poids permanent varie entre $\frac{1}{3}$ (pont de Williamsburg) et $\frac{1}{5}$ (pont de Brooklyn). On peut donc adopter la moyenne, soit :

$$\frac{\text{poids de la surcharge par mètre courant}}{\text{poids propre de l'ouvrage}} = \frac{1}{4}$$

Ce rapport détermine par suite dans le cas d'un pont suspendu sur câbles paraboliques le rapport entre le travail du câble τ' par millimètre carré sous la surcharge et le travail du câble τ sous le poids permanent, soit :

$$\frac{\tau'}{\tau} = \frac{1}{4}$$

Mais, comme on a admis plus haut que $\tau + \tau' = 45$ kilogrammes par millimètre carré ; on en déduit :

$$\tau = \frac{4}{5} \cdot 45^{\text{kg}} = 36^{\text{kg}} \text{ par millimètre carré.}$$

Avec cette donnée, il est facile d'évaluer la portée maxima $2X$ qu'il est possible actuellement d'atteindre. Il suffit de considérer un fil de 1 millimètre carré de section tendu avec une flèche :

$$f = \frac{2X}{n},$$

n pouvant prendre les valeurs $n = 9, 10, 11$ qui sont les valeurs couramment adoptées.

Le poids de ce fil d'acier est de $0^{\text{kg}},0082$, le mètre linéaire, si l'on tient compte de l'augmentation de poids

de 4 % due au câblage des fils torsés. La valeur de X_n donnant la portée maxima est :

$$X_n = \frac{4 \cdot \tau / 2}{0,0082 \sqrt{n^2 + 16}}$$

on en conclut le tableau suivant :

$n =$	$\tau =$	$X_n =$	Portée maxima $2 X_n =$
		mètres	mètres
9	36 kg par m/m ²	910,00 en chiffre rond	1820
10	»	835,05 »	1670
11	»	765,00 »	1530

On voit quelle portée considérable il est possible d'atteindre avec les hypothèses rationnelles précédentes et en admettant que le poids de la suspension est équivalent par mètre courant à celui du tablier, c'est d'ailleurs un fait qui peut être réalisé pratiquement.

Il est incontestable que dans ces ouvrages des câbles horizontaux de contreventement fixés aux culées peuvent seuls assurer leur stabilité transversale dans le cas d'un vent violent de 270 kilogrammes de pression par mètre superficiel frappé.

Remarquons que l'abaissement maximum qui se produira au centre de la travée sous la surcharge d'épreuve conduisant à l'augmentation de travail τ' dans les câbles sera de :

$$d(f) = X_n \cdot \frac{\tau'}{E} \cdot \left(\frac{18 + 3n^2}{8 \cdot n} \right) = \frac{\tau \cdot \tau'}{0,0082 \cdot E} \cdot \frac{(18 + 3n^2)}{4n \sqrt{n^2 + 16}}$$

On a vu plus haut que

$$\tau' = 45^{\text{kg}} - \tau = 9^{\text{kg}},00 \text{ par mm}^2, \text{ avec } E = 20,000.$$

On obtient donc les résultats suivants :

$n =$	$2 X_n =$	$d(f) =$	$\frac{d(f)}{2 X_n} =$
	mètres	mètres	
9	1 820	1,49	$\frac{1}{1\ 200}$
10	1 670	1,49	$\frac{1}{1\ 100}$
11	1 530	1,49	$\frac{1}{1\ 000}$

Ces abaissements sont inférieurs au $\frac{1}{1,000}$ de la portée.

Ces résultats sont basés sur les hypothèses précédentes qui sont pratiquement réalisables, puisque le taux du travail admis représente, toutes proportions gardées, un taux inférieur à celui déjà adopté pour de grands ouvrages. Il est facile de voir que ces mêmes portées limites peuvent être atteintes, et avec plus de sécurité, au moyen de ponts suspendus rigides à trois articulations, c'est-à-dire dans les systèmes isostatiques.

Poids propre des ponts suspendus et coefficient économique. — Nous n'envisagerons dans le poids propre des ponts suspendus que celui des câbles principaux et des tiges de suspension, nous laisserons de côté le poids du tablier qui n'a pas à intervenir ici, pas plus qu'il n'intervient dans la comparaison des poids à donner dans un pont de même portée soit pour un pont à poutre droite, soit pour un pont en arc.

Or, dans un pont suspendu sur câbles paraboliques le poids propre des câbles principaux et des tiges de suspen-

sion, qui représentent d'ailleurs une infime partie de la suspension, est donné par la relation :

$$\Phi = \frac{8,000}{\tau} (p + \pi) 2d \left[\frac{6d^2 + 20f^2}{24df} \right].$$

Ce poids relatif à la partie essentielle de l'ouvrage, ne tient pas compte du poids, des câbles de retenue, du tablier, de ses poutres de rigidité, du contreventement et des pylônes s'il en existe. Le poids de toutes ces pièces dépend naturellement des conditions locales et des dispositions d'exécution ; il ne varie pas proportionnellement au carré de la portée. Ainsi le contreventement dans les ponts suspendus en équilibre stable peut être assez faible si l'on emploie des câbles horizontaux comme il a été indiqué plus haut.

On en déduit que le coefficient économique d'un pont suspendu ordinaire est :

$$(1) \quad K = \frac{\Phi}{2d \cdot (p + \pi)} = \frac{8,000}{\tau} \frac{(6d^2 + 20f^2)}{24 \cdot d \cdot f}.$$

Pour les ponts suspendus rigides on doit tenir compte du poids de l'entrait et des montants et bracons donné sensiblement par :

$$\Phi' = \frac{8,000}{\tau_1} 4d^2 \cdot \pi \left(\frac{d}{6f} \right),$$

τ_1 est le travail du métal dans l'entrait rectiligne. Le coefficient économique d'un pont suspendu rigide à entrails rectilignes est donc :

$$(2) \quad K_1 = 8,000 \left[\frac{3d^2 + 10f^2}{12 \cdot d \cdot f \cdot \tau} + \frac{\pi}{\tau_1 (\pi + p)} \frac{d}{6f} \right].$$

On voit que la valeur de K_1 diminue avec le rapport $\frac{\pi}{\pi + p}$ ce qui s'explique par le fait que le poids de l'entrait est simplement fonction de la valeur de la surcharge.

Il en résulte, que pour ce type de pont suspendu rigide, le coefficient économique diminue dès que l'ouverture augmente, ce qui est un avantage appréciable pour les grandes portées.

On peut admettre sans erreur appréciable que le coefficient économique des autres systèmes de ponts suspendus rigides a sensiblement la même valeur que pour le système du pont de Pittsburg. L'étude des derniers ponts rigides à fermes de suspension isostatiques, construits et en projets, montre que leur coefficient économique a une valeur inférieure à celle des ponts flexibles, ce qui en développera l'application.

Les formules qui précèdent (1) et (2) donnent lorsqu'on y attribue à $\frac{f}{2d}$, $\frac{\pi}{\pi+p}$ et τ une série de valeurs limites, qui sont dans les conditions adoptées normalement, les résultats suivants :

$\frac{f}{2d}, \frac{\pi}{\pi+p}$	Ponts suspendus flexibles $\tau =$			Ponts suspendus rigides $\tau_1 =$		
	6×10^6	12×10^6	20×10^6	6×10^6	12×10^6	20×10^6
$\frac{1}{8} \left\{ \begin{array}{l} \frac{3}{4} \\ \frac{1}{2} \\ \frac{1}{4} \end{array} \right.$	0,0015	0,0008	0,00046	0,0022	0,0011	0,00066
	»	»	»	0,0019	0,0010	0,00060
	»	»	»	0,0017	0,0009	0,00048
$\frac{1}{12} \left\{ \begin{array}{l} \frac{3}{4} \\ \frac{1}{2} \\ \frac{1}{4} \end{array} \right.$	0,0021	0,0012	0,00072	0,0031	0,0015	0,00096
	»	»	»	0,0028	0,0014	0,00084
	»	»	»	0,0024	0,0012	0,00072

Au résumé, on voit que le coefficient économique oscille entre 0,00046 et 0,00072 pour les ponts suspendus flexibles ordinaires sur câbles paraboliques qui représente le type général. Si on compare ce coefficient avec celui relatif aux poutres droites et qui varie de 0,004 à 0,006, on s'explique pourquoi il a été facile de construire des ponts suspendus de 500 mètres de portée, alors que pour les poutres droites on ne dépasse pas 150 mètres.

Il serait évidemment inexact de ne comparer que les coefficients économiques d'un pont suspendu avec celui de tout autre système de pont, car dans le pont suspendu les éléments constituant : les câbles de retenue, les ancrages, ... etc., entrent pour un facteur important dans la construction.

Aussi, en réalité l'avantage reste surtout au pont suspendu de grande portée avec large tablier lourd pour les ponts à câbles paraboliques et avec tablier relativement léger pour les ponts suspendus rigides à trois articulations.

Il est intéressant de comparer les résultats fournis par la formule théorique précédente pour les valeurs du coefficient économique des quatre grands ponts construits en Amérique : Niagara, Cincinnati, Brooklyn, Pittsburg, avec ceux qui se déduisent des données mêmes de l'exécution de ces ouvrages.

Le tableau suivant (page 229) donne toutes les données d'exécution de ces ouvrages :

On calculera donc K et K_1 par les formules théoriques (1) et (2). Les résultats obtenus par le calcul de K :

$$K = \frac{P}{2(\pi + p)d}$$

Données d'exécution.

	Pont du Niagara	Pont sur l'Ohio à Cincinnati	Pont de Brooklyn	Pont de Pittsburg
Poids des câbles par mètre courant $p =$. . .	1 500 ^{kg}	1 000 ^{kg}	2 826 ^{kg}	3 300 ^{kg}
Poids total (charge et surcharge) par mètre courant $p + \pi =$. .	7 000 ^{kg}	5 950 ^{kg}	16 126 ^{kg}	8 490 ^{kg}
Portée $2d =$	250 ^m	322 ^m	486 ^m	244 ^m
Valeur de K	} 0,00086	} 0,00052	} 0,00036	} 0,0016
$K = \frac{p}{(\pi + p) 2d} =$				
Flèche $f.$	} 20, 16, 15 ^m Moy. 18 ^m	} 27 ^m	} 39 ^m	} 26 ^m ,84
Travail maximum dans les câbles par m/m ² .				
Travail maximum dans l'entrait par m/m ² . .	19 ^{kg} ,6	26 ^{kg} ,7	33 ^{kg} ,3	8 ^{kg} ,70
Valeur théorique de	} 0,00073	} 0,00048	} 0,00038	} 0,00155
$K = \frac{8000}{\tau} \left[\frac{6d^2 + 20f^2}{24df} \right] =$				

et :

$$K_1 = \frac{8,000}{\tau} \left(\frac{6d^2 + 20f^2}{24df} \right)$$

sont résumés dans le tableau précédent. La concordance entre les valeurs réelles et théoriques de K est intéressante, c'est une vérification des renseignements donnés concernant ces ouvrages. Pour les deux premiers ponts la valeur calculée théoriquement de K est un peu faible, la formule ne tient pas compte du poids du fil enroulé autour du câble pour le préserver de l'oxydation. Pour tenir compte

de cette enveloppe qui n'apporte aucune augmentation de sécurité il faudrait porter le coefficient de K de 8,000 à 10,000.

Pour le pont de New-York, la valeur théorique de K est légèrement supérieure à la valeur réelle, ce sont peut-être les haubans qui en sont la cause. Ils sont censés supporter une part du poids du tablier mais ils en laissent en réalité trop porter aux câbles principaux, c'est une question de réglage des haubans. Quoiqu'il en soit ceci influence $\pi + p$ en l'augmentant, ce qui diminue la valeur calculée de K par la formule $\frac{l^3}{2(\pi + p)d}$.

De l'avenir des ponts suspendus. — Dans les premiers ponts suspendus construits on recherchait avant tout l'économie, de ce fait on arrivait à établir des ouvrages très légers; c'est ainsi que la majeure partie des ponts construits avec tablier pour deux voies charretières arrivaient à ne peser que de 8 à 1100 kilogrammes le mètre courant. Dans ces conditions les surcharges roulantes impressionnaient l'ouvrage, rompaient l'équilibre des courbes paraboliques décrites par les câbles et déterminaient des déformations importantes. De plus l'amplitude des oscillations que la pression du vent imprimait à l'ouvrage était également considérable du fait du manque de rigidité du tablier.

Les améliorations apportées dans la construction de ces ponts par l'introduction de haubans et surtout par l'addition de tablier métallique avec poutres de rigidité plus ou moins appropriées au rôle qu'elles ont à remplir, ont permis de construire des ponts suspendus semi-rigides pour pont-route assez satisfaisants.

L'expérience pratique a déjà prouvé que pour les grandes portées cette solution était d'une part la plus facile à réaliser et d'autre part économique. En ce qui concerne les ponts suspendus pour voie ferrée il est enfantin de douter de la sécurité que donne un pont suspendu convenablement établi surtout s'il est établi dans un des systèmes rigides à fermes de suspension isostatiques. Il suffit d'examiner d'abord ce qu'on a pu construire dans ce genre au début de l'établissement des ponts suspendus avec des câbles en fils de fer et de penser que depuis lors les progrès réalisés mettent entre les mains du constructeur des câbles en fils d'acier à très haute résistance qui permettent de faire bien mieux.

Le premier pont suspendu employé pour voie ferrée fut celui construit par J. Rœbling de 1851 à 1855 en aval de la chute du Niagara. Il s'agissait de relier à travers le Niagara le réseau des chemins de fer du Canada aux chemins de fer des États-Unis. On n'a pas hésité à recourir au système de pont suspendu flexible sur câbles paraboliques pour une travée unique de 250 mètres. Le pont était muni de deux tabliers séparés par une hauteur de 7 mètres. Le tablier supérieur servait à la circulation des trains, l'autre à la circulation ordinaire.

Le tablier supérieur portait trois rails formant deux à deux les largeurs de voie de $1^m,68$ et de $1^m,44$ adoptées sur les différentes lignes qui aboutissent au pont et reposant sur deux longrines constituées chacune par quatre poutres.

L'ouvrage de M. Malézieux traite en détails la description de ce pont. On peut se borner à rappeler que ce pont suspendu dont tout le tablier était en bois présentait sous le passage des trains une flexion maximum de $0^m,25$ ce

qui représente le $\frac{1}{1\ 000}$ de la portée. Ce pont bien qu'assailli par les terribles ouragans auxquels il était exposé a parfaitement résisté et fonctionné jusqu'en 1887. Un examen minutieux fait vingt-deux ans après sa construction a permis de constater que les fils composant les câbles, aussi bien dans les parties noyées dans les massifs d'ancrage que dans les parties extérieures, ne présentaient pas de traces d'altération et que l'élasticité du métal n'avait pas changé.

Toutefois son tablier tout en bois nécessitait un entretien trop onéreux du fait de la dislocation des assemblages, sous l'action de la chaleur et de l'humidité, on fut amené à le démolir.

Comme autre pont suspendu pour voie ferrée il y a le pont suspendu rigide à trois articulations de Pittsburg dit de Point-Bridge qui comprend une travée centrale de 244 mètres et deux travées latérales de 44^m,23 chacune, la suspension est ici formée de chaînes avec des barres à œils. Ce pont a été soumis lors de ses expériences d'épreuve le 30 mars 1877 à une surcharge roulante de 482 tonnes réalisée par un convoi représentant une surcharge de 2000 kilogrammes par mètre courant. On a constaté un abaissement de 0^m,102 sur la travée centrale soit $\frac{1}{2\ 400}$ de la portée.

La charge concentrée sur la moitié de la longueur de la travée produisit d'un côté un abaissement de 0^m,07 et de l'autre un relèvement de 0^m,028. Les oscillations au passage du convoi n'ont pas dépassé 1^{mm},6 dans le sens longitudinal et 7^{mm},9 dans le sens transversal au milieu de la portée.

Ces déformations sont non seulement comparables mais inférieures à celles obtenues dans des ponts en arc de portée même inférieure à celle du pont de Pittsburg.

Comme pont suspendu récemment construit pour voie ferrée (1907-1908) il y a le pont rigide (système Gisclard) dérivé également des systèmes à trois articulations sur la ligne de Villefranche à Bourgmadame au-dessus du ravin de la Cassagne. Ce pont présente une travée centrale de 156 mètres et deux travées de rive de 39^m,00 chacune. Le train d'épreuve fut composé de six voitures automotrices pesant l'une 32 tonnes, soit en tout 192 tonnes.

L'abaissement maximum observé au centre du tablier a été de 0^m,148 sous ce train d'épreuve.

Comme autres grands ponts suspendus semi-rigides livrant passage à des trains et à des tramways il y a à New-York les ponts de Brooklyn et de Williamsburg dont il a été question plus haut.

Comme ponts suspendus semi-rigides supportant également des voies ferrées on peut citer les ponts à transbordeur suivants :

Pont à transbordeur de Bizerte construit en 1898, portée de la travée centrale	109 ^m ,00
Pont à transbordeur de Martrou construit en 1899, portée de la travée centrale	169, 76
Pont à transbordeur de Rouen construit en 1897, portée de la travée centrale	143, 02
Pont à transbordeur de Bilbao construit en 1889, portée de la travée centrale	160, 00
Pont à transbordeur de Nantes construit en 1903, portée de la travée centrale	140, 99
Pont à transbordeur de Newport-Mon construit en 1903, portée de la travée centrale	196, 56
Pont à transbordeur de Marseille construit en 1905, portée de la travée centrale	165, 00

Dans tous ces ouvrages, tout l'appareil voyageur, c'est-à-dire la nacelle, sa suspension, son cadre de roulement, pèse de 60 à 70 tonnes en temps normal; et chacun d'eux fait sur ces ouvrages de 200 à 220 voyages par journée de 10 heures. Tout se passe, en somme, comme si ces ponts laissaient passer sur leur tablier de 200 à 220 trains par jour du poids moyen de 70 tonnes. Évidemment ces trains légers passent à une vitesse variant de 10 à 15 kilomètres à l'heure, mais il est évident *a priori* qu'on pourrait réaliser des constructions de ce genre pour trains plus lourds et plus rapides; c'est une question de dépense. Leur rigidité serait très notablement augmentée si on adoptait dans leur construction des fermes de suspension rigides et isostatiques.

Ces exemples montrent par le fait que les ponts suspendus peuvent être employés pour les voies ferrées et donner de bons résultats. Si l'on veut établir, par ailleurs, une comparaison entre la rigidité des ponts suspendus avec celle soit d'un pont à poutres droites, soit d'un pont en arc, il faut évidemment prendre des ouvrages vraiment comparables.

Il ne s'agit pas d'envisager un pont à poutres droites ou un pont en arc de telle portée et de telle largeur et de comparer l'abaissement observé sous une surcharge donnée d'un de ces ponts avec celle d'un pont suspendu de mêmes dimensions sous la même surcharge. Il faut, pour que l'on puisse tirer des conclusions d'une pareille comparaison, envisager des ouvrages dans lesquels la dépense totale est sensiblement la même pour une même portée et une même largeur du tablier. Si, en effet, le pont suspendu envisagé a été construit avec beaucoup de parcimonie comme c'est la règle générale, la surcharge représente

dans ce pont un poids généralement égal au poids permanent. Au contraire, dans les ponts à poutres droites ou en arc de même portée, la surcharge représente la $\frac{1}{2}$ ou le $\frac{1}{3}$ du poids permanent par mètre courant.

En conséquence, l'augmentation de travail dans les éléments principaux du pont suspendu représente une valeur égale à celle du travail initial, tandis que dans les ponts à poutre droite ou en arc cette augmentation de travail n'est que la moitié, ou le tiers, du travail initial. Les allongements élastiques qui sont proportionnels à ces augmentations conduisent nécessairement à des déformations plus importantes dans le pont suspendu que dans les ponts des autres systèmes. Au résumé, cette manière de comparer les systèmes, méthode d'ailleurs fréquemment employée pour préconiser tel ou tel type d'ouvrage, est inexacte si l'on ne tient pas compte de la comparaison du coût des ouvrages.

Il est plus rationnel de juger sans aucun calcul de la comparaison entre un pont suspendu et un pont en arc par le simple raisonnement.

En effet, comme l'a parfaitement défini M. Maurice Lévy dans son rapport sur la construction d'un pont suspendu rigide (Système Gisclard)¹.

Il n'y a aucune raison pour que des fermes comme celles qui sont projetées ici ne donnent pas à l'ensemble une rigidité de même ordre que celles supportées, comme par exemple celles du Viaduc du Vieur.

En se basant sur ce principe indiscutable on arrive à conclure qu'un pont suspendu dont les éléments principaux travaillent exclusivement à la tension, lorsqu'il est

¹ M. MAURICE LÉVY, I. B.

bien conçu, alors qu'un pont en arc a à craindre au contraire d'abord le flambage, ensuite les efforts secondaires et quelquefois le renversement des efforts dans ses éléments représente la meilleure solution, parce qu'elle est la plus économique pour les grandes portées.

Il ne reste donc plus qu'à montrer que la solution des ponts suspendus semi-rigides et rigides est supérieure au point de vue économique à tout autre système de pont. Tous les ingénieurs compétents qui ont traité cette question ont toujours été de cet avis en ce qui concerne les grandes portées.

M. Résal dans son ouvrage sur les ponts métalliques s'exprime à ce sujet d'une façon très nette. Nous ne pouvons mieux faire que de citer le passage où ce point est traité :

« Il nous paraît que, pour un pont suspendu bien étudié, le reproche d'instabilité adressé aux ponts suspendus n'est pas fondé, du moment que l'on a la certitude que le travail du métal ne pourra jamais dépasser en aucun cas la limite de sécurité convenable, les déformations étant assez faibles pour que les effets dynamiques, dus au vent ou aux charges mobiles, soient nécessairement insignifiants. Une construction de ce genre, judicieusement disposée et convenablement calculée, offrira autant de sécurité et méritera autant de confiance que tout autre ouvrage métallique : poutre, pont-grue, ou arc qui pourrait lui être substitué. Elle présentera, d'ailleurs, l'avantage d'être beaucoup plus économique, au moins pour les grandes ouvertures. »

Au point de vue économique nous allons montrer plus loin par des méthodes différentes combien c'est l'évidence même. Nous n'avons jamais trouvé qu'un seul auteur

osant soutenir la thèse contraire, un professeur de l'Université de Louvain, M. Virendeel, qui s'était en 1907 enthousiasmé, un peu trop tôt, des ponts en cantilever qui étaient en construction en Amérique c'est-à-dire des ponts de Blackwell Island et de Québec. En oubliant toute mesure dans son enthousiasme il voulait mettre en doute au moyen de comparaisons erronées l'assertion précédente de M. Résal. La catastrophe du pont de Québec et celle inévitable qui eût suivi la mise en service du pont de Blakwell Island si on n'eût pas réduit le poids permanent du tablier et les surcharges prévues, ont démontré par le fait sa profonde erreur. Il n'était pas besoin d'exemples si retentissants pour montrer l'infériorité des ponts en cantilever par rapport aux systèmes suspendus au point de vue économique.

Cette infériorité au point de vue économique résulte tout simplement de ce fait que d'une part dans les ponts en cantilever ou en arc on emploie du métal dont la résistance à la rupture est moindre, que d'autre part il faut mettre du métal en pure perte pour s'opposer au flambage dans les deux premiers systèmes et qu'enfin il faut ajouter un poids notable de métal pour porter le supplément de métal dû à l'infériorité des deux premières raisons précédentes.

N'envisageons que l'infériorité du métal employé. Dans les ponts en cantilever ou en arc on emploie du métal dont la résistance à la rupture est limitée aux environs de 42 kilogrammes par millimètre carré si l'on emploie l'acier au carbone et aux environs de 70 kilogrammes par millimètre carré si l'on emploie l'acier au nickel. Dans les ponts suspendus au contraire, on peut employer des câbles résistant aux environs de 120 kilogrammes par millimètre

carré. D'une part avec les aciers précédents le travail maximum est limité avec un coefficient de sécurité de 4 à 10 kilogrammes pour l'acier au carbone et à 17 kilogrammes pour l'acier au nickel par millimètre carré de section ; tandis que pour les câbles on peut aller avec le même coefficient de sécurité à 30 kilogrammes par millimètre carré.

Il résulte de là que pour les éléments principaux qui constituent les fermes, l'économie du système sera certainement en faveur du pont suspendu si l'écart entre le prix du kilogramme de l'acier au carbone par exemple et celui du câble est peu différent.

Voyons d'après les ouvrages existants ou des données précises sur la matière, quel est le prix au kilogramme de l'acier au carbone tout posé dans des ouvrages importants.

Pour le viaduc des Fades (voir *Génie Civil* du 29 mai 1909) dont la plus grande travée a 144 mètres, l'acier laminé (Siemens-Martin) a été payé le kilogramme 0 fr. 70.

Pour le viaduc du Vieur (voir *Annales des Ponts et Chaussées* — 4^e trimestre 1899), l'acier laminé a été payé le kilogramme 0 fr. 66. La travée centrale a 220 mètres.

D'après le travail de J. A. Waddell (voir *Génie Civil* du 7 août 1909) pour un pont de 400^m,00 de portée, l'acier laminé aurait un prix qui varierait entre le minimum 0 fr. 665 et un maximum 0 fr. 96 le kilogramme.

Or, actuellement le prix au kilogramme des câbles en fils d'acier à haute résistance est aux environs de 1 fr. 20 il en résulte que les prix des métaux acier laminé et câble réduits pour leur comparaison à leur prix par résistance unitaire est donc de :

$$\frac{0 \text{ fr. } 70}{10^{\text{kg}}} = 0 \text{ fr. } 07$$

par kilogramme et millimètre carré pour l'acier laminé

$$\frac{1 \text{ fr. } 20}{30^{\text{kg}}} = 0 \text{ fr. } 04$$

par kilogramme et millimètre carré pour le câble.

Ce résultat est suffisamment explicite pour qu'il soit inutile d'insister, d'autant plus que d'une part nous avons envisagé des prix unitaires pour l'acier laminé, pour des ouvrages pont à poutre droite ou cantilever, dont la portée de la plus grande travée est respectivement 144 mètres et de 220 mètres et pour un pont suspendu d'une travée de 400 mètres.

On peut, d'ailleurs, corroborer la conclusion précédente par la comparaison du pont de Brooklyn au pont grue du Forth qui a sensiblement la même ouverture de grande travée mais qui est constitué par une charpente rivée.

Les poutres principales du pont du Forth pèsent 30000 kilogrammes par mètre courant. Or, son tablier n'a que la largeur nécessaire pour le passage de deux voies ferrées soit 8 à 9 mètres, tandis que le pont de Brooklyn a 24 mètres de largeur. D'autre part la hauteur libre, pour livrer passage aux grands navires n'est obtenue au Forth, que dans la portion centrale de la grande travée, alors qu'à New-York elle persiste sans réduction sensible d'une pile à l'autre.

Dans les conditions imposées pour l'établissement de ce dernier ouvrage et étant donné les difficultés de fondation des piles, il est permis de supposer que l'adoption du type du Forth, approprié aux circonstances spéciales où l'on se trouvait, eût décuplé la dépense.

Quoi qu'il en soit examinons les deux ouvrages tels qu'ils sont : au Forth le poids des fermes principales est

de 30 000 kilogrammes par mètre courant pour une surcharge de 6 600 kilogrammes par mètre courant (soit environ $\frac{1}{5}$ du poids permanent). Dans le pont de Brooklyn les éléments de la suspension pèsent 2 826 kilogrammes par mètre courant pour une surcharge par mètre courant de 3 300 kilogrammes. Comme conclusion le poids des câbles eût été de moins de $2 \times 2 826 = 5 652$ kilogrammes pour une surcharge de 6 600 kilogrammes par mètre courant puisque le tablier de Brooklyn a 24 mètres et celui du Forth 9 mètres. Au résumé, par mètre courant on voit qu'au Forth le mètre courant revient pour les fermes principales à :

$$30\,000^{\text{kg}} \times 0 \text{ fr. } 70 = 21\,000 \text{ fr.}$$

tandis qu'au pont de Brooklyn construit pour supporter la même surcharge de 6 600 kilogrammes le prix eût été de

$$5\,652^{\text{kg}} \times 1 \text{ fr. } 20 = 6\,782 \text{ fr. } 40 \text{ par mètre courant.}$$

La différence entre ces deux prix laisse une marge considérable pour d'une part trouver la dépense afférente aux câbles d'amarre dont le coût est un peu inférieur à celui des éléments de la suspension, et d'autre part réaliser une économie très sérieuse sur la construction.

Nous ne pouvons d'ailleurs mieux faire pour mettre en évidence la supériorité au point de vue économique de la solution du pont suspendu sur celle de tout autre système de pont, que de citer textuellement un extrait de la conférence faite à l'Institut des Ingénieurs Civils par M. Jose Eugenio Ribera, Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées.

M. Ribera, a eu à étudier en 1897, pour une route, une traversée du Douro, de 190 mètres de longueur avec

un tablier situé à 90 mètres de hauteur au-dessus de l'étiage. Il eut la patience d'étudier treize solutions différentes dont les résultats sont les suivants (v. pages 242-243) :

Pour le débouché à franchir le pont en maçonnerie est, comme on pouvait le prévoir, le plus cher, le pont suspendu le plus économique.

Les arcs de 100^m,00 à grande flèche (Garabit) sont aussi chers, sinon plus que les poutres droites et beaucoup plus que les arcs de 120 mètres surbaissés au $\frac{1}{5}$.

Cette conclusion serait très critiquable si l'on ne possédait que le système un peu arriéré du pont suspendu élémentaire à câbles paraboliques. La flexibilité de ce système même muni de poutres de rigidité, plus ou moins efficaces, subsiste et fatigue inutilement les éléments du tablier métallique qu'il supporte, alors que dans les systèmes de pont qui lui sont comparés ; ponts : en arc, à poutres droites... leur rigidité les met à l'abri de cet inconvénient.

Toutefois, étant donné les résultats fournis par les ponts suspendus rigides construits et qui, basés sur le système général de deux solides indéformables à trois articulations présentent la même économie dans leur construction, que les ponts suspendus flexibles avec une rigidité égale à celle des ponts en arcs, à poutres droites, en cantilever, etc., on peut conclure que dès qu'il s'agit de franchir une portée assez importante, c'est le système de pont suspendu rigide qui offre la solution la plus économique à égalité de coefficient de sécurité.

Designation des ouvrages	Ouvrage pris pour type viaduc ou pont de	Coût avec maçonnerie de	
		Pierre de taille et moellons d'appareil	Béton et moellons bruts
		franes	franes
Pont en maçonnerie à 2 étages, avec arche cen- trale de 40 mètres.	Görlschtal (Saxe, 1851).	1 727 000	964 000
		1 101 000	697 000
à 3 travées } solidaires de } 45 ^m à 55 ^m }	Salado (Espagne).	652 000	412 000
	Castellaneta (Italie).		
Poutre } droite } de 100 mètres à semelle } supérieure parabo- } lique }	Fribourg (Suisse, 1863).	655 000	582 000
	Mœrdick (Hollande, 1868).		
d'une seule } travée } de 120 ^m (type Linville). }	Rance (France).	575 000	474 000
	(Cincinnati, sur l'Ohio (E.-U.)) Kentucky-River, 1877 (E.-U.).		

peu surbaissé	encastré (surbaisé à $\frac{1}{3,3}$)	Kirchenfeld, à Berne (1883). Paderno (Italie, 1888).	570 000
			654 000
avec sur l'arc des travées de 25 et 30 ^m	articulé aux naissances	type Soyrig, surbaissé à $\frac{1}{2,5}$.	551 000
			635 000
Arc métallique	avec viaduc d'accès en maçonnerie	type Eiffel, surbaissé au $\frac{1}{3}$.	532 000
			614 000
surbaisé au $\frac{1}{5}$	portant de petites travées métalliques prolongées jusqu'aux culées extrêmes	Javroz (Suisse, 1880). Schwarzwasser (Suisse, 1882). Niagara (pont-route, 1897). Washington à New-York, sur la Harlem River (1889).	409 000
			505 000
Pont suspendu sur câbles paraboliques	encastré	Javroz. Schwarzwasser.	317 000
			346 000
Pont suspendu sur câbles paraboliques	articulé	Washington à New-York.	303 000
			333 000
		Saint-Ilpize-sur-l'Allier (1898).	264 000

DOCUMENTS RÉGLEMENTAIRES

FRANCE :

I. INSTRUCTIONS CONCERNANT LES PONTS MÉTALLIQUES :

Circulaire ministérielle du 29 août 1891 ;

Circulaire du ministre de l'Intérieur du 21 mai 1892.

II. INSTRUCTIONS RELATIVES A L'EMPLOI DU BÉTON ARMÉ :

Circulaire ministérielle du 20 octobre 1906.

AUTRICHE :

Ordonnance du 15 septembre 1887 concernant les ponts métalliques.

ALLEMAGNE.

RUSSIE.

DOCUMENTS RÉGLEMENTAIRES

Il paraît intéressant de donner ici les documents réglementaires concernant les circulaires ministérielles, ayant trait à la construction, à la surveillance et à l'entretien des ponts en France. On y a ajouté quelques extraits des règlements concernant les ponts en Autriche, en Allemagne et en Russie.

FRANCE

Instructions sur la circulaire ministérielle du 29 août 1891.

CHAPITRE PREMIER

PONTS SUPPORTANT DES VOIES DE FER

I. *Voies de largeur normale.*

ARTICLE PREMIER. — L'adoption d'un train-type, a pour effet d'uniformiser les conditions d'établissement des ponts métalliques et de mettre leur résistance en rapport avec les plus fortes charges qui soient actuellement appelées à circuler sur les chemins de fer français. C'est ce train qui devra servir de base aux calculs. Toutefois, il y aura lieu de substituer

aux machines et wagons-types les machines et wagons en service sur le réseau auquel appartiendra l'ouvrage à construire, dans les cas exceptionnels où il résultera de cette substitution une augmentation des efforts supportés par les différentes pièces de l'ouvrage.

ART. 2. — Les coefficients du travail de la fonte, sont fixés surtout en vue de la vérification des efforts supportés par les ouvrages existants; pour les constructions neuves, l'emploi de ce métal, lorsqu'il sera exposé à travailler à l'extension, ne devra être admis que dans des cas tout à fait exceptionnels.

Les règles fixées pour le fer et l'acier, ont été établies de façon à réduire d'une manière générale les limites du travail du métal en raison des variations du sens et de la grandeur des efforts qu'il est appelé à supporter; mais elles ne tiennent pas compte des différences qui peuvent se produire, à ce point de vue, entre les divers points des plates-bandes d'une même poutre, et qui, eu égard aux règles habituelles suivies pour les constructions métalliques, ne peuvent entraîner des inégalités de résistance inquiétantes.

Il appartiendra d'ailleurs aux ingénieurs, lorsqu'ils le jugeront utile, de déterminer ces différences par une analyse détaillée et de faire varier en conséquence les limites du travail du métal.

Pour fixer ces limites dans la pratique, ils pourront faire usage des formules suivantes, dont les résultats sont suffisamment d'accord avec les données de la pratique :

1° Lorsque les efforts correspondant pour la même pièce aux différentes positions des surcharges, seront toujours de même sens (extension ou compression) :

$$\text{Pour le fer. } 6^{\text{kg}} + 3^{\text{kg}} \cdot \frac{A}{B}$$

$$\text{Pour l'acier } 8^{\text{kg}} + 4^{\text{kg}} \cdot \frac{A}{B}$$

(A représente le plus petit et B le plus grand des efforts auxquels la pièce est exposée).

2° Lorsque le sens des efforts totaux, correspondant pour la même pièce aux différentes positions de la surcharge,

variera selon ses positions (extension et compression alternatives) :

Pour le fer	$6^{kg} - 3^{kg} \cdot \frac{C}{B}$
Pour l'acier	$8^{kg} - 4^{kg} \cdot \frac{C}{B}$

(B représentant le plus grand en valeur absolue des efforts supportés par la pièce, et C le plus grand des efforts en sens contraire).

Ces formules sont données à titre de simple indication et ne limitent en rien l'initiative des ingénieurs qui pourront employer telle méthode qu'ils jugeront convenable.

Les coefficients fixés à l'art. 2 ne sont applicables aux pièces comprimées directement, que lorsque celles-ci sont assez courtes pour qu'il n'y ait pas lieu de les renforcer en vue d'éviter qu'elles puissent fléchir sous l'action de la charge. Dans le cas contraire on devra tenir compte des prescriptions de l'art. 6 et diminuer, en conséquence, le travail du métal.

Les ingénieurs ne perdront pas de vue les efforts supplémentaires qui pourraient résulter de la répartition dissymétrique des charges, notamment dans les ponts biais et dans ceux sur lesquels la voie est en courbe.

L'évaluation des sections nettes, et par suite, le calcul définitif des efforts supportés par les différentes pièces, doivent être faits seulement lorsque la position des joints des tôles aura été arrêtée et après la détermination du nombre, du diamètre et de la position des rivets.

Le soin de déterminer le rapport entre le diamètre des rivets et l'épaisseur des pièces à assembler est laissé aux ingénieurs, qui se guideront d'après les données de la pratique.

ART. 3. — Il n'a pas paru nécessaire de déterminer la qualité de la fonte à laquelle correspondent les coefficients fixés à l'art. 2 du Règlement, cette détermination est, au contraire, indispensable pour l'acier dont les propriétés peuvent varier dans les limites très étendues, et même pour le fer dont la résistance, et surtout la ductilité, sont parfois insuffisantes pour inspirer une sécurité complète. Les qualités définies par le Règlement, sont celles des métaux dont l'em-

ploi peut être considéré comme normal dans la construction des ponts; mais notamment en ce qui concerne l'acier, le choix qui en a été fait pour fixer les coefficients usuels, n'est pas un obstacle à l'emploi d'un métal de qualité différente, dans le cas où il sera justifié. Dans l'état actuel de la métallurgie, il est possible d'élever jusqu'à 55 kilogrammes la résistance de l'acier, avec un allongement de 19 $\frac{0}{10}$, sans qu'il cesse de remplir les conditions nécessaires pour la construction des ponts, et l'augmentation de la résistance permet d'élever proportionnellement la limite des efforts normaux par millimètre carré. Mais à mesure que la dureté de l'acier augmente, des précautions plus minutieuses sont nécessaires dans la fabrication pour que son emploi soit exempt de tout danger, et la rédaction des projets est d'autant plus délicate qu'on adopte des coefficients de travail plus élevés; aussi l'administration se réserve-t-elle de n'autoriser de dérogations à la règle générale que dans les cas où elles seront justifiées par l'importance de l'ouvrage et lorsque les conditions dans lesquelles celui-ci devra être construit offriront des garanties suffisantes au point de vue de l'exécution.

Les cahiers des charges devront dans tous les cas, renfermer l'énumération des conditions nécessaires pour assurer l'emploi de matériaux de bonne qualité et l'exécution des travaux selon les règles de l'art. Le but de l'article 3 du règlement est de définir les qualités du métal auxquelles correspondent les coefficients indiqués à l'article 2, et d'éviter les dangers que l'emploi de l'acier a quelquefois présentés; ses prescriptions ne sauraient être considérées comme suffisantes pour empêcher les malfaçons, aussi bien dans la fabrication du métal que dans sa mise en œuvre.

ART. 4. — Les poids, les dimensions et le groupement des machines, tenders et wagons définis à l'article 5, ont été choisis de manière à donner au train-type une composition qui se rapproche, autant que possible, de celle des trains les plus lourds formés avec le matériel actuellement en service sur les principaux réseaux.

Les efforts que les ponts auront à supporter normalement ne dépasseront donc pas, en général, ceux qui correspondront au passage du train-type; ils pourront leur être supé-

rieurs si les machines et tenders sont groupés différemment, ou s'il existe dans le train des wagons vides ; mais l'augmentation de travail du métal qui en résultera n'atteindra jamais un kilogramme par millimètre carré, et les coefficients fixés par l'art. 2 ont été établis de manière à permettre, sans danger, dans cette limite, une augmentation exceptionnelle des efforts. On pourra donc se borner à faire les calculs au moyen du train-type, sous la réserve énoncée ci-dessus à propos de l'art. 1^{er}.

L'administration entend laisser aux ingénieurs une entière liberté en ce qui concerne le choix des méthodes employées pour faire les calculs ; la seule obligation qu'elle leur impose est de déterminer avec une exactitude suffisante la limite des efforts supportés par chacune des pièces qui composent l'ouvrage, dans les conditions définies par l'art. 4.

Ainsi, on pourra, si on le juge utile, faire usage pour le calcul *des moments fléchissants, ainsi que pour celui des efforts tranchants, des surcharges virtuelles uniformément réparties, sauf à justifier que ces surcharges produisent des efforts supérieurs ou au moins égaux à ceux qui seraient déterminés en chaque point par le passage du train-type.*

Quelle que soit la méthode employée, les résultats des calculs devront être groupés dans les épures, de manière à faire ressortir la loi des variations des efforts dans les différentes pièces de l'ouvrage et à faciliter les vérifications.

ART. 5. — Les pressions maxima dues à l'effort du vent, qui sont fixées par l'art. 5, sont celles qui sont généralement admises par les constructeurs ; elles sont suffisantes pour donner toute sécurité dans les conditions ordinaires. Il appartiendra aux ingénieurs de proposer l'adoption de pressions plus fortes pour les ouvrages qui seront à construire à une grande hauteur ou dans le voisinage de la mer ; ils pourront, au contraire, pour les ponts convenablement abrités, tenir compte de la diminution de l'intensité du vent qui résultera des circonstances locales.

Ils auront également à déterminer, d'après le mode de construction des supports et le système d'attache des sommiers et des palées aux maçonneries, quelle est la limite à partir

de laquelle les efforts de glissement transversal et de renversement des tabliers et des piles métalliques devront être considérés comme dangereux.

Il y aura lieu de calculer, pour les grands ouvrages, non seulement les efforts horizontaux, mais aussi l'augmentation des efforts verticaux qui peut résulter, pour certaines pièces, de l'inégale répartition des charges entre les deux files de rails sous l'action du vent.

ART. 6. — Les vérifications relatives au flambage devront être faites pour la fonte comme pour le fer et l'acier. Lorsqu'on aura recours à des formules de la forme

$$R' = KR$$

dans lesquelles R' représente le coefficient de travail à adopter pour la pièce considérée, et R le coefficient de travail correspondant à une longueur très petite, on prendra uniformément pour R , dans les pièces soumises à des efforts de sens variables, 6 kilogrammes pour le fer et 8 kilogrammes pour l'acier; on substituera la valeur ainsi trouvée pour R' au coefficient calculé au moyen des règles fixées à l'art. 2, s'il en résulte une augmentation de la section de la pièce considérée, à moins que l'on ne modifie la forme des pièces ou leur disposition, de manière à accroître la résistance au flambage.

ART. 7. — Dans le calcul des flèches, on pourra faire entrer les poids et les dimensions des machines et wagons du train d'épreuve, au lieu des éléments similaires du train-type, mais seulement dans le cas où la composition du train d'épreuve pourrait être établie à l'avance avec une entière certitude.

ART. 8. — La limite des efforts que les tabliers métalliques peuvent subir sans danger pendant le lançage est laissée à l'appréciation des ingénieurs; cette limite peut, en effet, varier selon la constitution des ouvrages et selon les conditions dans lesquelles ils seront mis en place. La présence de montants verticaux, dans les poutres à treillis ou à croix de Saint-André, les moyens employés pour consolider les parties faibles, la durée du lançage, etc..., sont autant d'élé-

ments dont il y a lieu de tenir compte et que les ingénieurs auront à examiner avant d'arrêter leurs proportions.

ART. 9. — Les longueurs des trains d'épreuve et leurs positions ne sont fixées que pour les ponts à poutres droites, et les ponts en arcs. Pour les ponts de types exceptionnels, les ingénieurs auront à déterminer, dans chaque cas, la longueur de train la plus convenable pour produire sur les principales pièces des efforts aussi rapprochés que possible de ceux qui auront été donnés par le calcul.

Les positions à donner aux trains d'épreuve sont déterminées d'après la portée et la constitution des poutres ; elles seront, dans tous les cas, choisies de manière à produire les plus grands efforts, non seulement sur les plates-bandes (appelées aussi bandes, semelles, tables, membrures, cordes ou brides), mais sur les treillis.

L'épreuve par poids roulant à la vitesse de 40 kilomètres devra être supprimée lorsque les circonstances locales (voisinage de plaques tournantes dans une gare, insuffisance du rayon des courbes, etc...) l'exigeront.

On devra prendre les dispositions nécessaires pour que les flèches puissent être mesurées et vérifiées à toute époque, dans des conditions satisfaisantes de précision ; on établira, au besoin, des plates-formes spéciales pour faciliter les opérations de nivellement ; on placera des repères fixes, non seulement sur les piles et culées, lorsqu'elles seront exposées à des tassements, mais en dehors de l'ouvrage ; enfin, lorsqu'il y aura lieu, on devra faire subir aux flèches observées les corrections nécessaires pour tenir compte de l'influence variable de la température sur les arcs, et on s'efforcera d'éliminer, dans les poutres droites, les erreurs résultant de la différence de dilatation entre les plates-bandes supérieure et inférieure. On évitera, à cet effet, de prolonger chacune des épreuves au delà du temps nécessaire pour que les déformations normales puissent se produire, et on choisira, de préférence, les premières heures du jour ou un temps couvert pour faire les nivellements destinés à la mesure des flèches permanentes.

Les niveaux des points les plus bas, au milieu et aux extré-

mités de chaque pont, pourront être relevés directement, pourvu qu'ils soient rattachés, par une mesure facile à effectuer sans erreur, à ceux des points qu'on aura choisis comme intermédiaires.

On mesurera séparément la flèche de chaque poutre, et pour les grandes portées, notamment lorsque les semelles ne seront pas parallèles, on mesurera les abaisséments de points intermédiaires entre le milieu de la travée et chaque appui.

Le rapport à l'appui du procès-verbal des épreuves fournira la comparaison des flèches observées avec celle *données par le calcul*. *A cet effet, le calcul des flèches sous l'action du train d'épreuve devra toujours être annexé au procès-verbal d'épreuve.*

Ce procès-verbal sera classé dans un dossier destiné à recevoir aussi les résultats de constatations ultérieures.

Les épreuves réglementaires ne doivent pas dispenser d'une surveillance attentive des ponts pendant les premiers mois qui suivent leur mise en service, notamment en ce qui concerne le jeu des appareils de dilatation et, pour les poutres à travées solidaires, l'invariabilité du niveau des appuis.

ART. 10. — Les prescriptions de l'art. 10 du règlement s'appliquent à la fois à la disposition des fers et aux installations spéciales destinées à donner un accès facile aux différentes parties de la construction ; on devra chercher à rendre les principales pièces accessibles sans échafaudages spéciaux, et sans qu'il soit nécessaire de circuler le long des poutres dans des conditions dangereuses.

ART. 11. — Le contour fixé par l'art. 11 du règlement a été déterminé en vue de réserver aux goussets, consoles, etc., un espace aussi grand que possible, sans que les ponts métalliques présentent au passage des trains des obstacles plus rapprochés de la voie que les autres ouvrages d'art ; on devra, en outre, tenir compte, dans l'étude des projets, de la nécessité de ménager aux agents circulant à pied sur la voie les moyens de se garer d'une manière facile et sûre.

ART. 12. — La réserve formulée dans l'art. 12 du règlement n'a pas pour but de limiter les poids des machines,

mais elle empêchera que les ouvrages soient exposés à recevoir des surcharges en vue desquelles ils n'auront pas été calculés, sans qu'on ait déterminé au préalable, le maximum des efforts qu'elles imposeraient au métal.

II. Voies étroites

ART. 13. — Sauf en ce qui concerne les poids et les dimensions des machines et des wagons, les épreuves par poids roulant et le contour intérieur limite, les conditions imposées pour la construction des ponts métalliques sont les mêmes pour les lignes à voies étroites que pour les lignes à voie normale, tant que la largeur de la voie ne descend pas au-dessous de un mètre.

ART. 14. — Pour les ouvrages destinés à supporter des voies de largeur inférieure à un mètre, les conditions sont déterminées dans chaque cas particulier ; on ne perdra pas de vue dans les propositions à faire à ce sujet, que la diminution de largeur de la voie ne saurait être un motif pour restreindre les garanties de sécurité, et que, si les règles posées précédemment à ce sujet peuvent être atténuées, c'est seulement dans le cas où il s'agira de lignes industrielles destinées exclusivement au transport des marchandises.

CHAPITRE II

PONTS SUPPORTANT DES VOIES DE TERRE

ART. 15. — Les prescriptions de l'art. 15 des règlements, sont applicables à tous les ponts métalliques pour voie de terre destinés à supporter le passage des voitures.

ART. 16. — Les conditions fixées pour les efforts à faire supporter aux différentes pièces sont les mêmes que celles qui sont relatives aux ponts supportant des voies de fer.

ART. 17. — Les bases fixées pour les calculs par l'art. 17 des règlements ont été établies seulement en vue de la circulation normale sur les routes. Lorsqu'un pont pourra être appelé à recevoir des chargements exceptionnels tels que ceux qui sont nécessités par certains transports industriels ou militaires, il y aura lieu d'en tenir compte dans les calculs. De même, dans le cas où une voie de fer comportant l'emploi de locomotives ou de machines d'un poids équivalent devra être établie sur la route, on appliquera les prescriptions des art. 13 et 14.

Lorsque les ingénieurs seront amenés à proposer l'adoption de surcharges inférieures aux surcharges réglementaires, ils devront tenir compte de la possibilité de la rectification des routes dans la région, de l'amélioration progressive des moyens de transport, de l'extension croissante de l'emploi des rouleaux compresseurs à vapeur, etc.

ART. 18. — Les observations faites précédemment au sujet des articles 5, 6, 7, 8 et 10, sont applicables aux ponts métalliques pour voies de terre.

ART. 19. — Les épreuves par poids mort sont définies d'une manière précise dans l'art. 19 du règlement pour tous les ponts d'un type courant.

Pour les ponts d'un type exceptionnel, les ingénieurs auront à se rendre compte, lors de la rédaction des projets, de la longueur des surcharges d'épreuve et des emplacements qu'elles doivent successivement occuper, en vue de développer les efforts maxima dans les différents organes de la construction. Ils indiqueront dans un article du cahier des charges les dispositions qui leur paraîtront devoir être prescrites, tant pour les épreuves par poids mort que pour les épreuves par poids roulant.

La faculté qui est donnée de remplacer par un poids mort le 400 kilogrammes par mètre carré sur la moitié de la largeur de la chaussée une ou plusieurs files de voitures dans l'épreuve par poids roulant, ne fait pas obstacle à ce que la dite épreuve soit faite exclusivement par poids roulant, si on n'éprouve pas de difficulté sérieuse à réunir le nombre de véhicules convenable pour couvrir la largeur de la chaussée sur la longueur voulue.

CHAPITRE III

PONTS-CANAU X

ART. 20. — La hauteur de 0^m,30 au-dessus du mouillage normal devra être augmentée, pour le calcul des ponts, dans les cas exceptionnels où, pour une raison quelconque, il y aurait lieu de prévoir des variations plus étendues du niveau de l'eau dans le bief.

ART. 21. — Dans le cas où certaines pièces seraient, par leur position, exposées particulièrement à être oxydées, leur épaisseur devrait être augmentée en conséquence.

ART. 22. — Les observations relatives aux articles 5, 6, 8 et 10 sont applicables aux ponts-canaux métalliques.

ART. 23. — On devra tenir compte, en ce qui concerne le calcul des flèches, de la réserve faite plus haut relativement aux cas exceptionnels dans lesquels il y aurait lieu de prévoir une surélévation de l'eau supérieure à 0^m,30.

ART. 24. — Les observations relatives à l'art. 9, concernant la mesure des flèches permanentes, la pose des repères, etc., sont applicables aux ponts-canaux.

Règlement du 29 août 1891, relatif aux épreuves
des ponts métalliques en France

CHAPITRE PREMIER

PONTS SUPPORTANT DES VOIES DE FER

I. *Voies de largeur normale*

ART. 1^{er}. Conditions à remplir. — Les ponts à travées métalliques, qui portent des voies de fer de largeur normale,

devront être en état de livrer passage aux trains autorisés à circuler sur le réseau auquel ils appartiennent et, en outre, au train-type défini à l'art. 4 ci-dessous.

ART. 2. **Limites du travail du métal.** — Les dimensions des différentes pièces des ponts seront calculées de telle sorte que, dans la position défavorable des trains désignés à l'article 1^{er}, et en tenant compte de la charge permanente ainsi que des efforts accessoires tels que ceux qui peuvent être produits par les variations de température, le travail du métal par millimètre carré de section nette, c'est-à-dire déduction faite des trous de rivets ou de boulons, ne dépasse pas les limites indiquées ci-dessous.

I

Pour la fonte supportant un effort d'extension directe	1 ^{kg} ,50
Pour la fonte travaillant à l'extension dans les pièces soumises à des efforts tendant à les faire fléchir	2 ^{kg} ,50
Pour la fonte supportant un effort de compression	6 ^{kg} ,00

II

Pour le fer et l'acier travaillant à l'extension, à la compression ou à la flexion, les limites exprimées en kilogrammes par millimètre carré de section seront fixées aux valeurs suivantes :

Pour le fer	6 ^{kg} ,50
Pour l'acier	8 ^{kg} ,50

Toutefois, ces limites seront abaissées respectivement :

À 5^{kg},50 pour le fer et à 7^{kg},50 pour l'acier dans les pièces de pont, longerons et entretoises sous rail ;

À 4 kilogrammes pour le fer et à 6 kilogrammes pour l'acier, pour les barres de treillis et autres pièces exposées à des efforts alternatifs d'extension et de compression ; ces dernières limites pourront néanmoins être rapprochées des pré-

cédentes pour les pièces qui seront soumises à de faibles variations de ces efforts.

Dans l'établissement des projets des ouvrages métalliques d'une ouverture supérieure à 30 mètres, les ingénieurs pourront appliquer au calcul des fermes principales des limites supérieures à celles qui ont été fixées plus haut, sans jamais dépasser :

Pour le fer	8 ^{kg} ,50
Pour l'acier	11 ^{kg} ,50

Ils devront justifier, dans chaque cas particulier, les diverses limites dont ils auront cru devoir faire usage.

Lorsque les fers laminés dans un seul sens seront soumis à des efforts de traction perpendiculaires au sens du laminage, les coefficients seront réduits d'un tiers dans les calculs relatifs à ces efforts.

Les coefficients concernant l'acier ne subiront pas cette réduction. On appliquera aux efforts de cisaillement et de glissement longitudinal les mêmes limites qu'aux efforts d'extension et de compression, mais en leur faisant subir une réduction d'un cinquième, étant entendu que les pièces auront les dimensions nécessaires pour résister au voilement ; pour le fer laminé dans un seul sens, on fera subir à ces coefficients une réduction d'un tiers, lorsque l'effort tendra à séparer les fibres métalliques.

Le nombre et les dimensions des rivets seront calculés de telle sorte que le travail de cisaillement du métal ne dépasse pas les quatre cinquièmes de la limite qui aura été admise pour la plus faible des pièces à assembler, et que le travail d'arrachement des têtes, s'il s'en produit, ne dépasse pas 3 kilogrammes par millimètre carré en sus de l'effort résultant du serrage.

III

Les calculs justificatifs de la rivure seront toujours fournis à l'appui des projets en même temps que les calculs des dimensions des diverses pièces.

Il en sera de même des calculs des assemblages des boulons dans les ponts en fonte.

ART. 3. Qualités du fer et de l'acier auxquelles correspondent les limites de travail du métal fixées par l'art. 2. — Les coefficients de travail du métal fixés ci-dessus pour le fer et l'acier correspondent aux qualités définies par les conditions suivantes :

Désignation	Allongement minimum de rupture par mm ² mesuré sur des éprouvettes de 200 ^{mm} de longueur	Résistance minimum à la traction par mm ² mesurée sur des éprouvettes de 200 ^{mm} de longueur
	‰	kilogrammes
Fer laminé. } Fer profilé et plat (dans les sens du laminage) . . .	8	32
	8	32
Tôle } dans le sens perpendiculaire du laminage . .	3,5	28
	22	42
Acier laminé	22	42
Rivets en fer	16	36
Rivets en acier.	28	38

Les cahiers des charges fixeront pour l'acier le minimum et le maximum entre lesquels devra être compris le rapport de la limite pratique d'élasticité à la rupture. Le minimum ne devra pas être inférieur à un demi, et le maximum ne devra pas dépasser deux tiers.

Des coefficients de travail plus élevés pourront être autorisés par l'administration pour des métaux de qualités différentes, si des justifications suffisantes sont produites.

On ne tolérera dans aucun cas l'emploi d'aciers fragiles, et on s'assurera fréquemment, pendant la construction, de la

qualité du métal à ce point de vue, au moyen d'essais de trempe et d'expériences faites en pliant des barres percées de trous au poinçon. Les cahiers des charges devront renfermer des prescriptions détaillées à cet égard, sans préjudice des autres conditions relatives aux qualités du métal.

Dans tous les cas, lorsqu'on emploiera l'acier, les trous de rivets seront forés ou alésés après le perçage sur une épaisseur d'au moins un millimètre, et les bords des pièces coupées à la cisaille seront affranchis sur la même épaisseur.

ART. 4. *Composition du train-type.* — Les auteurs des projets de travées métalliques devront justifier par des calculs suffisamment détaillés, qu'ils ont satisfait aux prescriptions des art. 1, 2 et 3 qui précèdent. En ce qui concerne les fermes longitudinales, ils seront tenus d'examiner l'hypothèse du passage, sur chaque voie, du train-type défini ci-dessous. Ce train-type se composera de deux machines à quatre essieux, de leurs tenders et de wagons chargés. Les poids et dimensions des machines, tenders et wagons chargés sont donnés par le tableau et la figure ci-après :

Désignation	Machine	Tender	Wagon chargé
Nombre d'essieux	4	2	2
Charge par essieu	14 T	12 T	8 T
Distance du tampon d'avant au 1 ^{er} essieu	2 ^m ,60	2 ^m ,00	1 ^m ,50
Ecartement des essieux entre eux	1 ^m ,20	2 ^m ,50	3 ^m ,00
Distance du dernier essieu au tampon arrière	2 ^m ,60	2 ^m ,00	1 ^m ,50
Poids total	56 T	24 T	16 T
Longueur totale	8 ^m ,80	6 ^m ,50	6 ^m ,00

Les machines, avec leurs tenders, seront placées toutes deux en tête du train.

L'ensemble du train sera supposé occuper successivement dif-

férentes positions le long de la portée, et ces positions seront choisies de manière à réaliser en chaque point les plus grands efforts tranchants et fléchissants que le passage du train-type puisse déterminer.

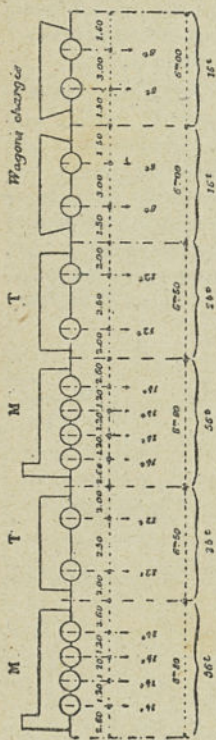


Fig. 76.

Les dimensions des pièces qui ne font pas partie des fermes longitudinales, et notamment celles des pièces de pont, seront calculées d'après les plus grands efforts qu'elles pourront avoir à supporter, soit dans l'hypothèse du passage du train type, soit dans l'hypothèse du passage d'un essieu isolé pesant 20 tonnes, si cette dernière réalise les plus grands efforts.

ART. 5. Pression du vent. — Le travail du métal sous l'influence des plus grands vents ne devra pas dépasser de plus de 1 kilogramme les limites fixées à l'art. 2 ci-dessus.

On admettra que la pression du vent par mètre carré de surface verticale peut s'élever à 270 kilogrammes, mais que le passage des trains est interrompu lorsqu'elle atteint 170 kilogrammes. On supposera, en outre, que cette pression s'exerce sur la surface nette, déduction faite des vides, de chacune des maîtresses-poutres, qu'elle agit intégralement sur l'une d'elles et que, sur la suivante, elle est diminuée d'une fraction de sa valeur égale au rapport de la surface nette de la première à la surface totale limitée par son contour, enfin, que l'effet du vent, en arrière de ces deux poutres, est négligeable. Pour les piles métalliques, on supposera

que la pression s'exerce intégralement sur la surface nette de toutes les pièces.

Dans l'hypothèse d'un train placé sur le pont, on comptera, pour sa surface verticale nette, un rectangle de 3 mètres de hauteur ayant la même longueur que le train, et dont le côté inférieur sera placé à 50 centimètres au-dessus du rail ; on déduira de ce rectangle la surface nette de la partie de la première poutre placée en avant, et on supposera que la pression du vent est nulle sur la partie de la seconde poutre masquée par le train.

Enfin, on s'assurera que les efforts de glissement transversal et de renversement des tabliers et des piles métalliques sous l'action du vent n'atteignent pas des limites dangereuses, en tenant compte des conditions spéciales dans lesquelles pourront être placés les ouvrages et en supposant que le train défini ci-dessus est composé de wagons vides.

ART. 6. Pièces travaillant à la compression. — On s'assurera, autant que possible, que les pièces travaillant à la compression, soit d'une manière continue, soit d'une manière intermittente, ne sont pas exposées à flamber.

ART. 7. Calcul des flèches. — On fournira, à l'appui des projets, le calcul des flèches sous l'action de la charge permanente et sous l'action de la surcharge.

ART. 8. Calcul des efforts pendant le lançage. — Lorsque la mise en place du tablier devra être faite au moyen d'un lançage, on devra justifier que le travail du métal pendant cette opération n'atteindra dans aucune pièce une limite dangereuse.

ART. 9. — Chaque travée métallique sera soumise à deux natures d'épreuves, l'une par poids mort, l'autre par poids roulant.

§ 1. — Composition des trains d'épreuves

Epreuves. Poids. — Ces épreuves seront faites au moyen de trains composés de deux machines attelées en tête et de wagons chargés.

Les poids des éléments de ces trains se rapprocheront autant que possible de ceux du train-type défini à l'art. 4.

En tous cas, ils devront être au moins égaux aux plus forts poids des éléments similaires appelés à circuler sur la voie considérée.

Longueurs. — Les longueurs de ces trains seront fixées comme suit :

Pour les ponts à travées indépendantes, la longueur mesurée entre les deux essieux extrêmes sera au moins égale à la plus grande portée.

Pour les ponts à travées solidaires, la longueur, mesurée comme ci-dessus, devra être suffisante pour couvrir les deux plus grandes travées consécutives.

§ 2. — Ponts à une seule voie ou à voies indépendantes

Epreuve par poids mort. — *Pour l'épreuve par poids mort : le train d'essai sera placé successivement dans les positions qui produiront les plus grands efforts sur les pièces principales du pont. Il suffira toutefois, en général, d'opérer de la manière suivante :*

a) Pour les ponts à travées indépendantes, le train d'essai sera amené successivement sur chaque travée, de manière à la couvrir complètement, puis à en couvrir une moitié seulement, les machines étant placées en tête du train.

Il séjournera dans chacune de ces positions au moins pendant une demi-heure.

b) Pour les ponts à travées solidaires, chaque travée sera d'abord chargée isolément, comme il vient d'être dit. A cet effet, le train d'essai sera coupé à la longueur voulue. Ensuite, on chargera simultanément les deux travées contiguës à chaque pile à l'exclusion de toutes les autres, au moyen du train d'essai tout entier.

c) Pour les ponts en arc, on chargera d'abord toute la longueur de la portée, puis chaque moitié seulement, et enfin la partie médiane en y plaçant les deux locomotives nez à nez lorsque faire se pourra, et réduisant la composition du train à ces deux locomotives.

Epreuves par poids roulant. — Les épreuves par poids

roulant seront au nombre de deux. Elles seront faites au moyen des mêmes trains qu'on fera circuler sur le pont, d'abord à la vitesse de 20 kilomètres à l'heure, puis à celle de 40 kilomètres à l'heure.

Toutefois, l'épreuve à la vitesse de 40 kilomètres pourra être ajournée jusqu'à l'époque où la voie aux abords du pont sera suffisamment consolidée.

§ 3. — *Ponts à voies solidaires*

Pour les ponts à deux voies solidaires entre elles, l'épreuve par poids mort se fera d'abord sur chaque voie séparément comme il a été dit précédemment, l'autre voie restant libre, puis sur les deux voies simultanément. Il en sera de même pour l'épreuve par poids roulant. L'épreuve simultanée des deux voies se fera dans ce cas au moyen de deux trains marchant dans le même sens aux vitesses fixées ci-dessus.

§ 4. — *Ponts de types exceptionnels*

Pour les ponts d'un type exceptionnel, les dispositions des épreuves devront être réglées dans un article spécial du cahier des charges.

A défaut, elles seront arrêtées par l'administration supérieure, sur la proposition des ingénieurs chargés du contrôle de la construction, le concessionnaire ou entrepreneur entendu.

§ 5. — *Mesure des flèches*

Visite, Repères. — On mesurera, au moment des épreuves, la flèche maximum au milieu de chaque travée, sous l'influence d'abord de la charge immobile, puis de la surcharge en mouvement.

Lorsque, sur une même ligne, il se trouvera plusieurs ponts de construction identique dont l'ouverture ne dépassera pas 10 mètres, la mesure des flèches pourra n'être faite que pour l'un d'entre eux.

Immédiatement après les épreuves de chaque pont, la partie métallique sera visitée dans tous ses détails.

En outre, pour les ponts d'une ouverture supérieure à 10 mètres, les niveaux des points les plus bas des sections des poutres ou des arcs, au milieu de chaque travée et à ses extrémités, seront repérés avant les épreuves à deux points fixes choisis de manière à permettre de constater, après l'enlèvement de la surcharge, et ensuite à une époque quelconque, les déformations qui se seraient produites ; on repérera par rapport aux mêmes points le dessus de chacun des appuis. Le procès-verbal des épreuves contiendra les renseignements nécessaires pour permettre de retrouver ultérieurement ces repères.

ART. 10. Dispositions à prendre pour faciliter la visite et l'entretien. — On s'attachera à rendre faciles, la peinture et la

réparation des parties métalliques, et on fera connaître dans les mémoires à l'appui des projets les mesures prises à cet effet.

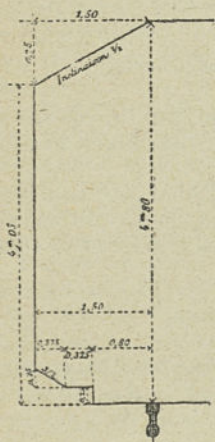


Fig. 77

de 0^m,325 de longueur ; 3^o d'une ligne inclinée à 3 de base pour 2 de hauteur ; à la partie supérieure les mêmes pièces

ART. 11. Distance au rail le plus voisin des pièces les plus rapprochées de la voie. — Les pièces les plus rapprochées de la voie ne pourront à partir de 50 centimètres jusqu'à 4^m,05 de hauteur au-dessus du rail le plus voisin, être placées à moins de 1^m,50 de l'axe de ce rail. Les pièces placées à une distance moindre ne pourront, à la partie inférieure, jusqu'à 0^m,80 de l'axe du rail le plus voisin, faire saillie sur le niveau de ce rail, et à partir de 0^m,80 du même axe, dépasser une ligne brisée composée : 1^o d'une verticale de 0^m,25 de hauteur ; 2^o d'une horizontale

et dimensions des wagons seront les mêmes que pour la voie normale, et les tenders seront supposés avoir les mêmes poids et les mêmes dimensions que les wagons chargés.

Pour le calcul du travail du métal sous l'action d'un essieu isolé, on admettra une charge de $14^t \times l$.

La seconde épreuve par poids roulant (art. 9) sera faite à la vitesse de 35 kilomètres à l'heure.

Le contour, à l'intérieur duquel aucune pièce des ponts ne devra faire saillie (art. 11), sera déterminé, dans chaque cas, en tenant compte des minima de largeur et de hauteur autorisés, pour les ouvrages d'art, sur la ligne à laquelle appartiendra le pont à construire.

La charge d'essieu maximum, dont le passage ne pourra avoir lieu sur les ponts sans autorisation spéciale (art. 12), sera fixée à $12^t \times l$, l étant la largeur de la voie entre les bords intérieurs des rails.

Les trains à employer aux épreuves sont composées avec le plus lourd matériel propre à la ligne sur laquelle est placé le pont métallique.

ART. 14. — Ponts pour chemins de fer à voie de largeur inférieure à un mètre. — Les conditions auxquelles devront satisfaire les ponts supportant des voies de chemins de fer de moins de un mètre de largeur, seront déterminées, dans chaque cas, sur la proposition du concessionnaire, par le ministre des travaux publics, en tenant compte des poids et des dimensions des machines appelées à circuler sur l'ouvrage.

CHAPITRE II

PONTS SUPPORTANT DES VOIES DE TERRE

ART. 15. Conditions à remplir. — Les ponts à travées métalliques qui portent des voies de terre en état de livrer pas-

sage à toute voiture dont la circulation est autorisée par le règlement du 10 août 1852 sur la police du roulage et des messageries, c'est-à-dire aux voitures attelées au maximum de cinq chevaux si elles sont à deux roues, et de huit chevaux si elles sont à quatre roues.

ART. 16. Limites du travail du métal. — Les dimensions des différentes pièces des ponts seront calculées dans les conditions fixées à l'art. 2, sauf la substitution au train-type des surcharges définies par l'art. 17 ci dessous.

ART. 17. Surcharges à adopter pour le calcul. — On s'assurera que le travail du métal par millimètre carré dans chaque pièce ne dépasse pas les limites fixées à l'art. 2 ci-dessus :

1° Sous l'action d'une surcharge uniformément répartie de 400 kilogrammes par mètre carré sur toute la largeur de l'ouvrage, y compris les trottoirs ;

2° Sous le passage de tombereaux à un essieu, trainés par deux chevaux et formant autant de files continues que le comportera la largeur de la chaussée. On admettra, pour faire ce calcul, que les trottoirs sont surchargés uniformément à raison de 400 kilogrammes par mètre carré, et que les tombereaux et leurs attelages ont les poids et dimensions suivants :

Tombereaux.	}	Poids	6 tonnes
		Longueur (non compris les brancards)	3 ^m ,00
		Largeur de voie	1 ^m ,70
		Largeur de chaussée occu- pée	2 ^m ,25
Chevaux	}	Poids	700 kilog.
		Longueur (y compris les traits et brancards)	2 ^m ,50

On s'assurera que le travail du métal par millimètre carré dans chaque pièce ne dépasse pas de plus d'un kilogramme les limites fixées à l'art. 2, dans le cas où on substituerait à

toute la surface du tablier du pont, par huit chevaux sur deux files ayant les poids et dimensions suivants :

	Poids sur chaque essieu	8 tonnes
	Longueur	6 ^m ,00
	Largeur de la voie	1 ^m ,70
	Ecartement des essieux	3 ^m ,00
Chariots	Distance du premier essieu à l'avant du chariot	1 ^m ,50
	Distance du second essieu à l'arrière du chariot	1 ^m ,50
	Largeur de chaussée occu- pée	2 ^m ,25
	Poids	700 kilogr.
Chevaux	Longueur (y compris les traits et brancards)	2 ^m ,50

Lorsqu'il s'agira d'ouvrages à établir sur des routes à fortes pentes placées dans des conditions telles que la circulation des charges indiquées ci-dessus ne puisse pas être considérée comme possible dans le présent ni dans l'avenir, l'administration se réserve d'autoriser l'emploi dans les calculs des charges moindres, qui seront déterminées d'après les circonstances locales.

Dans aucun cas, la charge uniformément répartie ne pourra descendre au-dessous de 300 kilogrammes par mètre carré et les autres charges indiquées ci-dessus ne pourront être réduites de plus de moitié.

ART. 18. Pression du vent, pièces travaillant à la compression, calcul des flèches, calcul des efforts pendant le lançage, dispositions à prendre pour faciliter la visite et l'entretien, surveillance. — Les prescriptions des art. 5, 6, 7, 8 et 10 ci-dessus, sont applicables aux ponts pour voies de terre. Toutefois pour le calcul des efforts résultant de l'effet du vent (art. 5), il ne sera pas tenu compte de la présence possible de véhicules sur le pont.

ART. 19. Epreuves. — Chaque travée métallique sera soumise à deux natures d'épreuves : l'une par poids mort, l'autre par poids roulant.

Composition des surcharges d'épreuve. — Pour l'épreuve par poids mort la surcharge d'épreuve sera de 400 kilogrammes par mètre carré de tablier, trottours compris.

Pour l'épreuve par poids roulant, les véhicules seront disposés en files continues et devront se rapprocher, autant que possible, comme poids et écartement des essieux, de ceux désignés pour types dans le troisième alinéa de l'art. 17. En tous cas, ces véhicules devront représenter, avec leurs attelages, une charge minimum de 400 kilogrammes par mètre carré, en prenant 2^m,25 pour largeur de la zone occupée.

Longueur des files de voitures. — Les longueurs des files de voitures seront fixées comme suit :

Pour les ponts à travées indépendantes et pour les ponts en arc, la longueur sera au moins égale à la plus grande portée. Pour les ponts à travées solidaires, la longueur devra être suffisante pour couvrir les deux plus grandes travées consécutives.

Nombre des files de voitures. — Le nombre des files de voitures devra être égal au quotient de la largeur de la chaussée par le nombre 2^m,25. Toutefois, ce nombre pourra être réduit quand il y aura difficulté à réunir assez de véhicules pour constituer toutes les files, mais il devra être suffisant pour couvrir au moins la moitié de la largeur du tablier; le surplus de cette largeur sera alors occupé par une surcharge à poids mort de 400 kilogrammes par mètre carré, répartie de chaque côté des files.

Epreuves par poids mort. — Il sera procédé aux épreuves par poids mort de la manière suivante :

Pour les ponts à travées indépendantes, la surcharge sera étendue successivement d'une extrémité à l'autre, avec interruption d'une demi-heure au moment où la surcharge aura atteint la moitié de la portée. Lorsque la totalité de la travée aura été couverte, la surcharge devra demeurer pendant une demi-heure.

Pour les ponts à travées solidaires, chaque travée sera d'abord chargée isolément comme il vient d'être dit ci-dessus, puis on chargera simultanément les travées contiguës à chaque pile, à l'exclusion de toutes les autres.

Pour les ponts en arc, chaque travée sera chargée sur la to-

talité de sa portée, ensuite sur chaque moitié, et enfin dans la partie médiane seulement.

Epreuve par poids roulant. — On procédera aux épreuves par poids roulant, en faisant circuler au pas les files de voitures d'une extrémité à l'autre du pont.

On fera passer, en outre, sur le pont, un véhicule comprenant au moins un essieu chargé de 11 tonnes.

Tempérament aux surcharges d'épreuve. — Lorsque, dans le cas prévu par le dernier alinéa de l'art. 17, les surcharges ayant servi à faire les calculs auront été réduites, les surcharges à employer pour faire les épreuves seront réduites dans la même proportion.

Les règles fixées par l'art. 9 pour les épreuves des ponts d'un type exceptionnel ainsi que pour les constatations à faire, pendant et après les épreuves, et enfin pour les mesures à prendre en vue des vérifications ultérieures, sont applicables aux ponts supportant des voies de terre.

Chargements exceptionnels. — Le passage sur le tablier du pont, de chargements notablement supérieurs à ceux qui auront été adoptés dans les calculs relatifs à la stabilité de l'ouvrage, ne pourra avoir lieu qu'en vertu d'une autorisation spéciale donnée par le préfet conformément au rapport de l'ingénieur en chef.

CHAPITRE III

PONTS-CANAUX

ART. 20. Conditions à remplir. — Les ponts-canaux devront être en état de recevoir la charge d'eau correspondant au mouillage normal augmenté de trente centimètres.

ART. 21. Limites du travail du métal — Les dimensions des différentes pièces des ponts-canaux sont calculées de manière à ce que le travail du métal par millimètre carré de section nette, déduction faite des trous de rivets, ne dépasse nulle part 8^k,50 pour le fer et 11^k,50 pour l'acier.

ART. 22. Pression du vent, pièces travaillant à la compression, calcul des efforts pendant le lançage, dispositions à prendre pour faciliter la visite et l'entretien, surveillance. — Les prescriptions des articles 5, 6, 8 et 10 sont applicables aux ponts-canaux. Pour l'application de l'article 5, on tiendra compte de la présence de la bache ainsi que de celle des bateaux sur l'ouvrage ; le calcul sera fait en admettant une pression de 270 kilogrammes par mètre carré de surface verticale ; la surface des bateaux exposée au vent sera comptée pour un rectangle de 1^m,50 de hauteur au-dessus de la bache, ayant la même longueur que le pont.

ART. 23. Calcul des flèches. — On fournira, à l'appui des projets, le calcul des flèches sous l'action de la surcharge d'eau prévue à l'article 20.

ART. 24. Epreuves. — L'épreuve des ponts-canaux consistera dans la mesure des flèches avant et après le remplissage au maximum de hauteur fixé par l'article 20.

Immédiatement après les épreuves, l'ouvrage sera visité dans toutes ses parties ; en outre, on repérera à deux points fixes, avant l'épreuve, les niveaux des points les plus bas des sections des poutres, et des axes au milieu de chaque travée et à ses extrémités, de manière à pouvoir, après la mise en charge et à une époque quelconque, mesurer les déformations qui se seraient produites ; on repérera, par rapport aux mêmes points, le dessus de chacun des appuis. Le procès-verbal des épreuves contiendra les renseignements nécessaires pour permettre ultérieurement de retrouver ces repères.

CHAPITRE IV

DISPOSITIONS DIVERSES

ART. 25. Contrôle des épreuves. — Pour les ouvrages construits ou entretenus par des concessionnaires, les épreuves seront faites en présence d'un ingénieur chargé du contrôle ; les procès-verbaux détaillés, dont elles devront être l'objet,

seront dressés dans la forme qui sera prescrite par l'administration.

ART. 26. Dérogation aux prescriptions du règlement. — L'administration se réserve d'apprécier les cas exceptionnels qui pourraient motiver des dérogations quelconques aux prescriptions du présent règlement.

Paris, le 29 août 1891.

Instruction ministérielle pour la surveillance et l'entretien des ponts métalliques en France

1^o Prescriptions générales

I. Entretien et visite périodique. — La surveillance et l'entretien des ponts métalliques doivent être l'objet de soins incessants ; toute avarie susceptible de s'aggraver ou de compromettre la sécurité doit être réparée sans délai. On doit refaire, aussi fréquemment qu'il est nécessaire pour les préserver de la rouille, la peinture des parties vues, et autant que possible des parties cachées.

Indépendamment d'une visite annuelle portant principalement sur l'état de la rivure, les ponts métalliques seront soumis, au moins une fois tous les cinq ans, et, dans tous les cas, chaque fois qu'on refera la peinture, à une inspection détaillée et à une vérification des flèches permanentes.

Dans chacune de ces inspections, on vérifiera l'état des pièces, le serrage des boulons et des rivets, le jeu des appareils de dilatation et l'état des maçonneries qui les supportent, enfin, pour les ponts à travées solidaires, le nivellement des appuis.

La vérification des flèches permanentes pourra être supprimée pour les ponts dont l'ouverture ne dépassera pas dix mètres, mais la visite annuelle et l'inspection périodique devront être faites pour tous les ouvrages métalliques sans exception.

Pour les ponts dont l'entretien est confié à des compagnies de chemins de fer ou autres concessionnaires, les

inspections périodiques et la vérification des flèches seront faites en présence de l'ingénieur du contrôle ou d'un agent délégué par lui.

La première visite périodique et la première vérification des flèches devront être faites avant le 1^{er} janvier 1893, pour tous les ouvrages existants.

II. **Dossiers des ponts métalliques.** — Il sera formé pour chaque pont métallique *qui sera construit dans l'avenir, et autant que possible pour ceux existant*, un dossier dans lequel seront groupés tous les renseignements relatifs à cet ouvrage.

L'ensemble de ces dossiers formera une liasse spéciale dans chaque bureau d'ingénieur ordinaire.

Chaque dossier comprendra :

1° L'historique de l'ouvrage (nature et provenance du métal, nom du constructeur, procédé de montage, mode de construction des appuis, résultats des épreuves, réparation des piles, des culées, des supports et du tablier, modifications en cours d'entretien, accidents, etc.) ;

2° Les bases et les résultats des calculs qui auront servi à l'exécution ;

3° Les diagrammes des poutres et des pièces de pont, des longerons, des contreventements, etc., avec des croquis à l'appui, ou mieux, lorsque cela sera possible, les dessins de l'ouvrage ;

4° Les procès-verbaux des visites détaillées, des épreuves et des vérifications de flèches.

Les dossiers des ponts métalliques seront tenus constamment à jour ; pour les ponts dont l'entretien est confié à des compagnies de chemins de fer ou autres concessionnaires, les pièces nécessaires seront fournies aux ingénieurs du contrôle par la compagnie ou le concessionnaire.

2° *Prescriptions spéciales aux ponts pour chemins de fer*

III. **Vérification de la résistance des ponts pour chemins de fer.** — Dans le délai de cinq ans, le calcul de la résistance de tous les ponts métalliques sera refait par les soins de la compagnie en vue d'apprécier si les efforts supportés par le métal, sous l'influence des surcharges prévues par le règlement

du 29 août 1891, n'atteignent nulle part une limite dangereuse. En cas contraire, la compagnie et au besoin les ingénieurs du contrôle en rendront compte à l'administration en lui adressant les propositions qu'ils jugeront utiles. Il en sera de même dans le cas où l'ouvrage aurait éprouvé des détériorations de nature à compromettre la sécurité.

3° *Prescriptions spéciales aux ponts pour voies de terre et ponts-canaux.*

IV. *Vérification de la résistance des ponts par voies de terre ou des ponts-canaux.* — La vérification de la résistance des ponts pour voies de terre ou des ponts-canaux sera faite dans les cas suivants :

1° Si les bases des calculs qui ont servi à l'établissement des ponts n'ont pu être retrouvées, si ces bases ne sont plus en rapport avec les charges qui peuvent circuler sur l'ouvrage, enfin, s'il y a des raisons de croire que ces calculs primitifs renferment des inexactitudes ;

2° Si l'ouvrage a éprouvé, par suite de remaniements ou de réparations, des modifications susceptibles d'apporter un changement notable dans sa résistance ou dans la charge morte due à son poids et à celui de la chaussée qu'il supporte.

Dans les deux cas qui précèdent, les calculs seront refaits sur les bases fixées par le règlement du 29 août 1891, et, si les efforts trouvés excèdent de plus d'un tiers les coefficients résultant de l'article 2 du règlement, les ingénieurs en rendront compte à l'administration en lui adressant les propositions qu'ils jugeront convenables.

Paris, le 29 août 1891.

Circulaire du ministère de l'Intérieur (Service vicinal).

Paris, le 21 mai 1892.

Monsieur le Préfet,

Une circulaire de l'un de mes prédécesseurs en date du 26 mai 1881, a déterminé les conditions auxquelles doivent

satisfaire les ponts à travées métalliques dépendant des chemins vicinaux. L'expérience a fait reconnaître que les règles précédemment établies sont susceptibles de quelques modifications et qu'elles doivent, en outre, être complétées sur divers points.

Le service vicinal devra donc désormais se conformer aux prescriptions de la présente circulaire pour l'étude des projets d'ouvrages de cette nature.

I. Conditions à remplir. — Les ponts à travées métalliques dépendant des chemins vicinaux doivent être en état de livrer passage aux voitures les plus lourdement chargées en usage dans la contrée, sans dépasser les limites résultant des lois et règlements sur la police du roulage.

II. Limites du travail du métal. — Les dimensions des différentes pièces seront calculées de telle sorte que, dans la position la plus défavorable des surcharges que l'ouvrage peut avoir à supporter et en tenant compte de la charge permanente ainsi que des efforts accessoires tels que ceux qui peuvent être produits par les variations de température, le travail du métal par millimètre carré ne dépasse pas les limites indiquées ci-dessous :

1° Pour la fonte supportant un effort d'extension directe : 1^{ks},50.

2° Pour la fonte travaillant à l'extension dans des pièces soumises à des efforts tendant à les faire fléchir : 2^{ks},50.

3° Pour la fonte supportant un effort de compression : 6 kilogrammes.

4° Pour le fer et l'acier travaillant à l'extension, à la compression ou à la flexion :

Fer.	6 kilogrammes
Acier	8 »

Toutefois, pour les fermes principales des ouvrages d'une ouverture supérieure à 30 mètres, ces limites pourront être élevées jusqu'à 7 kilogrammes pour le fer et 9 kilogrammes pour l'acier.

Le nombre et le diamètre des rivets seront déterminés de telle sorte que le travail de cisaillement du métal ne dépasse

pas les $\frac{4}{5}$ de la limite qui aura été admise pour la plus faible des pièces à assembler, et que le travail d'arrachement des têtes, s'il s'en produit, ne dépasse pas 3 kilogrammes par millimètre carré en sus de l'effort résultant du serrage.

III. **Dimensions minima.** — L'épaisseur des semelles des poutres et des barres de treillis ne sera pas inférieure à 8 millimètres ; celle des autres pièces de l'ossature à 7 millimètres.

On ne pourra descendre au-dessous de cette dernière limite que pour certaines pièces accessoires entièrement apparentes au-dessus de la chaussée telles que garde-corps et contreventements supérieurs.

IV. **Qualités du fer et de l'acier auxquelles correspondent les limites du travail du métal fixées par l'art. 2.** — Les coefficients de travail du métal fixés ci-dessus pour le fer et l'acier correspondent aux qualités définies par les conditions suivantes :

Désignation	Allongement minimum de rupture par mm ² mesuré dans des éprouvettes de 200 ^{mm} de longueur	Résistance minimum à la traction par mm ² mesurée dans des éprouvettes de 200 ^{mm} de longueur
Fer profilé et plat (dans le sens du laminage).	0/0	kilogrammes
Tôle (dans le sens du laminage).	8	32
Tôle (dans le sens perpendiculaire au laminage).	8	32
Acier laminé	3,5	28
Rivets en fer	22	42
Rivets en acier.	16	36
	28	38

Les devis détermineront pour l'acier le minimum et le maximum entre lesquels devra être compris le rapport de la

limite pratique d'élasticité à la résistance à la rupture. Le minimum ne devra pas être inférieur à $\frac{1}{2}$ et le maximum ne devra pas dépasser $\frac{2}{3}$.

Des coefficients de travail plus élevés pourront être autorisés par l'administration pour des métaux de qualités différentes si des justifications suffisantes sont produites.

On ne tolérera dans aucun cas l'emploi d'aciers fragiles et on s'assurera fréquemment, pendant la construction, de la qualité du métal à ce point de vue au moyen d'essais de trempe et d'expériences faites en pliant des barres percées de trous au poinçon.

Les devis doivent renfermer des prescriptions détaillées à cet égard sans préjudice des autres conditions relatives aux qualités du métal.

Dans tous les cas, lorsqu'on emploiera l'acier les trous de rivets seront forés ou alésés après le perçage sur une épaisseur d'au moins un millimètre et les bords des pièces coupées à la cisaille seront affranchis sur la même épaisseur.

V. **Surcharges à adopter pour le calcul.** — On s'assurera que le travail du métal par millimètre carré dans chaque pièce ne dépasse pas les limites fixées à l'art. 2 ci-dessus :

1° Sous l'action d'une surcharge uniformément répartie de 300 kilogrammes par mètre carré sur toute la largeur de l'ouvrage, y compris les trottoirs.

2° Sous le passage des véhicules les plus lourds en usage dans le pays en prenant toutefois 6 tonnes comme minimum du poids de ces véhicules. On admettra autant de voitures attelées que le tablier pourra en contenir sur le nombre de files que comporte la largeur de la voie, concurremment avec la surcharge de 300 kilogrammes sur les trottoirs.

VI. **Pression du vent.** — Le travail du métal sous l'influence des plus grands vents ne devra pas dépasser de plus de 1 kilogramme les limites fixées à l'art. 2 ci-dessus.

On admettra que la pression du vent par mètre carré de surface verticale peut s'élever à 270 kilogrammes.

VII. **Pièces travaillant à la compression.** — On s'assurera

que les pièces travaillant à la compression, soit d'une manière continue, soit d'une manière intermittente, ne sont pas exposées à flamber.

VIII. Travail pendant le lançage. — Lorsque la mise en place d'un tablier sera faite au moyen d'un lançage, le travail du métal pendant cette opération ne devra atteindre dans aucune pièce une limite dangereuse.

IX. Calculs de résistance. — Les calculs justificatifs des dimensions des diverses pièces seront joints aux projets.

Ceux relatifs à la rivure et aux flèches pourront n'être fournis que pour les travées d'une ouverture supérieure à 20 mètres.

X. Épreuves. — Chaque travée sera soumise à deux natures d'épreuves, l'une par poids mort et l'autre par poids roulant.

La première épreuve aura lieu au moyen d'une surcharge uniformément répartie de 300 kilogrammes par mètre carré de tablier, trottoirs compris.

Sur les ponts à travées indépendantes, la surcharge sera étendue successivement d'une extrémité à l'autre, avec interruption d'une demi-heure au moment où la surcharge aura atteint la moitié de la portée. Lorsque la totalité de la travée aura été couverte, la surcharge devra demeurer en place pendant une demi-heure.

Pour les ponts à travées solidaires, chaque travée sera d'abord chargée isolément, comme il vient d'être dit ci-dessus, puis on chargera simultanément les travées contiguës à chaque pile, à l'exclusion de toutes les autres.

Pour les ponts en arc, chaque travée sera chargée sur la totalité de sa portée, ensuite sur chaque moitié et, enfin, sur la partie médiane seulement.

On procédera à l'épreuve par poids roulant avec les véhicules les plus lourds en usage dans la contrée, les trottoirs étant chargés à raison de 300 kilogrammes par mètre carré.

Les longueurs des files des voitures seront fixées ainsi qu'il suit:

Ponts à travées indépendantes et ponts en arcs, la longueur sera au moins égale à la plus grande portée.

Ponts à travées solidaires, la longueur devra être suffisante pour couvrir les deux plus grandes travées consécutives.

On fera circuler au pas les files de voitures d'une extrémité à l'autre du pont.

On mesurera la flèche maximum au milieu de chaque travée, sous l'influence, d'abord de la charge par poids mort, puis de la charge par poids roulant.

En outre, les niveaux des points les plus bas des poutres ou des arcs, au milieu de chaque travée et à ses extrémités, seront repérés avant les épreuves à deux points fixes, choisis en dehors de l'ouvrage, de manière à permettre de constater, après l'enlèvement de la surcharge, et ensuite à une époque quelconque, les déformations qui se seraient produites ; on repérera, par rapport aux mêmes points, le dessus de chacun des appuis. Le procès-verbal des épreuves contiendra les renseignements nécessaires pour permettre de retrouver ultérieurement ces repères.

Les dispositions des épreuves concernant les ponts d'un type exceptionnel seront réglées par un article spécial du devis.

XI. Entretien et visites périodiques. — La surveillance et l'entretien des ponts métalliques doivent être l'objet de soins incessants.

Indépendamment d'une visite annuelle portant principalement sur l'état de la rivure, ces ouvrages seront soumis, au moins une fois tous les cinq ans, et, dans tous les cas, chaque fois qu'on renouvellera la peinture, à un examen détaillé et à une vérification des flèches permanentes. Dans chacune de ces opérations, on s'assurera de l'état des pièces, du serrage des boulons et des rivets, du jeu des appareils de dilatation et de l'état des maçonneries qui les supportent ; enfin, pour les ponts à travées solidaires, on vérifiera le nivellement des appuis.

La première visite et la première vérification des flèches auront lieu avant le 1^{er} janvier 1893.

Les résultats de cette première visite et des vérifications quinquennales seront consignés dans des tableaux dont copie sera adressée à l'Administration Supérieure.

Recevez, monsieur le Préfet, l'assurance de ma considération la plus distinguée.

Le Président du Conseil, Ministre de l'Intérieur,
EMILE LOUBET.

CIRCULAIRE MINISTÉRIELLE DU 20 OCTOBRE 1906

Instructions relatives à l'emploi du Béton Armé

I. *Données à admettre dans la préparation des projets*A) *Surcharges*

ARTICLE PREMIER. — Les ponts en béton armé seront établis de manière à pouvoir supporter les surcharges verticales et les actions du vent imposées aux ponts métalliques des mêmes destinations par le règlement du 29 août 1891.

ART. 2. — Les combles en béton armé seront, sauf exception justifiée, soumis, au point de vue des surcharges, au règlement du 1^{er} février 1903, relatif aux halles métalliques des chemins de fer.

ART. 3. — Les planchers et autres parties des bâtiments, les murs de soutènement, les murs de réservoirs, les conduites sous pression et tous autres ouvrages intéressant la sécurité publique seront calculés en vue des plus grandes surcharges qu'ils auront à supporter en service.

B) *Limites de travail ou de fatigue*

ART. 4. — La limite de fatigue à la compression du béton armé à admettre dans les calculs de résistance des ouvrages ne devra pas dépasser les vingt-huit centièmes (0,28) de la résistance à l'écrasement acquise par le béton non armé de même composition, après 90 jours de prise.

La valeur de cette résistance mesurée sur des cubes de 20 centimètres de côté sera spécifiée au devis de chaque projet.

ART. 5. — Lorsque le béton sera fretté ou lorsque les armatures transversales ou obliques qu'il portera seront disposées de manière à s'opposer plus ou moins efficacement à son gonflement sous l'influence de la compression longitudinale qu'il supporte, la limite de fatigue à la compression prévue à l'ar-

ticle précédent pourra être majorée dans une mesure plus ou moins large suivant le volume et le degré d'efficacité des armatures transversales, sans que la nouvelle limite puisse, quel que soit le pourcentage du métal employé, dépasser les soixante centièmes (0, 60) de la résistance à l'écrasement du béton non armé telle qu'elle est définie à l'art. 4.

ART. 6. — La limite de fatigue au cisaillement, au glissement longitudinal du béton sur lui-même et à son adhérence sur le métal des armatures sera prévue égale à dix centièmes (0, 10) de celle spécifiée à l'art. 4 pour la limite de fatigue à la compression.

ART. 7. — La limite de fatigue tant à l'extension qu'à la compression qui ne pourra pas être dépassée par le métal employé aux armatures est la moitié de sa limite apparente d'élasticité telle qu'elle sera définie au devis de chaque projet. Toutefois pour les pièces supportant des chocs ou soumises à des efforts de sens alternés telles que les hourdis, cette limite sera réduite aux quarante centièmes (0, 40) au lieu de la moitié de la limite apparente d'élasticité.

ART. 8. — Pour les pièces soumises à des efforts très variables, les limites de travail ci-dessus définies seront abaissées d'autant plus que les variations seront plus grandes, sans que la diminution exigée puisse être de plus de 25 %.

Les limites de travail seront également abaissées pour les pièces soumises à des causes de fatigue ou d'affaiblissement dont les calculs de résistance n'ont pas tenu compte, notamment à des actions dynamiques, comme celles que supportent les pièces placées directement sous les rails des voies ferrées.

II. *Calculs de Résistance*

ART. 9. — Dans les calculs de résistance des ouvrages en béton armé, il sera tenu compte non seulement des plus grandes forces extérieures, y compris les actions du vent et de la neige, que ces ouvrages pourront avoir à supporter, mais aussi des effets thermiques et de ceux du retrait du béton toutes les fois qu'il ne s'agira pas d'ouvrages librement dila-

tables dans le sens théorique du mot ou de ceux que l'expérience permet de regarder approximativement comme tels.

ART. 10. — Les calculs de résistance seront faits selon des méthodes scientifiques appuyées sur les données expérimentales et non par des procédés empiriques. Ils seront déduits soit des principes de la résistance des matériaux, soit des principes offrant au moins les mêmes garanties d'exactitude.

ART. 11. — La résistance du béton à l'extension sera mise en compte dans le calcul des déformations. Mais pour déterminer la fatigue locale dans une section quelconque, cette résistance sera regardée comme nulle dans la section.

ART. 12. — Pour les pièces comprimées on s'assurera qu'elles ne sont pas exposées à flamber. Toutefois on pourra s'en dispenser pour les pièces dont l'élançement (rapport de la hauteur à la plus faible dimension transversale) est inférieur à 20 et dont la fatigue à la compression ne dépasse pas la limite définie par l'art. 4.

ART. 13. — Le devis devra indiquer les qualités et dosage des matières entrant dans la composition du béton ; quant à la proportion d'eau à employer pour le gâchage, elle devra être surveillée avec soin et strictement suffisante pour donner au béton la plasticité nécessaire pour le bon enrobage des armatures et le remplissage de tous les vides.

III. *Exécution des Travaux*

ART. 14. — Les coffrages ainsi que l'arrimage des armatures présenteront une rigidité suffisante pour résister sans déformation sensible aux charges et aux chocs qu'ils seront exposés à subir pendant l'exécution du travail et jusqu'au décoffrage et aux décintrements inclusivement.

ART. 15. — Sauf dans le cas exceptionnel où le ciment serait coulé, il sera toujours à prise lente et damé avec le plus grand soin par couche dont l'épaisseur sera en rapport avec les dimensions des matériaux employés et les intervalles des armatures et ne dépassera pas 0^m,05 après damage, à moins qu'on emploie des cailloux.

ART. 16. — Les distances des armatures entre elles et aux parois des coffrages seront telles qu'elles permettent le parfaitamage du béton et son serrage contre les armatures. Ces dernières distances, même quand on n'emploie que du mortier sans gravier ni cailloux, devront toujours être d'au moins 15 à 20 millimètres, de façon à mettre les armatures à l'abri des intempéries.

ART. 17. — Lorsqu'on emploiera, pour les armatures, des fers profilés et non des barres rondes, on prendra des dispositions spéciales pour que leur enrobage se fasse parfaitement sur tout le périmètre et notamment dans les angles rentrants.

ART. 18. — Lorsque l'exécution d'une pièce aura été interrompue, ce qu'on évitera autant que possible, on nettoiera à vif et on mouillera l'ancien béton assez longtemps pour qu'il soit bien imbibé avant d'être mis en contact avec du béton frais.

ART. 19. — En temps de gelée le travail sera interrompu si l'on ne dispose pas de moyens efficaces pour en prévenir les effets nuisibles.

A la reprise du travail on opérera la démolition de tout ce qui aura subi les atteintes de la gelée, puis on procédera comme il est dit à l'art. précédent.

ART. 20. — Pendant 15 jours au moins après son exécution l'on entretiendra dans le béton l'humidité nécessaire pour en assurer la prise dans de bonnes conditions.

Le décollage et le décintrement seront fait sans chocs, par des efforts purement statiques et seulement après que le béton aura acquis la résistance nécessaire pour supporter sans dommage les efforts auxquels il est soumis.

IV. *Épreuve des Ouvrages*

ART. 21. — Les ouvrages en béton armé qui intéressent la sécurité publique seront éprouvés avant d'être mis en service. Les conditions des épreuves ainsi que les délais de mises en service seront insérés au cahier des charges. Les flèches maximum que les ouvrages ne devront pas dépasser seront aussi,

du moins autant qu'on le pourra, insérées au cahier des charges.

L'âge que le béton devra avoir au moment des épreuves sera de même fixé par le cahier des charges. Il sera d'au moins 90 jours pour les grands ouvrages, de 45 jours pour les ouvrages de moyenne importance et de 30 jours pour les planchers.

ART. 22. — Les ingénieurs profiteront des épreuves pour faire non seulement toutes les mesures de déformation ou de vérification des conditions du cahier des charges, mais aussi autant que possible celles qui peuvent intéresser la science de l'Ingénieur. Pour les ouvrages de quelque importance on emploiera des appareils enregistreurs.

ART. 23. — Les ponts en béton armé seront éprouvés de la manière prescrite pour les ponts métalliques par le règlement du 29 août 1891.

S'il paraissait convenable d'apporter certaines dérogations aux prescriptions de ce règlement elles devront être justifiées et insérées au cahier des charges.

ART. 24. — Les combles seront éprouvés de la manière prescrite par le règlement du 17 février 1903 sauf dérogations à justifier.

ART. 25. — Les planchers seront soumis à une épreuve consistant à appliquer les charges et surcharges prévues soit à la totalité du plancher, soit au moins à une travée entière.

Les surcharges devront rester en place pendant 24 heures au moins. Les flèches ne devront plus augmenter au bout de 15 heures.

*Le Ministre des Travaux Publics,
des Postes et Télégraphes*

LOUIS BARTHOU

Complément sur les instructions relatives à l'emploi du béton armé

Les instructions qui suivent et qui accompagnent la décision ministérielle précédente sont conformes à l'état actuel de nos connaissances en la matière, mais seront sans doute à reprendre, lorsque l'expérience des chantiers et des laboratoires, et une plus longue carrière du béton armé, auront fourni en ce qui le concerne, des données plus certaines que celles que l'on possède actuellement.

Les explications qui suivent ont pour objet de préciser, en tant que de besoin, le sens et la portée des instructions.

I. Données à admettre dans la préparation des projets

A) Surcharges

ARTICLES 1, 2, 3. — De ces trois articles les deux premiers se justifient d'eux-mêmes.

Le troisième qui prescrit que les ouvrages qu'il vise seront calculés en vue des plus grandes surcharges qu'ils auront à supporter en service, semble inutile, puisque tout ouvrage doit être établi et par conséquent calculé en vue de sa destination. C'est bien ce qui a lieu pour les ouvrages métalliques ou autres qui ont précédé le ciment armé. On les calcule en vue des charges effectives les plus grandes auxquelles on prévoit qu'ils pourront être soumis avec un coefficient de sécurité convenable, c'est-à-dire de façon telle que sous l'effet de ces charges, les forces élastiques n'atteignent qu'une fraction déterminée de celles qui seraient capables de produire la rupture.

Pour les constructions en béton armé, certains spécialistes préconisent une autre marche. Elle consisterait non pas à chercher les forces élastiques déterminées par les surcharges effectives, mais à chercher dans quelle proportion il faudrait amplifier fictivement ces surcharges pour provoquer la rupture, et c'est le coefficient d'amplification qui serait en ce cas le coefficient de sécurité.

Cette procédure, qui peut avoir son intérêt, semble pourtant ne pas devoir offrir de suffisantes garanties parce que jamais un ouvrage ne périt par amplification proportionnelle des charges qu'il a à supporter. La chute d'un ouvrage arrive soit par une cause accidentelle, soit par quelque mal interne dont le développement finit par être fatal.

Dans ces conditions, il semble convenable de calculer les ouvrages en béton armé comme les autres pour les charges effectives les plus défavorables qu'ils pourront avoir à supporter et avec des coefficients de sécurité suffisants pour que ces charges ne puissent à aucun degré les mettre en danger.

Ces calculs sont obligatoires. Mais si les ingénieurs trouvent utile d'y joindre des calculs établis dans l'hypothèse de majorations des charges réelles afin de se rendre compte des charges virtuelles qui provoqueraient la rupture, ils sont libres de le faire et d'exposer les conséquences qu'ils croient pouvoir en tirer.

B) Limites de travail et de fatigue

ART. 4. — La limite de fatigue à la compression fixée aux $\frac{28}{100}$ de la résistance à l'écrasement du béton non armé, après 90 jours de prise, est notablement plus élevée que celle généralement admise par les règlements étrangers. Les chiffres résultant de ces derniers règlements conduiraient plutôt à admettre, comme limite de fatigue à la compression d'un béton armé, le quart de la résistance à l'écrasement du béton similaire non armé après 28 jours de prise.

Or, si on compare les deux règles pour les trois sortes de bétons armés expérimentés par la Commission des ciments armés, on arrive aux résultats ci-après :

La Commission a expérimenté les bétons formés de 400 litres de sable, de 800 litres de gravier, avec ciment de Portland, aux dosages variant de 300, 350 et 400 kilogrammes. Au bout de 28 jours :

(a)	107 ^{ks}	120 ^{ks}	133 ^{ks}
-----	-------------------	-------------------	-------------------

au bout de 90 jours :

(b)	160 ^{ks}	180 ^{ks}	200 ^{ks}
-----	-------------------	-------------------	-------------------

Si donc on admettait comme limites de fatigue le $\frac{1}{4}$ des résistances (*a*), on trouverait respectivement :

$$27^{ks} \quad 30^{ks} \quad 33^{ks}$$

Si, au contraire, suivant l'art. 4 de l'instruction, on adopte les $\frac{28}{100}$ des résistances (*b*) on trouve :

$$44^{ks,8} \quad 50^{ks,4} \quad 56^{ks}$$

chiffres notablement supérieurs aux précédents. On voit donc qu'à ce point de vue l'art. 4 est beaucoup plus hardi que les règlements étrangers. Mais ces règlements sont plus ou moins anciens et il est vraisemblable que s'ils viennent à être refaits, en tenant compte des constructions existantes et des qualités qu'y montre le béton armé, on en modifiera les prescriptions dans le sens où elles se trouvent modifiées par l'art. 4 lui-même.

L'industrie privée qui, en France plus qu'ailleurs, se règle sur les préceptes administratifs, même pour les constructions privées a à gagner à la hardiesse des prescriptions de l'art. 4, qu'elle appliquera d'ailleurs sous sa responsabilité.

Les ingénieurs de l'État ne sont pas tenus d'aller jusqu'à l'extrême limite de ce que permet le règlement. Ils peuvent se tenir au-dessous. Ils doivent d'ailleurs se rappeler que la sécurité d'un ouvrage en béton armé n'est assurée, quelles que soient les limites de fatigue adoptées dans les calculs, que par la perfection des matériaux employés, leur dosage mathématique et le soin apporté dans leur emploi. Leur surveillance doit donc être plus stricte encore pour les ouvrages en béton armé que pour ceux qu'ils construisent habituellement.

ART. 5. — Il convient d'encourager l'emploi judicieux du métal, non seulement comme armature longitudinale, mais aussi dans le sens transversal ou oblique, de façon à empêcher le gonflement du béton sous l'influence des compressions longitudinales auxquelles il peut être soumis.

Sa résistance à l'écrasement augmente ainsi dans des proportions considérables et qui atteignent, lorsque l'armature transversale va jusqu'à un frettage suffisamment serré, des

proportions qu'on n'eût pas pu prévoir avant que l'expérience les ait fait connaître. Il est donc naturel d'augmenter aussi la limite de fatigue à admettre suivant le volume et la disposition des armatures transversales ou obliques. Il serait difficile de donner à cet égard une indication absolue. Quelques expériences de laboratoire ou de chantier faites comparativement sur des bétons sans armature transversale, et les mêmes avec de telles armatures, en indiquant l'augmentation de résistance à l'écrasement obtenue par ces dernières, permettraient de déterminer l'augmentation correspondante qu'on pourrait, sans danger, adopter pour la limite de fatigue. Toutefois, les expériences faites par la Commission du ciment permettent, faute de mieux, d'admettre que les armatures transversales et les frettages multiplient la résistance à l'écrasement d'un prisme de béton par un coefficient :

$$1 + m' \frac{V'}{V},$$

V' étant le volume des armatures transversales ou obliques, et V le volume du béton pour une même longueur du prisme, m' est un coefficient variable avec le degré d'efficacité des liaisons établies entre les barres longitudinales. Lorsque ces liaisons consistent en ligatures transversales formant des rectangles en projection sur une section transversale du prisme, le coefficient m' peut varier de 8 à 15, le minimum se rapportant au cas où l'espacement des armatures transversales atteint la plus faible dimension transversale de la pièce considérée, et le maximum lorsque le dit espacement descend au tiers au plus de cette dimension.

Lorsque les armatures transversales consistent en un frettage formé par des spires plus ou moins serrées le coefficient m' peut varier de 15 à 32. Le minimum serait à appliquer lorsque l'écartement des frettes atteindrait les $\frac{2}{5}$ de la plus petite dimension transversale de la pièce considérée et le maximum lorsque cet écartement atteindrait :

$\frac{1}{5}$ de la dite dimension pour une compression longitudinale de 50 kilogrammes par centimètre carré ;

$\frac{1}{8}$ de la dite dimension pour une compression de 100 kilogrammes par centimètre carré.

Les indications qui précèdent sont soumises à la réserve essentielle, formulée à l'art. 5, qu'en aucun cas, quel que soit le pourcentage du métal, et quelle que soit la valeur du coefficient $1 + m' \frac{V'}{V}$, la limite de fatigue à admettre ne pourra dépasser les 0,60 de la résistance du béton non armé telle qu'elle est définie à l'art. 4. Cette disposition a pour effet de se tenir, dans tous les cas, à une limite de fatigue qui ne dépasse pas la moitié de la pression qui commence à provoquer la fissuration superficielle du béton armé et qui, d'après les expériences de la Commission du ciment armé, dépasse, suivant les cas, de 25 à 60 $\frac{0}{0}$, celle qui produit l'écrasement du béton non armé.

II. *Calculs de résistance*

ART. 9. — Se justifie de lui-même.

ART. 10. — Cet article a pour objet d'écarter les procédés de calcul purement empiriques. Les principes de la résistance des matériaux fournissent ici, comme pour les constructions ordinaires, des solutions plus sûres. L'expérience, dans les limites où elle s'est révélée jusqu'ici, conduit à admettre que le principe de Navier, relatif à la déformation plane des sections transversales, peut encore être appliqué ici.

Combiné avec le principe de la proportionnalité des efforts aux déformations, il suffit dans le cas des pièces soumises à des compressions. Il suffit de remplacer chaque section hétérogène par une section fictive ayant même masse que la section hétérogène réelle, en attribuant aux parties de la section formées par le béton une densité 1 et aux parties formées par les armatures longitudinales une certaine densité m^1 .

¹ Les armatures transversales n'ont pas à intervenir ici. Leur rôle essentiel se trouve déjà pris en considération par la majoration (art. 5)

Théoriquement, cette densité m serait le rapport :

$$(1) \quad m = \frac{E_a}{E_b}$$

du module d'élasticité E_a du métal de l'armature au module d'élasticité E_b du béton. Ce rapport, dans les limites de charges admises par l'art. 4, est d'environ 10. Il s'accroît avec les charges du béton et peut doubler ou tripler au moment de la rupture si elle a lieu par écrasement du béton ; il diminuera, au contraire, si la rupture avait lieu par excès de charge de l'armature.

Ce fait suffirait à montrer combien incertains seraient les calculs de résistance basés sur la majoration fictive, jusqu'à rupture, des charges réelles, dont il a été parlé plus haut (art. 3).

En tout cas, les expériences sur le module E_a portent sur du béton non armé. Dans quelle mesure le rapport m , qu'on en déduit, reste-t-il applicable au béton armé ? Cela peut dépendre du degré de facilité que l'on a pour le damer dans toutes ses parties, pour l'enrober autour du métal, etc.

Il est donc préférable de regarder le coefficient m comme résultant de l'expérience et pouvant, dans une pièce à armatures complexes (longitudinales et transversales), ne pas représenter exactement le rapport des modules d'élasticité du métal et du béton expérimentés séparément.

On pourra admettre que ce coefficient peut varier de 8 à 15. Le minimum s'appliquera lorsque les barres longitudinales auront un diamètre égal au dixième $\left(\frac{1}{10}\right)$ de la plus petite dimension de la pièce, des ligatures ou entretoises transversales espacées de cette dernière dimension et des abouts peu éloignés des surfaces libres du béton. Le maximum s'appliquera lorsque le diamètre des barres longitudinales ne sera que le vingtième $\left(\frac{1}{20}\right)$ de la plus petite dimension de la pièce : et l'espacement des ligatures ou armatures transversales, le tiers de cette même dimension.

qu'elles permettent d'attribuer à la limite de fatigue du béton. C'est, en effet, dans l'augmentation de la résistance, due à ce qu'elles s'opposent au gonflement transversal, que réside leur principale efficacité.

La plupart des auteurs admettent pour m une valeur fixe et qui souvent est prise égale à 15. On attribue sans doute ainsi, dans beaucoup de cas, au métal, une part de résistance supérieure, et au béton une part inférieure à celles qui se produisent réellement. Il s'ensuit qu'on peut avoir des déboires en ce que la compression du béton est, en fait, supérieure à celle qu'on a admise et que le coefficient de sécurité, en ce qui le concerne, est inférieur à celui qu'on voulait admettre.

En faisant varier m entre un maximum 15 et un minimum de 8, suivant les dispositions des armatures, tant longitudinales que transversales, on serre de plus près la réalité et on compense ainsi en partie le coefficient de fatigue un peu élevé autorisé par l'art. 4.

Une fois le coefficient m choisi, les formules à appliquer peuvent aisément se mettre sous la forme classique qui convient à un solide homogène.

a) *Compression simple.* — etc...

Application à un hourdis et à une pièce d'une section rectangulaire. — On va appliquer la méthode indiquée plus

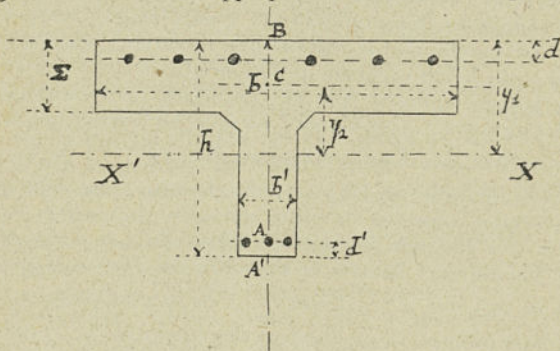


Fig. 81.

haut à un hourdis (fig. 81) assimilé à un simple T, dont la hauteur h , la largeur d'aile b , la largeur de la nervure b' , l'épaisseur d'aile Σ et dont l'armature du côté de la com-

pression a une section totale ω . Sa distance moyenne au parement comprimé étant d , du côté de l'extension, la section ω' , à une distance moyenne d' du parement tendu. Si la première n'existait pas on ferait $\omega = 0$.

Soit Y_1 la distance inconnue de l'axe neutre $X'X$ au parement comprimé B. Sur la figure 82 la section du hourdis est projetée suivant la

droite AB. Les ordonnées de la droite XB' représentent les compressions du béton et, au facteur m près, l'ordonnée bb' représente la compression de l'armature comprimée et aa' représente la tension de l'armature tendue. Soit K le coefficient angulaire de la droite $B'XA'$ ou la tangente trigonométrique de l'angle $B'XB$.

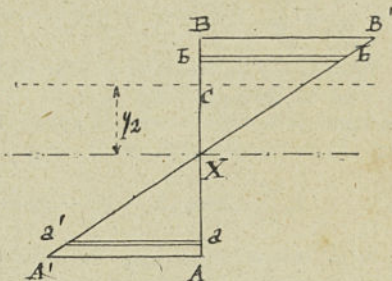


Fig. 82.

a) *Flexion simple*. — S'il s'agit de la flexion simple $N = 0$ en écrivant que les forces élastiques se réduisent au couple de flexion M , c'est-à-dire que leur somme est nulle, et que la somme de leurs moments relativement à n'importe quel point, par exemple au point B, est égale à M , on obtient pour déterminer la distance $XB = y_1$ de l'axe neutre à la fibre comprimée, l'équation du second degré :

$$(16) \quad \left\{ \begin{array}{l} 0 = \frac{b'y_1^2}{2} + (b - b') \Sigma \left(y_1 - \frac{\Sigma}{2} \right) \\ + m \cdot \omega (y_1 - d) - m\omega' (h - d' - y_1), \end{array} \right.$$

puis, pour déterminer le coefficient angulaire K :

$$(17) \quad \left\{ \begin{array}{l} \frac{M}{K} = \frac{b'y_1^3}{6} + (b - b') \Sigma^2 \left(\frac{y_1}{2} - \frac{\Sigma}{3} \right) \\ + m \cdot \omega (y_1 - d) d - m\omega' (h - d' - y_1) (h - d'), \end{array} \right.$$

où le second membre est connu ainsi que M .

Ces formules supposent implicitement que l'axe neutre tombe dans la nervure. S'il tombe dans le hourdis, il suffit dans les formules précédentes de faire $b' = b$, ce qui donne :

$$(18) \quad 0 = \frac{by_1^2}{2} + m\omega(y_1 - d) - m\omega'(h - d' - y_1),$$

$$(19) \quad \frac{M}{K} = \frac{by_1^3}{6} + m.\omega.(y_1 - d)d - m.\omega'(h - d' - y_1)(h - d').$$

Pour savoir où tombera la fibre neutre et, par conséquent, si c'est la formule (16) ou celle (18) qui déterminera la position de la fibre neutre, il suffit, dans le second membre de (16) de remplacer y_1 par Σ , ce qui donne :

$$b \frac{\Sigma^2}{2} + m\omega(\Sigma - d) - m\omega'(h - d' - \Sigma).$$

Si la valeur numérique de cette expression est positive, l'axe neutre tombe dans le hourdis et se détermine par la formule (18), c'est l'inverse si cette valeur numérique est négative.

Les formules (18) et (19) s'appliquent aussi à une section rectangulaire de base b et de hauteur h .

Quand on a déterminé les deux inconnues y_1 et K , on aura pour la compression maximum R_b du béton :

$$(20) \quad R_b = Ky_1,$$

pour la compression R_a et l'extension R'_a des armatures :

$$(1) \quad \left\{ \begin{array}{l} R_a = mK(y_1 - d), \\ R'_a = mK(h - d' - y_1). \end{array} \right.$$

Remarques au sujet du calcul des hourdis. — Quand on a un plancher formé d'un hourdis avec nervures (fig. 83), on détache une nervure en deux parties adjacentes, de manière à ne considérer que la partie $\alpha\alpha'\beta\beta'$ de largeur $\alpha\beta = b$, sans tenir compte du secours que cette portion du plancher peut recevoir de son adhérence avec les parties voisines.

Cette largeur b doit être en rapport avec l'épaisseur Σ du

2° S'il y a lieu du remblai et de la chaussée qu'il porte ; ses côtés perpendiculaires aux nervures ayant pour écartement $e + \frac{L}{3}$ sans concours des parties adjacentes, par conséquent, par une poutre de section rectangulaire $\left(e + \frac{L}{3}\right) \Sigma$ et de portée L , s'appuyant sur deux nervures consécutives.

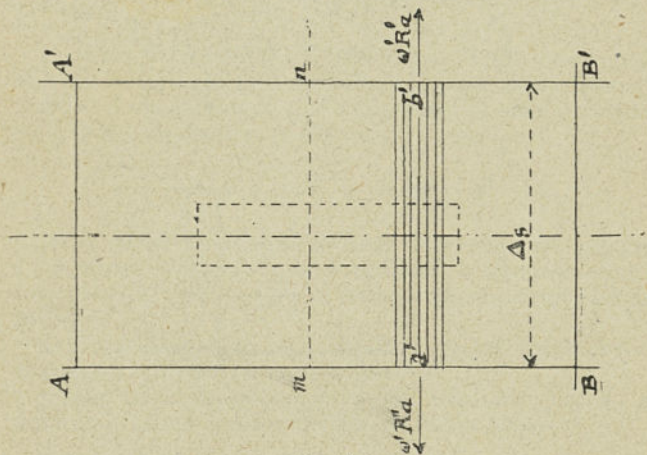


Fig. 84.

S'il s'agit d'un hourdis porté par deux cours de nervures orthogonales, d'écartements respectifs L et L' , pour calculer le moment de flexion dans le sens de la portée L , on pourra, faute de mieux, le calculer comme si les nervures de la portée L existaient seules, en multipliant le chiffre obtenu par le coefficient de réduction :

$$\frac{1}{1 + 2 \frac{L^3}{L'^3}}$$

On fera de même en permutant les lettres L et L' pour obtenir le moment de flexion dans le sens de la portée L' .

Adhérence. — Pour s'assurer de l'adhérence entre le béton et l'armature, tendue par exemple, on observera que si, dans deux sections voisines AB, A B' d'une pièce (fig 84), espacées d'une longueur Δ_s , on a trouvé pour la tension de l'armature, les valeurs R_a' , R_a'' par unité de surface, les tractions totales sur ces deux sections seront :

$$\omega' R_a' \quad \text{et} \quad \omega' R_a''.$$

Supposons, pour fixer les idées, $R_a'' > R_a'$, c'est la différence :

$$\omega' (R_a'' - R_a')$$

qui tendra à faire glisser la portion d'armature de longueur Δ_s dans sa gaine de béton. Si donc, le périmètre total des armatures tendues est χ' , l'adhérence par unité de surface sera :

$$\frac{\omega' (R_a'' - R_a')}{\chi' \Delta_s}.$$

C'est ce rapport qui ne doit pas être supérieur pour l'adhérence à celui prévu à l'art. 6 du règlement.

Si des étriers ou autres pièces transversales sont suffisamment solidarisés avec une armature longitudinale pour contribuer à empêcher celle-ci de glisser dans sa gaine de béton, alors la force F de cisaillement de celles de ces pièces transversales qui se trouvent sur la longueur Δ_s considérée, ou le produit de la section cisailée par le travail de cisaillement admis pour le métal, doit être retranchée de l'effort

$$\omega' (R_a'' - R_a'),$$

et il suffit que le rapport :

$$\frac{\omega' (R_a'' - R_a') - F}{\chi' \Delta_s}$$

ne dépasse pas la limite admise pour l'adhérence.

Mais de simples ligatures entre les armatures transversales et longitudinales ne suffisent pas pour produire l'effet de la

force F . Ces ligatures doivent être faites. Mais il convient de ne pas en tenir compte comme renfort prêté à l'adhérence.

Glissement longitudinal du béton sur lui-même et effort tranchant. — Concevons toujours une portion de pièce comprise entre deux sections transversales AB et $A'B'$, distantes de Δ , et portant l'armature longitudinale $a'b'$ du côté de l'extension. Faisons dans la partie tendue du béton, c'est-à-dire entre l'armature $a'b'$ et le plan des fibres neutres, une section mn parallèle à ce plan. Soit ω_b l'aire de cette section.

Comme on ne tient pas compte des tensions du béton, normalement à mB et nB' , la portion $mnBB'$ de la pièce est en équilibre sous l'influence des tensions $\omega'R_a''$ et $\omega'R_a'$ des armatures et de l'effort longitudinal ou de cisaillement suivant mn . Donc, cet effort, par unité de surface :

$$(a) \quad \frac{\omega'(R_a'' - R_a')}{\omega_b}$$

ne doit pas dépasser la fatigue admise par le cisaillement.

Si des armatures transversales résistent efficacement au glissement longitudinal, on peut en tenir compte comme il est dit ci-dessus pour l'adhérence.

Cet effort (a) reste constant jusqu'à la fibre neutre. Au delà, il diminue par l'effet des compressions, de sorte que celui mis en compte ici en représente le maximum.

L'effort tranchant en chaque point est d'ailleurs, comme on le sait, le même en grandeur que l'effort de glissement longitudinal dont il vient d'être parlé.

.....

AUTRICHE

Ordonnance du 15 septembre 1887

PONTS DE CHEMINS DE FER A CONSTRUIRE

§ 4. — *Travail intérieur*

Le travail maximum des matériaux, calculé par centimètre carré de section effective (c'est-à-dire déduction faite des trous de rivets et des parties pleines qui ne participent pas au travail), ne devra pas dépasser les limites suivantes :

a) Pour du « fer soudé » (fer puddlé) soumis à l'extension, à la compression ou au cisaillement :

1. Au-dessous de 40 mètres de portée : 700 kilogrammes, avec une augmentation de 2 kilogrammes par mètre de portée.

2. A partir et au-dessus de 40 mètres de portée, à savoir :

Pour 40 mètres.	780 kilogrammes
» 80 »	840 »
» 120 »	880 »
» 160 »	900 »

On procédera par interpolation rectiligne pour les valeurs intermédiaires, et on prendra pour les poutres transversales et les longerons les valeurs qui correspondent à la portée de ces poutres.

3. Pour calculer la résistance des rivets au cisaillement : dans une seule direction 600 kilogrammes, dans plusieurs directions 500 kilogrammes ; les parois des trous de rivets, mesurées en projection sur la section diamétrale, ne devront pas avoir à supporter plus de 1 400 kilogrammes par centimètre carré.

4. Pour le calcul de la résistance au glissement longitudinal des fibres laminées : 500 kilogrammes.

5. Le fer soudé (fer puddlé), ayant une résistance à la rupture de 3 600 kilogrammes, et plus, doit avoir, au moins, 12 % d'allongement dans le sens du laminage.

Pour une résistance à la rupture inférieure à 3 600 kilogrammes, l'allongement devra augmenter proportionnellement ; et pour 3 300 kilogrammes, la plus faible limite de résistance admise, devra s'élever au moins à 20 $\frac{0}{100}$ ¹.

L'allongement sera mesuré sur une éprouvette de 5 centimètres carrés de section, entre deux repères écartés de 0^m,200. Dans le cas où l'emploi d'une éprouvette de section différente serait inévitable, on déterminera l'écartement des repères, par rapport à l'éprouvette type, de telle manière que les carrés des écartements soient entre eux comme les sections ².

b) Pour la fonte de fer, qui ne pourra constituer aucune partie essentielle de toute construction travaillant comme poutre ou console, les limites précisées au commencement de ce paragraphe seront fixées à 700 kilogrammes pour la com-

¹ La résistance à la rupture prévue au § 4a, avec une limite inférieure de 3 300 à 3 600 kilogrammes par centimètre carré, a été fixée de façon à ne pas exclure les excellents fers doux de Styrie. La prescription complémentaire qui fixe des allongements variant de 26 à 12 $\frac{0}{100}$, selon la résistance à la rupture, a pour objet d'éviter l'emploi des fers de mauvaise qualité et concerne surtout les fers importés de l'étranger en Autriche qui sont généralement plus aigres (*Calcul des ponts métalliques*, par M. de Leber, page 93) *Note de la Revue générale des chemins de fer*).

² L'ordonnance autrichienne ne renferme aucune prescription relative à l'emploi du fer fondu, ce métal ayant été presque abandonné en Autriche après quelques essais faits de 1879 à 1881, qui n'ont pas paru satisfaisants.... L'emploi du fer fondu, pour la construction des ponts, ne provoque pas, en France, la même défiance qu'en Autriche ; il a été admis depuis quelques années dans plusieurs ponts importants et il paraît devoir prendre une extension rapide. Nous croyons donc utile de résumer les conditions auxquelles doit satisfaire ce métal pour donner des garanties complètes de sécurité.... On peut admettre que l'allongement mesuré sur des éprouvettes de 0^m,200 de longueur et de 500 millimètres carrés de section, doit être d'au moins 24 $\frac{0}{100}$ pour une résistance de 42 kilogrammes et d'au moins 20 $\frac{0}{100}$ pour une résistance de 50 kilogrammes (*Calcul des ponts métalliques*, par M. de Leber, pages 93-96. *Note de la Revue générale des chemins de fer*).

pression, 200 kilogrammes pour l'extension simple et 300 kilogrammes pour l'extension dans le cas de la flexion.

c) Pour le bois on admettra 80 kilogrammes pour l'extension et la compression dans le sens des fibres.

d) Pour toutes les pièces travaillant à la compression, on aura à tenir compte de la résistance à la flexion par aboutement (résistance au flambement).

e) Le travail maximum des matériaux résultant des effets du vent combinés avec les effets mentionnés ci-dessus, suivant les pièces considérées, ne devra pas excéder les limites suivantes :

§ 4a. — N ^{os} 1 et 2	1 000 kilogrammes
§ 4a. — N ^o 3	700 »
§ 4a. — N ^o 4	600 »
§ 4c	90 »

PONTS-ROUTES

§ 16. — *Travail intérieur*

Le travail maximum des matériaux, provoqué par les charges et effets précités au § 15 *a b d*, ainsi que par le poids propre de la construction, et calculé par centimètre carré de la surface de section effective (c'est-à-dire déduction faite des trous de rivets et des parties pleines, ne participant pas au travail), ne devra pas excéder les limites suivantes :

a) Pour le fer soudé (fer forgé, puddlé), spécifié au § 4 a, n^o 5 : 750 kilogrammes avec une augmentation de 2 kilogrammes par mètre de portée jusqu'à concurrence de 900 kilogrammes au plus, étant entendu que, pour les poutres transversales, les longerons et les poutres intermédiaires, on s'en tiendra également au travail qui correspond à leur portée.

b) Pour la fonte de fer, on admettra les limites du travail intérieur fixées au § 4 b.

c) Enfin les dispositions prises pour les ponts de chemins de fer au § 4 a, n^{os} 3 et 4, c, d et e le cas échéant § 6 b), seront aussi applicables aux ponts-routes.

ALLEMAGNE

Conditions à remplir pour la fourniture du métal destiné à la construction des ponts et autres ouvrages métalliques, arrêtées par l'association des unions des ingénieurs et architectes allemands, avec la coopération des ingénieurs allemands et de l'union des maîtres de forge allemands¹ (1886).

I. — QUALITÉ DU MÉTAL

§ 1. — *Fer soudé.*

Le fer doit avoir une texture homogène, être bien corroyé et bien soudé ; il ne doit être cassant ni à froid, ni à chaud,

¹ Le document que nous publions ne contient que les conditions exigées pour la réception du fer et de la fonte et leurs conditions de fabrication. Il n'est question ni des coefficients de travail du métal à admettre dans les projets, ni de l'emploi de l'acier.

Ces questions sont encore à l'étude en Allemagne ; des expériences se poursuivent à ce sujet, et actuellement il n'existe, en ce qui concerne les ponts, aucun document officiel fixant les coefficients de travail.

Le seul document officiel qui fixe un coefficient est celui relatif à l'emploi du fer dans la construction des bâtiments et des charpentes métalliques. Ce document, daté du 16 mai 1890, indique les chiffres suivants à admettre dans les projets :

1° Fer.	}	Traction . .	de 750 à 1 000 kg. par c. c.
		Compression.	de 750 à 1 000 »
		Cisaillement.	de 600 à 750 »
2° Fonte.	}	Traction . .	250 kilogr. par c. c.
		Compression.	500 »
		Cisaillement.	200 »

On pourra, du reste, consulter à ce sujet l'article très intéressant de M. Bricka sur la construction des ponts métalliques à poutres droites en Allemagne, en Hollande et en Suisse, publié dans le n° de mars 1887 des *Annales des ponts et chaussées*.

et sa surface doit être unie et ne présenter aucune fissure sur les bords.

A. — Essais à la rupture

Ces épreuves consistent à déterminer, en premier lieu, la résistance à la traction par centimètre carré et l'allongement sur une longueur de 0^m,200.

Les barreaux d'essai doivent être préparés à froid.

Les conditions de réception sont les suivantes :

1° Fer méplat, fer cornière, fer façonné et tôle, ayant à résister seulement dans le sens du laminage.

a) Résistance à la traction pour une épaisseur de :

1. 10 ^{mm} et au-dessus .	3 600	kilog. par cent. carré
2. 10 ^{mm} jusqu'à 15 ^{mm} .	3 500	»
3. 15 ^{mm} jusqu'à 25 ^{mm} .	3 400	»

b) Au moment de la rupture l'allongement doit être de 12 ⁰/₁₀₀ dans tous les cas.

2° Tôles ayant à supporter des efforts dans le sens longitudinal, mais qui sont soumises principalement à des efforts de flexion, comme les âmes des poutres de pont :

a) Résistance à la traction dans le sens longitudinal, 3 500 kilogrammes par centimètre carré ;

b) Allongement, 10 ⁰/₁₀₀ ;

c) Résistance à la traction dans le sens transversal, 2 800 kilogrammes par centimètre carré ;

d) Allongement, 3 ⁰/₁₀₀.

3° Tôles n'ayant pas à supporter d'efforts dans le sens longitudinal, mais soumises principalement à des tensions dans différentes directions, comme, par exemple, les tôles de raccord :

a) Résistance à la traction dans le sens des fibres, 3 500 kilogrammes par centimètre carré ;

b) Allongement, 10 ⁰/₁₀₀ ;

c) Résistance à la traction dans le sens transversal, 3 000 kilogrammes par centimètre carré ;

d) Allongement, 4 ⁰/₁₀₀.

4° Fer pour rivets, boulons, etc. :

a) Résistance à la traction dans le sens longitudinal, 3800 kilogrammes ;

b) Allongement, 18 $\frac{0}{100}$.

Ces efforts maxima à la traction doivent pouvoir être supportés sans rupture par les barreaux d'essai pendant deux minutes.

B. — Essais supplémentaires

1° Fer méplat, fer cornière, fer façonné et tôle :

Des bandes découpées, à bords arrondis, de 30 à 50 millimètres de largeur, doivent pouvoir être pliées autour d'une barre de 14 millimètres de diamètre, sans apparition d'aucune fissure à l'endroit où la tôle est pliée. L'angle minimum α , dont pourra être relevé un des côtés de la bande, est le suivant :

a) Essais à froid :

Pour des tôles de	8 à 11 ^{mm}	d'épaisseur.	$\alpha = 50^\circ$
»	12 à 15 ^{mm}	» .	$\alpha = 35^\circ$
»	16 à 20 ^{mm}	» .	$\alpha = 25^\circ$
»	21 à 25 ^{mm}	» .	$\alpha = 15^\circ$

b) Essais au rouge cerise sombre :

Pour des tôles de	0 à 25 ^{mm}	d'épaisseur . .	$\alpha = 120^\circ$
»	au-dessus de 25 ^{mm}	d'épais- seur	$\alpha = 90^\circ$

2° Fer pour rivets :

Le fer pour rivets doit se plier à froid et pouvoir être recourbé au marteau suivant un diamètre égal au rayon de la barre de fer, sans aucune trace de fissure à l'endroit où le fer est courbé.

Un morceau de fer rond à rivets chauffé, sur une longueur égale au double de son diamètre, à la température à laquelle il doit être employé, devra pouvoir être refoulé sur un tiers de cette longueur sans aucune fissure sur les bords.

§ 2. — *Fonte*

La fonte, lorsqu'il n'aura pas été stipulé que ce sera de la fonte de qualité spéciale, doit présenter dans sa cassure un grain gris, homogène et exempt de défauts.

La résistance à la traction doit être, au minimum, de 1 200 kilogrammes par centimètre carré.

On doit pouvoir frapper avec un marteau une série de coups sur une des arêtes d'un barreau d'essai sans altérer cette arête.

Un barreau brut de 30 millimètres de côté reposant sur deux appuis espacés de 1 mètre doit pouvoir supporter, sans se rompre, des charges successives s'élevant jusqu'au maximum de 450 kilogrammes placés au milieu de la portée¹.

Les variations d'épaisseur de la fonte, dans une section dont la surface doit être partout uniforme, ne doivent pas excéder 5 millimètres pour des colonnes de 0^m.40 de diamètre moyen et de 4 mètres de longueur. Pour des colonnes de plus grand diamètre et de plus grande longueur, cette différence, pour chaque diamètre en plus de décimètre et pour chaque mètre en plus de longueur, pourra s'élever à $\frac{1}{2}$ millimètre.

Dans aucun cas, l'épaisseur de la fonte ne sera inférieure à 10 millimètres.

Les colonnes doivent toujours être fondues debout.

.

¹ Ce qui correspond à un travail conventionnel à la flexion de 2 500 kilogrammes par centimètre carré.

RUSSIE

Circulaire du 18 juillet 1875

Coefficients de sécurité pour la superstructure des ponts
en fer soudé.

a) Ponts avec ouverture de moins de 15 mètres et pièces de pont pour toute ouverture.

Extension (nette) et compression (nette)	6 ^{kg} ,00 par mm ²
Cisaillement dans l'âme verticale	3 ^{kg} ,50 »

b) Ponts avec ouverture au-dessus de 15 mètres :

Extension (nette)	7 ^{kg} ,00 par mm ²
Compression (moitié nette).	7 ^{kg} ,00 »

c) Ponts avec poutres à treillis et à montants :

Pour les plates-bandes.

Extension (nette)	7 ^{kg} ,25 par mm ²
Compression (moitié nette).	7 ^{kg} ,25 »

Pour les diagonales et montants.

Extension (nette)	7 ^{kg} ,25 par mm ²
Compression (moitié nette).	7 ^{kg} ,00 »
Cisaillement dans les tôles verticales	4 ^{kg} ,50 »

d) Pour les contreventements dans les ponts de toute ouverture.

Extension	9 ^{kg} ,06 par mm ²
---------------------	---

e) Rivets.

Cisaillement des rivets dans les assemblages des traverses avec les poutres principales et des longrines avec les traverses	5 ^{kg} ,00 par mm ²
Cisaillement des rivets dans toutes les autres parties de la superstructure métallique pour toute ouverture	6 ^{kg} ,00 »

 Circulaire du 25 août 1888

I. — Le fer fondu est admis pour toutes les parties des ponts, sauf pour les rivets qui doivent être exécutés en fer soudé.

II. — a) La teneur en carbone dans le fer fondu ne doit pas être supérieure à 0,1 ‰, et celle du phosphore à 0,05 ‰.

Pour le fer fondu provenant de la fonte russe, qui est produite au charbon de bois et contient une petite quantité de phosphore (0,06 ‰), la teneur en phosphore n'est pas limitée.

b) La résistance à la rupture par millimètre carré de section doit être de 34 kilogrammes au minimum et de 40 kilogrammes au maximum ; la limite d'élasticité ne doit pas être inférieure à 17 kilogrammes et doit en général se rapprocher de la moitié de la résistance à la rupture ; l'allongement minimum, au moment de la rupture, est de 25 ‰ pour une pièce d'essai de 250 millimètres de longueur sur 30 millimètres de largeur.

c) Le fer fondu ne doit ni se rompre, ni présenter aucune crique ou déchirure quand on le courbe à froid et au marteau de manière que les faces intérieures des deux moitiés de la pièce courbée se touchent complètement.

Pour faire les essais, on coupe des bandes de fer fondu de 250 à 300 millimètres de longueur et 34 millimètres de largeur. Les bords de ces bandes doivent être limés.

d) Le fer fondu ne doit pas prendre la trempe, afin que les pièces d'essai chauffées au moment où elles se touchent à moitié ne donnent ni criques ni déchirures.

III. En vue de l'altération des qualités du fer fondu sous le travail mécanique, on doit remplir les conditions suivantes pendant sa fabrication :

a) Le fer fondu, quel qu'il soit, doit être recuit après le laminage, puis ensuite refroidi lentement dans le four à recuire ou dans un bain de sable chaud ; à sa sortie du laminoir, la température du fer doit correspondre à celle du rouge cerise. Le recuit a lieu dans l'usine où l'on travaille le fer ; les pièces entières sont placées dans le four, dont l'espace doit être suffisant pour que tous les côtés de chacune d'elles soient soumis à l'action des gaz chauds.

b) Il est défendu de poinçonner les trous, ils doivent être forés.

c) Il est permis de travailler avec des ciseaux à froid, à condition que les pièces ainsi découpées soient recuites une seconde fois, ou que leurs bords soient rabotés sur $1^{\text{mm}} \frac{1}{2}$ de largeur au minimum.

d) En tout cas, les quatre bords des tôles verticales, des plates-bandes dans les poutres principales, de l'âme verticale dans les longrines et traverses, ainsi que les bords transversaux des tôles horizontales des plates-bandes, des diagonales et des cornières doivent, après coupage au ciseau, être rabotés sur une largeur de $1^{\text{mm}} \frac{1}{2}$ au minimum.

e) Il faut faire à chaud tous les plis, après quoi les pièces doivent être refroidies lentement.

Le recuit mentionné en c n'a pas lieu si le coupage au ciseau est exécuté entre le laminage et le recuit indiqué en a.

f) Il est défendu de poser les pièces chaudes sur de la terre humide, de la pierre ou du métal ; on doit les placer sur du sable sec.

IV. — Pour faire les essais mécaniques (§ II, a, c, d), on prend dans chaque coulée et d'après le choix de l'inspecteur, deux pièces au moins, dont l'une en fer brut et l'autre en fer façonné, si ce dernier provient de la même coulée que le

fer plat. Après les avoir fait recuire de la façon indiquée au § III *a*, on en tire les pièces d'essai à la rupture et les bandes pour les essais à la flexion et à la trempe. Sur chaque pièce et pour chaque mode d'épreuve (rupture, flexion et trempe), on procède à deux essais au minimum. On prend les pièces d'essai dans les côtés opposés du fer à éprouver et préféralement en travers du laminage, si la largeur de la pièce le permet.

V. Indépendamment des essais susmentionnés, le contrôle général de la fabrication se fait en choisissant, sur cinquante pièces de fer brut et façonné, une pièce dans laquelle on découpe, en différents points et selon le sens du laminage, des pièces d'essai et des bandes qui sont essayées conformément aux indications du § II, *b*, *c*, *d*. Le nombre des épreuves de la même espèce pour chaque pièce est de trois au minimum pour la flexion et la trempe, et de cinq pour la rupture. On prend les éprouvettes d'essai pour la rupture dans le centre de la pièce à essayer et sur les quatre faces de celle-ci en travers du laminage. La différence dans la résistance à la rupture des cinq éprouvettes susdites ne doit pas être supérieure à 4 kilogrammes par millimètre carré dans les limites indiquées au § II *b*; l'allongement doit être de 25 % au minimum.

VI. Les épreuves doivent être exécutées sur des éprouvettes provenant des pièces de fer fondu dans l'état où il est présenté à la réception.

Les pièces d'essai doivent être préparées avec la lime, la tranche et le foret, sans pliage, coups de marteau, de ciseau, sans chauffage ni recuit.

ART. 7. Coefficients de sécurité (en kilogrammes par millimètre carré) *fer fondu* :

a) Dans les ponts jusqu'à 15 mètres d'ouverture (inclusivement et dans les pièces de pont les longrines et les traverses, pour les ponts de toute ouverture :

Extension (nette)	}	6 ^{kg} ,50
Compression (nette)		
Cisaillement de l'âme verticale		

b) Dans les ponts d'une ouverture comprise entre 15 et 32 mètres inclusivement, pour les poutres principales :

Extension (nette)	}	7 ^{kg} ,25
Compression (nette)		
Cisaillement de l'âme verticale		4 ^{kg} ,25

c) Dans les ponts d'une ouverture au-dessus de 32 mètres :
Pour les poutres :

Extension nette et compression (moitié nette) dans les plates-bandes.	7 ^{kg} ,75
Extension. Croisillons et montants	7 ^{kg} ,50
Cisaillement des tôles verticales.	4 ^{kg} ,75

d) Dans les contreventements des ponts au-dessus de 30 mètres d'ouverture :

Extension (nette)	9 ^{kg} ,50
Compression (nette)	8 ^{kg} ,50

e) Dans les contreventements des ponts au-dessus de 30 mètres d'ouverture :

Extension (nette)	}	9 ^{kg} ,00
Compression (moitié nette)		

b) Rivets. — Il est interdit d'employer des rivets en fer fondu.

Coefficients de sécurité pour les rivets en fer soudé :

Cisaillement des rivets dans les assemblages des travées avec les poutres principales et des longrines avec les traverses.	5 ^{kg} ,00
Cisaillement des rivets dans les contreventements.	7 ^{kg} ,50
Cisaillement des rivets dans les autres parties de la construction pour toute ouverture	6 ^{kg} ,00

Remarque. — En cas d'emploi simultané du fer fondu et du fer soudé dans la même construction, les groupes de

parties de la même espèce doivent être exécutés en entier avec du fer de la même sorte, c'est-à-dire avec du fer fondu ou avec du fer soudé.

Dans un pont, les groupes susdits sont les suivants :

- a) Plates-bandes supérieures et inférieures des poutres.
- b) Montants et diagonales des poutres.
- c) Traverses, longrines et contreventements.

INDEX BIBLIOGRAPHIQUE

- ARNODIN (F). Ponts suspendus pour voies ferrées. *Annales des Ponts et Chaussées*, 1905.
- BOULONGUE (DE). 1. Note sur le pont suspendu du chemin de fer de ceinture à Vienne. Système von Schmirck. *Annales des Ponts et Chaussées*, 1886.
- 2. Note sur les ponts suspendus avec poutres raidissantes articulées en leur milieu. *Annales des Ponts et Chaussées*, 1877.
- BIDAULT DES CHAUMES (M. A.). Le pont Elisabeth à Budapest. *Génie Civil*, 1904.
- CADART (G.). 1. Théorie des ponts suspendus Américains à tablier rigide. *Annales des Ponts et Chaussées*, 1885.
- 2. Calcul des poutres raidissantes. *Annales des Ponts et Chaussées*, 1885.
- Catastrophe du pont suspendu de la Basse-Chaine à Angers en 1850. *Annales des Ponts et Chaussées*, 1852.
- CARVALHO. Note sur les conditions de stabilité des ponts suspendus. *Annales des Ponts et Chaussées*, 1852.
- CHAIX (J.) et CHAMBARET. *Cours de construction, traité des ponts*. Georges Fanchon, éditeur, Paris.
- CHALEY. *Notice sur le pont suspendu de Fribourg*. Carilian-Gœury-V^o Dalmont, 1839.
- COMOLLI. Les ponts de l'Amérique du Nord. *Annales des Ponts et Chaussées*, 1879.
- CONSIDÈRE. Calcul des ponts en arc et des ponts suspendus. *Annales des Ponts et Chaussées*, 1905.
- CROISSETTE-DESNOYERS *Cours de construction de ponts*, Paris, 1885, Dunod.
- DUFOUR. *Description du pont suspendu en fils de fer construit à Genève*, 1824, J. Paschoud, Genève.

- ENGINEERING. 1. *Arched Ribs and Suspension Bridges with their auxiliaries*, 1876.
- 2. *Projets présentés pour le Pont du Forth*, 28 février 1890.
- 3. *Rapport de MM. Hodge et Barr sur le Pont de Blackwell*, 1908.
- ENDRÈS. *Annales des Ponts et Chaussées*, 1848.
- GAUTHEY et NAVIER. *Traité de la Construction des Ponts*. Firmin Didot, 1809.
- GARIEL. *Pont de Pittsburg. Annales des Ponts et Chaussées*, 1879.
- GISCLARD. *Note sur un nouveau type de pont suspendu rigide. Annales des Ponts et Chaussées*, 1899-1900.
- GODARD (E.). *Recherches sur le calcul de la résistance des ponts suspendus. Annales des Ponts et Chaussées*, 1894.
- HEINZERLING. *Die Brücken der Gegenwart*. Abt. I, Heft. V. Die eisernen Hängebrücken.
- HAUSSER et CUNCO. *Stratique graphique appliquée*. Dunod, 1886-1887.
- KOECHLIN (M.). *Applications de la statique graphique*. Baudry, 1898.
- LEBERT. 1. *Ponts suspendus et ponts en arc. Annales des Ponts et Chaussées*, 1906.
- 2. *Etude des mouvements vibratoires dans les ponts suspendus à tablier continu simplement appuyé aux culées. Annales des Ponts et Chaussées*, 1899.
- LEBLANC. 1. *Ponts suspendus fixes en fils ou en chaînes de fer. Carilian-Gœury-V^e Dalmont*, 1844.
- 2. *Description du Pont suspendu de la Roche Bernard. Carilian-Gœury*, 1841.
- LECLERC et NOYON. *Reconstruction du Pont de la Roche Bernard. Annales des Ponts et Chaussées*, 1850.
- LEINEKUGEL LE COCQ. 1. *Pont suspendu du Bonhomme sur le Blavet. Génie Civil*, 1905.
- 2. *Pont suspendu fixe de la Cassagne (Système Gisclard). Génie Civil*, 1909 et 1910.
- 3. *Pont à transbordeur de Nantes. Génie civil*, 1903.
- 4. *Pont à transbordeur de Marseille. Génie civil*, 1906.
- 5. *Pont à transbordeur de Brest. Génie civil*, 1908.

- LÉVY (MAURICE). *La statique graphique et ses applications aux constructions*. Gauthier-Villars, 1886-1888.
- MALÉZIEUX. *Travaux publics aux Etats-Unis d'Amérique*, 1870. Dunod, 1873.
- MARY. *Cours des routes et ponts à l'Ecole Centrale*.
- MORANDIÈRE. *Traité de la Construction des Ponts*.
- NAVIER. *Mémoire sur les ponts suspendus*. Carilian-Gœury, 1830.
- NICOU. *Construction des ponts suspendus de Saint-Ilpize et de Lamothé*. *Annales des Ponts et Chaussées*, 1885.
- NOYON. *Notice sur la restauration et la consolidation du pont suspendu de la Roche Bernard*. Dalmont et Dunod, 1860.
- OCAGNE (MAURICE D'). 1. Sur la représentation approchée de la chaînette. *Annales des Ponts et Chaussées*, 1905.
- 2. *Calcul graphique et Nomographie*; 1908, E. S.
- 3. Sur le tracé de certaines courbes transcendentes utilisables dans la construction des ponts. *Annales des Ponts et Chaussées*, 1910.
- PIGEAUD (G.). *Ponts métalliques. Méthodes de calcul*. E. S., 1908.
- POPE. *Construction des ponts*, 1811.
- RÉSAL (J.). *Ponts métalliques*. Baudry, 1893.
- RICHOU (G.). Les nouveaux grands ponts sur l'East-River à New-York. *Génie Civil*, 1904.
- RITTER (W.). *L'arc élastique*, traduction par Koechlin. Baudry, 1898.
- SCHMITT. *Der neue Kellenstey*, 1870.
- SCHÖEFFER et SONNE. *Der Brückenbau*. II, p. 551, Cap. XII.
- SCHWEDLER. *Statische Berechnung des festen Hängebrücken*. *Zeitschrift für Bauwesen*, 1861.
- SÉGUIN (Ainé). *Des Ponts en fils de fer*. Bachelier, 1826.
- SÉGUIN (JULES). *Projet d'aqueduc de Roquefavour*. Louis Perrin, 1841.
- SEYRIG. Pont Luiz 1^{er} à Porto. *Bulletin de la Société des Ingénieurs Civils*, janvier 1886.
- SEYRIG et MÜLLER. *Eléments de statique graphique appliquée aux constructions*. Baudry, 1866.
- SOULEYRE. 1. Mémoire sur les arcs articulés et les arcs encastés. *Annales des Ponts et Chaussées*, 1895.

- SOULEYRE. 2. Note sur l'emploi de quatre types d'arcs dans les ponts, viaducs et fermes de grande portée. *Annales des Ponts et Chaussées*, 1896.
- TELFORD. *Annales de l'Industrie nationale et étrangère*, mars 1821.
- THE ENGINEER. *Compte rendu des Ingénieurs civils de Londres* (1866-1867).
- VICAT. 1. *Description du pont suspendu d'Argentat*. Carilian-Gœury, 1830.
- 2. *Ponts suspendus en fils de fer sur le Rhône*. Carilian-Gœury, 1831.
- VIERENDEEL (A.). *Stabilité des constructions*. V^o Dunod, 1907.
- WINCKLER. *Vorträge über Brückenbau*. Vienne, 1881-1887.
- Zeitschrift des österreichischen Ingenieur und Architekten Vereins*, 1868.
-

TABLE ALPHABÉTIQUE DES AUTEURS ET DES MATIÈRES

*Les chiffres indiquent les numéros des pages, ceux précédés de II
renvoient au tome second.*

	Pages	Pages
Abaissement (voir aussi déformation) d'un pont lors de l'allongement élastique d'un câble	147	BORDA 329
Abaissement d'un pont (condition pour que soit inférieur au $\frac{1}{1000}$ de la portée l')	144	BODIN 14
Abaissement (action de la température sur l'), 148, 187	198	BORDILLON 10
Abaissement (action d'une augmentation de travail dans les câbles sur l')	176	Boulons d'articulation, II. 201
ALARD	312	Bracons (efforts développés dans les), II, 58. 63
Aquaduc de Pittsburg, 19.	20	Bracons (lignes d'influence des), II. 61
ARNODIN (l'). 9, 11, 12, 15, 16, 17, 31, 35	312	Bracons (calcul des), II 66
ARNODIN, II	142	BRESSE 263
Barres à œil, II	201	BROWN 4
BELIN.	11	BRUNEL, 5 352
BELU	4	BUCK 23
		Câbles d'ancrage 32
		— paraboliques, 32 72
		— principaux, 32 72
		Câbles principaux (action d'une augmentation de travail dans les), 182 198
		Câbles principaux (courbe décrite quand les appuis sont à des hauteurs différentes par les), 189 196

	Pages		Pages
Câbles principaux (déformation des). Voir déformation).		Câble à torsion alternative (pas de l'hélice d'un) . . .	104
Câbles principaux (flèche à donner aux) . . .	83	— (poids du mètre cube de) . . .	109
Câbles principaux (longueur des)	77	— (choix des fils d'acier d'un)	110
Câbles principaux (tension max. des)	75	— (qualité des fils d'acier d'un)	110
Câbles horizontaux de traction	204	— des porteurs aériens	50
Câbles horizontaux de contreventement	350	— des porteurs aériens (calcul pratique des)	68
Câbles obliques (voir hauts).		— des porteurs aériens (déformation des). . . .	61
Câbles de revers	351	CADARD (G.)	245
— verticaux de contreventement	351	CATLEY	329
Câbles de retenue	32	CHALEY, 8, 10	31
Câbles de retenue des chariots de dilatation	208	Chaînes des ponts suspendus	90
Câbles de retenue des chariots (travail max. dans les)	215	Chaînette	52
Câbles de retenue des chariots (action de la température sur les)	219	Chariot de dilatation (déplacement maximum d'un)	213
Câbles de ponts suspendus	90	Chariots de dilatation, II.	211
Câbles de ponts suspendus (fabrication des)	93	CLARK (T.)	29
Câbles de ponts suspendus (égalité de tension dans les)	96	Coefficient économique des ponts suspendus, II	225
Câble (diamètre d'un)	99	COMOLLI, II.	203
— (diamètre des fils d'un)	99	Contre-tirants (efforts développés dans les), II	60
— (nombre de fils d'un)	99	Contre-tirants (calcul des), II	66
		Contreventement	331
		Contreventement longitudinal (calcul du)	333

Pages		Pages
<p>Contreventement longitudinal double sans contreventement transversal 341</p> <p>Contreventement complet 346</p> <p>— mixte 348</p> <p>— spécial pour ponts suspendus 348</p> <p>Contreventement transversal 337</p> <p>Courbe funiculaire 47</p> <p>Courbe funiculaire d'équilibre 48</p> <p>Courbe décrite par les câbles dont les appuis sont à des hauteurs différentes, 189 196</p> <p>Courbe des tractions, II 7</p> <p>Culots, II, 207, 208 210</p> <p>Déformation des câbles sous une surcharge partielle répartie au milieu du tablier 118</p> <p>Déformation des câbles sous une surcharge partielle partant d'une extrémité de la travée 126</p> <p>Déformation des câbles sous une surcharge partielle couvrant la 1/2 du tablier 127</p> <p>Déformation des câbles sous une surcharge concentrée en un point 134</p> <p>Déformation des câbles sous une surcharge concentrée en une série de points 136</p>	<p>Déformation des câbles sous une surcharge mobile 128</p> <p>Déformation des câbles sous une surcharge quelconque 131</p> <p>Déformation des câbles sous une surcharge uniformément répartie sur tout le tablier 138</p> <p>Déformation des câbles principaux lorsque les appuis sont à des hauteurs différentes 154</p> <p>Déformation des câbles principaux lors du déplacement des points d'appui 157</p> <p>Déformation des câbles principaux d'une travée munie de haubans sous l'influence d'une surcharge partielle 199</p> <p>Description des ponts suspendus 32</p> <p>Dispositions amovibles 15</p> <p>DUCHEMIN (formule de) 329</p> <p>DUFOUR 7</p> <p>EIFFEL 69</p> <p>Etriers, II 205</p> <p>FAUSTUS VERENTIUS 3</p> <p>FINLEY, 4 34</p> <p>FLACHAT 11</p> <p>Fils des câbles (diamètre des) 99</p> <p>Fils des câbles (nombre des) 99</p> <p>Fils des câbles (choix des) 110</p>	

322 TABLE ALPHABÉTIQUE DES AUTEURS ET DES MATIÈRES

	Pages		Pages
Fils des câbles (qualité des)	110	Inclinaison du plan des câbles	354
Force motrice en un point	48	Inclinaison des tiges de suspension	236
FORESTIER	10	Jauge de Paris 1857	111
Galets de roulement, II	200	— nouvelle Pétrement	111
GISCLARD	14	JOLLOIS	16
GISCLARD, II, 3, 11, 48, 94, 131	142	KOEFER	21
Goujons d'assemblages, II	201	KOECHLIN	14
HILDENBRAND	93	LAVOINNE	20
Haubans obliques sous le tablier	351	— II	89
Haubans de rigidité	159	LEBLANC	143
Haubans de rigidité (action de la température sur le travail du métal des)	163	LECLERC	12
Haubans de rigidité (détermination de la section des)	169	LÉVY (M.), 14, 259	298
Haubans de rigidité (addition des)	173	— II, 3, 48, 56	235
Haubans de rigidité (action d'une augmentation de travail des)	176	Ligne d'influence d'un bracon, II	61
Haubans de tête	208	Ligne d'influence d'un montant, II	61
— — (voir câble de retenue des chariots).		Ligne d'influence de la membrure supérieure, II	16
Historique des ponts suspendus :		Ligne d'influence de la membrure inférieure, II	19
France, 8	12	Longrines axiales	320
Amérique	19	— d'encorbellement	204
Autriche	28	— de trottoirs	320
Belgique	31	LUCOTTE	31
Espagne	31	MALÉZIEUX, 19	20
Portugal	31	Massifs d'ancrage	32
Suisse	31	— — II	194
HUTCHINSON	4	Membrure inférieure : (Effort maximum développé dans la), II	56
		(Efforts développés dans les éléments de la triangulation de la), II, 58	60

Pages	Pages
Membrure inférieure :	PETIET 11
(Stabilité des efforts	Pièces de pont 312
dans la), II. 41, 42,	Pièces de pont en solide
43 48	d'égalé résistance 318
(Ligne d'influence de	Polygone funiculaire, 44, 45
la), II 19	Polygone de Varignon 46
Membrure supérieure :	Polygone des tractions, II. 7
(Action d'une surcharge	Pont suspendu :
uniformément répar-	de Ancenis, II 168
sur le tablier, sur	d'Aramon, 18, 89, 349, 351
la), II 24	d'Aramon, II 222
(Action d'une surcharge	d'Argentat 11
concentrée sur la), II. 21	Albert, 27, 88 309
(Effort maximum dé-	d'Avignon, 18 308
veloppé dans la), II. 53	d'Aspern, 28 42
(Stabilité des efforts	de Beaucaire 9
dans la), II. 25, 31,	de Borny-Beaulieu, 18. 89
35, 39. 48	du Bonhomme, 18, 89, 309
(Efforts développés dans	de Bouchemaine, 18, 89, 310
les éléments de la	de Brooklyn, 22, 94,
triangulation de la),	349, 351. 360
II, 58 60	de Brooklyn, II. 222,
(Ligne d'influence de	239 240
la), II 16	de Bry-sur-Marne, 7 88
Montants :	de Chelsea, 26, 88. 309
(Calculs des), II 66	de Chalonnès, 230. 312
(Ligne d'influence des), II 61	de Cincinnati, 20 89
(Efforts développés dans	— II 222
les), II. 58	de Clifton, 26 88
MUTEL 11	de Conway 26
NAVIER, 8 15	de Constantine, 18, 89, 310
— II 174	de Conflans-Sainte-Ho-
NOYON, 9, 12, 158. 353	norine. 9
ORDISH, II 145	Crumlin, II 203
Passerelle de la rivière	de Cubzac, 9 88
Schuykill 6	de Dundee 321
Passerelle de Francfort-	du Chemin de fer de
sur-le-Mein, 11, 28 42	ceinture, Vienne 89

	Pages		Pages
Pont suspendu :		Pont suspendu :	
Elisabeth	30	du Niagara, II	222
Empereur François-		de Napoléon	88
Joseph	29	de Newport-Mon	88
de Francfort-sur-le-		de Pesth	89
Mein, II	169	de Pittsburg	19
de Fribourg, 31	89	— II	89
— II	222	de Point-Bridge, 23, 38,	89
de Genève	7	— II	232
de Grenoble, 11	88	de Porto	31
d'Hammersmith, 26	88	de Québec	25
de Hungerfold	26	de Queenstown	89
de l'île Blackwell, 24	25	de Rognonas, 306	313
de l'île Barbe, 8	88	des Rosiers	312
des Invalides, 8	88	Rodolphe	28
de Lamothe, 17, 18	89	de Saint-Christophe, 12	88
de Langeais, 12	88	— — II	200
Lambeth, 27, 39, 88,	309	de Saint-Florent-le-	
— II	169	Vieil	232
de La Caille, 11	88	de Saint-Ilpize, 16	35
de La Cassagne, 41	349	de Santa-Isabel	31
de La Cassagne, II, 142,	233	de Seraing	31
146	233	Sophie	28
de La Basse-Chaine, 10	88	de Suresnes, 11	88
de Las Gellas	31	de Tournon, 6, 11	88
de la rivière de l'Est	18	de la Tweed	88
de La Voulte, 18	89	de Wheeling, 89	94
de La Roche-Bernard,		de Williamsburg, 23,	
9, 88, 143, 158	353	94, 122, 128, 141,	
de La Roche-Bernard, II	199	247	349
de Lorient	88	de Williamsburg, II	222
de Menay, 8	88	Ponts suspendus rigides :	
du Midi, 12	18	à trois articulations, II	6
de Mannheim, 27	243	à câbles paraboliques et	
de Mulheim	28	entraits rectilignes, II	
de Manhattan, 24	349	75, 76, 79	85
du Niagara, 8, 19, 21,		à câbles paraboliques et	
34	89	entraits paraboliques, II	100

Pages	Pages
Ponts suspendus rigides :	Pont à transbordeur de
à câbles paraboliques et	Rouen, II
longeron horizontal	Portique de butée
avec articulation cen-	Poutre armée :
trale, II	à 1 seule contrefiche
107	à 2 contrefiches
à câbles paraboliques et	à 4 —
poutres de rigidité, II	Poutres de rigidité
116	Poutres de rigidité :
à entrâits rectilignes et	(calcul des)
à membrure infé-	(méthode de Ritter),
rieure sinusoïdale, II.	245
94	(méthode de Lévy), 259,
à ferme triangulée in-	(méthode de Résal), 262,
déformable (système	(méthode de Rankine).
Gisclard), II	Poutres suspendues droites
132	ou courbes à trois arti-
à haubans et à articu-	culations, II
lations, II	157
174	POPE
à haubans avec travée	PONTZEN
centrale, II	— II
181	89
Ponts suspendus :	POYET, II
(avenir des), II	174
(coefficients économiques	RANKINE
des), II	300
225	RENARD (formule de)
(poids propre des), II .	329
225	REUNEL
(portée maximum des), II	3
221	RESAL, 14, 262
flexibles, 35	— II, 3, 163
semi-rigides, 36	236
rigides	ROEBLING (J.-A.), 8, 19,
37	20, 22
Pont à transbordeur :	93
de Quillebeuf (projet).	ROEBLING (W.-A.)
124	93
de Brest	ROBAUSCH
292	28
— II	RITTER, 245
233	297
de Bilbao, II	SÉGUIN (M.), 6
233	34
de Bordeaux (projet) .	SÉGUIN (J.)
202	12
de Nantes, II, 187 . . .	SÉGUIN (F.)
233	12
de Newport-Mon	SCHMIDT
180	28
— II	SCHMURCK
233	28
de Marseille, II, 187,	SEYRIG, 14, 31
188	69
233	
de Martrou, II	
233	

326 TABLE ALPHABÉTIQUE DES AUTEURS ET DES MATIÈRES

	Pages		Pages
SEYRIG, H	3	Tiges de suspension :	
SURVILLE	11	(action de la tempé- rature sur)	235
Solides indéformables à trois articulations dont une commune (théorie des), H	2	(action de l'inclinaison des)	236
SOREAU (formule de)	330	(détermination de la longueur des), 237,	239
Stabilité (comparaison entre les ponts suspen- dus et les ponts en arc).	363	(longueur totale des)	240
Suspension Ordish, H	145	Tirants, H	205
Transporteurs aériens (ap- plications)	69	VALLÉE	25
Tablier de ponts suspen- dus	305	VESTIER	12
Tablier des ponts suspen- dus (constitution des)	311	VICAT	16
TARDIF	10	VIRENDEEL, H	237
TELFORD	5	Vent (action du)	321
THEVENOT	292	Vent (action du) :	
Tiges de suspension	228	sur les chariots de di- latacion.	356
		sur les wagons d'un train	365
		WEBSTER	6
		WENDELSTADT	28

TABLE SYSTÉMATIQUE DES MATIÈRES

CHAPITRE PREMIER

Ponts suspendus rigides.

	Pages
§ 1. Généralités	1
§ 2. Ponts suspendus rigides à trois articulations	6
Principe général. — Théorie générale de deux solides indéformables suspendus, ayant ensemble trois articulations dont une commune. — Membrure supérieure. — Construction graphique de la ligne d'influence de la membrure supérieure. — Membrure inférieure. — Construction graphique de la ligne d'influence de la membrure inférieure. — Membrure supérieure. — Action d'une surcharge concentrée. — Action d'une surcharge uniformément répartie sur le tablier. — Stabilité des efforts dans la membrure supérieure. — Cas d'une surcharge concentrée — Démonstration géométrique de la condition de stabilité des efforts développés dans la membrure supérieure des systèmes suspendus à trois articulations sous l'action d'une surcharge concentrée maxima. — Cas d'une surcharge partiellement répartie sur le tablier. — Cas d'une surcharge uniformément répartie sur une demi-travée.	
Stabilité des efforts dans la membrure inférieure au cas où cette membrure est située au-dessous de la droite OA. — Cas d'une surcharge concentrée. — Cas d'une surcharge répartie partiellement ou totalement sur le tablier. — Cas d'une surcharge concentrée et d'une surcharge uniformément répartie.	

- Tracé géométrique des arcs que doivent décrire les membrures inférieure et supérieure pour que la stabilité des efforts soit assurée dans la membrure supérieure et dans la membrure inférieure. — Effort maximum maximum de tension développé dans la membrure supérieure.
- Cas d'une surcharge uniformément répartie. — Cas d'un système de surcharges mobiles. — Effort maximum maximum développé dans la membrure inférieure. — Cas d'une surcharge uniformément répartie. — Cas d'une surcharge concentrée. Efforts développés dans les éléments de la triangulation des membrures supérieures et inférieures. — Montants et bracons. — Contretirants.
- Détermination de la ligne d'influence d'un montant ou d'un bracon donné. — Expressions analytiques de l'effort développé dans un bracon. — Calcul des montants, bracons et contretirants dans le cas où la membrure supérieure est rectiligne. — Action d'une surcharge uniformément répartie sur le tablier. — Déformation. — Effet de la température et de la surcharge.
- § 3. Cas particuliers du système général d'un pont suspendu rigide à trois articulations. 75
- Pont suspendu rigide à câbles paraboliques et entrails rectilignes. — Action d'une surcharge concentrée. — Action d'une surcharge uniformément répartie partielle ou totale. — Montants et bracons. — Application. — Pont suspendu rigide de Pittsburg sur le Monongahela construit en 1877.
- Pont suspendu rigide à entrails rectilignes et à membrures inférieures sinusoïdales (Syst. Gisclard). — Pont suspendu rigide à câbles et entrails paraboliques. — Action d'une surcharge uniformément répartie sur le tablier, partielle ou complète. — Montants. — Bracons.
- Pont suspendu rigide à câbles paraboliques et longeron horizontal avec articulation centrale. — Sur-

- charge partielle ou complète répartie uniformément sur le tablier. — Calcul de la triangulation. — Pont suspendu rigide à câbles paraboliques et à poutre de rigidité avec articulation centrale.
- Pont suspendu à ferme triangulée indéformable (Syst. Gisclard). — Calcul des câbles T. — Efforts maxima et minima dans les câbles T. — Câbles V_n de la membrure inférieure. — Cas d'une surcharge uniformément répartie sur le tablier. — Câbles $U_n, U_{n-1}, U_{n-2}, \dots$ de la ferme de suspension. — Application. Pont suspendu rigide de la Cassagne pour voie ferrée. — Déformation élastique sous la surcharge. — Suspension Ordish. — Étude comparative entre les résultats théoriques et les résultats observés pratiquement lors des expériences d'épreuve du pont de la Cassagne.
- Poutres suspendues droites ou courbes à trois articulations. — Poutre droite à membrure inférieure rectiligne. — Surcharge uniformément répartie. — Surcharge concentrée et surcharge uniformément répartie. — Condition de la stabilité des efforts dans la membrure supérieure. — Poutre courbe à membrure inférieure rectiligne. Application. De la vérification pratique des résultats fournis par la théorie.

CHAPITRE II

- § 1. Pont suspendu rigide à haubans et à articulations . . . 174
- Calcul des haubans ou câbles obliques. — Câbles de retenue. — Cas d'un pont à haubans avec travée centrale. — Travail maximum dans les poutres de rive. — Applications. Ponts à transbordeur de Nantes et de Marseille. — Etude comparative entre les résultats prévus par la théorie et les résultats observés pratiquement lors des expériences d'épreuve du pont à transbordeur de Marseille.

CHAPITRE III

	Pages
<i>Calculs accessoires</i>	195
Massifs d'amarrage. — Massif par amarrage direct. — Massif avec câbles infléchis. — Massif circulaire.	
Galets de roulement. — Goujons d'assemblage des câbles, boulons d'articulation et barres à œil. — Etriers et Tirants. — Culots terminant les câbles à leurs extrémités. — Chariots de dilatation.	
Portée maxima qu'il est possible d'atteindre dans la construction d'un pont suspendu.	
Poids propre des ponts suspendus. — Coefficient éco- nomique des ponts suspendus. — De l'avenir des ponts suspendus.	
DOCUMENTS RÉGLEMENTAIRES	247
France ; Autriche ; Allemagne ; Russie.	
INDEX BIBLIOGRAPHIQUE	315
TABLE ALPHABÉTIQUE DES AUTEURS ET DES MATIÈRES	319

ENCYCLOPÉDIE SCIENTIFIQUE

Publiée sous la direction du D^r TOULOUSE,

Nous avons entrepris la publication, sous la direction générale de son fondateur, le D^r Toulouse, Directeur à l'École des Hautes-Études, d'une ENCYCLOPÉDIE SCIENTIFIQUE de langue française dont on mesurera l'importance à ce fait qu'elle est divisée en 40 sections ou Bibliothèques et qu'elle comprendra environ 1 000 volumes. Elle se propose de rivaliser avec les plus grandes encyclopédies étrangères et même de les dépasser, tout à la fois par le caractère nettement scientifique et la clarté de ses exposés, par l'ordre logique de ses divisions et par son unité, enfin par ses vastes dimensions et sa forme pratique.

I

PLAN GÉNÉRAL DE L'ENCYCLOPÉDIE

Mode de publication. — L'*Encyclopédie* se composera de monographies scientifiques, classées méthodiquement et formant dans leur enchaînement un exposé de toute la science. Organisée sur un plan systématique, cette Encyclopédie, tout en évitant les inconvénients des Traités, — massifs, d'un prix global élevé, difficiles à consulter, — et les inconvénients des Dictionnaires, — où les articles scindés irrationnellement, simples chapitres alphabétiques, sont toujours nécessairement incomplets, — réunira les avantages des uns et des autres.

Du Traités, l'*Encyclopédie* gardera la supériorité que possède une

ensemble complet, bien divisé et fournissant sur chaque science tous les enseignements et tous les renseignements qu'on en réclame. Du Dictionnaire, l'*Encyclopédie* gardera les facilités de recherches par le moyen d'une table générale, l'*Index* de l'*Encyclopédie*, qui paraîtra dès la publication d'un certain nombre de volumes et sera réimprimé périodiquement. L'*Index* renverra le lecteur aux différents volumes et aux pages où se trouvent traités les divers points d'une question.

Les éditions successives de chaque volume permettront de suivre toujours de près les progrès de la science. Et c'est par là que s'affirme la supériorité de ce mode de publication sur tout autre. Alors que, sous sa masse compacte, un traité, un dictionnaire ne peut être réédité et renouvelé que dans sa totalité et qu'à d'assez longs intervalles, inconvénients graves qu'atténuent mal des suppléments et des appendices, l'*Encyclopédie scientifique*, au contraire, pourra toujours rajeunir les parties qui ne seraient plus au courant des derniers travaux importants. Il est évident, par exemple, que si des livres d'algèbre ou d'acoustique physique peuvent garder leur valeur pendant de nombreuses années, les ouvrages exposant les sciences en formation, comme la chimie physique, la psychologie ou les technologies industrielles, doivent nécessairement être remaniés des intervalles plus courts.

Le lecteur appréciera la souplesse de publication de cette *Encyclopédie*, toujours vivante, qui s'élargira au fur et à mesure des besoins dans le large cadre tracé dès le début, mais qui constituera toujours, dans son ensemble, un traité complet de la Science, dans chacune de ses sections un traité complet d'une science, et dans chacun de ses livres une monographie complète. Il pourra ainsi n'acheter que telle ou telle section de l'*Encyclopédie*, sûr de n'avoir pas des parties dépareillées d'un tout.

L'*Encyclopédie* demandera plusieurs années pour être achevée ; car pour avoir des expositions bien faites, elle a pris ses collaborateurs plutôt parmi les savants que parmi les professionnels de la rédaction scientifique que l'on retrouve généralement dans les œuvres similaires. Or les savants écrivent peu et lentement : et il est préférable de laisser temporairement sans attribution certains ouvrages plutôt que de les confier à des auteurs insuffisants. Mais cette lenteur et ces vides ne présenteront pas d'inconvénients, puisque chaque

livre est une œuvre indépendante et que tous les volumes publiés sont à tout moment réunis par l'*Index* de l'*Encyclopédie*. On peut donc encore considérer l'*Encyclopédie* comme une librairie, où les livres soigneusement choisis, au lieu de représenter le hasard d'une production individuelle, obéiraient à un plan arrêté d'avance, de manière qu'il n'y ait ni lacune dans les parties ingrates, ni double emploi dans les parties très cultivées.

Caractère scientifique des ouvrages. — Actuellement, les livres de science se divisent en deux classes bien distinctes : les livres destinés aux savants spécialisés, le plus souvent incompréhensibles pour tous les autres, faute de rappeler au début des chapitres les connaissances nécessaires, et surtout faute de définir les nombreux termes techniques incessamment forgés, ces derniers rendant un mémoire d'une science particulière inintelligible à un savant qui en a abandonné l'étude durant quelques années ; et ensuite les livres écrits pour le grand public, qui sont sans profit pour des savants et même pour des personnes d'une certaine culture intellectuelle.

L'*Encyclopédie scientifique* a l'ambition de s'adresser au public le plus large. Le savant spécialisé est assuré de rencontrer dans les volumes de sa partie une mise au point très exacte de l'état actuel des questions ; car chaque Bibliothèque, par ses techniques et ses monographies, est d'abord faite avec le plus grand soin pour servir d'instrument d'études et de recherches à ceux qui cultivent la science particulière qu'elle présente, et sa devise pourrait être : *Par les savants, pour les savants*. Quelques-uns de ces livres seront même, par leur caractère didactique, destinés à servir aux études de l'enseignement secondaire ou supérieur. Mais, d'autre part, le lecteur non spécialisé est certain de trouver, toutes les fois que cela sera nécessaire, au seuil de la section, — dans un ou plusieurs volumes de généralités, — et au seuil du volume, — dans un chapitre particulier, — des données qui formeront une véritable introduction le mettant à même de poursuivre avec profit sa lecture. Un vocabulaire technique, placé, quand il y aura lieu, à la fin du volume, lui permettra de connaître toujours le sens des mots spéciaux.

II

ORGANISATION SCIENTIFIQUE

Par son organisation scientifique, l'*Encyclopédie* paraît devoir offrir aux lecteurs les meilleures garanties de compétence. Elle est divisée en Sections ou Bibliothèques, à la tête desquelles sont placés des savants professionnels spécialisés dans chaque ordre de sciences et en pleine force de production, qui, d'accord avec le Directeur général, établissent les divisions des matières, choisissent les collaborateurs et acceptent les manuscrits. Le même esprit se manifestera partout : éclectisme et respect de toutes les opinions logiques, subordination des théories aux données de l'expérience, soumission à une discipline rationnelle stricte ainsi qu'aux règles d'une exposition méthodique et claire. De la sorte, le lecteur, qui aura été intéressé par les ouvrages d'une section dont il sera l'abonné régulier, sera amené à consulter avec confiance les livres des autres sections dont il aura besoin, puisqu'il sera assuré de trouver partout la même pensée et les mêmes garanties. Actuellement, en effet, il est, hors de sa spécialité, sans moyen pratique de juger de la compétence réelle des auteurs.

Pour mieux apprécier les tendances variées du travail scientifique adapté à des fins spéciales, l'*Encyclopédie* a sollicité, pour la direction de chaque Bibliothèque, le concours d'un savant placé dans le centre même des études du ressort. Elle a pu ainsi réunir des représentants des principaux Corps savants, Établissements d'enseignement et de recherches de langue française :

Institut.

Académie de Médecine.

Collège de France.

Muséum d'Histoire naturelle.

École des Hautes-Études.

Sorbonne et École normale.

Facultés des Sciences.

Facultés des Lettres.

Facultés de médecine.

Instituts Pasteur.

Ecole des Ponts et Chaussées.

École des Mines.

Ecole Polytechnique.

Conservatoire des Arts et Métiers.

École d'Anthropologie.

Institut National agronomique.

École vétérinaire d'Alfort.

École supérieure d'Électricité.

École de Chimie industrielle de Lyon.

École des Beaux-Arts.

École des Sciences politiques.

Observatoire de Paris.

Hôpitaux de Paris.

III

BUT DE L'ENCYCLOPÉDIE

Au xviii^e siècle, « l'Encyclopédie » a marqué un magnifique mouvement de la pensée vers la critique rationnelle. A cette époque, une telle manifestation devait avoir un caractère philosophique. Aujourd'hui, l'heure est venue de renouveler ce grand effort de critique, mais dans une direction strictement scientifique ; c'est là le but de la nouvelle *Encyclopédie*.

Ainsi la science pourra lutter avec la littérature pour la direction des esprits cultivés, qui, au sortir des écoles, ne demandent guère de conseils qu'aux œuvres d'imagination et à des encyclopédies où la science a une place restreinte, tout à fait hors de proportion avec son importance. Le moment est favorable à cette tentative ; car les nouvelles générations sont plus instruites dans l'ordre scientifique que les précédentes. D'autre part la science est devenue, par sa complexité et par les corrélations de ses parties, une matière qu'il n'est plus possible d'exposer sans la collaboration de tous les spécialistes, unis là comme le sont les producteurs dans tous les départements de l'activité économique contemporaine.

A un autre point de vue, l'*Encyclopédie*, embrassant toutes les manifestations scientifiques, servira comme tout inventaire à mettre au jour les lacunes, les champs encore en friche ou abandonnés, — ce qui expliquera la lenteur avec laquelle certaines sections se développeront, — et suscitera peut-être les travaux nécessaires. Si ce résultat est atteint, elle sera fière d'y avoir contribué.

Elle apporte en outre une classification des sciences et, par ses divisions, une tentative de mesure, une limitation de chaque domaine. Dans son ensemble, elle cherchera à refléter exactement le prodigieux effort scientifique du commencement de ce siècle et un moment de sa pensée, en sorte que dans l'avenir elle reste le document principal où l'on puisse retrouver et consulter le témoignage de cette époque intellectuelle.

On peut voir aisément que l'*Encyclopédie* ainsi conçue, ainsi réalisée, aura sa place dans toutes les bibliothèques publiques, universitaires et scolaires, dans les laboratoires, entre les mains des savants, des industriels et de tous les hommes instruits qui veulent se tenir

au courant des progrès, dans la partie qu'ils cultivent eux-mêmes ou dans tout le domaine scientifique. Elle fera jurisprudence, ce qui lui dicte le devoir d'impartialité qu'elle aura à remplir.

Il n'est plus possible de vivre dans la société moderne en ignorant les diverses formes de cette activité intellectuelle qui révolutionne les conditions de la vie ; et l'interdépendance de la science ne permet plus aux savants de rester cantonnés, spécialisés dans un étroit domaine. Il leur faut, — et cela leur est souvent difficile, — se mettre au courant des recherches voisines. A tous, l'*Encyclopédie* offre un instrument unique dont la portée scientifique et sociale ne peut échapper à personne.

IV

CLASSIFICATION DES MATIÈRES SCIENTIFIQUES

La division de l'*Encyclopédie* en Bibliothèques a rendu nécessaire l'adoption d'une classification des sciences, où se manifeste nécessairement un certain arbitraire, étant donné que les sciences se distinguent beaucoup moins par les différences de leurs objets que par les divergences des aperçus et des habitudes de notre esprit. Il se produit en pratique des interpénétrations réciproques entre leurs domaines, en sorte que, si l'on donnait à chacun l'étendue à laquelle il peut se croire en droit de prétendre, il envahirait tous les territoires voisins ; une limitation assez stricte est nécessitée par le fait même de la juxtaposition de plusieurs sciences.

Le plan choisi, sans viser à constituer une synthèse philosophique des sciences, qui ne pourrait être que subjective, a tendu pourtant à échapper dans la mesure du possible aux habitudes traditionnelles d'esprit, particulièrement à la routine didactique, et à s'inspirer de principes rationnels.

Il y a deux grandes divisions dans le plan général de l'*Encyclopédie* : d'un côté les sciences pures, et, de l'autre, toutes les technologies qui correspondent à ces sciences dans la sphère des applications. A part et au début, une Bibliothèque d'introduction générale est

consacrée à la philosophie des sciences (histoire des idées directrices, logique et méthodologie).

Les sciences pures et appliquées présentent en outre une division générale en sciences du monde inorganique et en sciences biologiques. Dans ces deux grandes catégories, l'ordre est celui de particularité croissante, qui marche parallèlement à une rigueur décroissante. Dans les sciences biologiques pures enfin, un groupe de sciences s'est trouvé mis à part, en tant qu'elles s'occupent moins de dégager des lois générales et abstraites que de fournir des monographies d'êtres concrets, depuis la paléontologie jusqu'à l'anthropologie et l'ethnographie.

Étant donnés les principes rationnels qui ont dirigé cette classification, il n'y a pas lieu de s'étonner de voir apparaître des groupements relativement nouveaux, une biologie générale, — une physiologie et une pathologie végétales, distinctes aussi bien de la botanique que de l'agriculture, — une chimie physique, etc.

En revanche, des groupements hétérogènes se disloquent pour que leurs parties puissent prendre place dans les disciplines auxquelles elles doivent revenir. La géographie, par exemple, retourne à la géologie, et il y a des géographies botanique, zoologique, anthropologique, économique, qui sont étudiées dans la botanique, la zoologie, l'anthropologie, les sciences économiques.

Les sciences médicales, immense juxtaposition de tendances très diverses, unies par une tradition utilitaire, se désagrègent en des sciences ou des techniques précises ; la pathologie, science de lois, se distingue de la thérapeutique ou de l'hygiène qui ne sont que les applications des données générales fournies par les sciences pures, et à ce titre mises à leur place rationnelle.

Enfin, il a paru bon de renoncer à l'anthropocentrisme qui exigeait une physiologie humaine, une anatomie humaine, une embryologie humaine, une psychologie humaine. L'homme est intégré dans la série animale dont il est un aboutissant. Et ainsi, son organisation, ses fonctions, son développement s'éclairent de toute l'évolution antérieure et préparent l'étude des formes plus complexes des groupements organiques qui sont offertes par l'étude des sociétés.

On peut voir que, malgré la prédominance de la préoccupation pratique dans ce classement des Bibliothèques de l'*Encyclopédie scientifique*, le souci de situer rationnellement les sciences dans leurs

rapports réciproques n'a pas été négligé. Enfin il est à peine besoin d'ajouter que cet ordre n'implique nullement une hiérarchie, ni dans l'importance ni dans les difficultés des diverses sciences. Certaines, qui sont placées dans la technologie, sont d'une complexité extrême, et leurs recherches peuvent figurer parmi les plus ardues.

Prix de la publication. — Les volumes, illustrés pour la plupart, seront publiés dans le format in-18 jésus et cartonnés. De dimensions commodes, ils auront 400 pages environ, ce qui représente une matière suffisante pour une monographie ayant un objet défini et important, établie du reste selon l'économie du projet qui saura éviter l'émiettement des sujets d'exposition. Le prix étant fixé uniformément à 5 francs, c'est un réel progrès dans les conditions de publication des ouvrages scientifiques, qui, dans certaines spécialités, coûtent encore si cher.

TABLE DES BIBLIOTHÈQUES

DIRECTEUR : **D^r TOULOUSE**, Directeur de Laboratoire à l'École des Hautes-Études.

SECRÉTAIRE GÉNÉRAL : **H. PIÉRON**, agrégé de l'université.

DIRECTEURS DES BIBLIOTHÈQUES :

1. *Philosophie des Sciences*. **P. PAINLEVÉ**, de l'Institut, professeur à la Sorbonne.

I. SCIENCES PURES

A. Sciences mathématiques :

2. *Mathématiques* . . . **J. DRACH**, professeur à la Faculté des Sciences de l'Université de Toulouse.
3. *Mécanique* . . . **J. DRACH**, professeur à la Faculté des Sciences de l'Université de Toulouse.

B. Sciences inorganiques :

4. *Physique*. . . **A. LEDUC**, professeur adjoint de physique à la Sorbonne.
5. *Chimie physique* . . **J. PERRIN**, professeur de chimie-physique à la Sorbonne.
6. *Chimie* . . . **A. PICTET**, professeur à la Faculté des Sciences de l'Université de Genève
7. *Astronomie et Physique céleste* . . . **J. MASCART**, astronome adjoint à l'Observatoire de Paris.
8. *Météorologie*. . . **J. MASCART**, astronome adjoint à l'Observatoire de Paris.
9. *Minéralogie et Pétrographie*. . . **A. LACROIX**, de l'Institut, professeur au Muséum d'Histoire naturelle.
10. *Géologie*. . . **M. BOULE**, professeur au Muséum d'Histoire naturelle.
11. *Océanographie physique*. . . **J. RICHARD**, directeur du Musée Océanographique de Monaco.

C. Sciences biologiques normatives :

- | | | | |
|---|----------------------------|--|---|
| | } A. Biologie générale . | M. CAULLERY, professeur de zoologie à la Sorbonne. | |
| 12. Biologie | | B. Océanographie biologique | J. RICHARD, directeur du Musée Océanographique de Monaco. |
| 13. Physique biologique | | A. IMBERT, professeur à la Faculté de Médecine de l'Université de Montpellier. | |
| 14. Chimie biologique | | G. BERTRAND, professeur de chimie biologique à la Sorbonne, chef de service à l'Institut Pasteur. | |
| 15. Physiologie et Pathologie végétales | | L. MANGIN, de l'Institut, professeur au Muséum d'Histoire naturelle. | |
| 16. Physiologie | | J.-P. LANGLOIS, professeur agrégé à la Faculté de Médecine de Paris. | |
| 17. Psychologie | | E. TOULOUSE, directeur de Laboratoire à l'École des Hautes Études, médecin en chef de l'asile de Villejuif. | |
| 18. Sociologie | | G. RICHARD, professeur à la Faculté des Lettres de l'Université de Bordeaux. | |
| 19. Microbiologie et Parasitologie | | A. CALMETTE, professeur à la Faculté de Médecine de l'Université, directeur de l'Institut Pasteur de Lille, et F. BEZANÇON, professeur agrégé à la Faculté de Médecine de l'Université de Paris, médecin des Hôpitaux. | |
| | } A. Pathologie médicale . | M. KLIPPEL, médecin des Hôpitaux de Paris. | |
| 20. Pathologie. | | B. Neurologie | E. TOULOUSE, directeur de Laboratoire à l'École des Hautes-Études, médecin en chef de l'asile de Villejuif. |
| | | C. Path. chirurgicale . | L. PICQUÉ, chirurgien des Hôpitaux de Paris. |

D. Sciences biologiques descriptives :

- | | | |
|-----------------------------|--------------------------------------|--|
| 21. Paléontologie | | M. BOULE, professeur au Muséum d'Histoire naturelle. |
| | } A. Généralités et phanérogames . . | H. LECOMTE, professeur au Muséum d'Histoire naturelle. |
| 22. Botanique. | | B. Cryptogames |

23. *Zoologie* G. LOISEL, directeur de Laboratoire à l'École des Hautes Études.
24. *Anatomie et Embryologie* G. LOISEL, directeur de Laboratoire à l'École des Hautes Études.
25. *Anthropologie et Ethnographie* G. PAPILLAULT, directeur-adjoint du Laboratoire d'Anthropologie à l'École des Hautes Études, professeur à l'École d'Anthropologie.
26. *Economie politique* D. BELLET, secrétaire perpétuel de la Société d'Economie politique, professeur à l'École des Sciences politiques.

II. SCIENCES APPLIQUÉES

A. Sciences mathématiques :

27. *Mathématiques appliquées* M. D'OCAGNE, professeur à l'École des Ponts et Chaussées, répétiteur à l'École polytechnique.
28. *Mécanique appliquée et génie* M. D'OCAGNE, professeur à l'École des Ponts et Chaussées, répétiteur à l'École polytechnique.

B. Sciences inorganiques :

29. *Industries physiques* H. CHAUMAT, sous directeur de l'École supérieure d'Électricité de Paris.
30. *Photographie* A. SEYEWITZ, sous-directeur de l'École de Chimie industrielle de Lyon.
31. *Industries chimiques* J. DERÔME, professeur agrégé de Physique au collège Chaptal, inspecteur des Établissements classés.
32. *Géologie et minéralogie appliquées* L. GAYEUX, professeur à l'Institut national agronomique, professeur de géologie à l'École des Mines.
33. *Construction* J. PILLET, professeur au Conservatoire des Arts et Métiers et à l'École des Beaux-Arts.

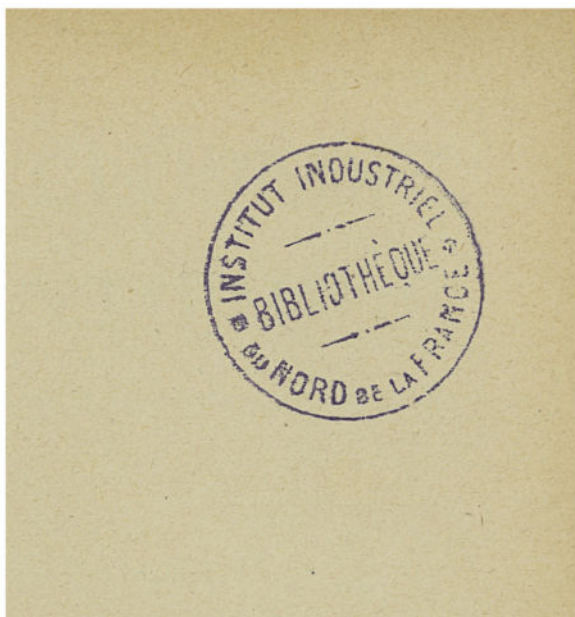
C. Sciences biologiques :

34. *Industries biologiques* G. BERTRAND, professeur de chimie biologique à la Sorbonne, chef de service à l'Institut Pasteur.
35. *Botanique appliquée et agriculture* H. LÉCOMTE, professeur au Muséum d'Histoire naturelle.
36. *Zoologie appliquée* J. PELLEGRIN, assistant au Muséum d'Histoire naturelle.

37. *Thérapeutique générale et pharmacologie* . . . G. POUCHET, membre de l'Académie de médecine, professeur à la Faculté de Médecine de l'Université de Paris
38. *Hygiène et médecine publiques* . . . A. CALMETTE, professeur à la Faculté de Médecine de l'Université, directeur de l'Institut Pasteur de Lille.
39. *Psychologie appliquée* . . . E. TOULOUSE, directeur de Laboratoire à l'École des Hautes-Études, médecin en chef de l'asile de Villejuif.
40. *Sociologie appliquée* . . . TH. RUYSSEN, professeur à la Faculté des Lettres de l'Université de Bordeaux.

M. ALBERT-MAIRE, bibliothécaire à la Sorbonne, est chargé de l'*Index* de l'Encyclopédie scientifique.

Saint-Amand (Cher) — Imprimerie BUSSIÈRE.



Nous avons entrepris la publication, sous la direction générale de son fondateur, le **D^r Toulouse**, directeur à l'École des Hautes Études, d'une **Encyclopédie scientifique** dont on mesurera l'importance à ce fait qu'elle est divisée en 40 sections ou Bibliothèques et qu'elle comprendra environ 1000 volumes. Elle se propose de rivaliser avec les plus grandes encyclopédies étrangères et même de les dépasser, tout à la fois par le caractère nettement scientifique et la clarté de ses exposés, par l'ordre logique de ses divisions et par son unité, enfin par ses vastes dimensions et sa forme pratique.

LES VOLUMES, ILLUSTRÉS POUR LA PLUPART, DE 300 A 500 PAGES,
SONT PUBLIÉS DANS LE FORMAT IN-16
ET CARTONNÉS TOILE.

DIRECTEUR : **D^r TOULOUSE**, directeur à l'École
des Hautes Etudes.

SECRÉTAIRE GÉNÉRAL : **H. PIÉRON**.

SECRÉTAIRE POUR LES SCIENCES TECHNIQUES : **L. POTIN**.

PATHOLOGIE MEDICALE

Directeur : Docteur M. KLIPPEL, Médecin des Hôpitaux de Paris.

- Les Maladies du Péritoine, par le Docteur A. PISSAVY, médecin des hôpitaux de Paris. 1 vol. de 420 pages..... 8 fr. 50
- Les grands Processus morbides : *Congestion. Inflammation. Suppuration. Gangrène*, par le D^r Camille HAHN, licencié ès sciences, médecin-assistant à l'hôpital Saint-Michel. 1 vol. de 480 pages, avec figures dans le texte. 8 fr. 50
- La Goutte et l'Obésité, par les docteurs A. FLORAND, médecin de l'hôpital Lariboisière, et M. FRANÇOIS, ancien interne des hôpitaux de Paris. 1 vol. de 550 pages..... 8 fr. 50
- Fièvre typhoïde et fièvres paratyphoïdes, par H. DEFOUR, médecin des hôpitaux de Paris, et J. THIERS, ancien interne des hôpitaux de Paris. 1 vol. de 450 pages avec figures dans le texte..... 14 fr.
- Grippe, Coqueluche, Erysipèle, Oreillons, par H. BARBIER, médecin des hôpitaux de Paris. 1 vol. de 300 pages..... 10 fr.
- Polyomyélite. — Diphtérie. — Encéphalite léthargique. — Méningite cérébro-spinale. — Zona, par le D^r BARBIER: médecin des hôpitaux de Paris. 1 vol. de 350 pages..... 14 fr.
- Septicémies (*Septicopyohémies, Bactériémies*), par E. VAUCHER et P. WORINGER, chargé de cours et chef de laboratoire à la Faculté de médecine de Strasbourg (*sous presse*).

NEUROLOGIE ET PSYCHIATRIE

Directeur : Docteur TOULOUSE.

- Thérapeutique des Maladies du Système nerveux, par le professeur GRASSET et le D^r L. RIMBAUD, 2^e édit. 1 vol. de 600 p. 8 fr. 50
- Séméiologie des Maladies du Système nerveux, par le D^r Henri DUFOUR, médecin des hôpitaux de Paris. 1 vol. de 540 pages, avec figures dans le texte. 8 fr. 50
- Maladies de la Moelle et du Bulbe (*non systématisées*). *Polyomyélites, sclérose en plaques, syringomyélie*, par le professeur C. ODDO. 1 vol. de 400 pages, avec 24 figures dans le texte. 8 fr. 50
- Le Tabes et les Maladies systématiques de la Moelle, par le docteur E. DE MASSARY, médecin des hôpitaux de Paris. 1 vol. de 350 pages, avec 28 fig. dans le texte..... 8 fr. 50
- La Paralyse générale, par le professeur A. JOFFROY, et le docteur Roger MIGNOT, médecin en chef de la Maison Nationale de Charenton (*épuisé*)

GASTON DOIN, Éditeur.

- L'Hystérie. Définition et Conception. Pathogénie. Traitement**, par le D^r H. BERNHEIM, professeur honoraire à la Faculté de médecine de Nancy. 1 vol. de 450 pages..... 8 fr. 50

MICROBIOLOGIE ET PARASITOLOGIE

Directeurs : Professeur A. CALMETTE, Sous-Directeur de l'Institut Pasteur, et Docteur F. BEZANÇON, Professeur à la Faculté de Médecine de Paris.

- Le Micro-organisme de la Syphilis. *Treponema pallidum* (Schau-
dinn)**, par le docteur LÉVY-BING, chef de Laboratoire de Saint-
Lazare, lauréat de l'Académie de Médecine. 1 vol. de 350 pages,
avec figures dans le texte et une planche en couleurs hors
texte..... 8 fr. 50
- L'Étude expérimentale de la Rage**, par le docteur A. MARIE,
chef de service à l'Institut Pasteur. 1 vol. de 400 pages, avec
figures dans le texte et une planche en couleurs hors
texte..... 8 fr. 50
- Les Dysenteries. Étude bactériologique**, par le D^r Ch. DOPTER,
professeur agrégé au Val-de-Grâce. 1 vol. de 300 pages, avec
figures dans le texte et 12 pl. hors texte..... 8 fr. 50
- Les Insectes piqueurs et suceurs de sang**, par le D^r Edmond
SERGENT, chef de laboratoire à l'Institut Pasteur de Paris. 1 vol.
de 310 pages, avec 229 fig. dans le texte..... 8 fr. 50

HYGIÈNE ET MÉDECINE PUBLIQUES

Directeur : Professeur A. CALMETTE.

- L'Ouvrier (Son atelier, son hygiène, son habitation)**, par le doc-
teur René MARTIAL. 1 vol. de 425 p., avec fig. dans le texte. 8 fr. 50
- Hygiène scolaire**, par L. DUFESTEL, médecin inspecteur des Écoles
de Paris. 2^e édition, 1 vol. de 460 pages, avec 72 figures dans
le texte..... 8 fr. 50
- Hygiène du premier âge**, par P. LASSABLIÈRE, chef de La-
boratoire à la Faculté de médecine de Paris. 1 vol. de 352 pages
et 18 figures dans le texte..... 8 fr. 50

GASTON DOIN, Éditeur.

THÉRAPEUTIQUE

Directeur : Docteur G. POUCHET,
Professeur à la Faculté de Médecine de Paris.

Les Médicaments, Action physiologique, formules, emplois, par le
D^r A. F. PLICQUE, ancien interne, lauréat des Hôpitaux de Paris.
Préface du professeur G. POUCHET. 1 vol. de 400 pages. 8 fr. 50

PHYSIOLOGIE

Directeur : Docteur J.-P. LANGLOIS, Professeur agrégé à la Faculté de
Médecine de Paris, Professeur au Conservatoire National des Arts et
Métiers, Membre de l'Académie de Médecine.

La Fonction musculaire, par J. JOTEYKO, docteur en médecine,
chef de Laboratoire à l'Université de Bruxelles. 1 vol. de 410 p.,
avec 35 figures dans le texte. 8 fr. 50

La Cellule nerveuse, par G. MARINESCO, professeur à l'Université
de Bucarest. Avec une préface de M. le professeur RAMON Y
CAJAL (de Madrid). 2 vol. formant 1.148 pages, avec 252 figures
dans le texte. 17 fr.

Les Fonctions nerveuses : les fonctions bulbo-médullaires, par
W. BECHTEREW, professeur à l'Université de Saint-Pétersbourg.
1 vol. de 400 pages, avec fig. dans le texte. 8 fr. 50

**Les Fonctions nerveuses : les fonctions bulbo-médullaires.
Fonctions viscérales, sécrétoires, trophiques et thermogéniques**,
par W. BECHTEREW. 1 vol. de 600 pages, avec 43 figures dans le
texte. 8 fr. 50

La Fonction cérébelleuse, par le docteur ANDRÉ-THOMAS, ancien
interne des hôpitaux de Paris. 1 vol. de 350 pages, avec 89 fig.
dans le texte. 8 fr. 50

Les Fonctions digestives, par le docteur E. BARDIER, professeur
agrégé à la Faculté de Médecine de Toulouse. 1 vol. de 450 pages,
avec 29 figures dans le texte. 8 fr. 50

La Fonction sexuelle, par le docteur H. BUSQUET, professeur
agrégé à la Faculté de Médecine de Nancy. 1 vol. (*épuisé*.)

La Croissance, par le docteur L. DUFESTEL, médecin inspecteur
des Écoles de la Ville de Paris. 1 vol. de 310 pages avec 20 fig.
dans le texte. 8 fr. 50

8 Place de l'Odéon, Paris 6^e.

ANATOMIE ET EMBRYOLOGIE

Directeur : C. HOULBERT, Professeur à l'Université de Rennes.

Anatomie plastique, par Edouard CUYER, peintre, professeur d'anatomie. 1 vol. de 350 pages, avec 146 fig. dans le texte. 8 fr. 50

BIOLOGIE GÉNÉRALE

Directeur : M. CAULLERY, Professeur à la Faculté des Sciences de Paris.

La Tératogenèse, Étude des variations de l'organisme, par Etienne RABAUD, maître de Conférences à la Faculté des Sciences de Paris. 1 vol. de 360 pages, avec 98 fig. dans le texte. 8 fr. 50

L'œuf et les facteurs de l'ontogénèse, par A. BRACHET, professeur à l'Université de Bruxelles. 1 vol. de 350 pages avec 57 figures..... 8 fr. 50

Le Parasitisme et la symbiose, par M. CAULLERY, professeur à la Sorbonne. 1 vol. de 400 pages avec 53 fig. dans le texte. 14 fr.

L'hérédité, par E. GUYÉNOT, professeur à l'Université de Genève (Sous presse.)

ANTHROPOLOGIE ET ETHNOGRAPHIE

Directeur : P. RIVET, Assistant d'anthropologie au Muséum d'Histoire naturelle.

Les Peuples aryens. Leur origine en Europe, par ZABOROWSKI, professeur à l'École d'Anthropologie, ancien président de la Société d'Anthropologie de Paris. 1 vol. de 450 pages, avec figures dans le texte et une carte hors texte..... 8 fr. 50

Le Paganisme contemporain chez les peuples celto-latins, par Paul SEBILLOT, ancien président de la Société d'Anthropologie de Paris, directeur de la Revue des traditions populaires. 1 vol. de 400 pages..... 8 fr. 50

Le Folk-Lore. Littérature orale et Ethnographie traditionnelle, par P. SEBILLOT. 1 vol. de 493 pages..... 8 fr. 50

Les Blancs d'Afrique, par le Dr H. WEISGERBER (épuisé.)

Anthropologie anatomique (crâne, face, tête sur le vivant), par le Dr G. PAUL-BONCOUR, vice-président de la Société d'Anthropologie, médecin en chef de l'Institut médico-psychologique, ancien interne des hôpitaux de Paris. 1 vol. de 400 pages, avec 44 figures..... 8 fr. 50

GASTON DOIN, Éditeur.

PALÉONTOLOGIE

Directeur : M. BOULE, Professeur au Muséum d'Histoire Naturelle.

Paléontologie végétale. *Cryptogames cellulaires et cryptogames vasculaires*, par Fernand PELOURDE, docteur ès sciences, préparateur au Muséum d'Histoire Naturelle, préface de M. R. ZEILLER, membre de l'Institut. 1 vol. de 400 pages, avec 80 figures dans le texte..... 8 fr. 50

OCÉANOGRAPHIE PHYSIQUE

Directeur : Docteur J. RICHARD,
Directeur du Musée océanographique de Monaco.

Les Dépôts marins, par L.-W. COLLET, professeur à l'Université de Genève. 1 vol. de 325 pages, avec 35 figures dans le texte et une carte hors texte..... 8 fr. 50

ZOOLOGIE

Directeur : C. HOULBERT, Professeur à l'Université de Rennes.

Les Insectes, Anatomie et physiologie générales. — *Introduction à l'étude de l'entomologie biologique*, par C. HOULBERT, professeur à l'École de Médecine de Rennes. 2^e édit. 1 vol. de 400 p., avec 207 figures..... 10 fr.

La Distribution géographique des animaux, par le D^r L. TROUESART, professeur au Muséum national d'histoire naturelle de Paris. 1 vol. de 350 pages avec figures dans le texte..... 12 fr.

Les Batraciens et principalement ceux d'Europe, par G.-A. BOULENGER, D^r Sc., D^r Phil., membre de la Société royale de Londres, vice-président de la Société de zoologie de Londres. 1 vol. de 320 pages, avec 55 figures dans le texte..... 8 fr. 50

Mollusques de la France et des régions voisines. — TOME I : *Amphineures, Gastéropodes Opisthobranches, Hétéropodes, Marséniadés et Oncidiidés*, par A. VAYSSIERE, professeur à la Faculté des sciences de Marseille. 1 vol. de 430 pages, avec 42 planches hors texte..... 8 fr. 50

TOME II : *Gastéropodes pulmonés et Prosobranches terrestres et fluviatiles*, par L. GERMAIN, docteur ès sciences, préparateur au Muséum d'Histoire naturelle. 1 vol. de 380 pages, avec 25 planches hors texte..... 8 fr. 50

8, Place de l'Odéon, Paris 6^e.

Les Coléoptères d'Europe (*France et régions voisines*), par C. HOULBERT, professeur à l'École de médecine et de pharmacie de Rennes.

TOME PREMIER : 1 vol. de 350 pages, avec 104 figures dans le texte..... 12 fr.

TOME DEUXIÈME : 1 vol. de 310 pages, avec 99 figures dans le texte et 30 planches..... 12 fr.

TOME TROISIÈME : 1 vol. de 300 pages, avec 30 planches.. 12 fr.

Les Thysanoures, Dermoptères et Orthoptères de la Faune européenne. TOME I, par C. HOULBERT (*sous presse*.)

ZOOLOGIE APPLIQUÉE

Directeur : J. PELLEGRIN, Assistant au Muséum d'Histoire Naturelle.

Les Vers à soie (Sériciculture moderne), par Antonin ROLET, professeur à l'École d'Agriculture d'Antibes. 1 vol. de 450 pages, avec 102 figures dans le texte..... 8 fr. 50

La Pisciculture industrielle, par C. RAYERET-WATTEL, ex-maitre de Conférences de Pisciculture à l'École Nationale des Ponts et Chaussées. 1 vol. de 400 p., avec 74 fig. dans le texte. 8 fr. 50

Les Equidés domestiques, le Cheval, l'Âne et le Mulet, par A. GALLIER, médecin vétérinaire, inspecteur sanitaire de la ville de Caen. 1 vol. de 380 pages, avec 68 fig. dans le texte. 8 fr. 50

BOTANIQUE CRYPTOGAMIQUE

Directeur : L. MANGIN, de l'Institut,
Directeur au Muséum d'Histoire naturelle.

Les Urédinées (*Rouilles des Plantes*), par Paul HARIOT, assistant de cryptogamie au Muséum d'Histoire Naturelle. 1 vol. de 400 pages, avec 47 figures dans le texte..... 8 fr. 50

Les Champignons. Essai de classification, par le D^r Paul VUILLEMIN, professeur à la Faculté de Médecine de Nancy. 1 vol. de 425 pages..... 8 fr. 50

Les Levures, par A. GUILLIERMOND, docteur ès sciences. Préface du D^r E. ROUX, directeur de l'Institut Pasteur. 1 vol. in-18 Jésus, cartonné toile, de 565 p., avec 63 fig. dans le texte.... 8 fr. 50

GASTON DOIN, Éditeur.

BOTANIQUE APPLIQUÉE

Directeurs : H. LECOMTE, de l'Institut, Professeur au Muséum d'histoire naturelle, et L. MANGIN, de l'Institut, Directeur du Muséum d'histoire naturelle.

Les Bois industriels, par J. BEAUVÉRIE, chargé d'un cours de botanique appliquée à la Faculté des sciences de Lyon. 1 vol. de 420 p., avec 53 figures dans le texte 8 fr. 50

Les Plantes à tubercules alimentaires des climats tempérés et des pays chauds, par Henri JUMELLE, professeur à la Faculté des sciences de Marseille. 1 vol. de 380 pages, avec 35 figures dans le texte. 8 fr. 50

Les Plantes à gommés et à résines, par H. JACOB DE CORDEMOY, docteur ès sciences, docteur en médecine, chargé de cours à l'École de Médecine de l'Université d'Aix-Marseille. 1 vol. de 420 pages, avec 15 figures dans le texte. 8 fr. 50

Utilisation des algues marines, par C. SAUVAGEAU, professeur à la Faculté des sciences de Bordeaux. 1 vol. de 400 pages, avec 26 figures 9 fr.

Les Palmiers, par C.-L. GATIN, docteur ès sciences, ingénieur agronome, préparateur de botanique à la Sorbonne. 1 vol. de 350 pages, avec 46 figures. 8 fr. 50

PHYSIOLOGIE ET PATHOLOGIE VÉGÉTALES

Directeur : Professeur L. MANGIN,
Directeur du Muséum d'Histoire Naturelle, Membre de l'Institut.

Biologie florale, par F. PÉCHOUTRE, docteur ès sciences, professeur au Lycée Louis-le-Grand. 1 vol. de 380 pages, avec 82 figures dans le texte. 8 fr. 50

Nutrition chez la plante, I. Échanges d'eau et de substances minérales, par M. MOLLIARD, doyen de la Faculté des sciences de l'Université de Paris. 1 vol. de 420 pages, avec 46 figures dans le texte 12 fr.

8, Place de l'Odéon, Paris 6^e.

Nutrition de la plante, II. Formation des substances ternaires, par M. MOLLIARD, 1 vol. de 450 pages avec 88 fig. dans le texte. 14 fr.

Nutrition chez la plante, III. Utilisation des substances ternaires, par M. MOLLIARD, 1 vol. de 324 pages avec 54 figure-dans le texte..... 14 fr.

GÉOLOGIE ET MINÉRALOGIE APPLIQUÉES

Directeur : L. GAYEUX, Professeur de Géologie au Collège de France.

Les gisements de pétrole, par J. CHAUTARD. 1 vol. de 350 pages avec 47 figures dans le texte..... 14 fr.

PHILOSOPHIE DES SCIENCES

Directeur : A. REY, Professeur à la Sorbonne.

Les disciplines d'une science, la Chimie, par G. URBAIN, membre de l'Institut, professeur de la Faculté des Sciences de Paris. 1 vol. de 340 pages avec figures. Broché..... 10 fr.
Cartonné toile..... 12 fr.

La Physique depuis vingt ans, par P. LANGEVIN, professeur au Collège de France. 1 vol. de 350 pages avec fig. Broché. 15 fr.
Cartonné toile..... 17 fr.

Les nouvelles conceptions de la matière et de l'atome, par A. BERTHOUD, professeur à l'Université de Neuchâtel. 1 vol. de 330 pages avec 21 figures dans le texte..... 12 fr.

Le tombeau d'Aristoxène. Essai sur la musique, par G. URBAIN, professeur à la Faculté des Sciences de Paris. (*Sous presse.*)

PSYCHOLOGIE EXPÉRIMENTALE

Directeur : Docteur TOULOUSE.

Technique de Psychologie expérimentale, par TOULOUSE, VASCHIDE et PIÉRON. Deuxième édition, entièrement nouvelle, par le docteur Ed. TOULOUSE, médecin en chef de l'Asile de Villejuif, directeur du laboratoire de psychologie expérimentale à l'École des Hautes Études, et H. PIÉRON, agrégé de l'Université, maître de conférences de psychologie expérimentale à l'École des Hautes Études. 2 vol. formant 600 pages avec 120 figures dans le texte ou hors texte..... 17 fr.

GASTON DOIN, Éditeur.

- L'Hypnotisme et la Suggestion**, par le professeur GRASSET, 4^e édition. 1 vol. de 480 pages avec figures dans le texte... 8 fr. 50
- La Volonté**, par FR. PAULHAN, 2^e édition. (*Épuisé.*)
- La Morale. Fondements psycho-sociologiques d'une conduite rationnelle**, par G.-L. DUPRAT, docteur es lettres, lauréat de l'Institut, correspondant du Ministère de l'Instruction publique, associé de l'Institut international de sociologie, directeur du Laboratoire de psychologie expérimentale d'Aix-en-Provence. 2^e édition. 1 vol. de 400 pages..... 8 fr. 50
- La psychologie sociale. Sa nature et ses principales lois**, par G.-L. DUPRAT, docteur es lettres, lauréat de l'Institut. 1 vol. de 370 pages..... 8 fr. 50
- L'Inconscient**, par A. HESNARD, professeur à l'École de Médecine navale de Bordeaux. 1 vol. de 300 pages avec figures dans le texte..... 12 fr.

PSYCHOLOGIE APPLIQUEE

Directeur : Docteur TOULOUSE.

- L'Éducation des Sentiments**, par le docteur V. BRIDOU. 1 vol. de 410 pages..... 8 fr. 50
- La Pédagogie expérimentale**, par Gaston RICHARD, professeur à la Faculté des Lettres de Bordeaux. 1 vol. de 350 pages. - 8 fr. 50
- La Pratique commerciale**, par J.-H. HAENDEL. (*Épuisé.*)
- L'éducation de la volonté et des facultés logiques**, par G.-L. DUPRAT, docteur es lettres, lauréat de l'Institut, associé de l'Institut international de sociologie. 1 vol. in-18 grand Jésus, de 324 pages..... 10 fr.

SOCIOLOGIE

Directeur : G. RICHARD, Professeur à la Faculté des Lettres de Bordeaux.

- La Sociologie générale**, par Gaston RICHARD, professeur de sociologie à l'Université de Bordeaux. 1 vol. de 400 pages. 8 fr. 50
- Les Types sociaux et le Droit**, par Joseph MAZZARELLA, docteur en droit. 1 vol. de 450 pages, avec nombreux tableaux. 8 fr. 50

8, Place de l'Odéon, Paris 6^e.

- La Solidarité sociale**, par G.-L. DUPRAT, professeur au Lycée de Rochefort (ouvrage récompensé par l'Académie des sciences morales et politiques. Prix Saintour, 1906). Préface du professeur G. RICHARD. 1 vol. de 360 pages..... 8 fr. 50
- Géographie sociale : La Mer. Populations maritimes. Migrations. Pêches. Commerce. Domination de la mer**, par C. VALLAUX, docteur ès lettres, professeur de géographie à l'École navale. 1 vol. de 400 pages..... 8 fr. 50
- Géographie sociale : Le Sol et l'Etat**, par C. VALLAUX. 1 vol. de 420 pages avec 31 figures dans le texte..... 8 fr. 50
- La Société et l'Ordre juridique**, par Alessandro LEVI, professeur de philosophie du droit à l'Université de Ferrare. 1 vol. de 410 pages..... 8 fr. 50
- L'art et la vie sociale**, par Charles LALO, docteur ès sciences, professeur de philosophie au lycée Hoche. 1 vol. de 390 p. 10 fr.

SOCIOLOGIE APPLIQUÉE

Directeur : TH. RUYSSSEN, Professeur à la Faculté des Lettres de Bordeaux.

- Les Régies municipales. Exploitation collective des services publics**, par E. BOUVIER, professeur de science et de législation financières à la Faculté de droit de l'Université de Lyon. 1 vol. de 450 pages..... 8 fr. 50
- La Protection des faibles (Assistance et Bienfaisance)**, par G. RONDEL, inspecteur général au Ministère de l'Intérieur, membre du Conseil supérieur de l'Assistance publique. 1 vol. de 300 pages..... 8 fr. 50
- Géographie économique. Exploitation rationnelle du globe**, par Paul CLERGET, professeur à l'École supérieure de commerce et près la Chambre de commerce de Lyon. 1 vol. de 480 pages..... 8 fr. 50

ÉCONOMIE POLITIQUE

Directeur : GEORGES RENARD, Professeur au Collège de France.

- La Monnaie, le Change et l'Arbitrage, le Crédit**, par M. et A. MÉLIOT. (*Epuisé.*)
- Guerre et Paix internationales**, par Eugène D'EICHTHAL, membre de l'Institut. 1 vol. de 350 pages avec graphiques..... 8 fr. 50

GASTON DOIN, Éditeur.

- La Colonisation et les Colonies**, par Pierre AUBRY, docteur ès sciences juridiques, politiques et économiques. 1 vol. de 278 p., avec nombreux tableaux..... 8 fr. 50
- Le Commerce et les Commerçants**, par YVES GUYOT, ancien ministre, vice-président de la Société d'Economie politique. (*Epuisé.*)
- L'Industrie et les Industriels**, par YVES GUYOT, 1 vol. de 400 p., avec tableaux dans le texte..... 8 fr. 50
- Le Blé et les Céréales**, par Daniel ZOLLA, professeur à Grignon et à l'École libre des sciences politiques. 1 vol. de 300 pages, avec cartes et graphiques dans le texte..... 8 fr. 50
- Les Fibres textiles d'origine animale (Laine et soie)**, par D. ZOLLA. 1 vol. de 350 pages, avec cartes et graphiques. 8 fr. 50
- Syndicats, Trade-unions et Corporations**, par Georges RENARD, professeur au Collège de France. 1 vol. de 420 pages. 8 fr. 50
- Salariat et Salaires**, par E. LEVASSEUR, membre de l'Institut, administrateur du Collège de France. 1 vol. de 500 p. 8 fr. 50
- La Machine et la Main-d'œuvre humaine**, par D. BELLET, secrétaire perpétuel de la Société d'économie politique, professeur à l'École des Sciences politiques et à l'École des Hautes Etudes commerciales. 1 vol. de 300 pages..... 8 fr. 50
- La Vie chère**, par G. RENARD, professeur au Collège de France. 1 vol. de 250 pages. Broché, 8 fr., cartonné toile..... 10 fr.
- L'Économie politique et les Économistes**, avec une introduction sur l'Économie et la Guerre, par G. SCHELLE, vice-président de la Société d'Économie politique. 1 vol. de 400 p. 8 fr. 50
- Le Luxe, le Bien-être et la Consommation**, par André PINARD. Ouvrage couronné par l'Académie française (Prix Fabien 1919). 1 vol. de 480 pages..... 8 fr. 50
- Les Monopoles**, par E. PAYEN. 1 vol. de 450 pages.... 8 fr. 50
- Les Systemes socialistes**, par H. BOURGIN. 1 vol. de 400 p. 14 fr.
- L'Enseignement commercial en France et à l'Étranger**, par M. FACY. 1 vol. de 330 pages..... 12 fr.

CHIMIE

Directeur : A. PICTET,

Professeur à la Faculté des sciences de l'Université de Genève.

- Zinc, Cadmium, Cuivre, Mercure**, par A. BOUCHONNET, préparateur à la Faculté des sciences de l'Université de Paris. 1 vol. de 410 p., avec figures dans le texte..... 8 fr. 50

8, Place de l'Odéon, Paris 6^e.

- Etain, Plomb et Bismuth**, par A. BOUCHONNET. 1 vol. de 380 pages..... 8 fr. 50
- Hydrocarbures, Alcools et Éthers de la série grasse**, par P. CARRÉ, docteur ès sciences, professeur à l'École des Hautes Etudes commerciales, préparateur à l'Institut de chimie appliquée. 1 vol. de 420 pages..... 8 fr. 50
- Phosphore — Arsenic — Antimoine**, par A. BOUTARIC, agrégé de l'Université, docteur ès sciences, maître de conférences de physique à la Faculté des sciences de Dijon, et A. RAYNAUD, ingénieur-chimiste, chargé des fonctions de chef des travaux de chimie à la Faculté des sciences de Montpellier. 1 vol. in-16 de 420 pages, avec figures dans le texte..... 9 fr. 50

CHIMIE BIOLOGIQUE

Directeur : G. BERTRAND, Professeur de Chimie biologique à la Sorbonne.

- Le Parfum chez la Plante**, par Eug. CHARABOT, docteur ès sciences physiques, inspecteur et membre du Conseil supérieur de l'Enseignement technique, et C.-L. GATIN, docteur ès sciences naturelles, ingénieur agronome, préparateur à la Faculté des Sciences de Paris. 1 vol. de 400 p., avec 21 fig. dans le texte. 8 fr. 50

INDUSTRIES BIOLOGIQUES

Directeur : Professeur G. BERTRAND.

- Industrie des Parfums naturels, Les Principes odorants des Végétaux (Méthodes de dosage, d'extraction, d'identification)**, par Eug. CHARABOT. 1 vol. de 400 pages, avec figures dans le texte..... 8 fr. 50
- La Fabrication du sucre**, par D. SIDERSKY, ingénieur-chimiste. 1 vol. de 360 pages, avec 37 figures dans le texte.... 8 fr. 50

INDUSTRIES CHIMIQUES

Directeur : J. DERÔME, Inspecteur général de l'Instruction publique.

- Les Produits pharmaceutiques industriels**, par P. CARRÉ, docteur ès sciences, préparateur à l'Institut de Chimie appliquée. 2 vol. formant 820 pages..... 17 fr.

GASTON DOIN, Éditeur.

- Industrie des Métaux secondaires et des Terres rares**, par Pierre NICOLARDOT, capitaine d'artillerie, chef du Laboratoire de Chimie de la Section technique. 1 vol. de 420 pages, avec 37 fig. dans le texte..... 8 fr. 50
- Pierres et Matériaux artificiels de construction**, par Albert GRANGER, professeur à l'École d'application de la Manufacture nationale de Sèvres, chargé de conférences à l'École de physique et de chimie industrielles de la Ville de Paris. 1 vol. de 350 p., avec 55 figures dans le texte..... 8 fr. 50
- L'Eau dans l'industrie. Application. Épuration**, par Georges BOURREY, inspecteur de l'Enseignement technique, ingénieur chimiste des chemins de fer de l'État, professeur à l'École spéciale des travaux publics. Avec une préface de M. MAX DE NANSOUTY. 1 vol. de 468 pages, avec 57 figures dans le texte.... 8 fr. 50
- Industries des Acides minéraux (Acides sulfurique, chlorhydrique et azotique)**, par E. BAUD, maître de conférences à la Faculté des Sciences de Marseille. 1 vol. de 360 pages, avec 82 fig. dans le texte..... 8 fr. 50
- Industries du Plomb et du Mercure. I. Métallurgie; II. Composés**, par A. BOUCHONNET, préparateur à la Faculté des Sciences de Paris. 2 vol. formant 660 pages, avec 57 figures dans le texte..... 17 fr.
- Industries du Chrome, du Manganèse, du Nickel et du Cobalt**, par L. OUVRARD, directeur du Laboratoire de chimie générale de la Sorbonne. 1 vol. de 310 pages, avec 22 fig. dans le texte..... 8 fr. 50
- Alcool et Distillerie. Production et consommation de l'alcool. Utilisation des sous-produits. Analyse. Législation**, par A. MONVOISIN, chef des travaux de physique et chimie à l'École nationale vétérinaire d'Alfort (préface de M. L. LINDET, professeur à l'Institut national agronomique). 1 vol. de 450 pages, avec 112 figures dans le texte..... 8 fr. 50
- Caoutchouc et Gutta-percha**, par E. TASSILLY, docteur ès sciences, professeur agrégé à l'École supérieure de pharmacie, chargé de conférences à l'École de physique et chimie industrielles. 1 vol. de 400 pages, avec 56 figures dans le texte..... 8 fr. 50
- Industries des Métaux précieux : L'Argent et les Métaux de la Mine de Platine**, par M. MOLINIÉ, ingénieur-chimiste, chef du Laboratoire des Essais du Comptoir Lyon-Alemand, et H. DIETZ, ingénieur-chimiste, directeur de l'Usine d'affinage du Comptoir Lyon-Alemand. 1 vol. de 400 pages, avec 93 figures dans le texte..... 8 fr. 50

- Industries des Matières colorantes organiques**, par André WAHL, docteur ès sciences, professeur au Conservatoire national des Arts et Métiers. 2^e Edition : TOME PREMIER. les *Produits intermédiaires*, 1 vol. de 350 pages avec 24 figures dans le texte..... 12 fr.
- Industries des Os, des Déchets animaux, des Phosphates et du Phosphore**, par L. VÉZIEU, ingénieur-chimiste. 1 vol. de 425 pages, avec 50 fig. dans le texte..... 8 fr. 50

PHOTOGRAPHIE

Directeur : A. SEYEWETZ.

Sous-Directeur de l'École de Chimie industrielle de Lyon.

- La Photographie**, par G. CHICANDARD, licencié ès sciences physiques. 1 vol. de 350 pages..... 8 fr. 50
- Les Positifs en photographie**, par E. TRUTAT, docteur ès sciences, directeur du Musée d'Histoire naturelle de Toulouse. 1 vol. de 300 pages, avec fig. dans le texte..... 8 fr. 50
- Le Négatif en photographie**, par A. SEYEWETZ. 2^e édition. 1 vol. de 320 pages avec 44 figures dans le texte..... 14 fr.
- Les Reproductions photomécaniques monochromes. Photogravure, similigravure, phototypie, héliogravure, etc.**, par L.-P. CLERC, ingénieur, préparateur à la Faculté des sciences de l'Université de Paris. (2^e Edition, sous presse.)
- Les Reproductions photomécaniques polychromes. Sélections trichromes, Orthocromatisme, Procédés d'interprétation**, par L.-P. CLERC. 1 vol. de 350 p., avec 73 fig. dans le texte. 8 fr. 50
- La Photographie à la lumière artificielle**, par Albert LONDE, directeur honoraire des services de photographie et de radiographie à la Salpêtrière. 1 vol. de 400 pages, avec 80 figures dans le texte..... 8 fr. 50
- La Photographie des couleurs**, par J. THOVERT, professeur à la Faculté des sciences de Lyon. 1 vol. de 300 pages avec 93 figures dans le texte et 4 planches en couleurs hors texte. 16 fr.
- La Photographie des radiations invisibles. Rayons cathodiques, rayons anodiques, rayons de Röntgen, du tube de Crookes et de l'ampoule de Coolidge, rayons du radium et des substances radio-actives, rayons spectraux infra-rouges et ultra-violet**, par M.-A. CHANOU, docteur en médecine, docteur ès sciences physiques, chef des travaux de physique médicale à l'Université de Lyon. 1 vol. de 424 pages avec 111 figures..... 8 fr. 50

GASTON DOIN, Éditeur.

La **Chimie photographique**, par H. BARBIER et J. PARIS, chimistes des Etablissements Lumière. 1 vol. de 350 p. 8 fr. 50

Applications de la Photographie aérienne. *Lecture des photographies aériennes, stéréoscopie de précision, appareils et méthodes pour la phototopographie aérienne*, par L.-P. CLERC, ingénieur, ancien commandant d'une section de photographie aérienne aux armées, ancien instructeur au centre d'instruction de la photographie aérienne. 1 vol. de 350 pages, avec 136 figures dans le texte et 10 planches hors texte..... 8 fr. 50

ASTRONOMIE ET PHYSIQUE CÉLESTE

Directeur : Professeur J. MASCART, Directeur de l'Observatoire de Lyon.

Les Observations méridiennes, *Théorie et pratique*, par F. BOQUET, docteur ès sciences mathématiques, astronome à l'Observatoire de Paris. 2 vol. formant 650 pages, avec 162 figures dans le texte et 2 planches hors texte..... 17 fr.

Spectroscopie astronomique, par P. SALET, astronome à l'Observatoire de Paris. 1 vol. de 432 pages, avec 44 figures dans le texte et une planche hors texte..... 8 fr. 50

Les Théories modernes du Soleil, par J. BOSLER, astronome à l'Observatoire de Meudon. 1 vol. de 380 pages, avec 49 figures dans le texte..... 8 fr. 50

Calcul des Orbites et des Éphémérides, par Luc PICART, directeur de l'Observatoire de Bordeaux, professeur à la Faculté des Sciences. 1 vol. de 300 p., avec 23 figures dans le texte. 8 fr. 50

L'Astronomie. *Observations, théorie et vulgarisation générale*, par M. MOYE, professeur à l'Université de Montpellier. 1 vol. de 400 pages, avec 43 figures dans le texte et 4 planches hors texte..... 8 fr. 50

Les Étoiles simples, par F. HENROTEAU, docteur ès sciences de l'Université de Bruxelles, astronome à l'Observatoire de la Puissance du Canada à Ottawa. 1 vol. in-16 de 250 pages, avec fig. dans le texte..... 10 fr.

Histoire de l'Astronomie, par E. DOUBLET, astronome à l'Observatoire de Bordeaux. 1 vol. de 596 pages avec figures. 17 fr.

8, Place de l'Odéon, Paris 6^e.

PHYSIQUE

Directeur : A. LEDUC, Professeur de Physique à la Sorbonne.

Oscillations et vibrations, par A. BOUTARIC, agrégé de l'Université, chargé d'un cours supplémentaire de physique à l'Université de Montpellier. 1 volume de 429 pages, avec 139 figures dans le texte..... 8 fr. 50

Optique géométrique, par J. BLEIN, professeur au Lycée Saint-Louis. 1 vol. de 276 pages, avec 107 fig. dans le texte. 8 fr. 50

PHYSIQUE BIOLOGIQUE

Directeur : L. PECH, Professeur à la Faculté de Médecine de Montpellier.

Rayons X et Radiations diverses, Actions sur l'organisme, par le Dr H. GUILLEMINOT, vice-président de la Société de Radiologie médicale de Paris. 1 vol. de 320 p., avec fig. dans le texte. 8 fr. 50

INDUSTRIES PHYSIQUES

Directeur : H. CHAUMAT,

Sous-Directeur de l'École supérieure d'Électricité de Paris.

Instruments optiques d'observation et de mesure, par J. RAI-BAUD, capitaine d'artillerie. 1 vol. de 380 pages, avec 144 figures dans le texte..... 8 fr. 50

Le Ferro-magnétisme. Applications industrielles, par R. JOUAUST, chef de travaux au Laboratoire central d'électricité. 1 vol. de 420 pages, avec 55 fig. dans le texte..... 8 fr. 50

MATHÉMATIQUES APPLIQUÉES

Directeur : M. D'OCAGNE, Professeur à l'École Polytechnique et à l'École des Ponts et Chaussées, Membre de l'Institut.

Calcul graphique et Nomographie, par M. d'OCAGNE, ingénieur en chef des Ponts et Chaussées, professeur à l'École des Ponts et Chaussées et à l'École Polytechnique, membre de l'Institut. 3^e édition sous presse.

Calcul numérique. Opérations arithmétiques et algébriques, Intégrations, par R. DE MONTESSUS et R. D'ADHÉMAR, docteurs en sciences mathématiques. 1 vol. de 250 pages, avec figures dans le texte..... 8 fr. 50

GASTON DOIN, Éditeur.

- Calcul mécanique.** *Appareils arithmétiques et algébriques, Intégrateurs*, par L. JACOB, ingénieur général de l'Artillerie navale. 1 vol. de 428 pages, avec 184 figures dans le texte..... 8 fr. 50
- Géodésie élémentaire**, par le général R. BOURGEOIS, professeur à l'École polytechnique. 2^e édition, revue, corrigée et augmentée avec la collaboration du Lieutenant-Colonel NOIREL, du service géographique de l'armée, répétiteur à l'École polytechnique. 1 vol. de 470 pages, avec 153 figures..... 17 fr.
- Navigation.** — *Instruments, Observations, Calculs*, par E. PERRET, lieutenant de vaisseau, professeur à l'École Navale. 1 vol. de 360 pages, avec 57 figures dans le texte et 4 tableaux hors texte..... 8 fr. 50
- Théorie et pratique des Opérations financières**, par A. BARRIOL, membre de l'Institut des actuaires français, directeur de l'Institut des Finances et Assurances. 3^e édition. (*Sous presse.*)
- Théorie mathématique des Assurances**, par P.-J. RICHARD et PETIT, anciens élèves de l'École Polytechnique, actuaires. 2^e édition revue, corrigée et augmentée, par P.-J. RICHARD. Ouvrage couronné par l'Institut (Prix Montyon, 1922). 2 vol. formant 775 pages avec figures et tableaux dans le texte..... 28 fr.
- Statistique mathématique**, par Hermann LAURENT, membre de l'Institut des actuaires français, répétiteur à l'École Polytechnique. 1 vol. de 300 pages, avec figures et tableaux dans le texte..... 8 fr. 50
- Géométrie descriptive**, par Raoul BRICARD, ingénieur des Manufactures de l'État, professeur au Conservatoire national des Arts et Métiers, répétiteur à l'École Polytechnique. 1 vol. de 275 pages, avec 107 figures dans le texte..... 8 fr. 50
- Métrophotographie**, par le capitaine du génie Th. SACONNEY, chef du Laboratoire d'aérologie et de téléphotographie militaires de Chalais-Meudon. 1 vol. de 300 pages, avec 130 figures dans le texte..... 8 fr. 50
- Géométrie perspective**, par M. EMANAUDE, chef des travaux graphiques à l'École polytechnique. 1 vol. de 440 pages avec 168 figures..... 12 fr.

MÉCANIQUE APPLIQUÉE ET GÉNIE

Directeur : M. D'OCAGNE,

Professeur à l'École polytechnique et à l'École des Ponts et Chaussées,
Membre de l'Institut.

Balistique extérieure rationnelle (*Problème balistique principal*), par le général P. CHARBONNIER. (*Epuisé.*)

8, Place de l'Odéon, Paris 6^e.

- Balistique extérieure rationnelle** (*Problèmes secondaires*), par le général P. CHARBONNIER. (*Epuisé.*)
- Balistique intérieure**, par le général P. CHARBONNIER. (*Epuisé.*)
- Mécanique des Explosifs**, par E. JOUGUET, ingénieur en chef au Corps des Mines, répétiteur à l'École Polytechnique. 1 vol. de 525 pages avec 120 figures. 8 fr. 50
- Mécanique des Affûts**, 2^e édition, par le colonel J. CHALLÉAT et le commandant THOMAS. TOME I. 1 vol. de 370 pages avec 97 figures dans le texte. 16 fr.
TOME II. 1 vol. de 360 pages avec 62 figures. 16 fr.
- Résistance et construction des Bouches à feu. Autofrettage**, par L. JACOB, ingénieur général de l'Artillerie navale, conseiller technique aux Etablissements Schneider. 2^e édition. 2 vol. formant 600 p., avec 131 figures dans le texte et 10 grands graphiques hors texte. 17 fr.
- Artillerie de campagne**, par J. PALOQUE, lieutenant-colonel, professeur à l'École supérieure de guerre. (*Epuisé.*)
- L'Artillerie dans la bataille**, par le colonel J. PALOQUE, commandant le 18^e régiment d'artillerie. 1 vol. de 460 pages, avec 14 fig. dans le texte et une carte hors texte. 8 fr. 50
- Artillerie navale**, par L. JACOB, ingénieur général de l'Artillerie navale. 2 vol. formant 950 pages, avec 462 figures dans le texte. 17 fr.
- Probabilité du Tir. Théorie et application au tir de l'infanterie et de l'artillerie**, par le capitaine S. BURILEANO, docteur ès sciences mathématiques de l'Université de Paris, professeur à l'École d'application de l'artillerie et du génie de Bucarest. 1 vol. de 260 p., avec 60 figures dans le texte 8 fr. 50
- Fortification cuirassée**, par le général L. PIARRON DE MONDÉSIR. 1 vol. de 400 pages, avec 108 figures dans le texte et 2 planches hors texte. 8 fr. 50
- Ponts en maçonnerie. Calculs et constructions**, par A. AURIC, ingénieur en chef des Ponts et Chaussées. 1 vol. de 400 pages, avec 110 figures dans le texte. 8 fr. 50
- Ponts métalliques. Méthodes de calcul**, par G. PIGEAUD, ingénieur des Ponts et Chaussées. 1 vol. de 420 pages, avec 75 figures dans le texte et une planche hors texte. 8 fr. 50
- Ponts suspendus**, par G. LEINEKUGEL LE COQ, ancien ingénieur hydrographe de la Marine, ingénieur en chef des Etablissements F. Arnodin. 2 vol. formant 720 pages, avec 160 figures dans le texte. 17 fr.

GASTON DOIN, Éditeur.

- Ponts improvisés. Ponts militaires et Ponts coloniaux**, par G. ESPITALIER, lieutenant-colonel du génie territorial, et F. DURAND, capitaine du génie. 1 vol. de 300 pages, avec 99 figures dans le texte..... 8 fr. 50
- Dynamique appliquée**, par L. LECORNU, membre de l'Institut, ingénieur en chef des Mines, professeur à l'École Polytechnique. 2^e édition, 2 vol. formant 780 pages avec 149 figures dans le texte..... 28 fr.
- Hydraulique générale**, par A. BOULANGER, professeur adjoint de mécanique à la Faculté des Sciences de Lille. 2 vol. formant 700 pages, avec 27 fig. dans le texte..... 17 fr.
- Technique de l'Aéroplane**, par le capitaine J. RAIBAUD, sous-directeur de l'Établissement d'Aviation militaire de Vincennes. 1 vol. de 300 pages, avec 61 figures dans le texte..... 8 fr. 50
- La Technique du Ballon**, par G. ESPITALIER, lieutenant-colonel du génie territorial. 2^e édition. 1 vol. de 500 p., avec 111 fig. dans le texte 8 fr. 50
- Chronométrie**, par J. ANDRADE, professeur à la Faculté des Sciences de Besançon. 1 vol. de 400 pages, avec 193 figures dans le texte..... 8 fr. 50
- Locomotives à vapeur**, par J. NADAL, ingénieur en chef adjoint du matériel et de la traction des chemins de fer de l'État. 2^e édition, 1 vol. de 370 pages avec 78 figures et 9 similigravures hors texte..... 14 fr.
- Freinage du Matériel de Chemins de fer**, par P. GOSSEREZ et A. JONET, ingénieurs des Arts et Manufactures. 1 vol. de 450 pages, avec 220 figures dans le texte..... 8 fr. 50
- Exploitation des Mines. La taille et les voies contiguës à la taille**, par L. CRUSSARD, ingénieur au corps des Mines, professeur à l'École nationale des Mines de Saint-Étienne. 1 vol. de 400 p., avec 190 figures dans le texte..... 8 fr. 50
- Mines (Grisou, Poussières)**, par L. CRUSSARD. 1 vol. de 420 pages, avec 101 figures dans le texte..... 8 fr. 50
- Théorie des Moteurs thermiques**, par E. JOUGUET, ingénieur en chef au Corps des Mines, répétiteur à l'École Polytechnique. 1 vol. de 450 pages, avec 117 fig. dans le texte..... 8 fr. 50
- Les Moteurs à combustion interne**, par A. WITZ, professeur à la Faculté libre des Sciences de Lille, correspondant de l'Institut. 1 vol. de 360 pages, avec 87 figures dans le texte. 8 fr. 50

- Turbines à vapeur**, par le colonel F. CORDIER, ingénieur-électricien I. E. G. 2^e édition.
Tome I^{er}. 1 vol. de 350 pages, avec 58 figures..... 12 fr.
Tome II. 1 vol. de 330 pages avec 124 figures..... 14 fr.
- Chaudières et Condenseurs**, par le colonel F. CORDIER. 1 vol. de 480 pages, avec 155 figures dans le texte..... 8 fr. 50
- Les Machines à vapeur**, par le colonel F. CORDIER. 1 vol. de 400 pages, avec 123 figures dans le texte..... 8 fr. 50
- Phares et Signaux maritimes**, par RIBIÈRE, ingénieur en chef du service des phares et balises, docteur ès sciences. 1 vol. de 400 pages, avec 161 figures dans le texte..... 8 fr. 50
- Les Machines marines**, par P. DROSNE, ingénieur de la Marine. 1 vol. de 400 pages, avec 140 figures dans le texte..... 8 fr. 50
- La Navigation sous-marine**, par Charles RADIGUER, ingénieur du Génie maritime. 1 vol. de 360 pages, avec 102 figures dans le texte..... 8 fr. 50
- Travaux maritimes**, par A. GUIFFART, ingénieur en chef des Ponts et Chaussées. 1 volume de 360 pages, avec 75 figures dans le texte..... 8 fr. 50
- Constructions navales. La Coque**, par J. ROUGÉ, ingénieur principal de la Marine. 1 vol. de 320 pages, avec 129 figures dans le texte..... 8 fr. 50
- Constructions navales. Accessoires de coque**, par M. EDMOND. 1 vol. de 310 pages, avec 116 figures dans le texte... 8 fr. 50
- Théorie du navire**, par BOURDELLE, ingénieur principal de la Marine des cadres de réserve, ancien professeur à l'École d'application du Génie maritime. 2 vol. formant 760 pages, avec 249 fig. dans le texte..... 17 fr.
- Cinématique appliquée. Théorie des mécanismes**, par L. JACOB, ingénieur général de l'artillerie navale. 1 vol. de 400 pages, avec 171 figures dans le texte..... 8 fr. 50
- Organes des Machines opératrices et des transmissions**, par L. JACOB, ingénieur général de l'artillerie navale. 1 vol. de 360 pages, avec 63 planches, contenant 372 figures.... 8 fr. 50
- Lois mathématiques de la résistance des fluides. — Théorie de l'hélice**, par H. WILLOTTE, inspecteur général honoraire des Ponts et Chaussées. 1 vol. in-16 de 300 pages, avec figures dans le texte..... 12 fr.
- La résistance de l'air et l'expérience. — Les conséquences**, par L. JACOB, ingénieur général de l'artillerie navale. 2 volumes formant 600 pages, avec 83 figures dans le texte..... 25 fr.

Le Catalogue des Nouvelles Publications médicales (années 1920 et suivantes), comprenant : Anatomie, Biologie, Bactériologie, Pathologie interne, Pathologie externe, Thérapeutique, Hygiène et Spécialités médico-chirurgicales; Publications périodiques ;

Le Catalogue des Nouvelles Publications scientifiques (années 1920 et suivantes), comprenant : **Sciences naturelles** (Géologie, Horticulture, Ethnographie, Anthropologie, Botanique, Zoologie); **Sciences chimiques** (Chimie pure, Pharmacologie, Industries chimiques); **Sciences sociales** (Psychologie, Sociologie Musique, Cinématographie, Enseignement, Médecine domestique); **Vulgarisation scientifique**; **Sciences exactes et Technologie** (Sciences de l'ingénieur, Mathématiques, Physique, Art militaire, Photographie, Astronomie); Publications périodiques ;

Le Catalogue des Publications médicales et scientifiques, parues antérieurement à 1920, comprenant : Sciences médicales ; — Sciences chimiques et naturelles ; — Sciences sociales ; — Sciences exactes et technologie ;

Sont envoyés, franco, sur demande.

Pour recevoir, franco, les ouvrages édités par la Maison GASTON DOIN, joindre au prix marqué 10 % du montant de la commande pour frais de port et d'emballage.

Compte Chèques postaux Paris 201.74.

Abonnez-vous à

Savoir

qui chaque Samedi vous mettra au courant de tout le
MOUVEMENT SCIENTIFIQUE

“SAVOIR” n'est pas une revue. C'est un vrai journal. Les intellectuels de tous les pays seront heureux d'y trouver une mise au point sérieuse, critique et succincte de tout ce qui se passe dans la Science.

Vente au numéro 25 centimes dans tous les kiosques de Paris et principales gares de France.

ABONNEMENTS (12 fr. par an pour la France.
(sans frais dans tous les bureaux de poste) (15 fr. par an pour l'Étranger.

Envoi franco, de numéros spécimens sur demande.

Gaston DOIN, Éditeur, 8, place de l'Odéon, Paris (6^e)

B - 2751. - L.-Imp. réun., 7, rue St-Benoît, Paris.

