BnF Gallica

Cours de ponts métalliques professé à l'École nationale des ponts et chaussées.

Ponts en arcs et ponts suspendus / par [...]

Source gallica.bnf.fr / Bibliothèque nationale de France

{BnF Gallica

Résal, Jean (1854-1919). Auteur du texte. Cours de ponts métalliques professé à l'École nationale des ponts et chaussées. Ponts en arcs et ponts suspendus / par Jean Résal,.... 1912-1922.

1/ Les contenus accessibles sur le site Gallica sont pour la plupart des reproductions numériques d'oeuvres tombées dans le domaine public provenant des collections de la BnF. Leur réutilisation s'inscrit dans le cadre de la loi n°78-753 du 17 juillet 1978 :
- La réutilisation non commerciale de ces contenus ou dans le cadre d'une publication académique ou scientifique est libre et gratuite dans le respect de la législation en vigueur et notamment du maintien de la mention de source des contenus telle que précisée ci-après : « Source gallica.bnf.fr / Bibliothèque nationale de France » ou « Source gallica.bnf.fr / BnF ».
- La réutilisation commerciale de ces contenus est payante et fait l'objet d'une licence. Est entendue par réutilisation commerciale la revente de contenus sous forme de produits élaborés ou de fourniture de service ou toute autre réutilisation des contenus générant directement des revenus : publication vendue (à l'exception des ouvrages académiques ou scientifiques), une exposition, une production audiovisuelle, un service ou un produit payant, un support à vocation promotionnelle etc.

CLIQUER ICI POUR ACCÉDER AUX TARIFS ET À LA LICENCE

2/ Les contenus de Gallica sont la propriété de la BnF au sens de l'article L.2112-1 du code général de la propriété des personnes publiques.

3/ Quelques contenus sont soumis à un régime de réutilisation particulier. Il s'agit :

- des reproductions de documents protégés par un droit d'auteur appartenant à un tiers. Ces documents ne peuvent être réutilisés, sauf dans le cadre de la copie privée, sans l'autorisation préalable du titulaire des droits.
- des reproductions de documents conservés dans les bibliothèques ou autres institutions partenaires. Ceux-ci sont signalés par la mention Source gallica.BnF.fr / Bibliothèque municipale de ... (ou autre partenaire). L'utilisateur est invité à s'informer auprès de ces bibliothèques de leurs conditions de réutilisation.

4/ Gallica constitue une base de données, dont la BnF est le producteur, protégée au sens des articles L341-1 et suivants du code de la propriété intellectuelle.

5/ Les présentes conditions d'utilisation des contenus de Gallica sont régies par la loi française. En cas de réutilisation prévue dans un autre pays, il appartient à chaque utilisateur de vérifier la conformité de son projet avec le droit de ce pays.

6/ L'utilisateur s'engage à respecter les présentes conditions d'utilisation ainsi que la législation en vigueur, notamment en matière de propriété intellectuelle. En cas de non respect de ces dispositions, il est notamment passible d'une amende prévue par la loi du 17 juillet 1978.

7/ Pour obtenir un document de Gallica en haute définition, contacter
utilisation.commerciale@bnf.fr.

8° V
6993
(II-3)

DÉPÔT LÉGAL
SAVOIE
1922 499

ENCYCLOPÉDIE
DES
TRAVAUX PUBLICS
Fondée par **M.-C. LECHALAS**, Inspecteur général des Ponts et Chaussées

COURS
DE
PONTS MÉTALLIQUES

PROFESSÉ A L'ÉCOLE NATIONALE
DES PONTS ET CHAUSSÉES

PAR

JEAN RESAL
INSPECTEUR GÉNÉRAL DES PONTS ET CHAUSSÉES

TOME II

Troisième fascicule

PONTS EN ARCS ET PONTS SUSPENDUS

PARIS ET LIÉGE
LIBRAIRIE POLYTECHNIQUE CH. BÉRANGER
PARIS, 15, RUE DES SAINTS-PÈRES, 15
LIÉGE, 8, RUE DES DOMINICAINS, 8
—
1922
Tous droits réservés

Source gallica.bnf.fr / Bibliothèque nationale de France

ENCYCLOPÉDIE DES TRAVAUX PUBLICS

COURS DE PONTS MÉTALLIQUES

TOME II

TROISIÈME FASCICULE

8° V
6493 (II-3)

ENCYCLOPÉDIE
DES
TRAVAUX PUBLICS
Fondée par **M.-C. LECHALAS**, Inspecteur général des Ponts et Chaussées

COURS
DE
PONTS MÉTALLIQUES

PROFESSÉ A L'ÉCOLE NATIONALE
DES PONTS ET CHAUSSÉES

PAR

JEAN RÉSAL
INSPECTEUR GÉNÉRAL DES PONTS ET CHAUSSÉES

TOME II

Troisième fascicule

PONTS EN ARCS ET PONTS SUSPENDUS

PARIS ET LIÉGE
LIBRAIRIE POLYTECHNIQUE CH. BÉRANGER
PARIS, 15, RUE DES SAINTS-PÈRES, 15
LIÉGE, 8, RUE DES DOMINICAINS, 8
1922
Tous droits réservés

NOTE DE L'ÉDITEUR

Le troisième fascicule du Tome II du *Cours de Ponts Métalliques* professé à l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées a été rédigé par M. Jean Résal dans le courant de l'année 1919 : sa fin si imprévue et si rapide ne lui a pas permis d'en faire la publication. Ne voulant pas laisser son œuvre inachevée, sa famille a demandé à MM. les Ingénieurs en Chefs des Ponts et Chaussées, Pigeaud, professeur du Cours de Résistance des Matériaux, et Godard, professeur du Cours de Ponts Métalliques, ses anciens élèves, amis et successeurs à l'Ecole des Ponts et Chaussées, de faire la dernière révision du manuscrit avant impression. Ils se sont acquittés de cette mission avec un empressement et un soin auxquels on nous prie de rendre un hommage de vive reconnaissance. Sauf quelques rares lacunes ou incorrections échappées à l'auteur dans le feu de la composition et que MM. Pigeaud et Godard n'ont relevées qu'avec la plus scrupuleuse réserve, le troisième fascicule est la reproduction textuelle et intégrale du manuscrit de l'auteur.

CHAPITRE PREMIER

PONTS EN ARC

SOMMAIRE :

§ 1. *Ponts à tablier supérieur* : 1. Dispositions générales. — 2. Tympans rigides. — 3. Arc à triple articulation. — 4. Arc à double articulation. — 5. Arc encastré. Arc demi-encastré. — 6. Contreventement. — 7. Ouvrages biais. — 8. Ponts en fonte. — 9. Ponts en acier laminé. — 10. Emploi de l'acier moulé.

§ 2. *Ponts à tablier bas* : 11. Dispositions générales. — 12. Tablier inférieur. — 13. Tablier à mi-hauteur.

§ 3. *Arcs équilibrés* : 14. Pont d'Arcole, à Paris. — 15. Viaduc du Viaur. — 16. Pont Mirabeau, à Paris. — 17. Passerelle de la Manutention, à Paris.

CHAPITRE PREMIER

PONTS EN ARC

§ 1. — Ponts à tablier supérieur

1. Dispositions générales. — L'arc est une pièce prismatique courbe, dont l'axe longitudinal, habituellement circulaire ou parabolique, est situé dans un plan vertical, ou ne s'en écarte que fort peu.

Le pont est moyennement surbaissé quand le rapport de la flèche b à la corde l de son axe est compris entre $\frac{1}{8}$ et $\frac{1}{12}$. Le surbaissement est faible ou fort suivant que ce rapport est supérieur à $\frac{1}{8}$ ou inférieur à $\frac{1}{12}$.

A titre d'exemples de surbaissements exceptionnels, nous citerons :

Comme ouvrage très surbaissé, le pont Alexandre III à Paris, où le rapport $\frac{b}{l}$ a la valeur très petite $\frac{6,28}{107,50} = \frac{1}{17,1}$; comme ouvrage peu surbaissé, le pont de Garabit, sur la Truyère, où $\frac{b}{l}$ a la valeur très grande $\frac{56,86}{165} = \frac{1}{2,9}$.

Chaque arc est surmonté d'un longeron rectiligne, élément principal de l'ossature du tablier, sur lequel viennent s'assembler les pièces de pont, poutrelles ou entretoises, qui portent la couverture.

Quand l'espacement des arcs est notable, on intercale souvent dans le tablier des longerons secondaires, qui prennent appui sur les entretoises.

Le longeron de chaque ferme repose directement sur l'arc dans la région avoisinant son sommet, qualifié de clef par analogie avec les voûtes en pierre. Il arrive cependant parfois que ce longeron, coupé en biseau par la ligne d'extrados de l'arc, se termine en pointe vers la clef. Dans la région du sommet, les pièces de pont sont alors directement assemblées avec l'arc, qui remplacera le longeron. Cette disposition a pour objet de réduire au minimum l'épaisseur du tablier au-dessus de la clef, en vue d'augmenter le plus possible la flèche de l'arc.

Le vide triangulaire compris, de chaque côté de la clef, entre le dessous rectiligne du longeron et l'extrados courbe de l'arc, est occupé par les éléments du tympan, organes auxiliaires qui ont pour fonction de transmettre à l'arc le poids du tablier.

Pour que les réactions exercées sur l'arc par le tympan fussent rigoureusement verticales, il faudrait que ce dernier fût constitué par une série de montants articulés à leurs deux extrémités. Mais cette disposition n'est pas usitée : peut-être aurait-elle l'inconvénient de provoquer, par le jeu des assemblages, des mouvements oscillatoires sous le passage des surcharges mobiles. Nous pouvons toutefois citer comme exemple le pont de Saint-Louis sur le Mississipi, dont tous les assemblages, d'arc et de tympan, sont articulés, comme il arrive dans les grands ouvrages métalliques construits aux Etats-Unis.

En Europe, on se borne à donner aux montants du tympan une largeur en élévation médiocre, de façon

que le moment d'inertie soit faible : leur flexibilité leur permettra de se prêter aux déplacements discordants du tablier et de l'arc, sans qu'il se manifeste, du fait de la rigidité des assemblages, de couples d'encastrement ou d'actions secondaires horizontales susceptibles d'exercer une influence sensible sur les conditions de stabilité de l'ossature métallique.

Dans quelques ouvrages (*pont-rail en fer* sur la Loire, à Nantes ; *pont-route en fonte* sur la Marne, à Nogent-sur-Marne), les montants sont articulés sur l'arc et encastrés sur le longeron. On a de cette façon réduit notablement les efforts secondaires du tympan, sans inconvénient appréciable pour la tenue du pont sous les surcharges roulantes.

Dans les grands ponts-rails de Porto sur le Douro (Portugal) et de Garabit sur la Truyère, le tympan est réduit, de part et d'autre de la clef, à un seul montant, en forme de pylône, qui est encastré sur l'arc. Entre le sommet de ce pylône et la poutre triangulée formant longeron, on a intercalé un *chariot de dilatation*, qui assure rigoureusement la verticalité de la réaction exercée sur l'arc.

Dans un pont disposé comme il vient d'être dit, la courbe des pressions est toujours très voisine de la fibre moyenne de l'arc. Il en résulte que cet organe travaille principalement à la compression. S'il arrive que, dans certaines conditions de surcharge et de température, des tensions se manifestent en des régions restreintes de l'arc, la fatigue correspondante est peu élevée. On parvient même, en traçant de façon convenable les contours supérieur et inférieur de l'arc, à le faire travailler constamment et partout à la compression. Tel est, par exemple, le cas pour deux ouvrages

cités plus haut, comme exemples de surbaissements exceptionnels, le pont-route Alexandre III et le pont-rail de Garabit. Nous en conclurons que la condition indiquée ci-dessus peut toujours être réalisée dans un ouvrage important.

En définitive, c'est, au point de vue de la stabilité, la résistance du métal à l'écrasement qui est à envisager. La résistance à la traction est sinon inutilisée, tout au moins mise en jeu dans une faible mesure.

La proximité de la courbe des pressions et de la fibre moyenne de l'arc a pour seconde conséquence que l'effort tranchant est toujours très petit, et même en général absolument négligeable.

La section transversale de l'arc est à double té. Le profil creux à contour ovale, adopté au pont des Saints-Pères construit à Paris en 1830, a une rigidité insuffisante ; il en était résulté, ainsi que nous l'avons signalé précédemment dans le *Cours* (Tome II, 2e fascicule), une extrême sensibilité de cet ouvrage sous le passage des surcharges mobiles, qui lui imprimaient des mouvements vibratoires de grande amplitude. On sait que ce défaut a été corrigé, ou tout au moins fort atténué, par la substitution d'un tablier rigide en acier laminé à l'ancienne charpente en bois.

On s'explique donc que l'exemple de Polonceau n'ait pas été suivi. Il en a été de même pour un dispositif de tympan, constitué par des anneaux circulaires qui assurent fort bien l'indépendance de l'arc et du longeron, mais non pas mieux que les montants. Ceux-ci fournissent d'ailleurs au tablier des appuis équidistants, alors que la même condition n'a pu être remplie avec les anneaux en question, l'espace occupé par chacun

d'eux étant déterminé par son propre diamètre, très variable depuis la naissance jusqu'à la clef.

On a depuis construit aux Etats-Unis un pont sur le Rock Creek dont les arcs en fonte ont un profil annulaire. Mais on avait en vue, dans l'espèce, l'utilisation de ces tubes courbes comme conduites d'eau.

La section transversale en double té d'un arc n'est pas nécessairement symétrique par rapport à un axe horizontal d'inertie, comme il arrive dans les poutres. On peut être conduit, pour réaliser le même taux de fatigue maximum dans les deux plates-bandes, à attribuer à celles-ci des largeurs ou des épaisseurs différentes.

Comme l'effort tranchant est toujours faible, l'organe de liaison entre les semelles n'a pas besoin d'être très résistant. Aussi se contente-t-on souvent, dans les arcs en acier laminé, d'une triangulation simple très lâche, à éléments grêles peu inclinés sur la fibre moyenne avec assemblages d'about ne comportant qu'un petit nombre de rivets.

Dans nombre d'arcs en acier ou en fonte, l'âme est constituée par une cloison mince dans laquelle on a pratiqué de larges évidements, de telle sorte que les semelles sont reliées par une série de barreaux de faible largeur et notablement écartés.

Il n'en faudrait pas conclure que l'âme pleine, d'une épaisseur normale, dont l'emploi rentre dans la pratique courante des constructeurs, donne lieu à une dépense de métal superflue, par le motif que le travail au cisaillement y est insignifiant. En effet, l'effort normal de compression, dont la composante horizontale est la poussée de l'arc, se répartit uniformément sur toute la section, âme comprise. Ce n'est que pour la

résistance au moment fléchissant que l'âme est en état d'infériorité vis-à-vis des plates-bandes. Or cet effort normal joue un rôle prépondérant. Si donc on substitue à la paroi pleine une âme à claire-voie, il faudra renforcer les semelles, pour restituer à la section transversale la surface utile qui lui a été retranchée. La réduction du poids sera en définitive de minime importance.

La décision à prendre à cet égard, dans un cas donné, sera donc déterminée par d'autres considérations que celle d'une économie de métal à réaliser.

Dans quelques ponts l'âme est raidie par une plate-bande intermédiaire placée à mi-hauteur de l'arc, qui n'est soumise qu'au travail uniforme de compression dû à l'effort normal, et échappe à l'action du moment fléchissant. On a voulu sans doute prévenir le voilement d'une paroi mince comprimée. Il n'apparaît pas que cette mesure de précaution, qui peut être utile, soit nécessaire, car il n'est pas à notre connaissance que l'on ait jamais observé une déformation de ce genre dans les arcs à double té simple, même de très grande hauteur.

Pour le même motif, on munit fréquemment les semelles de cornières de bordure, qui raidissent les arêtes.

Enfin, des nervures normales à l'âme sont souvent disposées au droit de chaque montant de tympan, pour répartir la charge sur toute la hauteur de l'âme du double té.

Quand on est obligé de recourir à la forme en caisson, pour donner aux plates-bandes la surface nécessaire sans dépasser la limite d'épaisseur déterminée par des considérations d'ordre technique, il convient

de faire emploi de cloisons à claire-voie (sauf à en conserver une seule pleine, si on le juge à propos), afin de faciliter la visite des rivets et le renouvellement de la peinture.

Dans les ponts en fonte, on attribue souvent aux arcs de rive, par raison d'esthétique, un profil compliqué, formant archivolte. Vu l'insignifiance de l'effort tranchant, cette disposition ne saurait nuire à la stabilité. Les nervures normales à l'âme de l'arc, qui sont indispensables soit pour le boulonnage mutuel des éléments successifs, ou voussoirs, soit pour l'attache des barres de contreventement, assurent au profil la raideur convenable et s'opposent à toute déformation latérale.

2. Tympans rigides. — Dans beaucoup de ponts, et notamment dans tous ceux construits en France depuis plus de quarante ans, la liaison entre l'arc et le longeron est réalisée, non par une série de montants isolés, mais soit par une paroi pleine ou évidée, soit par une triangulation analogue en général à celle des poutres : ce sont des tympans rigides. L'arc, dans ces ouvrages, fait corps avec le tympan et le longeron. Il arrive même qu'il disparaisse, en ce sens qu'il se trouve réduit à une membrure en simple té : on n'a conservé que la plate-bande d'intrados, en supprimant celle d'extrados.

Les calculs de stabilité d'un pont à tympans rigides s'effectuent par les méthodes habituelles, mais en envisageant la ferme toute entière, de hauteur très variable, depuis la clef jusqu'aux naissances, qui a pour membrures l'arc et le longeron, et pour âme le tympan.

On a trop souvent, en pareil cas, traité l'arc comme s'il était isolé, en admettant *a priori* que sa solidarité avec les tympans et le longeron ne pouvait qu'augmenter la résistance et améliorer la stabilité. C'est là un raisonnement faux. Le tympan rigide modifie la courbe des pressions. S'il arrive que la poussée due à la charge et à la surcharge soit de ce chef diminuée, celle produite par les changements de température se trouve alors majorée. D'autre part, l'axe longitudinal de la ferme s'écarte notablement de la fibre moyenne de l'arc, et passe à une distance variable assez grande de la courbe des pressions. Les moments fléchissants acquièrent de l'importance, et l'effort tranchant n'est plus toujours négligeable.

Cette mauvaise méthode de calcul a causé des déboires. Des efforts secondaires se sont manifestés avec une certaine intensité en des points où ils n'avaient pas été prévus, et des assemblages insuffisants ont cédé. Il en a rejailli, sur ce mode de construction, un discrédit qui n'est pas absolument justifié. Le tympan rigide peut en certains cas être un dispositif avantageux, tout au moins pour les ponts-rails, où les surcharges mobiles sont considérables comparativement à la charge permanente. Mais il faut toujours calculer un ouvrage tel qu'il sera exécuté, sous peine d'être exposé à des mécomptes. Si les épures de stabilité ont été établies pour un arc indépendant, on doit s'interdire l'emploi des tympans rigides. C'est là d'ailleurs une règle générale et absolue, qu'il n'est permis d'enfreindre en aucun cas.

Si l'on fait bon marché de la question d'esthétique, la solution admise pour le pont-rail de Düssem sur la Rhur peut sembler rationnelle et avantageuse. L'arc

fait corps avec le longeron dans la région centrale, mais pour le surplus de l'ouverture on a adopté le tympan non rigide, à montants isolés. De cette façon on a renforcé l'arc aux reins, c'est-à-dire dans les régions où le moment fléchissant atteint ses valeurs maxima. Il n'a été fait que de rares applications de ce type, sans doute parce que la légère économie de métal qu'il procure compense insuffisamment son aspect disgracieux. Il est peu recommandable en principe d'interrompre la continuité de la ligne d'extrados par un angle saillant.

Abstraction faite de certaines passerelles pour piétons, dont le trottoir, brisé par des marches d'escalier, suit exactement l'extrados circulaire de l'arc, il existe un type de pont sans tympans. C'est la poutre à béquilles dont il a été parlé dans le Chapitre des poutres (Tome I du *Cours de Ponts métalliques*), bien que ce soit en réalité un arc, constitué par le longeron horizontal du tablier, prolongé par deux supports verticaux ou béquilles, qui aboutissent aux retombées. La poussée est en général petite, parce que l'ouvrage est peu surbaissé, mais les moments fléchissants sont considérables : les conditions de stabilité du longeron central sont analogues à celles d'une poutre droite partiellement encastrée sur ses supports. Dans chaque béquille, l'effort tranchant est égal à la poussée, et le moment fléchissant varie en conséquence depuis la base jusqu'au sommet.

Ce système, peu économique en principe, n'est guère employé que pour de faibles ouvertures, quand son adoption est motivée par des circonstances spéciales, précédemment exposées, sur lesquelles il nous paraît inutile de revenir.

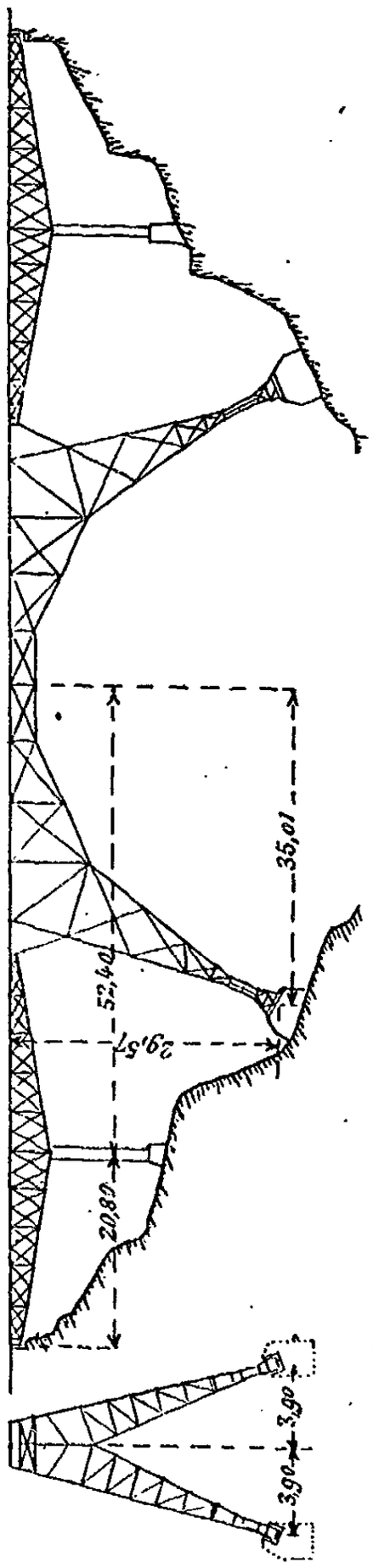

Fig. 1.

On peut rattacher au type à béquilles le pont en arc de Blaaw-Krantz, construit en 1884 dans la colonie du Cap (fig. 1). C'est le seul exemple que nous connaissions d'un arc sans tympans de grande ouverture. La flèche est de 29 m. 50 pour une portée de 70. Le rapport $\frac{b}{l}$ est donc $\frac{29,50}{70}$ ou $\frac{1}{2.4}$, ce qui est un surbaissement exceptionnellement faible : la poussée est petite, et les moments fléchissants élevés.

3. Arc à triple articulation. — L'arc, interrompu à la clef par une articulation, est également articulé sur ses retombées. C'est un ouvrage isostatique, insensible aux changements de température. La courbe des pressions est complètement déterminée par trois points de passage obligés, qui sont les centres des articulations.

Supposons que l'on ait

tracé les deux enveloppes des courbes de pression compatibles avec toutes les dispositions possibles de la surcharge. Si ces lignes sont à l'intérieur du noyau central de l'arc, celui-ci travaillera en tous ses points à la compression, et jamais à l'extension.

Admettons que la charge p et la surcharge q soient l'une et l'autre réparties uniformément. Pour le point M de la fibre moyenne de l'arc, défini par son abscisse x, les ordonnées y' et y'' des lignes enveloppes supérieure et inférieure correspondront la première au cas de la surcharge couvrant le tablier sur une longueur u à partir de la naissance O la plus rapprochée de M, et l'autre au cas de la surcharge couvrant le tablier sur une longueur v à partir de la naissance L la plus éloignée.

Pour obtenir les valeurs exactes de u et y', ainsi que de v et y'', il faudrait résoudre les systèmes d'équations suivants, où la distance x est supposée inférieure à $\frac{1}{2}$:

$$(1)\quad \begin{cases} \left(\frac{pl^2}{8}+\frac{qu^2}{4}\right)\frac{x(l-u)}{l}= \\ \qquad =\frac{u}{2}\left[\frac{1}{2}px(l-x)+qu\left(l-\frac{u}{2}\right)\frac{x}{l}-\frac{qx^2}{2}\right] \\ \qquad y'=\frac{2bx(l-u)}{lu} \end{cases}$$

$$(2)\quad \begin{cases} \left[\frac{pl^2}{8}+\frac{q}{2}\left[\frac{v}{2}\left(l-\frac{v}{2}\right)-\frac{(l-v)^2}{4}\right]\right]\frac{vx}{l}= \\ \qquad =\frac{l-v}{2}\left[\frac{1}{2}px(l-x)+\frac{qv^2}{2l}x\right] \\ \qquad y''=\frac{2bxv}{l(l-v)} \end{cases}$$

On trouvera toujours : $x<u<\frac{l}{2}$, et $\frac{l}{2}<v<l=x$.

Comme première approximation, d'ailleurs peut écartée de la vérité, on peut substituer à ces enveloppes, dont le tracé exact exigerait des calculs laborieux, les

courbes des pressions relatives aux deux cas où la surcharge uniforme q couvre l'une ou l'autre moitié du tablier. Leurs équations sont les suivantes, toujours avec la condition $0 < x < \frac{l}{2}$.

Courbe supérieure : $y' = 4bx \dfrac{p(l-x) + q\left(\frac{3}{4}l - x\right)}{pl^2 + q\frac{l^2}{2}}$.

Courbe inférieure : $y'' = 4bx \dfrac{p(l-x) + q\frac{l}{4}}{pl^2 + q\frac{l^2}{2}}$.

Si l'on prend ces paraboles pour lignes d'extrados et d'intrados (sauf, pour plus de sûreté, à se ménager une légère marge en introduisant dans les expressions de y' et y'' une surcharge q un peu supérieure à la réalité) chaque tronçon de l'arc affectera la forme d'une côte de melon.

On peut être conduit, pour des motifs d'ordre technique ou esthétique, à s'écarter du contour théorique indiqué par le calcul.

C'est ainsi qu'au pont Alexandre III, à Paris, on a remplacé les deux courbes supérieures, dont l'intersection formerait un angle rentrant jugé disgracieux, par une seule parabole ayant un sommet sur la verticale de clef. On a également modifié les courbes inférieures de façon à augmenter les hauteurs de l'arc aux extrémités des tronçons, sans toutefois faire disparaître le renflement aux reins.

Rien n'empêcherait, le cas échéant, d'attribuer à l'arc une hauteur constante, ou même de faire croître légèrement la hauteur depuis la clef jusqu'aux naissances, comme dans les voûtes en maçonnerie.

Mais si l'on tient à ce que le métal ne travaille jamais à l'extension, il faudra attribuer à l'arc une

forme telle que la côte de melon théorique soit enveloppée par le contour apparent, qui, avec la section en double té, ne s'écarte pas sensiblement du périmètre du noyau central. La hauteur minimum à adopter dans la région du rein ne s'écartera guère de la valeur approximative $b\,\frac{q}{4p+2q}$. Nous remarquerons, au surplus, que cette disposition, recommandable pour les arcs en fonte ou en acier moulé, dont les assemblages peuvent ne se prêter que dans des conditions médiocres à la transmission des efforts de traction, est sans grand intérêts pour les ouvrages en acier laminé. On ne se croira donc pas obligé de la réaliser, si on a un motif quelconque pour s'en abstenir.

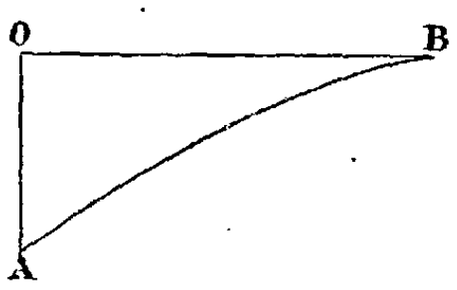

Fig. 2.

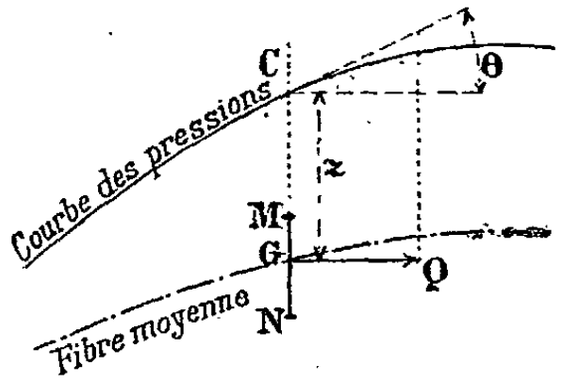

Fig. 3.

Soit AOB une moitié d'un pont à tympans rigides. C'est une ferme de hauteur variable, à laquelle il convient d'appliquer notre méthode générale de calcul, exposée dans le *Cours de Résistance des Matériaux*.

Il est présumable toutefois que, dans la généralité des cas, on pourra, sans erreur nuisible, simplifier les opérations numériques, en attribuant aux sections transversales successives la direction verticale au lieu de les orienter normalement à la fibre moyenne, comme le prescrit la théorie.

Supposons que l'on ait tracé la courbe des pressions relative à une distribution déterminée de la surcharge. Une section verticale MN de la ferme sera sollicitée :

1° Par un effort normal horizontal de compression, qui est la poussée Q de l'arc ;

2° Par un moment fléchissant Qz égal au produit de la poussée par la distance z du centre de gravité G de la section au centre de pression C ;

3° Par un effort tranchant vertical Q tg Θ, en désignant par Θ l'angle avec l'horizontale de la tangente en C à la courbe des pressions.

Le tympan rigide est sans inconvénient, parce que la stabilité de l'ouvrage n'est pas influencée par les changements de température. Pour la charge permanente, il est généralement sans utilité, parce que l'axe de l'arc, presque toujours circulaire et parabolique, ne s'écarte guère d'une courbe funiculaire correspondant à la dite charge.

Mais, en ce qui touche la surcharge, il est susceptible de rendre des services, en soulageant l'arc dans la région des reins, où le moment fléchissant atteint ses plus grandes valeurs.

Nous en concluons que l'emploi du tympan rigide peut être justifié pour les ponts-rails, parcourus par des convois lourds et rapides : il procurera le cas échéant une réduction dans le poids de la charpente métallique, avec diminution des déplacements verticaux et par suite atténuation des mouvements vibratoires.

Il nous paraît fort douteux qu'il y ait jamais intérêt à adopter ce dispositif dans un pont-route, où les surcharges mobiles, animées de faibles vitesses, sont de médiocre importance comparativement à la charge permanente.

L'arc à triple articulation est peu usité. On ne l'a guère appliqué qu'à des ouvrages importants, lorsque des circonstances particulières justifiaient son adoption. Tel est, par exemple, le cas d'un arc très surbaissé, comme le pont Alexandre III à Paris, qu'il était indispensable de soustraire à l'influence des changements de température pour éviter une augmentation considérable dans la fatigue des arcs.

Supposons que l'on éprouve quelque doute sur la fixité des appuis, et que l'on soit conduit à envisager l'éventualité d'un changement ∂l dans l'ouverture l de l'arc. Au point de vue de la stabilité le résultat sera le même que celui d'un décalage de la température moyenne égal à $-\frac{\partial l}{\alpha l}$, α étant le coefficient de dilalation du métal. On fera bien en pareil cas de recourir à la triple articulation. Pour fixer les idées à ce sujet, nous remarquons qu'un surécartement de 3 centimètres seulement, pour une ouverture de 100 mètres, équivaut à un abaissement de 27° au-dessous de la température moyenne : la fatigue, calculée pour un arc hyperstatique dans le cas d'un froid exceptionnel, serait doublée.

D'autres considérations peuvent intervenir pour justifier l'adoption d'une articulation de clef. Quand on fait le montage sans emploi de cintre, en procédant par encorbellement à partir de chaque retombée, ce dispositif facilite notablement la fermeture au clavage, et permet de régler très exactement la longueur de l'arc. Au pont Alexandre III, à Paris, où les arcs ont été montés sur un cintre volant suspendu à un pont roulant de service, il a fallu à plusieurs reprises décintrer et remettre un cintre à chaque arc, avant d'obtenir

le résultat voulu, au moyen de cales intercalées entre les voussoirs encadrant la clef et les coussinets de l'articulation. On est parvenu, par un ajustage minutieux, à assurer un contact parfait entre l'axe de rotation et les coussinets, et à régler la longueur de l'arc à un demi-millimètre près, correction faite de la température ambiante (1). Avec l'ouverture de 107 m. 50, ce degré de précision eût été difficilement atteint sans l'articulation de clef. En opérant, pour le calage, sur les articulations de naissance, on se fût heurté à de grosses difficultés, et il est douteux qu'on eût réussi à les surmonter de façon aussi satisfaisante.

4. Arc à double articulation. — L'arc, articulé sur ses deux retombées, est un système hyperstatique. Pour déterminer la courbe des pressions, qui passe par les centres d'articulation, il faut recourir aux formules de la déformation élastique. Admettant, suivant l'usage, que la charge permanente p soit uniforme, on fait décrire par l'axe longitudinal une parabole, à laquelle en pratique on substitue presque toujours un arc de cercle, qui en diffère peu tant que la flèche ne dépasse pas le huitième de l'ouverture. Nous discute-

1. Pour effectuer cette correction, on a procédé de la façon suivante. Au lever du jour, toutes les parties d'un arc sont sensiblement à la même température, facile à relever très exactement, parce qu'à cette heure le thermomètre est stationnaire. On déterminait par un coup de niveau la cote de l'articulation de clef, sur l'arc préalablement décintré. Soit δh l'écart reconnu entre cette cote et celle prévue au projet pour la température constatée : il suffisait alors de modifier l'épaisseur du calage de la quantité $\frac{\delta h}{8{,}50}$. Cette opération, à laquelle on procédait à loisir, dans le courant de la journée, a toujours donné un bon résultat, ainsi qu'on a pu s'en assurer le lendemain, en vérifiant à l'aube par un second nivellement que l'articulation était bien à la hauteur convenable.

rons ci-après des formules usuelles, établies pour le calcul d'un arc moyennement ou très surbaissé. La lettre r désigne le rayon de giration de la section transversale, supposée constante. Si la section était variable, il conviendrait d'attribuer à r une valeur moyenne.

Charge permanente. — La poussée Q est un peu plus faible que celle de $\frac{pl^2}{8b}$ relative à l'arc triplement articulé.

$$Q = \frac{pl^2}{8b} \frac{1}{1 + \frac{15r^2}{8b^2}}.$$

D'où :

$$\frac{pl^2}{8b} - Q = \frac{pl^2}{8b} \frac{\frac{15r^2}{8b^2}}{1 + \frac{15r^2}{8b^2}}.$$

La courbe des pressions est tout entière au-dessus de l'axe parabolique de l'arc. La distance verticale mutuelle de ces deux lignes a pour expression :

$$z = \frac{4bx(l-x)}{l^2} \frac{15r^2}{8b^2}.$$

Le moment fléchissant dans la section définie par l'abscisse x est :

$$X = Qz = \frac{1}{2} px(l-x) \frac{\frac{15r^2}{8b^2}}{1 + \frac{15r^2}{8b^2}}.$$

Il atteint, comme z, son maximum à la clef :

$$M = \frac{1}{8} pl^2 \frac{\frac{15r^2}{8b^2}}{1 + \frac{15r^2}{8b^2}}.$$

Si l'on désigne par h la hauteur de l'arc, dont on supposera la section symétrique par rapport à son

centre de gravité, la valeur maximum du travail à la compression aura pour expression :

$$R = \frac{Q}{\Omega} + \frac{Mh}{2\Omega r^2}$$

$$= \frac{1}{8}\frac{pl^2}{\Omega b}\frac{1+\frac{15}{16}\frac{h}{b}}{1+\frac{15r^2}{8b^2}}.$$

Si la section est en double té, on peut remplacer, sans erreur sensible, le rayon de giration r par $\frac{h}{2}$.

Admettons que, maintenant constante l'aire Ω, on fasse croître la hauteur de l'arc à partir de zéro. La fatigue R ira en augmentant jusqu'à ce que l'on ait : $h = 0{,}74b$ (1). Après avoir passé par le maximum $\frac{1}{8}\frac{pl^2}{\Omega b} \times 1{,}33$, elle ira ensuite en diminuant. On commettrait donc une erreur en admettant que, si deux arcs ont mêmes dimensions l et b et même poids par mètre courant, c'est le plus haut d'entre eux qui résistera le mieux à la charge permanente. Bien au contraire, la fatigue maximum à la clef sera d'autant plus élevée que le moment d'inertie sera plus grand. Si l'on faisait croître indéfiniment la hauteur h, et par suite le rayon r, la poussée tendrait vers zéro, et l'arc se comporterait comme une poutre sollicitée par le moment fléchissant $\frac{1}{2}px(l-x)$. La fatigue à la clef aurait pour valeur limite $\frac{pl^2}{4\Omega h}$.

On peut donc faire décrire par les contours d'in-

1. Comme les formules énoncées ci-dessus cessent d'être rigoureuses quand le rapport $\frac{h}{b}$ est un peu grand, on ne peut dans ce cas tabler sur l'exactitude des résultats numériques fournis par elles. Sous cette réserve, nos raisonnements et nos conclusions méritent toute confiance.

trados et d'extrados des courbes extrêmement aplaties, auxquelles correspondrait une poussée formidable $\frac{pl^2}{8b}$ s'il y avait une articulation de clef, ou, celle-ci étant supprimée, si le rayon de giration était petit.

A la condition d'attribuer au rapport $\frac{h}{b}$, et par suite à $\frac{r}{b}$, une valeur suffisamment grande, on parviendra toujours à réduire la poussée dans telle mesure que l'on voudra, mais, comme contre-partie, avec accroissement progressif du moment fléchissant.

Supposons, pour fixer les idées, que l'on ait affaire à un arc extraordinairement tendu, dont la flèche b soit le centième de la corde l : on ramènera la poussée au dixième de $\frac{pl^2}{8b}$ en attribuant à la pièce une hauteur égale à $4{,}4\,b$ ou $0{,}044\,l$. Mais alors le moment fléchissant à la clef sera les $\frac{9}{10}$ de celui $\frac{pl^2}{8}$, qui, dans la poutre droite de même ouverture, solliciterait la section médiane.

Changements de température. — Soit t l'écart positif ou négatif, de la température ambiante avec la moyenne. La dilatation ou la contraction du métal donnera lieu à une poussée additionnelle Q, de même signe que t :

$$Q' = E\Omega\alpha t \frac{1}{1+\frac{8b^2}{15r^2}} = E\Omega\alpha t \frac{\frac{15}{8}\frac{r^2}{b^2}}{1+\frac{15}{8}\frac{r^2}{b^2}}.$$

Le moment de flexion correspondant est le produit $Q' \frac{4bx(l-x)}{l^2}$.

La courbe des pressions sous la charge permanente se relève ou s'abaisse suivant que la température descend ou monte. Elle coïncide exactement avec l'axe

longitudinal parabolique de l'arc quand la hausse thermométrique atteint la valeur : $t' = \frac{pl^2}{8\Omega b} \cdot \frac{l}{E\alpha}$.

A cet instant, la réduction élastique de longueur éprouvée par la fibre moyenne de l'arc, du fait du travail de compression dû à l'effort normal, est exactement compensée par l'allongement $l\alpha t'$ qu'a produit le relèvement de la température.

On conçoit que, si le réglage de l'arc a été effectué non pas à la température moyenne du climat, mais à une température plus basse de t', la superposition de la courbe des pressions et de l'axe longitudinal se réalisera précisément à la température moyenne.

Il est bon de consulter le thermomètre avant de procéder à la fermeture et au réglage d'un arc. Ces opérations devront être pratiquées autant que possible le matin ou par temps couvert, à une température tout au plus égale à la moyenne ou de préférence inférieure de t'.

Il convient de signaler que la fonte et l'acier ayant sensiblement le même coefficient de dilatation $d = 0{,}000011$, alors que leurs coefficients d'élasticité sont dans le rapport de 1 à 2, les efforts dus à la température sont, toutes choses égales d'ailleurs, deux fois moindres avec le premier métal qu'avec le second.

Supposons, pour fixer les idées, que le travail de compression simple dû à l'effort normal, sous la charge permanente, s'élève à 2 kilogrammes par millimètre carré. L'écart thermométrique t' précédemment défini, sera de 4°5 pour l'acier et de 9° pour la fonte.

Dans l'expression de la poussée Q' produite par un changement de température t, on peut substituer sans

erreur sensible la demi-hauteur de l'arc au rayon de giration et écrire : $Q' = \frac{E\Omega}{1 + \frac{32}{15}\frac{b^2}{h^2}}\alpha t$.

Considérons deux arcs ayant même flèche b, mais avec des hauteurs différentes, qui seront pour l'un $\frac{b}{10}$ et pour l'autre $\frac{b}{2}$.

Les poussées Q' correspondantes seront dans le rapport de 1 à 22.5. Il y a donc intérêt à ne pas exagérer la hauteur de l'arc, parce que les efforts dus aux changements de température se développent à peu près proportionnellement au carré de $\frac{h}{b}$, quand ce rapport augmente à partir de zéro. Puis la croissance se ralentit, et la poussée tend finalement vers l'effort de compression d'une barre droite dont les abouts seraient maintenus fixes, de façon à rendre invariable sa longueur pour un changement de température de ± 27°, la fatigue subie par la barre serait de 6 kilogrammes pour l'acier, et de 3 kilogrammes pour la fonte.

Surcharge d'épreuve. — Nous ne chercherons pas à analyser et discuter les formules passablement compliquées dont on fait usage pour le calcul de la poussée due à un poids isolé. Les tableaux numériques insérés à la fin du présent chapitre renferment les indications nécessaires pour l'évaluation de cette poussée, dans le cas particulier de l'arc circulaire à section constante. A l'aide de ces renseignements, on construira sans peine les enveloppes des courbes de pression relatives à la charge et à la surcharge, et il ne restera plus qu'à faire intervenir, par un calcul complémentaire, les changements de température, qui donnent lieu à une variation de la poussée, en plus ou en moins.

On obtiendra de la sorte une épure analogue à celle de l'arc à triple articulation, sauf que les deux enveloppes ne se recouperont pas à la clef, et que, toutes choses égales d'ailleurs, leur distance mutuelle verticale sera diminuée dans la région du rein : la suppression de l'articulation de clef procure donc une réduction des moments de flexion maxima dus à la surcharge.

On arrêtera la hauteur de l'arc d'après cette épure, soit que l'on veuille exclure le travail à l'extension, en maintenant toujours le centre de pression à l'intérieur du noyau central (effet de la température compris), comme dans le pont de Garabit, soit que l'on se contente de limiter les tensions à un taux jugé convenable. Pour la fonte, par exemple, le Règlement des ponts métalliques interdit de dépasser 1 kg. 50 par millimètre carré.

Il n'y a pas lieu d'exagérer la hauteur de l'arc au delà de la dimension indiquée comme nécessaire par l'épure. On n'en tirerait aucun bénéfice pour la charge et la surcharge, tandis qu'on aggraverait bien inutilement les effets de la température. Pour assurer à l'ouvrage la résistance voulue on pourra soit augmenter suivant les besoins l'épaisseur et la largeur de la plate-bande, soit multiplier les arcs, dont en principe le nombre n'est pas limité dans les ponts à tablier supérieur. Les arcs circulaires en acier laminé ont d'habitude une hauteur constante, l'épaisseur des plates-bandes variant avec la grandeur des efforts qu'elles subissent. Par raison d'esthétique on fait assez souvent croître légèrement la hauteur depuis la clef jusqu'à chaque retombée.

L'arc du pont de Garabit affecte la forme d'un crois-

sant. Dans cet ouvrage très peu surbaissé, le tablier n'est relié à l'arc qu'en quatre points équidistants, dont les extrêmes sont à 37 mètres seulement du sommet, alors que la demi-ouverture est de 82 m. 50. La majeure partie de la charge permanente et de la charge équivalente au vent (qui, dans l'ouvrage en question, a même importance que la charge au point de vue de la fatigue du métal) et la totalité de la surcharge sont donc appliquées sur une région centrale restreinte. L'allure que doit affecter l'épure des courbes enveloppes est celle d'une sorte de poutre à béquilles, et la forme en croissant apparaît comme la solution qui s'imposait. Notons d'ailleurs que l'influence de la température est ici presque insignifiante : la poussée due à un relèvement de 27° ne correspond guère qu'à $\frac{1}{15}$ de kilogramme par millimètre carré de section de l'arc.

Cette forme ne conviendrait pas à un pont dont le poids serait réparti sur toute l'ouverture par une série de montants également espacés, à moins que la surcharge ne fut exceptionnellement faible. Le croissant serait justifié pour un arc soumis exclusivement à l'action d'une charge permanente uniforme ainsi qu'à celle de la température mais sans surcharge, parce que la courbe des pressions serait toujours une parabole semblable à celle de la fibre moyenne.

Tympans. — Les tympans rigides doivent être exclus : le léger avantage que l'on en pourrait tirer pour la résistance à la surcharge serait largement compensé par l'aggravation des effets de la température. Toutefois le type d'arc employé au pont de Düssem sur la Ruhr, peut être admis : le renflement

aux reins correspond bien aux enveloppes des courbes de pression. Mais, au surplus, on a toujours la faculté de renforcer la pièce dans cette région, en augmentant l'épaisseur des plates-bandes, sans modifier la hauteur. Au point de vue de l'aspect de l'ouvrage, c'est sans doute le meilleur parti à prendre.

Les montants du tympan sont soumis à des efforts de flexion secondaires, sans importance aucune pour la charge et la surcharge, mais que l'on ne peut *a priori* déclarer négligeables pour la température.

Si, dans un arc articulé aux naissances, le thermomètre monte de la quantité t, la longueur du tablier s'allonge, un point M situé à la distance $\frac{l}{2} - x$ de la clef, qui demeure fixe, se déplace, en se rapprochant de la culée, de la longueur $\lambda = \left(\frac{l}{2} - x\right)\alpha t$.

La déformation thermique de l'arc se traduit pour le point N, situé sur la verticale de M, par un relèvement vertical, auquel le longeron obéit sans résistance et par une déviation angulaire ε de la fibre moyenne, qui se rapproche de la verticale. Le montant MN, encastré sur l'arc, subit la même déviation angulaire et s'incline vers la culée. Le déplacement horizontal correspondant serait pour son sommet M : $\lambda' = \varepsilon y$.

Si les deux longueurs λ et λ' étaient égales, il y aurait concordance entre les mouvements imposés au montant soit par le longeron, soit par l'arc. Il ne s'ensuivrait donc aucun effort secondaire. C'est précisément ce qui se passe pour l'arc à trois articulations : chaque demi-ferme pivote autour de sa rotule de retombée, sans gêner la libre dilatation d'un quelconque de ses éléments. Il n'en est pas de même pour l'arc à deux articulations. Considérons le montant le plus fatigué,

qui est celui de rive dont la hauteur b' est peu différente de la flèche b de l'arc.

Les deux déplacements horizontaux sont pour ce montant : $\lambda = \frac{l}{2}\alpha t$ et $\lambda' = \frac{l}{2}\alpha t \times 1{,}50\,\frac{b'}{b}\cdot\frac{1}{1+\frac{15}{8}\frac{r^2}{b^2}}$.

Si l'on admet que la hauteur b' du montant ne diffère pas sensiblement de la flèche de l'arc, on trouve :

$$\lambda' - \lambda = \frac{l}{2}\alpha t\,\frac{1-\frac{30r^2}{8b^2}}{2+\frac{30r^2}{8b^2}}.$$

Pour un arc de hauteur nulle, on voit que cet écart est la moitié de λ. Puis il va en diminuant, jusqu'à s'annuler quand la hauteur h ou $2r$ devient égale à la flèche b, ce qui d'ailleurs est un cas en dehors de toute vraisemblance. En somme l'effort secondaire est d'autant moindre que l'arc est plus rigide.

Connaissant la section transversale du montant, il est facile de calculer la fatigue subie par lui par suite du déplacement horizontal $\lambda' - \lambda$ de son sommet. On obtiendra toujours un résultat insignifiant, si la longueur en élévation de la pièce est raisonnable. L'effort secondaire est donc d'habitude négligeable, et nous ne connaissons aucun fait d'observation qui vienne à l'encontre de cette assertion. L'arc à double articulation est fréquemment employé pour les ponts en acier de grande ouverture. Si le surbaissement est fort, il importe de ne pas exagérer la hauteur de l'arc, dont dépend, ainsi qu'on l'a vu, l'intensité des efforts causés par les changements de température.

Le réglage s'effectue très aisément, quand on monte l'arc sur cintré. Si le montage a lieu par encorbellement, la faculté de faire pivoter chaque moitié autour

de sa rotule de retombée, en agissant sur les haubans de retenue, permet d'effectuer assez facilement le clavage, après quelques tâtonnements. On ajournera au besoin au dernier moment l'ajustage de l'élément de fermeture, dont les trous de rivets ou de boulons seront percés ou alésés à la demande. L'opération du réglage consistera simplement à réaliser la flèche b prévue, correction faite de la température.

5. Arc encastré. Arc demi-encastré. — Pour qu'un encastrement soit parfait, il faut théoriquement qu'il assure la transmission des efforts de traction comme celle des efforts de compression. Nous connaissons bien peu d'ouvrages où cette condition soit remplie. On peut citer la passerelle des Arts, à Paris ; l'arc en fonte n'ayant que 0 m. 20 de hauteur, son rayon de giration est exceptionnellement petit, par rapport à la flèche de 3 m. 10. De ce chef, les efforts dus aux changements de température sont insignifiants. Les arcs du pont en fer de Saint-Louis sur le Mississipi, ont pour membrures des tubes, reliés par une triangulation simple, qui sont ancrés sur les piles, par l'intermédiaire de sabots en fer forgé et de tirants noyés dans la maçonnerie.

Ce pont a été monté par encorbellement, en partant de chaque retombée. Bien que le surbaissement fut moyen $\left(\frac{b}{l} = \frac{14,34}{158,50} = \frac{1}{11}\right)$; on a eu beaucoup de peine à fermer l'arc, dont les deux moitiés, encastrées sur leurs bases, se refusaient à tout déplacement vertical. La distance mutuelle entre abouts des tubes à relier variait incessamment avec la température, à raison de 1 mm. 7 par degré, si bien que les pièces de jonction préparées sur mesure étaient tantôt trop courtes et

tantôt trop longues quand on les présentait. Après plusieurs tentatives infructueuses, on a forcé sur les organes d'assemblage, pour les contraindre à s'emboîter. Il est douteux que ce réglage ait été satisfaisant.

On ne voit pas bien au surplus de quelle utilité peut être un encastrement complet. Dans presque tous les ponts, l'arc se termine soit par une embase rectangulaire, soit par une plaque d'appui en fonte ou en acier moulé, à laquelle fait face une plaque jumelle scellée sur la maçonnerie. Un vide ménagé entre elles permet d'y glisser des cales horizontales en acier forgé, souvent au nombre de trois, qui sont placées respectivement au droit de la fibre moyenne et des deux plates-bandes. Chaque cale étant formée de deux coins superposés, on peut en faire varier l'épaisseur de manière qu'elle remplisse bien son logement, avec le serrage que l'on désire.

Il est en général possible d'attribuer à la plaque de retombée une hauteur suffisante pour qu'en toute circonstance la courbe des pressions aboutisse dans la région centrale de la base d'appui qui est alors comprimée sur toute sa surface. A supposer que, dans des conditions déterminées de surcharge et de température, la courbe vienne à atteindre une cale extrême, elle s'en tiendra là : l'arc se comportera comme s'il était articulé sur la cale en question, et celle-ci supportera à elle seule la réaction de l'arc. Mais pareille éventualité ne serait à envisager que pour un arc mal réglé ou pour un pont extrêmement surbaissé, qu'on aurait mieux fait d'articuler à ses naissances, et au besoin à la clef.

Le calcul exact d'un arc encastré est une entreprise

laborieuse et compliquée, même s'il est circulaire et à section constante. Dans ce dernier cas, on peut faire usage des tableaux numériques dressés par M. Pigeaud, qui permettent de déterminer la courbe des pressions pour la charge permanente, la surcharge d'epreuve, et une disposition quelconque de la surcharge (1).

Nous énoncerons toutefois ci-après quelques formules approximatives, qui ne sauraient être considérées comme valables que pour un arc parabolique à section constante, à la condition que les rapports $\frac{b}{l}$ et $\frac{r}{b}$ soient petits.

Charge permanente. — La courbe des pressions est une parabole qui coupe la fibre moyenne à la hauteur $\frac{2}{3}b$ au-dessus de la corde.

Poussée : $$Q = \frac{pl^2}{8b}\frac{1}{1+\frac{45}{4}\frac{r^2}{b^2}}.$$

Distances verticales mutuelles de la courbe et de la fibre moyenne :

à la clef : $$z' = +\frac{1}{3}b\frac{45r^2}{4b^2};$$

à la retombée : $$z'' = -\frac{2}{3}b\frac{45r^2}{4b^2}.$$

La poussée est un peu plus faible qu'avec la double articulation.

Quand $\frac{r^2}{b^2}$ est petit et tend vers zéro, les moments fléchissants de signes opposés, Qz' à la clef et Qz'' à la retombée, sont respectivement deux et quatre fois plus grands que le moment à la clef dans l'arc doublement

1. Note sur le calcul des arcs encastrés, par M. Pigeaud, Ingénieur des Ponts et Chaussées. *Annales des Ponts et Chaussées*, années 1905 et 1906.

articulé. Ces rapports diminuent lentement au fur et à mesure que $\frac{r}{b}$ va croissant. Les moments fléchissants à la clef deviendraient égaux pour la hauteur $0{,}7\,b$, si les formules précédentes pouvaient être considérées comme encore valables dans ce cas pratiquement irréalisable. Pour faciliter le montage et le réglage, il est opportun de ne mettre d'abord en place que la cale centrale de retomblée. On glissera les cales latérales dans leurs logements après que l'arc aura été clavé et décintré, et par une température convenable.

Supposons que l'on attende, pour compléter le calage, que le pont soit terminé et porte toute sa charge permanente. L'arc se comportera sous ladite charge comme s'il était doublement articulé, l'encastrement n'entrant en jeu que pour la surcharge et les changements de température : ce sera un arc *demi-encastré*.

Cette pratique, qui entraîne une notable réduction des moments de flexion dus à la charge, paraît recommandable. Il faut bien entendu disposer les extrémités de l'arc de façon que la cale centrale de retombée puisse fonctionner comme rotule, dans des conditions de stabilité satisfaisantes, jusqu'à complet achèvement du pont.

Effets de la température. — La poussée est :

$$Q' = E\Omega\alpha t \frac{1}{1+\frac{4}{45}\frac{b^2}{r^2}} = E\Omega\alpha t \frac{\frac{43}{4}\frac{r^2}{b^2}}{1+\frac{45}{4}\frac{r^2}{b^2}}.$$

Sa ligne d'action passe aux deux tiers de la flèche, à partir de la corde.

Quand le rapport $\frac{r^2}{b^2}$, généralement petit, tend vers

zéro, cette poussée est égale à six fois celle de l'arc à deux articulations. Le moment fléchissant est à la clef double, et aux naissances quadruple de celui de clef dans le cas précité. L'encastrement est donc nettement désavantageux en ce qui concerne les effets de la température. Il y a donc, à ce point de vue, intérêt à réduire le plus possible $\frac{f^2}{b^2}$.

Par exemple, dans le pont des Saints-Pères et le pont des Arts, à Paris, ce rapport n'est environ que de 0,00086 et de 0,00035. Dans les arcs, qui sont en fonte, la poussée Q' ne dépasse pas 0 kg. 029 et 0 kg. 012 par millimètre carré de section, pour un écart de température de + 27°. Les maxima correspondants du travail dû au moment fléchissant, dans les sections de retombée, sont respectivement de 2 kilogrammes et de 0 kg. 74 par millimètre carré.

On peut recommander, pour les raisons exposées précédemment, de procéder au calage définitif des retombées par une température inférieure à la moyenne de l'écart nécessaire pour que la contraction thermique de l'arc soit égale au raccourcissement élastique produit par la poussée due à la charge permanente.

Ayant à dresser le projet d'un pont en acier comportant deux arches identiques dont la pile, fondée sur pieux à travers une vase molle dépourvue de toute résistance latérale, serait incapable de résister à une poussée horizontale, M. Seyrig a eu l'idée ingénieuse de recourir à des arcs encastrés dont les retombées seraient réunies par un panneau rigide reposant sur un chariot de dilatation, lequel assurerait rigoureusement la verticalité de la réaction exercée sur la pile.

Supposons que l'une des arches soit complètement surchargée à l'exclusion de l'autre. Le chariot se déplacera de la quantité δl; l'arc surchargé s'aplatira, et sa poussée sera diminuée de la quantité correspondant à un abaissement de température $\frac{\delta l}{\alpha l}$; réciproquement la poussée de l'autre subira un accroissement de même importance. Pour que l'équilibre s'établisse sur la pile, il faudra que le déplacement du chariot satisfasse à la condition :

$$\frac{ql^2}{8b}\,\frac{1}{1+\frac{45}{4}\,\frac{r^2}{b^2}} = 2\mathrm{E}\Omega\alpha\,\frac{\frac{45}{4}\,\frac{r^2}{b^2}}{1+\frac{45}{4}\,\frac{r^2}{b^2}}\cdot\frac{\delta l}{\alpha l}.$$

D'où : $$\delta l = \frac{l}{2\mathrm{E}}\,\frac{ql^2}{8b\Omega}\,\frac{4b^2}{45r^2}.$$

On pourra toujours réduire la distance δl dans la mesure que l'on voudra, en diminuant la flèche b de l'arc et augmentant sa hauteur, sous la seule réserve de ne pas trop aggraver les efforts produits par les changements de température.

Cet exemple est instructif en ce qu'il montre comment un ingénieur avisé peut, dans un cas spécial, tirer parti d'une propriété d'un type de pont qui serait considérée, dans les circonstances ordinaires, comme désavantageuse pour la stabilité.

Surcharge d'épreuve. — Pour déterminer l'effet produit par un poids isolé, il faut se résoudre à des calculs très laborieux. Mais la tâche sera fort allégée si l'on recourt aux tableaux numériques dressés par M. Pigeaud pour les arcs circulaires ou paraboliques.

On peut, à titre de première approximation, se servir des relations suivantes, qui ne sont valables que si les

rapports $\frac{b}{l}$ et $\frac{r}{b}$ tendent simultanément vers zéro : il faut donc que l'arc soit très aplati et très mince.

Soit u l'abscisse, à partir de la retombée de gauche, du point d'application du poids P.

Poussée : $$Q = \frac{15}{4}\frac{Pu^2(l-u)^2}{bl^3}.$$

Distances de la courbe des pressions à la fibre moyenne, au droit de chaque retombée :

A gauche du poids : $Z_0 = \frac{2}{3}b - \frac{4}{15}\frac{bl}{u}$.

A droite du poids : $Z_1 = \frac{2}{3}b - \frac{4}{15}\frac{bl}{l-u}$.

Si, après avoir tracé les lignes d'influence relatives à un poids mobile, on s'en sert pour construire les enveloppes des courbes de pression relatives à toutes les dispositions de surcharge, on constatera :

1° Que le plus grand moment fléchissant se manifeste dans la section de retombée ;

2° Qu'il existe un second maximum, moindre que le premier, dans une section comprise entre le quart et le milieu de l'ouverture.

Si l'on se borne à envisager, comme on l'a fait pour l'arc à trois articulations, les deux cas où la surcharge supposée uniforme couvre l'une ou l'autre moitié du tablier, on tracera les courbes de pression correspondantes, parabole et droite, à l'aide des indications suivantes, dont le degré d'exactitude est le même que celui des résultats précédemment énoncés pour la charge permanente et la température.

Poussée : $$Q = \frac{1}{2}\frac{ql^2}{8}\frac{1}{1+\frac{48}{5}\frac{r^2}{b^2}}.$$

Distances verticales Z de la courbe des pressions à la fibre moyenne :

à la naissance du demi-arc surchargé, $-\frac{b}{4}\left(1+\frac{11}{3}\frac{45}{4}\frac{r^2}{b^2}\right)$;

à la clef, $+\frac{b}{3}\frac{45}{4}\frac{r^2}{b^2}$;

à la naissance du demi-arc libre, $+\frac{b}{4}\left(1-\frac{5}{3}\frac{45}{4}\frac{r^2}{b^2}\right)$.

On peut tracer sur une figure les lignes relatives d'une part à l'arc à triple articulation, et de l'autre à l'arc encastré, dans le cas particulier où l'on suppose $\frac{r^2}{b^2}$ très petit et négligeable, d'où il résulte que pour le second la distance Z, nulle à la clef est égale à $-\frac{b}{4}$ ou $+\frac{b}{4}$ au droit de la retombée.

On verra que pour les deux arcs, l'écart maximum de la parabole et de la droite a la même valeur $\frac{b}{2}$: mais pour l'un, il correspond au rein, c'est-à-dire au quart de l'ouverture, et pour l'autre à la naissance.

Dans l'arc encastré, la distance Z présente un second maximum qui n'est que de $0{,}28\,b$, et se manifeste entre le rein et la clef ($x = 0{,}3\,l$).

Il convient de faire croître la hauteur de l'arc encastré depuis la clef jusqu'à la naissance.

D'après ce qui précède, si l'on a calculé, pour la surcharge, un arc de cette forme comme s'il était doublement articulé, on réduira sensiblement la fatigue en l'encastrant sur ses retombées.

En fait, on a presque toujours, à notre connaissance, appliqué la méthode, en principe fort illogique, qui consiste à supposer l'existence de deux articulations que l'on ne réalise pas en exécution.

L'erreur commise est sans grand inconvénient pour

la charge permanente ; on peut d'ailleurs la faire disparaître entièrement, en ayant recours au demi-encastrement. Nous venons de constater que, pour la surcharge, elle conduit à surévaluer les efforts maxima, et par conséquent augmente la marge de sécurité. Mais, en ce qui touche les effets de la température, elle expose à des déboires ; il importe donc ici de tenir compte de l'encastrement dans les calculs, ce qui d'ailleurs ne présente aucune difficulté, les formules applicables étant très simples.

C'est avec ce type de pont que l'emploi des tympans rigides a causé de graves mécomptes, sur lesquels nous reviendrons plus loin. C'est pourquoi il convient d'y renoncer de façon absolue.

Les montants isolés et encastrés à leurs extrémités sur l'arc et sur le longeron sont soumis, par l'effet de la température, à des efforts secondaires sensiblement doubles de ceux qui se manifestent dans l'arc à deux articulations. Si nous nous reportons à un calcul précédent, nous constaterons que pour le montant de rive la distance λ, relative à l'allongement thermique du longeron, est restée la même. Mais la distance λ' est nulle, parce que le montant encastré sur l'arc dans le voisinage immédiat de la retombée tend à conserver la direction verticale, puisque la déviation angulaire de l'arc est nulle. La déformation élastique du montant correspond donc au déplacement λ, alors que dans l'arc à deux articulations il est d'environ $\frac{\lambda}{2}$.

Dans deux ponts déjà cités, pont-rail de Mantes, en fer laminé, et pont-route de Nogent-sur-Marne, en fonte, on a jugé convenable d'articuler chaque montant à sa base, en maintenant l'encastrement sur le

longeron ; on a de la sorte réduit de moitié les efforts secondaires, dont l'ordre de grandeur est le même que pour l'arc à deux articulations.

L'arc encastré ou demi-encastré a toujours été employé dans les ponts en fonte, ainsi que dans les ouvrages en fer ou en acier d'ouverture moyenne.

Ce type convient également pour de grandes ouvertures, quand le surbaissement est médiocre. Mais il doit être écarté si la flèche est petite parce qu'alors les efforts dus à la température acquerraient une grande importance.

Dans le pont de Blaaw Krantz (fig. 1), l'encastrement est sans inconvénient aucun, parce qu'en raison du faible surbaissement $\left(\frac{f}{l} = \frac{1}{2,4}\right)$, les changements de température n'exercent sur la stabilité qu'une influence négligeable. Dans les poutres à béquilles, il en est presque toujours ainsi.

On aurait pu certainement encastrer sur ses sommiers le pont de Garabit dont la flèche dépasse le tiers de l'ouverture. Si l'on a préféré le munir d'articulation aux naissances, c'est sans doute pour des motifs étrangers à la question de température : concentration de la charge et de la surcharge sur une région centrale restreinte de l'arc ; facilités de montage par encorbellement et de réglage.

6. Contreventement. — Le tablier, placé au-dessus de l'arc, constitue une poutre longitudinale de contreventement prenant appui sur les piles ou culées, qui en général résiste aisément à la pression du vent sur sa propre élévation, ainsi que sur les trains s'il s'agit d'un pont-rail. On se dispense souvent de trianguler

l'ossature, parce que les cadres rigides formés par les poutrelles et les longerons, d'ailleurs reliés ensemble, par la couverture, suffisent très largement pour la transmission de l'effort tranchant dû au vent. Dans les ponts-routes et dans les ponts-rails à double voie, on s'abstient souvent de calculer la fatigue subie de ce chef par les éléments du tablier, étant sûr à l'avance que les résultats obtenus seraient insignifiants. L'arc s'appuie sur le tablier dans la région centrale de clef, où il s'assemble directement avec le longeron. Ce n'est que pour la portée située sous le tympan qu'un dispositif de contreventement peut être justifié. Il est à noter que, abstraction faite du vent, il convient parfois de prendre certaines mesures pour empêcher toute déformation latérale de l'arc. Celui-ci, calculé pour la charge et la surcharge, a d'habitude un moment d'inertie latéral assez faible. Or on sait qu'une pièce courbe comprimée est sujette à flamber, par voilement et déversement de l'arc longitudinal, qui sort de son plan initial. Pareille éventualité serait à craindre pour l'arc, s'il n'était pas maintenu convenablement par un tympan de rigidité transversale suffisante. C'est pour ce motif que l'on réunit souvent entre eux les arcs d'un pont par une triangulation simple. On se contente parfois de quelques entretoises horizontales, réduites au besoin à de simples fers ronds, parce que les efforts à supporter sont insignifiants, vu la faible prise au vent qu'offrent l'arc et les tympans.

Dans d'autres ouvrages les arcs ne sont solidarisés que par les montants du tympan, que l'on réunit par triangulation de façon à constituer des panneaux transversaux rigides encastrés à la fois sur les arcs et le tablier. Des entretoises horizontales peuvent être

jugées suffisantes pour établir la liaison entre les montants.

Comme les efforts dus au vent sont en général trop petits pour qu'on puisse en déduire les sections à attribuer aux barres de contreventement, il arrive qu'on arrête leurs dimensions au juger. C'est ce qui explique la grande diversité des dispositions en usage. En général, le contreventement paraît pêcher plutôt par excès que par insuffisance : il n'a nul besoin d'être résistant, mais il lui faut de la rigidité.

Quand on a monté le pont Alexandre III, à Paris, les sujétions du réglage ont conduit à décintrer plusieurs fois les arcs, avant de les surmonter des fermes de contreventement transversal, constituées par les montants du tympan, reliés par croix de Saint-André. On pouvait craindre qu'un arc abandonné à lui-même ne flambât sous son propre poids, sous l'effort normal déjà considérable qu'il subissait. Pour écarter ce risque, on a pris le parti de monter et de décintrer les arcs deux à deux, en réunissant chaque couple par un contreventement provisoire, en bois et fers ronds, que l'on a supprimé après l'installation des tympans.

Nous conseillerons de ne jamais placer une entretoise horizontale de contreventement dans le voisinage des retombées. Cette pièce serait inutile, car les arcs, toujours encastrés latéralement sur leurs bases d'appui, sont suffisamment maintenus par la pile ou la culée.

Or, cette entretoise serait soumise à une fatigue élevée du fait des changements de température, qui tendent à l'allonger ou à la raccourcir, alors que la distance mutuelle des arcs, près des retombées, est rendue invariable par la maçonnerie, peu sensible aux oscillations du thermomètre.

Des pièces obliques ne présentent pas cet inconvénient au même degré, et protègent très convenablement les arcs contre le risque de flambement. Comme d'ailleurs ceux-ci ont d'habitude une faible rigidité latérale, rien ne s'oppose à l'emploi d'entretoises de contreventement placées à une certaine distance des retombées : les arcs peuvent, sans résistance appréciable, se rapprocher ou s'écarter mutuellement, ce qui atténue de façon suffisante la gêne apportée à la libre dilatation des barres d'entretoisement.

Au pont de Garabit, le tablier, à voie unique, n'a que 5 mètres de largeur. Or sa longueur entre ses supports de rive est de 177 m.-70, et les supports en question sont des pylônes métalliques de 60 mètres de hauteur, dont la largeur transversale varie entre 5 mètres au sommet et 20 mètres à la base. Cette sorte de portique ou de poutre à béquilles, ne présente, au point de vue de la résistance au vent, qu'une très faible rigidité. Non seulement il ne pourrait assurer la fixité de la clef, mais il prend plutôt appui sur elle. Il a donc fallu munir les deux arcs d'un dispositif propre de contreventement qui leur permet de tenir bon à eux seuls contre le vent et d'empêcher tout balancement horizontal du tablier. Nous nous bornerons à signaler le fait, en renvoyant pour l'étude de la question au prochain paragraphe relatif aux ponts à tablier bas, dont les arcs, n'étant plus soutenus à la clef, doivent résister au vent par leurs propres moyens.

7. Ouvrages biais. — Les arcs sont droits, l'obliquité étant regagnée par un décrochement d'une retombée à la suivante. Chaque pile de montants, orientée suivant le biais, est composée d'éléments de

même longueur. Les seuls éléments de l'ossature qui soient dirigés normalement au plan vertical d'élévation sont les entretoises du tablier, qui s'assemblent avec les longerons.

Dans ces conditions le biais n'a pas les mêmes conséquences que dans les ponts à poutres, et il n'y a pas lieu de s'en préoccuper au point de vue de la stabilité des arcs. Il n'entraîne que certaines sujétions d'ordre technique, d'ailleurs faciles à surmonter, pour la confection des assemblages où le biais intervient.

8. Ponts en fonte. — Les premiers ponts en fonte, qui ont précédé d'un demi-siècle les ouvrages en fer laminé, ont été construits, tout d'abord, en Angleterre, dans les dernières années du XVIII^e^ siècle et les premières du XIX^e^, sur le modèle des arches en maçonnerie. Dans le pont d'Austerlitz, exécuté à Paris en 1806, les voussoirs en pierre de taille étaient remplacés par des cages prismatiques de même forme extérieure où la fonte moulée se divisait en barreaux de faible échantillon. Les tympans, constitués de façon analogue, étaient d'une rigidité absolue. Des ruptures se produisirent bientôt dans les grêles éléments de cette ossature, puis se multiplièrent. On en avait, paraît-il, compté 3.000 en 1856, date à laquelle on se résigna à démolir l'ouvrage, complètement disloqué, pour le remplacer par un pont en maçonnerie.

De tous les arcs en fonte construits en France pendant cette période, un seul, à notre connaissance, a survécu. C'est la passerelle des Arts, à Paris, qui date de 1803. Mais son auteur a précisément évité les fautes qui avaient causé la ruine des autres : l'arc est une barre courbe continue à section rectangulaire pleine ;

le tympan formé d'éléments isolés, à faibles dimensions transversales, est dépourvu de rigidité ; enfin on a exécuté en bois la charpente du tablier, peut-être après s'être rendu compte des médiocres résultats que donnait la fonte, pour les pièces travaillant à l'extension simple ou à la flexion. Cette passerelle, âgée de 120 ans, est encore en bon état, et il n'est pas à notre connaissance qu'aucun élément métallique ait dû être remplacé depuis l'origine.

Polonceau, qui a construit en 1830 le pont des Saints-Pères, à Paris, a magistralement corrigé les erreurs de ses devanciers : l'arc est une pièce prismatique ; les tympans ne sont pas rigides ; l'ossature du tablier est en bois : les barres de contreventement des arcs sont bien en fonte, mais leurs directions sont très obliques, et les arcs ont un faible moment d'inertie latéral, si bien que ces éléments ne subissent, du fait des changements de température, que des efforts d'extension simple insignifiants tout en remplissant leur rôle de façon satisfaisante. Ce pont s'est bien comporté pendant près d'un siècle et aucun de ses éléments n'a subi d'avaries. La seule amélioration qu'on lui ait apportée, il y a une quinzaine d'années, a consisté dans le remplacement par un tablier en acier laminé de la charpente en bois, dont le dépérissement par pourriture nécessitait périodiquement une réfection onéreuse. Nous avons signalé précédemment que cette modification avait procuré une amélioration notable du pont, au point de vue de sa tenue sous le passage des surcharges roulantes.

De nombreux ouvrages ont été exécutés en France sur ce modèle, et se sont conservés en bon état jusqu'à présent.

Les successeurs de Polonceau ont substitué avec raison au profil ovale des arcs du pont des Saints-Pères la section en double té, plus rigide pour la même hauteur et le même poids de métal. A partir de 1840, époque de la construction en Angleterre des premiers grands ponts en fer laminé, on a remplacé progressivement la fonte ou le bois par ce produit métallurgique pour les pièces du tablier et les barres de contreventement, qui travaillent à l'extension ou à la flexion simple.

Malheureusement on s'est écarté des idées de Polonceau en ce qui touche la constitution des tympans, et l'on s'est obstiné à donner à cette partie de l'ossature une rigidité incompatible avec son rôle. On a fait emploi de grands panneaux évidés, occupant toute la hauteur entre l'arc et le longeron, avec une largeur atteignant jusqu'à 3 m. 50 au pont Saint-Louis, à Paris. Ces panneaux, reliés entre eux par des nervures verticales fortement boulonnées, constituent un ensemble indéformable.

Les conséquences fâcheuses de ce dispositif ont été mises en relief par une inspection méthodique des ponts en fonte de Paris, à laquelle a procédé le service d'entretien, il y a environ vingt-cinq ans. Voici les résultats qu'a donnés cette visite.

Pont de Solférino. — Nombreuses ruptures de fonte généralement localisées dans les appendices d'assemblage, tels qu'oreilles, nervures, boîtes d'encastrement, et traversant presque toujours un ou plusieurs trous de boulons.

Pont Sully. — La fonte, employée sur de plus fortes épaisseurs que dans l'ouvrage précédent, a mieux résisté. Mais les boulons ont été en grand nombre décapités.

Pont Saint-Louis. — Avaries peu nombreuses. En démontant certains boulons qui par leur position semblaient devoir être soumis à des efforts excessifs dans l'un ou l'autre cas de température extrême, on a reconnu que le corps était rompu en son milieu. Comme les deux morceaux étaient restés coincés dans le trou, un examen superficiel aurait fait croire qu'ils étaient demeurés intacts.

Pont-au-Double. — Dans cet ouvrage, exécuté quelques années seulement avant la visite, on ne constatait aucune avarie apparente, ni dans les fontes, ni dans les boulons. Mais rien ne résiste à l'action de la température. En démontant quelques boulons, on a reconnu que l'écrou avait glissé le long de la tige, en écrasant et arrachant le filet de vis. Cela tenait à ce que celui-ci était peu saillant, et à ce que l'écrou avait une faible épaisseur comparativement au diamètre du corps, c'est le filet, le point faible de l'assemblage, qui a cédé.

Enfin on a trouvé un peu partout des boulons desserrés qui jouaient dans leurs logements. Quand, par une température extrême, une pièce de ce genre est soumise à un effort supérieur à sa limite d'élasticité, elle subit de ce chef un allongement permanent. Au changement de saison, quand le niveau du thermomètre atteint sa limite opposée, le boulon devenu trop long, n'appuie plus sur la fonte. Les agents préposés à l'entretien du pont s'empressent alors de resserrer l'écrou, et, à la saison suivante le boulon raccourci entre ses têtes s'étire à nouveau sous un effort excessif. Cette alternance d'extensions et de resserrages le conduit finalement à sa limite d'allongement, et il se rompt. On s'explique de la sorte que l'avarie finale ne survienne qu'après plusieurs hivers froids et étés

chauds. Le fait que le boulon a résisté pendant dix ans ne garantit nullement qu'il se maintiendra l'année suivante. Sa désagrégation est progressive, et presque jamais instantanée, sauf le cas d'un métal défectueux.

A la suite de cette visite des ponts de Paris, on a remplacé les barres rompues, ou consolidé leurs fractures par des éclisses. Puis on a retiré tous les boulons, intacts ou non, pour leur en substituer d'autres plus longs, en intercalant entre la tête de chacun et la fonte un ressort en forme de collerette, dit rondelle « Belleville ». Grâce à ce dispositif, l'effort de serrage demeure à peu près constant, le ressort s'aplatissant ou se redressant à la demande de la température, de façon à laisser varier la distance mutuelle de l'écrou et de la tête, sans que le travail du boulon en soit affecté. Nous n'avons pas connaissance que depuis l'époque où cette réforme a été apportée aux ponts de Paris, on ait relevé de nouvelles ruptures ni dans les fontes, ni dans les boulons d'assemblages.

Ce système de boulon à ressort pourrait rendre des services toutes les fois qu'on juge utile de donner une certaine élasticité à un assemblage. En choisissant un type de rondelle convenable dont on empilera le nombre nécessaire, sauf à allonger le corps du boulon de la quantité voulue, on arrivera toujours à maintenir l'effort de serrage entre deux limites arrêtées d'avance, pour la variation de longueur entre têtes que l'on aura en vue.

Ce dispositif a été employé depuis sur un pont en fonte construit sur la Marne, à Nogent, près Paris. On en a fait également quelques autres applications sur lesquelles nous aurons occasion de revenir.

Nous avons déjà signalé précédemment l'aggravation

de fatigue que les mouvements vibratoires déterminent dans les éléments des constructions métalliques, calculés dans l'hypothèse où ils n'auraient à résister qu'à des efforts statiques. On sait d'autre part que, dans un corps dépourvu de ductilité tel que le verre, la fonte, ou même le fer écroui et l'acier trempé, la présence dans la surface périphérique d'un angle vif rentrant peut déterminer la formation d'une fissure partant du sommet de l'angle, laquelle s'étend progressivement sous l'influence des mouvements vibratoires imprimés de temps à autre à la pièce, et finit à la longue par la diviser en deux morceaux.

On conçoit que dans les ponts-rails, soumis incessamment sous le passage des trains à des actions dynamiques puissantes, les ruptures de fonte soient plus fréquentes que dans les ponts-routes, où cette influence perturbatrice est très réduite et presque toujours insignifiante.

D'autre part il arrive que les fractures très irrégulières présentent des angles rentrants vifs, où des fissures peuvent s'amorcer et se développer ensuite par l'effet des vibrations. Or si la rupture initiale s'est produite dans un appendice d'assemblage attenant à l'arc, tel que nervure, oreille ou boîte d'encastrement, la fissure se propagera dans l'arc lui-même, bien que celui-ci ne soit pas directement soumis aux efforts secondaires dus aux changements de température.

On s'explique de la sorte que, dans certains ouvrages de chemins de fer, l'arc en fonte se soit fissuré, alors que pareil accident ne paraît guère avoir été observé dans les ponts-routes. Il en est résulté un certain discrédit sur le mode de construction qui paraît aujourd'hui abandonné pour les voies ferrées. Le nouveau

Règlement français sur les ponts métalliques interdit dans cette catégorie de ponts l'emploi de la fonte travaillant à l'extension soit par traction simple, soit par flexion. Cet ostracisme n'aurait peut-être pas été prononcé sous une forme aussi impérative sans l'usage regrettable des tympans rigides, auxquels nous attribuons les mécomptes subis, plutôt qu'aux qualités propres de la fonte elle-même, qui à notre avis se comporterait bien dans un pont-rail en arc judicieusement conçu et convenablement exécuté, de façon à éliminer les tensions secondaires. Le procédé du moulage se prête à la réalisation des formes les plus variées, sans aucune des sujétions relatives aux épaisseurs, aux largeurs et aux longueurs dont il faut s'accommoder pour les charpentes rivées. On est donc fort à l'aise pour adopter les dispositions jugées les meilleures au point de vue de la résistance comme à celui de l'aspect. Il semble que l'on ait parfois abusé de cette complaisance du métal pour lui imposer une grande complication de forme. C'est là une mauvaise méthode, parce que les difficultés du moulage en sont accrues, et parce que la pièce est moins résistante en raison des actions moléculaires latentes d'extension que développe le retrait après solidification dans les moulages très contournés. D'autre part on ne saisit pas bien l'utilité des boîtes d'encastrement ménagées dans les éléments des arcs sous prétexte de faciliter les assemblages.

Pour la transmission des efforts de compression, qui sont les plus fréquents et les plus importants, l'assemblage par simple contact suffit. Il convient seulement de bien dresser les surfaces de butée en leur donnant une étendue suffisante pour que la pression

mutuelle des deux pièces soit réduite, par exemple, à la moitié ou au quart de la limite de sécurité réglementaire. Par une réminiscence inconsidérée des ouvrages en maçonnerie, on a quelquefois (entre autres dans le pont de Solférino) eu la malheureuse idée d'intercaler entre deux éléments un joint de mortier ou de ciment métallique. Cela n'a rien valu. L'industrie métallurgique est à même de dresser très régulièrement deux surfaces planes, de telle sorte que leur contact soit parfait, sans qu'il y ait besoin de les séparer par une matière plastique au moment de l'emploi, qui remplisse exactement un vide réservé entre les deux pièces. Pour les efforts de traction, qui sont toujours faibles, l'emploi des boulons permet de réaliser par des moyens simples une jonction de solidité largement suffisante, sans autre sujétion que le percement soigneux des trous dans les cloisons, plates-bandes, âmes ou nervures de la section courante de la pièce.

Nous dirons en terminant quelques mots de la question décorative. Dans les villes de quelque importance, on se préoccupe souvent de donner aux ponts en arc une façade monumentale, ce à quoi la fonte se prête sans difficulté. En pareille matière, chacun se décidera suivant ses préférences. Toutefois nous recommanderons de ne pas se modeler sur les ouvrages en maçonnerie, comme il a été fait quelquefois bien mal à propos. Le profil d'archivolte consacré par les voussoirs pleins en pierre ne convient pas à un arc en double té. Il faut ici accuser l'existence des plates-bandes par des bandeaux ou boudins apparents et en relief. On les réunira par une âme dont le profil sera à déterminer suivant le goût de l'auteur. Les éléments du tympan doivent avoir des formes assorties à l'arc,

qui ne dissimulent pas le mode de construction, mais au contraire le fassent nettement ressortir. Nous reviendrons plus tard sur ce sujet, à propos de l'esthétique des constructions métalliques.

9. Ponts en acier laminé. — Nous ne voyons rien de particulier à signaler quant aux dispositions techniques à admettre dans ces ponts. Il n'y a qu'à appliquer les règles consacrées pour les poutres, en ce qui touche la composition et les assemblages. Nous remarquons toutefois qu'au voisinage d'un encastrement ou d'une articulation, il se produit un changement notable dans la répartition des forces intérieures : les efforts supportés par les plates-bandes doivent être soit reportés sur l'articulation, soit répartis entre les cales d'appui. Il en résulte une certaine complication dans une région d'ailleurs fort restreinte. Si par exemple on termine l'arc par une extrémité triangulaire AOA′ dont la pointe aboutisse à une rotule O, il faudra relier les sommets d'angle A et A′ par une traverse capable de supporter l'effort d'extension F $\operatorname{tg} \frac{\alpha}{2}$.

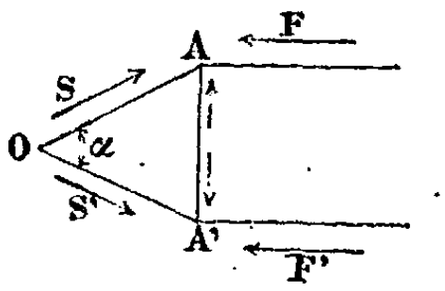

Fig. 4.

S'il y a encastrement, il faut disposer une série de renforts venant buter sur les différentes cales, entre lesquelles se partage l'effort transmis par les membrures de l'arc.

Le plus souvent cet élément d'arc est exécuté en acier laminé, en dépit des difficultés rencontrées dans la confection et dans le rivetage.

Dans quelques ponts on a pris le parti de recourir à la fonte moulée, sous forme de flasques ou écoinçons, remplissant l'intervalle de l'âme et des plates-bandes et jouant le rôle d'organe de transmission entre l'arc et soit la rotule, soit la plaque de retombée. Toutefois les pièces en question peuvent être soumises de ce chef à des efforts de flexion auxquels la fonte ne se prête pas très bien. Avec l'acier moulé, cette objection tombe. Il nous paraît donc que dans l'avenir on sera conduit à faire emploi de ce métal pour tous les organes de ponts où la charpente rivée est d'un usage peu commode, en raison des gênes rencontrées dans le montage et dans la rivure. La forme de ces pièces sera commandée par leur fonction, et leur calcul ne présentera jamais de difficulté sérieuse. Nous ne croyons donc pas utile d'insister sur ce sujet.

10. Emploi de l'acier moulé. — C'est dans les dernières années du XIX^e^ siècle que l'industrie métallurgique s'est mise en mesure de fournir couramment et à un prix sortable des aciers moulés dont les qualités de résistance fussent comparables à celles de l'acier laminé de construction que l'on emploie dans les ponts métalliques.

Pour une pièce isolée, que l'on peut fondre d'un seul jet, telle qu'une petite poutre, les avantages de ce nouveau procédé sont manifestes et considérables : plus de rivets, plus de sujétions d'épaisseur ou de largeur, enfin liberté absolue dans la forme et les dispositions, sous la seule réserve qu'elles se prêteront au moulage. Il ne faut toutefois pas abuser de la permission. Comme la température de fusion de l'acier est, principalement pour le métal doux que réclament les

constructeurs, très supérieure à celle de la fonte, il s'y produit après solidification dans le moule des actions moléculaires latentes énergiques, ou tensions intérieures, qui diminuent la résistance de la pièce fabriquée et la rendent fragile. On peut atténuer ces tensions par différents procédés ou tours de main qu'il n'y a pas lieu de décrire ici. Mais le plus simple est de soumettre l'objet démoulé à un recuit convenable : en le réchauffant à une température voisine de son point de fusion et le refroidissant ensuite avec lenteur. On fait de la sorte disparaître les tensions intérieures et on obtient la qualité de métal désirée.

Mais il arrive parfois que les actions latentes ont déterminé dans la pièce démoulée des fissures de retrait ou tapures : le mal est alors sans remède et il faut rebuter le moulage, à moins qu'on ne juge possible de la réparer par soudure autogène si la fissure est petite et semble peu dangereuse.

Un fondeur habile pourra en général venir à bout de ces difficultés et fournir des pièces irréprochables quelque compliquées qu'elles soient. Mais l'opération sera plus coûteuse et le prix demandé au consommateur inacceptable. En définitive, il est prudent de consulter un professionnel de l'acier moulé avant d'arrêter ses résolutions, et de profiter de ses conseils pour faciliter sa tâche et réduire ses exigences.

Enfin, un dernier avantage de l'acier moulé, et non des moindres, est de se mieux défendre contre la rouille que les aciers laminés, parce que la périphérie des pièces est continue et ne présente aucune fissure pouvant livrer passage à l'air et à l'humidité. C'est en outre un fait d'expérience que les moulages sont

recouverts d'une croûte moins oxydable que les faces laminées.

Il est dit dans le Règlement français des Ponts Métalliques que les limites de sécurité prescrites pour les rivets ne peuvent être dépassées qu'en cas de nécessité démontrée, et, par exemple, lorsque des circonstances locales obligeront à donner au tablier d'un petit pont une épaisseur très faible, eu égard à la portée. Il est présumable que l'emploi de l'acier moulé dispensera souvent les constructeurs d'user de cette tolérance, parce qu'il permettra d'attribuer à l'âme d'une poutre, coulée d'un seul jet, l'épaisseur que l'on veut, sa liaison avec les plates-bandes ayant toujours la solidité voulue.

C'est ainsi que dans une presse hydraulique de 4.000 tonnes, pour le façonnage de plaques de blindage, on a pu limiter à 1 mètre la hauteur de chacun des deux chevêtres, en attribuant à l'âme une épaisseur de 0 m. 12, qui eût été absolument irréalisable avec l'acier laminé, faute de pouvoir obtenir avec des goussets un assemblage de résistance suffisante.

§ 2. — Ponts à tablier bas

11. Dispositions générales. — Pour ne pas gêner la circulation sur le pont, on réduit à deux le nombre des arcs. De ce chef, l'ossature du tablier, encadré par les arcs, est très alourdie. Dans les ponts-routes de grande largeur, on corrige ce défaut en plaçant à l'extérieur des trottoirs en encorbellement, de façon que la longueur des pièces de pont soit réduite à la dimension transversale de la chaussée.

N'étant plus limité ici pour la flèche à attribuer à l'arc, on peut toujours adopter un faible surbaissement. Le pont à tablier bas constitue pour ce motif une solution économique, toutes les fois que le défaut de hauteur disponible imposerait, avec le tablier supérieur, un fort surbaissement. C'est d'habitude le motif déterminant de la décision prise, car à égalité de dépense, on préférera toujours, pour les ponts-routes tout au moins, placer le tablier au-dessus des arcs, dont on pourra alors multiplier le nombre à volonté.

Les ponts à tablier bas sont toujours exécutés en acier laminé.

12. Tablier inférieur. — On ne descend le tablier au niveau même des retombées des arcs que si des circonstances particulières ne permettent pas de laisser des pièces métalliques déborder au-dessous de lui. Toutefois, en pareil cas, on préfère le plus souvent recourir à un bow-string à membrure inférieure rectiligne.

Ce type de pont en arc, rarement employé, ne présente d'autres particularités que celles relatives aux tympans et au contreventement.

Tympans. — Le tablier est suspendu aux arcs par des barres verticales tendues.

En principe, il serait logique d'adopter des appareils d'appui fixés aux deux extrémités du tablier en plaçant au milieu de l'ouverture un dispositif de dilatation encadré par deux tiges de suspension très rapprochées. Il suffirait de réaliser la continuité du tablier par un panneau horizontal assurant la transmission des moments fléchissants et des efforts tranchants produits par le vent, sans gêner la libre dilatation de chacune des moitiés du tablier. Dans ces conditions, les

efforts secondaires, provoqués dans les montants des tympans par la discordance des déplacements de l'arc et du tablier dus aux changements de température, seraient toujours négligeables.

Nous ne connaissons pas de pont où cette disposition ait été réalisée.

Il nous paraît qu'en fait on traite toujours le tablier comme une poutre ordinaire, avec appui fixe à une extrémité et chariot de dilatation à l'autre. Dans le voisinage de ce dernier, le déplacement horizontal λ du tablier atteint $l\alpha t$. D'autre part le déplacement correspondant à la déviation angulaire de l'arc, si celui-ci est articulé aux naissances, est de sens contraire à λ, de sorte que ces deux déplacements s'ajoutent au lieu de se retrancher comme il en est avec le tablier supérieur.

D'autre part la hauteur des tiges de suspension va en diminuant depuis la clef jusqu'aux naissances, de telle sorte que le déplacement maximum $\lambda + \lambda'$ correspond à la tige la moins longue. Mais, comme on a affaire ici à une barre tendue, on peut toujours diminuer suffisamment sa largeur en élévation pour que le travail secondaire de flexion qu'entraîne pour cette pièce l'obligation de se plier aux déplacements discordants de l'arc et du tablier, soit aussi faible qu'on le voudra. Rien n'empêcherait d'ailleurs d'articuler la barre la plus voisine de l'appui mobile avec l'arc et le tablier.

En définitive on peut réduire dans la mesure convenable la fatigue secondaire de cette barre due aux changements de température.

Contreventement. — Le tablier est toujours capable de supporter sans fatigue notable la poussée exercée

ur lui par le vent parce que sa hauteur est petite par suite du rapprochement de ses points de suspension.

Quant à l'arc, qui n'est plus soutenu par le tablier, il doit résister au vent par ses propres moyens.

On relie les membrures supérieures et les membrures inférieures des deux arcs par deux poutres longitudinales de contreventement, ainsi que par des panneaux de contreventement transversal, à croix de Saint-André ou à cadres rigides.

Voici comment on calculera le contreventement.

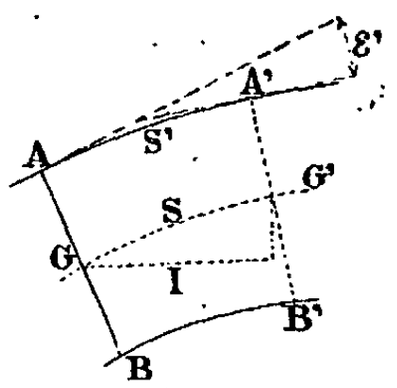

Fig. 5.

Après avoir déterminé, en chaque point de l'arc, la pression exercée sur lui par le vent, on répartira cette charge horizontale entre les deux membrures et l'on tracera l'épure des moments fléchissants et des efforts tranchants pour chaque poutre, comme si elle était plane. Il faut ici tenir compte de ce que la poutre est encastrée à ses deux extrémités, en raison de la fixité des retombées de l'arc, que celles-ci soient ou non articulées. Le moment fléchissant, positif dans la région centrale, est donc négatif dans les régions latérales.

Soient AB et A'B' deux sections transversales de l'arc, telles que la distance GG' ou S de leurs centres de gravité ait pour projection horizontale l'unité de longueur. Désignons par : X' le moment fléchissant moyen dans la région AA' de la poutre supérieure de contreventement ; par ε' l'angle mutuel des tangentes à la membrure supérieure en A et A' ; par S' la longueur AA' et par ρ' le rayon de courbure de la membrure entre A et A' ; par X'', ε'', S'' et ρ'' les mêmes données pour la poutre inférieure.

Le couple de torsion élémentaire est, pour la portion d'ossature ABA'B' :

$$\mu = X'\varepsilon' + X''\varepsilon'' = \frac{X'S'}{\rho'} + \frac{X''S''}{\rho''}.$$

Soit a la distance horizontale mutuelle de deux arcs, mesurée au milieu M de l'arc GG'. La charge équivalente au vent, par mètre courant d'ouverture, a pour expression : $V = \frac{\mu}{a}$.

On remarquera que, si les données ε' et ε'' ne sont pas très différentes pour l'une et l'autre membrure on pourra évaluer μ avec une approximation suffisante en admettant que la pression du vent soit concentrée sur la fibre moyenne de l'arc GG', et établissant en conséquence l'épure du moment fléchissant X pour une poutre longitudinale de contreventement qui épouserait cette fibre moyenne : $\mu = \frac{XS}{\rho}$.

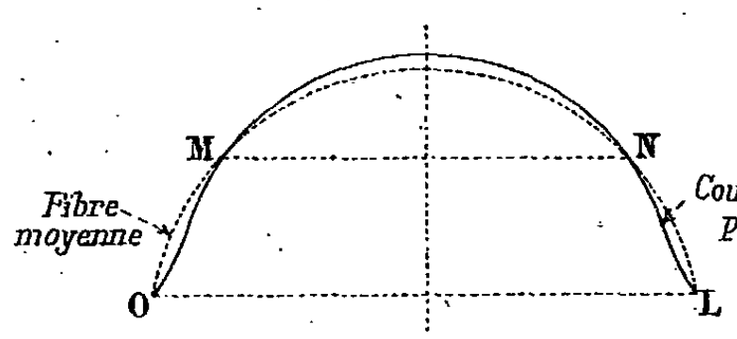

Fig. 6.

Le couple de torsion μ et par suite la charge équivalente V, a le signe du moment fléchissant X. Par conséquent la charge équivalente, positive dans la région centrale de l'ouverture, est négative dans chacune des régions latérales où, par suite de l'encastrement des poutres, le moment fléchissant prend lui-même ce signe. Il faut avoir égard à cette circonstance, très

favorable au point de vue de la stabilité des arcs. Dans le cas d'un pont articulé aux naissances et à la clef, la courbe des pressions, pour la charge équivalente, aurait l'allure indiquée sur la figure 6 : ses points de rencontre M et N avec la fibre moyenne correspondent aux sections où la charge équivalente s'annule, puis change de signe.

Pour que l'on puisse circuler sur le pont, il est nécessaire d'arrêter les triangulations des poutres de contreventement à la hauteur commandée par le gabarit des véhicules. D'où la nécessité de terminer la poutre par un cadre rigide ou portique, dont les mon-

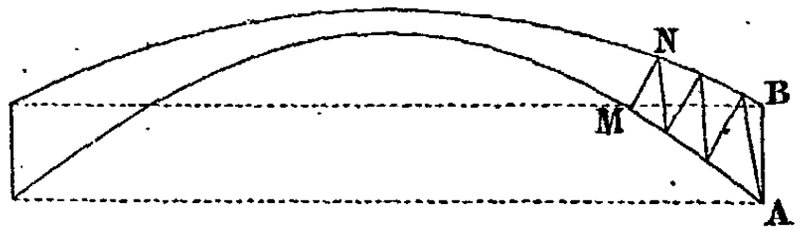

Fig. 7.

tants et traverses seront calculés d'après les efforts de flexion secondaires correspondant à l'effort tranchant dû au vent. Or, avec un arc surbaissé au $\frac{1}{10}$, et une hauteur libre de 5 mètres à ménager au-dessus du tablier, on constate que la longueur des montants du portique dépasserait 12 mètres. Si le pont est d'ouverture exceptionnelle, il peut être pratiquement malaisé de donner à ce portique sinon la solidité, du moins la rigidité voulue.

Dans un ouvrage de cette importance, l'arc est toujours articulé aux naissances. On a parfois tourné la difficulté en attribuant à l'arc un profil d'extrados aboutissant non pas à l'articulation de rive, qui reçoit

la membrure inférieure, mais au-dessus de cette articulation à la hauteur permettant d'établir un portique vertical AB adapté au gabarit de la voie. Dans ces conditions, l'effort développé par les charges dans la membrure supérieure, au lieu d'être à peu près constant d'un bout à l'autre, comme il arrive quand les deux membrures se rejoignent sur l'articulation, décroît à partir des reins jusqu'à s'annuler sur la verticale de retombée. Il faut calculer en conséquence la triangulation de l'arc, qui doit ramener la résultante de pression, d'abord partagée entre les deux membrures à ne plus intéresser que l'inférieure. Quant au portique extrême, de hauteur réduite, il n'est soumis qu'à la réaction (couple d'encastrement et effort tranchant) de la poutre supérieure de contreventement, augmentée de celle de la poutre inférieure, qui vient prendre appui sur la précédente par l'intermédiaire d'un cadre rigide MN placé à la hauteur où le gabarit oblige à arrêter la triangulation du bas. Le calcul d'un pareil ouvrage peut être assez compliqué, mais en somme il ne présente pas de difficulté réelle, et doit conduire à un résultat exact et précis.

Ponts à arcs inclinés sur la verticale. — Supposons que les plans des arcs au lieu d'être verticaux soient symétriquement inclinés, de telle manière que leur distance mutuelle aille en croissant depuis la clef, où elle serait égale à la largeur a du tablier jusqu'aux naissances où elle deviendrait $a + 2b \operatorname{tg} i$.

Dans le calcul de la poutre de contreventement, encastrée à ses deux extrémités, il faudra tenir compte de la variation de sa hauteur, qui entraîne un accroissement progressif du moment d'inertie. Il en résulte un relèvement de l'horizontale de fermeture dans

l'épure des moments fléchissants. Si la poutre encastrée à ses deux extrémités était à section constante, le moment à la clef M serait à peu près la moitié du moment d'encastrement M'. Dans le cas envisagé, il y aura réduction du moment M, et par conséquent de la charge équivalente $\frac{M\mathcal{E}}{a}$. Le moment M' sera au contraire majoré, mais il n'en sera pas de même de la charge équivalente $\frac{M'\mathcal{E}}{a+2b\,\mathrm{tg}\,i}$, par suite de l'accroissement du dénominateur, passé de a à $a+2b$ tg i.

Un calcul sommaire nous a fourni les indications suivantes en ce qui touche les valeurs relatives M et M' des moments fléchissants à la clef et aux naissances, et celles des charges correspondantes V et V', pour différentes valeurs du rapport $\frac{2b\,\mathrm{tg}\,i}{a}$.

$\frac{2b\,\mathrm{tg}\,i}{a}$	Clef		Naissances	
	M	V	M'	V'
0	1	1	— 2	— 2
1	0,6654	0,6654	— 2,3346	— 1,1673
2	0,5090	0,5090	— 2,4910	— 0,8303
3	0,4150	0,4150	— 2,5850	— 0,6423
4	0,3592	0,3592	— 2,6408	— 0,5282

On voit que l'on peut réduire dans la mesure que l'on désire la charge équivalente au vent, en inclinant sur la verticale le plan qui renferme la fibre moyenne de l'arc. On sait d'ailleurs que la même diminution

s'étend au travail propre à la flexion de la poutre de contreventement elle-même.

Toutes choses égales d'ailleurs, la charge est proportionnelle à la flèche de l'arc. C'est donc pour les ouvrages de grande ouverture avec faible surbaissement qu'il importe d'incliner le plan de l'arc pour améliorer la stabilité sous le vent.

Dans le pont de Garabit cité à l'article 6, la flèche est de 50 mètres pour une portée de 165 mètres ; le surbaissement est donc très petit : $\frac{b}{l} = \frac{1}{33}$ L'écartement mutuel des arcs, de 5 mètres de clef, atteint 20 mètres aux naissances. On peut apprécier que, du fait de l'obliquité, les efforts maxima développés dans les membrures des arcs par la pression du vent sont réduits d'environ 70 0/0.

13. Tablier à mi-hauteur. — En principe, il conviendrait de fixer le tablier sur l'arc en leurs deux points de croisement, avec disposition de dilatation au milieu de l'ouverture, et supports mobiles sur les culées, pouvant éventuellement se réduire à des plaques de glissement, sans intercalation de galets. Mais dans la pratique, on se borne à fixer le tablier sur l'arc en un seul point, à partir duquel la libre dilatation doit être facilitée jusqu'à l'une et l'autre extrémité du pont. Il faut s'arranger de façon que le déplacement longitudinal du tablier ne développe pas des efforts secondaires excessifs dans la tige de suspension et le montant comprimé encadrant le point de fixation du tablier sur l'arc, qui sont forcément des pièces très courtes : on y arrive toujours en réduisant convenablement la largeur en élévation de chacune de ces pièces, en les articulant à leurs extrémités, en interca-

lant un galet de roulement entre le montant et le tablier. Au point de vue du contreventement, nous n'avons rien à ajouter à ce qui a été dit dans les articles précédents sous cette seule réserve que les deux assemblages de l'arc et du tablier peuvent être disposés de façon que le premier soit soutenu par le second.

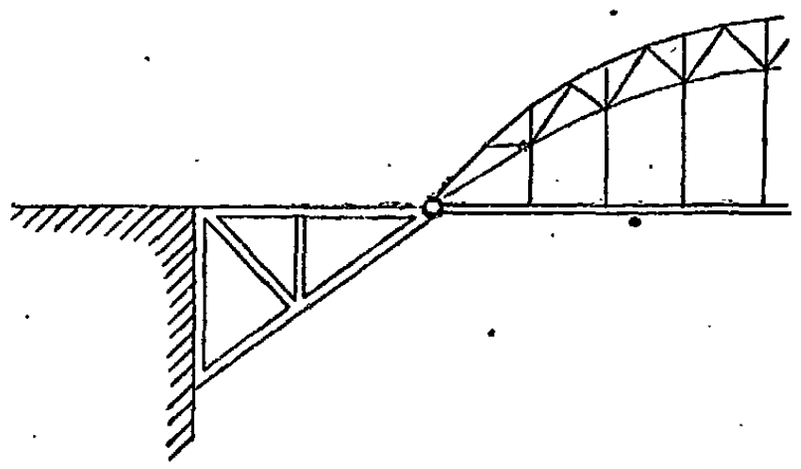

Fig. 8.

Dans le pont en arc triplement articulé de la Roche-Bernard, construit il y a quelques années dans une gorge profonde de la Vilaine, en remplacement d'un pont suspendu plusieurs fois mis à mal par le vent, les articulations latérales ont été relevées au-dessus des naissances au niveau même du tablier (1). La forme de l'arc est encore ici déterminée par les enveloppes des courbes de pressions, qui passent par les trois articulations.

On peut à titre de première approximation, admettre pour lignes d'extrados et d'intrados les paraboles dont nous avons énoncé les équations dans l'article 3,

1. Le même dispositif a été appliqué, quelques années après, à la traversée de la Seine par le Chemin de fer Métropolitain de Paris, près la gare d'Austerlitz.

étant entendu que les lettres l et b désigneront ici l'ouverture et la flèche de la portion centrale de l'arc, limité aux articulations latérales.

En somme on a affaire ici à un arc triplement articulé de dimensions réduites l et b, que prolongent de part et d'autre au-dessous du tablier deux pièces comprimées et fléchies dont les barres sont encastrées sur les culées en maçonnerie.

La figure 8 représente un arc articulé aux naissances (avec ou sans articulation de clef), que supportent deux consoles triangulaires adossées aux culées. Il suffit que la réaction oblique de l'arc passe à l'intérieur de la console pour que tous les éléments de celle-ci soient comprimés et viennent buter sur la maçonnerie. Autrement la membrure oblique inférieure sera bien encore comprimée, mais il faudra ancrer dans la maçonnerie le longeron horizontal du tablier, soumis à un effort d'extension dont on limitera d'ailleur à volonté la grandeur, en rapprochant de la verticale la membrure inférieure.

Ce dispositif a été proposé dans le projet, non exécuté, d'un pont pour les Chemins de fer d'intérêt local des Côtes-du-Nord, qui devait franchir, près de Dinan, la gorge profonde et étroite de la Rance : l'arc, en acier laminé, aurait été porté par des consoles en béton armé accrochées aux culées en maçonnerie.

§ 8. — Arcs équilibrés

14. Pont d'Arcole, à Paris. — L'arc très surbaissé $\left(\frac{b}{l} = \frac{5,70}{80} = \frac{1}{14}\right)$ est sans articulation. Sa hauteur va croissant de 0 m. 40 à la clef jusqu'à 1 m. 40 aux

naissances. Il est relié au longeron du tablier par un tympan triangulé rigide.

Lors de sa construction, on a amarré le longeron sur la culée, en le prolongeant par des barres d'ancrage noyées dans la maçonnerie. Dans ces conditions, la ferme tout entière constituait un arc encastré à section variable, dont la hauteur atteignait 6 mètres au droit de la culée. On peut apprécier que le rapport des moments d'inertie à la clef et aux naissances était inférieur à $\frac{1}{100}$.

La méthode habituelle de calcul des arcs encastrés fournit pour cet ouvrage les indications suivantes, en ce qui touche les effets produits par la charge et la surcharge.

La poussée est très réduite; le moment d'encastrement sur la culée est considérable.

Le longeron qui, taillé en biseau par l'extrados de l'arc, s'arrête à une dizaine de mètres de la clef, est soumis à un effort d'extension qui va croissant jusqu'à la barre d'ancrage. De même l'effort de compression que supporte l'arc augmente rapidement de la clef jusqu'aux naissances.

La ferme est en somme la combinaison de deux organes de stabilité, arc et consoles, qui se prêtent un mutuel concours. L'équilibre statique ne serait pas rompu par la suppression des ancrages, qui obligerait l'arc à porter toute la charge. Réciproquement on pourrait, sans provoquer la chute du pont, couper la ferme à la clef: on aurait alors affaire à deux consoles opposées et indépendantes dont chacune serait accrochée à la culée voisine.

Au point de vue de la résistance aux charges verti-

cales, l'ouvrage était très bien conçu et aussi économique que possible, eu égard au surbaissement réalisé parce que tous les éléments métalliques, longerons du tablier, tympans, arcs, étaient associés et contribuaient simultanément à la stabilité. Malheureusement l'auteur du projet ne s'était nullement préoccupé des changements de température. Les conséquences de cet oubli ne se sont pas fait attendre.

On constate facilement, par la méthode usuelle de calcul, que les variations thermométriques entraînent des changements très considérables dans la poussée.

Au premier été qui a suivi la mise en service du pont, l'accroissement de la poussée dû au relèvement de la température, a provoqué le flambement de l'arc dans sa partie la moins rigide qui est la région de clef. Au fur et à mesure que la fibre moyenne s'incurvait en ce point, suivant une ligne tournant sa concavité vers le haut, l'arc s'affaissait ; il en résultait une aggravation progressive de l'effort de traction supporté par les barres d'ancrage et par voie de conséquence une réduction de la poussée. Un nouvel état d'équilibre s'établit, et l'ouvrage resta en place avec un jarret à la clef très visible, qui demeura permanent.

En hiver, au contraire, les amarrages, faisant obstacle à la contraction du longeron, donnaient lieu à un accroissement de la traction déjà majorée par l'accident précité, si bien que le travail élastique du fer dépassait sa limite d'élasticité. Au bout de trente-trois ans, cette désagrégation progressive par étirement du métal dans la partie faible de l'ancrage, produisit l'effet que l'on en devait attendre. En 1888, par une matinée très froide, un des amarrages céda au moment où une file de chariots traversait le pont. Il n'y eut pas

de catastrophe parce que l'arc n'étant plus soulagé par le longeron put résister à l'accroissement brusque de la poussée.

La circulation fut immédiatement interdite, jusqu'à la réfection du pont. Instruit par l'expérience, on supprima l'ancrage demeuré intact et l'on se borna à renforcer la région centrale de l'arc par des plates-bandes supplémentaires.

L'ouvrage actuel est ainsi un arc ordinaire non articulé : le tympan rigide n'est plus d'aucune utilité, et le longeron a cessé de contribuer à la stabilité.

Au pont de Szegedin, sur la Theiss, qui avait été construit sur le modèle du pont d'Arcole, les amarrages métalliques ont tenu bon, mais pendant la saison froide, ils ont tiré à bas la maçonnerie qui les enveloppait. On s'est hâté de couper les barres et l'on a renforcé les arcs de façon à pouvoir se passer du concours des longerons.

Il existe encore, sur des dérivations de la Marne, quelques ponts de faible ouverture, qui reproduisent à petite échelle le type du pont d'Arcole. A la suite de l'accident survenu à ce dernier en 1888, on a pu corriger à peu de frais le défaut constitutionnel de ces ouvrages, en profitant de l'expérience faite avec succès sur les ponts en fonte de Paris (article 8). On a intercalé entre le longeron et sa barre d'ancrage un assemblage élastique constitué par une pile de rondelles Belleville. Cet assemblage a été réglé par serrage à la température moyenne de façon à réaliser l'effort de traction jugé nécessaire dans le cas le plus défavorable de surcharge. La course des ressorts est suffisante pour que les variations subies par l'effort en question, entre les températures extrêmes, soient assez faibles

pour ne pas exercer d'influence nuisible sur les conditions de stabilité de la ferme (1).

Il y a aujourd'hui trente ans que cette amélioration a été réalisée et nous n'avons pas connaissance qu'aucun incident soit survenu. On doit donc admettre que le dispositif élastique a été convenablement établi et réglé et répond bien à ce que l'on attendait de lui.

15. Viaduc du Viaur. — Ce pont-rail, constitué par deux fermes symétriques, est une combinaison de l'arc triplement articulé et du cantilever.

Chaque moitié de l'ouvrage se compose : 1° d'une volée où l'arc, jouant le rôle de membrure inférieure, est relié par un tympan rigide au longeron du tablier, membrure supérieure de la ferme; 2° d'une culasse, c'est-à-dire d'une console prolongeant la volée au delà de la pile-culée sur laquelle l'arc est articulé.

Les distances horizontale a et verticale b de l'articulation centrale à une articulation de pile sont respectivement de 110 mètres et de 55 mètres ; le surbaissement de l'arc est donc $\frac{53}{220}$ ou $\frac{1}{4,15}$.

Au point de vue des conditions de stabilité, l'ouvrage est insensible aux changements de température, qui ne donnent lieu qu'à un pivotement de chaque ferme

1. Le calcul d'un pareil assemblage est des plus simples. Soient λ l'allongement total du longeron, quand on passe de la température la plus basse à la plus élevée : F′ et F″ les valeurs extrêmes entre lesquelles on veut que se maintienne l'effort de traction. On choisira un ressort capable de supporter par compression le plus grand des deux F″. Désignons par δ la course d'un ressort quand on passe de F′ à F″. Le nombre de pièces à empiler sur l'assemblage sera fourni par la relation : $n\delta = \lambda$.

Il n'y a plus ensuite qu'à régler l'assemblage en le serrant de telle façon qu'à la température moyenne il supporte l'effort moyen $\frac{F' + F''}{2}$.

autour de son articulation d'appui. Ce mouvement de bascule et la dilatation de l'ossature entraînent des déplacements de l'articulation de clef et de l'extrémité libre de la console, qui sont calculables par les relations suivantes :

$$\text{Clef} : \delta a = 0;\ \delta b = \alpha t \frac{a^2 + b^2}{b}.$$

$$\text{About de console} : \delta a' = \alpha t \frac{ab' + a'b}{b};$$

$$\delta b' = -\alpha t \frac{aa' - bb'}{b}.$$

Pour un écart de température de + 54°, on trouverait dans le cas présent : $\delta b = 0$ m. 184 ; $\delta a' = 0$ m. 117 ; $\delta b' = -0{,}058$.

La course de l'about de console, entre ses positions extrêmes, est d'ailleurs augmentée du fait de la déformation élastique de la ferme sous la surcharge variable.

Pour assurer la continuité de la voie ferrée, on a intercalé entre la culée et l'extrémité de la console une petite travée indépendante, longue de 25 mètres. Vu la faible importance de la dénivellation $\delta b'$, cette travée ne s'écarte que très peu de l'horizontale, en rampe à partir de la culée quand la température descend, et en pente dans le cas contraire.

Le viaduc a été monté par encorbellement comme un cantilever, en partant de chaque pile. Il est vraisemblable que cette opération a été plus facile et moins coûteuse, et que le réglage a été plus aisé qu'au pont de Garabit, où il a fallu recourir à des câbles de retenue pour maintenir en porte-à-faux les deux moitiés de l'arc, jusqu'au clavage.

Ce type d'arc équilibré paraît recommandable pour

les viaducs de dimensions exceptionnelles, quand le surbaissement est moyen, à la condition que les supports en maçonnerie de la travée centrale soient capables de résister à une poussée, d'ailleurs très diminuée, par le contre-poids des culasses. Il doit être moins dispendieux que le simple cantilever, et a sans doute une meilleure tenue sous la charge et le vent. Il permet en outre d'augmenter l'ouverture de la travée centrale, en réduisant d'autant les travées de rive, puisqu'il n'est pas nécessaire que le poids des culasses fasse, en toutes circonstances, équilibre à celui des volées.

16. Pont Mirabeau, à Paris. — Comme dispositions générales, ce pont-route ne diffère du viaduc du Viaur qu'en ce que chaque about de culasse est relié à la culée voisine, non par une travée indépendante, mais par une bielle verticale, articulée avec le longeron et avec un dispositif d'ancrage dans la maçonnerie. Cette bielle permet à l'about de culasse de se mouvoir horizontalement, mais lui interdit tout déplacement vertical : il n'y a donc jamais aucune dénivellation de la chaussée à la jonction du tablier avec la culée.

On a affaire ici à un ouvrage hyperstatique. La courbe d'intrados de la culasse a été déterminée par tâtonnement, de manière à donner à cet élément du pont une flexibilité suffisante pour que les limites extrêmes, l'une positive et l'autre négative, de l'effort supporté par la bielle correspondissent, dans les cas les plus défavorables de température et de surcharge, à de bonnes conditions de stabilité pour la ferme métallique et pour les piles-culées.

1. Si le pont Mirabeau était à consoles libres, comme le viaduc du Viaur, une hausse thermométrique de 27° entraînerait pour l'articulation

On n'a réussi à diminuer dans la mesure jugée convenable la poussée maximum de l'arc qu'en lestant chaque culasse par une couche épaisse de béton sur voûtains en briques, qui porte la chaussée en bois. Sur les volées, au contraire, la forme en béton du pavage, de faible épaisseur, est appliquée sur un platelage métallique qui épouse le profil bombé de la chaussée.

Les motifs qui ont déterminé le choix du type d'arc équilibré sont les suivants :

Les deux voies publiques longeant la Seine, que relie le pont, sont à un niveau très bas. Or il convenait de n'apporter aucune gêne à la circulation charretière sur le port de Javel (rive gauche), et de permettre le passage des bateaux le long du chemin de halage de rive droite. Les consoles latérales répondent à ces conditions; leur intrados est, au-dessus de chaque culée, à une hauteur de 6 m. 525 au-dessus de l'étiage. A cet égard, aucun autre pont de Paris ne réalise des conditions aussi avantageuses pour le commerce fluvial. La batellerie incommodée par l'étroitesse des arches centrales des ponts existant dans la capitale, où

de clef un relèvement de 0 m. 12. La poussée qui, toutes choses égales d'ailleurs en ce qui touche les charges verticales, est inversement proportionnelle à la flèche, serait, du fait de l'exhaussement de la clef, réduite de 2 0/0.

Mais l'about de console, sous l'influence de la même cause, se déplacerait horizontalement de $\delta a' = 0{,}022$ et verticalement de $\delta b' = -0\,\text{m}.088$. La bielle, en s'opposant au mouvement vertical, provoque un relèvement de la poussée. De même si l'on surcharge les volées, à l'exclusion des culasses, l'accroissement de la poussée est atténué par l'action de la bielle Inversement, quand on surcharge les culasses, la bielle intervient pour restreindre la diminution subie par la poussée. On se rend compte ainsi que le dispositif d'ancrage sur la culée puisse exercer une action favorable sur les conditions de stabilité d'un pont en arc équilibré à fort surbaissement, en atténuant les variations subies par la poussée sous l'influence de la température et de la surcharge variable.

passent les longs convois remorqués de péniches et de chalands, demande que dans les ouvrages neufs, on élargisse le plus possible l'ouvertune médiane pour faciliter les manœuvres et éviter des collisions entre les bateaux et les piles. C'est pour cette raison qu'on a attribué à l'arc du pont Mirabeau une ouverture de 99 m. 34 entre articulations de naissances, réduite à 93 m. 20 entre parements opposés des piles, alors que sous les culasses, l'ouverture, de 37 m. 05 entre articulations, n'est que de 30 m. 40 entre parements opposés de la pile et de la culée.

A titre de comparaison, nous signalerons qu'au viaduc de Passy, sous le Métropolitain de Paris, qui est un simple cantilever, l'ouverture libre entre parements des piles et culées est de 54 mètres pour la travée centrale, et de 30 mètres pour chaque travée de rive : avec ces dimensions, le poids des culasses peut équilibrer complètement en toutes circonstances celui des volées, et l'ouvrage n'exerce jamais aucune poussée sur les piles.

C'est pour réduire suffisamment la poussée qu'on a lesté les culasses du pont Mirabeau. On a pu limiter de cette façon à 10 mètres l'épaisseur du massif de fondation de chaque pile, descendu par l'air comprimé à 16 mètres au-dessous de l'étiage, jusqu'à un banc de craie résistante. On se rendra compte du rôle joué par l'équilibrage de l'arc, en observant qu'au pont Alexandre III, construit à Paris quelques années plus tard, avec une seule arche formée d'un arc ordinaire triplement articulé, il a fallu donner au massif de fondation de chaque culée une épaisseur de 33 m. 50, bien que le fonçage à l'air comprimé eût été arrêté à 9 mètres au-dessous de l'étiage. Le surbaissement de ce pont

est à peu près le même, toutefois son ouverture, de 112,50 entre articulations est sensiblement plus grande. Il faut d'ailleurs reconnaître que le terrain de fondation était ici de moins bonne nature. En somme, on peut estimer que, si l'arc du pont Mirabeau n'avait pas été équilibré par les culasses, l'épaisseur du caisson aurait dû être au moins doublée. C'est en définitive un ouvrage économique, tandis que le pont Alexandre III, de moindre longueur entre les quais, a coûté extrêmement cher.

Si la Seine avait dû être franchie hors de la Capitale, il eût été facile, sans modifier aucune disposition intéressant les circulations terrestre et fluviale, de réduire notablement les frais de construction en adoptant la solution du tablier à mi-hauteur de l'arc.

En doublant la flèche de l'arc, ainsi portée au 1/8 de l'ouverture, on aurait réduit de moitié la poussée. Il n'aurait pas été nécessaire de lester les culasses et les bielles n'auraient joué qu'un rôle peu important, parce que le déplacement vertical de l'about de console supposé libre, sous l'influence des changements de température, aurait été également diminué de 50 0/0.

Mais pour un pont à construire dans Paris, cette solution ne pouvait être admise pour les deux motifs suivants : Le public parisien ne se serait pas accommodé d'un pont où les arcs auraient débordé au-dessus du tablier. D'autre part, il eut fallu réduire à deux le nombre des arcs, qui est de sept au pont Mirabeau. Vu la largeur du tablier, qui atteint 20 mètres, cela eût conduit à l'emploi de pièces de pont très longues et par suite très lourdes, dont le coût élevé eut compensé l'économie réalisée sur les fermes principales.

Pour un pont-route établi partout ailleurs que dans

la capitale, la largeur du tablier serait sans doute bien moindre et l'on aurait d'ailleurs la ressource de placer les trottoirs en encorbellement à l'extérieur des arcs, ce qui ramènerait à 8 mètres tout au plus la longueur des pièces de pont sous chaussée entre les deux fermes.

Le pont Mirabeau a été monté sur cintre. Pour ne pas gêner la navigation, on a pris le parti de scinder cette opération en deux périodes, en montant successivement chacune des moitiés du pont. On venait de terminer le rivetage de la ferme de rive gauche lorsqu'en janvier 1895 la Seine fut prise par les glaces. Quelques années auparavant, à la suite d'un hiver rigoureux, une débâcle soudaine avait emporté à Paris un pont dont les arches étaient aussi sur cintre. Pour prévenir un pareil désastre, on chargea la culasse et on fit basculer la ferme de manière à soulever légèrement la volée et à la dégager de son cintre. La précaution fut en fait inutile, le dégel s'étant opéré lentement, si bien que le cintre de volée ne fut ni emporté ni même avarié par la débâcle. Quant à celui de culasse, installé sur le port de Javel, il ne courait aucun risque. On démonta alors le cintre pour le rétablir sur l'emplacement de la ferme de rive droite, dont le montage fut opéré au cours du printemps et de l'été.

Au point de vue de la stabilité du pont, l'articulation de clef est peu utile ; on pourrait la supprimer sans inconvénient. Mais elle a été jugée indispensable pour assurer la précision du réglage, auquel on a procédé par l'introduction de cales entre l'about de la ferme de volée et les flasques de l'articulation. Dans la correction de la température, un écart de 1° correspondait à une

différence de 1 millimètre dans l'épaisseur de la cale, et à un déplacement vertical à la clef de 4 millimètres. On a opéré comme au pont Alexandre III en vérifiant l'exactitude du calage effectué à titre provisoire, au lever du jour, moment où la température est stable et peut être déterminée exactement. C'est après en avoir fini avec cette opération que l'on a mis en place les bielles, en scellant leurs bases d'appui par un coulis de ciment, à l'heure précise où le thermomètre marquait 14°, par une matinée du début de septembre.

Avant d'entreprendre les épreuves réglementaires on a pendant plusieurs jours relevé les déplacements verticaux des fermes sous les changements de température, en notant les indications correspondantes du thermomètre. Le pont étant à peu près orienté du Nord au Sud, on a constaté que l'arc de la tête amont, tourné vers l'Est, était plus haut que celui de la tête aval pendant la première moitié du jour, où il était frappé par le soleil ; ce déhanchement du pont se manifestait en sens inverse dès que le soleil ayant tourné, l'arc amont se trouvait à l'ombre.

A défaut de cette opération préliminaire, il eût été impossible de tirer aucune conclusion nette des épreuves par poids mort.

L'effet de la surcharge était en effet complètement masqué par celui de la température. Pendant que l'on étalait, dans la première moitié du jour, une couche de sable sur le tablier la clef se soulevait par réchauffement de l'arc. Au contraire, tandis que, dans l'après-midi, on déchargeait le tablier, le refroidissement de l'ossature provoquait un affaissement de la clef. Ce n'est que par différence, en superposant les graphiques relatifs à la température seule à ceux correspondant à

la température et au poids mort combinés, que l'on a pu dégager l'effet produit par la seconde cause envisagée à part.

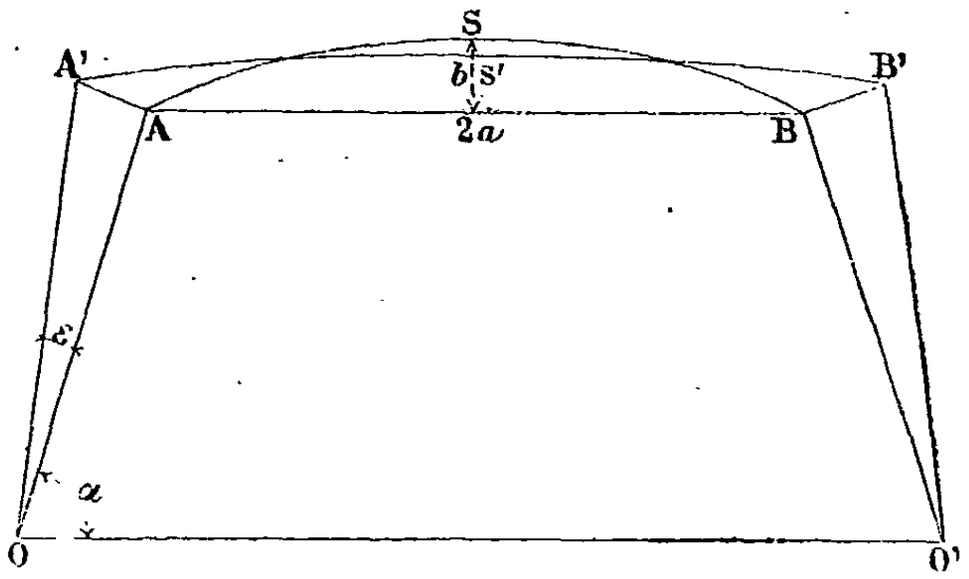

Fig. 9.

Considérons un arc très tendu ASB, dont nous désignons par $2a$ la corde et par b la flèche. Supposons que l'on fasse pivoter d'un angle très petit ε autour des points fixes O et L les deux extrémités A et B de cet arc de façon à relever leur niveau en les amenant en A′ et B′. Il pourra se faire que le sommet S descende verticalement en S′, par suite de l'aplatissement de la courbe, dont la corde passant de AB à A′B′ a augmenté de longueur.

Ce résultat sera obtenu si l'on a : $\operatorname{tg}\alpha \frac{4b}{3a}$.

On s'explique de la sorte le fait paradoxal que si la clef de l'arc s'abaisse quand on surcharge la travée centrale seule, ce qui est parfaitement logique, on constate un déplacement dans le même sens quand on surcharge les culasses à l'exclusion des volées. Toutefois, à une faible distance de l'articulation le mouvement change de signes et l'exhaussement de l'arc va

croissant jusqu'à la naissance. C'est la conséquence de ce que la ferme a basculé en s'inclinant du côté de la culée voisine, et de ce que l'arc à la clef a un faible moment d'inertie avec une fibre moyenne à très grand rayon de courbure. Les essais ont confirmé à cet égard les prévisions du calcul des flèches.

17. Passerelle de la Manutention, à Paris. — Cette passerelle, construite pour les besoins de l'Exposition Universelle de 1900, devait n'avoir qu'une courte existence. C'est pourquoi on a fondé chaque pile dans un caisson étanche en tôle, que l'on a rempli de béton en l'échouant sur un quinconce de pieux préalablement recepés au ras du fond du lit. On avait l'intention de démonter la passerelle après la clôture de l'Exposition, puis de retirer à sec du caisson, à l'abri du batardeau en tôles boutonnées qui avait servi à son remplissage, une partie du béton, de manière à le faire flotter jusqu'à un bas port où l'on aurait terminé la démolition. Le profil de la rivière aurait été de la sorte rétabli dans son état antérieur sans écueil en saillie sur le fond du lit.

Ce mode de fondation était assez médiocre, en ce que, malgré le soin apporté dans le recepage, il était impossible que la charge se répartit également entre tous les pieux, dont certains pouvaient ne pas arriver au contact du caisson.

La travée centrale est un arc doublement articulé aux naissances avec tablier à mi-hauteur. Bien que le surbaissement fut moyen $\left(\frac{b}{2a} = \frac{1}{5,3}\right)$, et que l'ouvrage fut relativement léger (passerelle pour piétons avec platelage en bois, ayant 130 mètres de longueur), on

pouvait craindre que la pile, dont la fondation n'inspirait pleine confiance que pour la résistance aux charges verticales, ne se déversât sous la poussée de l'arc. On prit alors le parti d'encadrer la travée centrale par deux consoles, indépendantes de l'arc : les membrures supérieures de ces consoles prolongent de 55 mètres la longueur du tablier qui, jouant le rôle de tirant, équilibre l'un par l'autre les efforts de traction des consoles. La membrure inférieure oblique vient buter sur la pile, qu'elle étaie contre la poussée de l'arc. On a pu de la sorte réduire dans la mesure jugée utile le moment de renversement exercé par la passerelle sur chaque support en maçonnerie.

L'about de la console est, comme au pont Mirabeau, maintenu à un niveau horizontal par une bielle verticale ancrée dont l'effort de traction, à la température moyenne a été réglé suivant les indications du calcul.

Bien que les consoles fussent indépendantes de l'arc, et n'eussent d'autre fonction que d'étayer les piles, on a pu les utiliser pour le montage en porte-à-faux de la ferme centrale. On a de la sorte évité l'emploi d'un cintre qui eût apporté une grande gène à la circulation des bateaux, très active en cette région de la Seine pendant les travaux de l'Exposition. Il a suffi de relier temporairement chaque demi-arc à la console voisine par une pièce oblique boulonnée sur les membrures supérieures de ces deux organes, que l'on a retirée après le clavage de façon à rétablir l'indépendance des travées.

Après la clôture de l'Exposition, la Ville de Paris a décidé de conserver la passerelle pour l'usage public. Il est fâcheux que cette résolution ait été tardive. Si dès le principe il s'était agi d'édifier un ouvrage défi-

nitif on aurait sans doute exécuté à moins de frais des fondations de meilleure nature. Il est vraisemblable aussi qu'au prix d'une faible dépense supplémentaire, l'aspect du pont aurait pû être amélioré, du moment que l'on n'aurait plus eu à se préoccuper, dans l'étude des dispositions de l'ouverture, d'en faciliter le démontage en 1901.

CHAPITRE DEUXIÈME

PONTS SUSPENDUS

SOMMAIRE :

§ 1. *Câbles de suspension* : 18, Matériaux. — 19. Limites de sécurité. — 20. Coefficient économique. — 21. Enduits antioxydants. — 22. Théorie du fil enroulé. — 23. Câbles à fils parallèles. — 24. Assemblage à culot. — 25. Câbles tordus. — 26. Amovibilité des câbles.

§ 2. *Ponts suspendus flexibles* : 27. Calcul des câbles. — 28. Appareils d'appui. — 29. Câbles d'ancrage. — 30. Massif d'amarrage. — 31. Ponts à plusieurs travées ; câbles de retenue. — 32. Tablier et tiges de suspension. — 33. Haubans. — 34. Contreventements. — 35. Réglage des câbles.

§ 3. *Ponts suspendus rigides* : 36. Poutre de rigidité. — 37. Arc inversé. — 38. Système Gisclard. — 39. Transbordeur Arnodin.

CHAPITRE DEUXIÈME

PONTS SUSPENDUS

§ 1. — Câbles de suspension

18. Matériaux. — Les ponts suspendus remontent, comme les ouvrages en bois, à une haute antiquité, et ont précédé de loin la voûte en maçonnerie. Dans les contrées tropicales, on se suspendait à des lianes. Sous les climats tempérés, on faisait emploi de cordages en chanvre ou autres textiles, qui, même protégés par un enduit de goudron, sont très vite détériorés par les intempéries. Aussi leur a-t-on substitué, dès qu'on l'a pu, des chaînes à maillons en fer forgé, malgré que celles-ci fussent beaucoup plus lourdes : à égalité de poids, un câble neuf en chanvre a une résistance au moins quadruple de celle d'une chaîne.

Il paraît établi historiquement que le peuple chinois s'en servait déjà il y a deux mille ans. C'est seulement vers la fin du XVIII[e] siècle que les progrès de la sidérurgie ont permis de remplacer les maillons par des barres de fer reliées par articulations ; qui, à égalité de résistance, absorbent à peu près trois fois moins de métal.

Par ce procédé, on a édifié, d'abord en Angleterre et en Amérique, puis en France, de très grands ponts, tels que celui du détroit de Menai, sur un bras de mer entre l'île d'Anglesey et le Comté de Carnarvon dans le pays de Galles, qui a 177 mètres d'ouverture.

On s'est également servi, dans un petit nombre d'ouvrages, de bandes flexibles formées de fers plats superposés : Pont de Suresnes, sur la Seine, détruit en 1870.

C'est à partir de 1815, en Amérique (pont de Schuytkill, pont de Philadelphie) et de 1821, en France (passerelle de la Cance, pont de Tournon, sur le Rhône) que l'on a eu recours aux câbles en fil de fer, d'un usage aujourd'hui universel, sauf que le fer y a été remplacé par l'acier, comme dans toutes les autres constructions métalliques.

Les tréfileries fournissent des produits de différents calibres, distingués par des numéros d'ordre dans une classification assez ancienne (jauge de Paris, 1857), qui sera probablement abandonnée dans un avenir prochain, pour faire place à une nomenclature en concordance avec les conditions actuelles de l'industrie, et peut-être avec les relations internationales. On s'est récemment engagé, en France et à l'étranger, dans la voie de la standardisation pour tous les matériaux de construction, et il est à prévoir que les fils d'acier figureront dans la réglementation nouvelle.

Quoi qu'il en soit, nous jugeons utile, pour le présent, d'indiquer, d'après la classification encore usitée, la correspondance entre les numéros et les diamètres des fils que l'on trouve dans le commerce :

Jauge de Paris (1857)

Numéros d'ordre	Diamètres en 10e de millim.	Numéros d'ordre	Diamètres en 10e de millim.	Numéros d'ordre	Diamètres en 10e de millim.
1	6	12	18	23	59
2	7	13	20	24	64
3	8	14	22	25	70
4	9	15	24	26	76
5	10	16	27	27	82
6	11	17	30	28	88
7	12	18	34	29	94
8	13	19	39	30	100
9	14	20	44	31	110
10	15	21	49	32	120
11	16	22	54		

On n'emploie guère, dans les câbles de suspension des ponts, que les fils numérotés de 16 (2 mm. 70) à 23 (5 mm. 9). Il est fait exception pour l'entourage de certains câbles, obtenu par enroulement, à spires contiguës, d'un fil fin dont le numéro est généralement voisin de 11 (1 mm. 6).

19. Limites de sécurité. — L'industrie sidérurgique produit différentes sortes de fils dont la résistance de rupture varie depuis 60 kilogrammes jusqu'à 180 kilogrammes et même 200 kilogrammes, d'après la constitution chimique et la pureté du métal, ainsi que suivant les procédés thermiques de fabrication,

très variables d'une usine à l'autre et souvent tenus secrets. On admet quelquefois que la limite de sécurité doit être égale au quart de la résistance de rupture. Cette règle empirique ne vaut rien. Pour déterminer de façon rationnelle les conditions légitimes d'emploi d'un fil, il faut non seulement connaître sa limite élastique et sa limite de rupture, mais encore être renseigné sur les propriétés caractéristiques de l'acier en barre dont il provient : limite élastique, limite d'allongement, de rupture, degré de dureté et résilience.

Nous ne traiterons pas ici un sujet qui exigerait de longs développements. Nous nous bornerons à signaler que la très grande résistance d'un fil s'obtient quelquefois par certains procédés de trempe, ce que l'on peut reconnaître en vérifiant que la limite d'élasticité est notablement plus rapprochée de la limite de rupture que dans l'acier naturel en barres dont le fil a été tiré. La même constatation peut être également faite sur les fils écrouis par un étirage à froid, sans recuit ultérieur. Or un fil ainsi préparé est souvent fragile. Employé dans la confection de câbles soumis à des actions dynamiques, chocs en vibrations, il est sujet à se casser. Des câbles d'ascenseurs ou de puits de mines ont dû parfois être mis au rebut après un court service, parce que les ruptures de fils s'y multipliaient à une allure inquiétante. On peut espérer que dans un avenir prochain des règles de standardisation fixeront d'une manière précise les qualités à exiger des fils d'acier, d'après leur destination, et les épreuves à leur faire subir, ainsi qu'aux barres destinées à la filière.

On pourra alors arrêter sans excès ni insuffisance, des limites de sécurité convenables. Peut-être sera-t-on conduit, pour les ponts suspendus, à tenir compte,

comme on le fait dans les constructions en acier laminé, de l'action dynamique des surcharges mobiles et du vent, mise en regard de l'effet statique de la charge permanente.

20. Coefficient économique. — Supposons qu'ayant arrêté de façon définitive les dimensions et les dispositions d'un pont, il reste à choisir le fil à mettre en œuvre dans les câbles de suspension.

Admettons d'autre part que l'on dispose d'une gamme de produits, pour lesquels la limite de sécurité admissible varie de 12 kilogrammes à 36 kilogrammes par millimètre carré. Sur quelles considérations se basera-t-on pour prendre un parti?

Nous définirons la valeur économique d'un câble décrivant une parabole d'ouverture l et de flèche b, par le rapport k, à son poids propre par mètre courant, de la charge uniforme additionnelle qu'il serait capable de porter sans que la limite de sécurité R fût dépassée.

Ce rapport a pour expression approximative :

$$K = 800\frac{Rb}{l^2} - 1.$$

Posons par exemple : $\frac{b}{l} = \frac{1}{10}$. Si l'on fait croître l'ouverture à partir de 100 mètres, on obtient les résultats numériques suivants, correspondant à différentes valeurs de la limite de sécurité R, comptée en kilogrammes par millimètre carré.

$l =$	R =				
	12	18	24	30	36
100	8,6	13,4	18,2	23	27,8
200	3,8	6,2	8,6	11	13,4
300	2,2	3,8	5,4	7	8,6
400	1,4	2,6	3,8	5	6,2
500	0,92	1,88	2,84	3,8	4,76
600	0,6	1,4	2,2	3	3,8
800	0,2	0,8	1,4	2	2,6
1.000	»	0,44	0,92	1,4	1,88
1.200	»	0,2	0,6	1	1,4

Le rapport, pour une même charge, des poids respectifs de deux câbles en fils à 12 kilogrammes et en fils à 36 kilogrammes, variera depuis 3,2 pour $l = 400$ mètres, à 13 pour $l = 800$ mètres et même à 33 pour $l = 900$ mètres.

Nous en conclurons que pour les grandes ouvertures, ainsi que pour les ponts soumis à de lourdes charges et surcharges il convient, par raison d'économie, de mettre en œuvre des fils à grande résistance.

Il peut en être autrement pour les portées moyennes, et pour les passerelles légères. A supposer que l'on en tirât encore un certain bénéfice en ce qui touche la dépense en câbles, parce que vraisemblablement le prix du fil ne doit pas croître aussi vite que sa résistance, il y a inconvénient à employer des organes de

suspension trop grêles, que le moindre défaut de fabrication, dans le tréfilage ou le câblage, peut affaiblir notablement. Les câbles minces sont sujets à être détériorés par des chocs accidentels, et la rouille les détruit d'autant plus rapidement que le diamètre est plus petit.

Telles sont les considérations à faire valoir dans le choix des fils à employer. Il semble que, dans la pratique, la limite de sécurité ne descende guère au-dessous de 15 kilogrammes, et n'ait dépassé 25 kilogrammes que dans des circonstances exceptionnelles.

On peut citer à cet égard le pont de Cincinnati, sur l'Ohio, où l'on a atteint le chiffre de 27 kilogrammes, avec une ouverture de 322 mètres.

Au pont de Brooklyn, sur l'East River, à New-York, dont la travée centrale a 486 mètres et chaque travée de rive 283 m. [illegible]on a été jusqu'à 33 kg. 3.

Pour le premier de ces deux ouvrages, les fils, en fer puddlé, avaient une limite de rupture de 71 kilogrammes et une limite d'élasticité de 35 kg. 3.

Dans le second, les fils, en acier, avaient des limites de 112 kg. 5 et de 52 kg. 8.

Les constructeurs ont fait preuve, dans les deux circonstances, d'une hardiesse qui se justifie par les dimensions tout à fait exceptionnelles de ces ponts, dont le prix eut été considérablement augmenté, si l'on s'en était tenu aux errements pratiqués antérieurement pour des ouvertures égales ou inférieures à 250 mètres.

Mais, en somme, il est toujours prudent de ne point faire dépasser par la limite de sécurité, la moitié de celle d'élasticité.

21. Enduits anti-oxydants. — Il existe, entre les fils d'un câble, des interstices qui, laissés vides, pourraient devenir des réservoirs d'humidité, et faciliter l'attaque intérieure par la rouille. On prend généralement la précaution de remplir ces vides, en enduisant les fils d'une composition grasse et plastique, telle que le « miroco », formé d'huile de lin rendue siccative et épaissie par addition de litharge en poudre et de noir de fumée. A l'atelier de Châteauneuf-sur-Loire, on se sert, pour les câbles tordus, de coaltar désacidifié par contact avec de la chaux vive, que l'on épure et que l'on additionne de graphite en poudre. Les peintures en usage pour les charpentes métalliques ne conviennent pas pour la périphérie des câbles : dépourvues d'élasticité dès qu'elles sont sèches, elles ne tarderaient pas à s'écailler et à tomber en poussière, sans doute par l'effet des vibrations discordantes des fils en contact. On se sert de coaltar désacidifié, qui durcit et parfois se gerce en hiver mais qui, l'été venu, redevient mou et visqueux, si bien que les fissures se ferment et que la couverture redevient hermétique. Peut-être peut-on lui reprocher de masquer les taches superficielles de rouille, que les peintures ordinaires laissent mieux apparaître, de sorte que les agents de l'entretien voient immédiatement les points où des grattages doivent être pratiqués, avant le renouvellement de l'enduit protecteur.

22. Théorie du fil enroulé. — Supposons que l'on enroule en spirale une barre métallique, ronde ou plate, d'épaisseur e, autour d'un mandrin cylindrique de même nature, dont le diamètre soit d. Désignons par α l'angle que fait avec l'axe du mandrin l'hélice

décrite par la fibre moyenne de la barre. Cette courbe sera définie par un diamètre $d + e$, un pas $\pi(d + e)$ cotg α, et un rayon de courbure $\rho = \frac{d+e}{2\sin^2\alpha}$.

La barre est soumise, pendant son enroulement, à un travail de flexion dont le maximum théorique, sur chaque fibre extrême, a pour expression : $R = \frac{Ee}{2\rho} = \frac{Ee\sin^2\alpha}{d+e}$.

Pour que la limite d'élasticité N du métal n'ait pas été dépassée, il faut que l'épaisseur de la barre satisfasse à la condition :

$$e < \frac{N}{E\sin\alpha - N}\, d.$$

Quand on enroule un fil métallique sur un tambour, de façon que, les spires successives se touchant, le pas de l'hélice se réduise à e, l'angle α est très voisin de 90°.

La condition précédente devient alors : $e < 0{,}0012\,d$ pour un acier doux dont la limite d'élasticité serait de $24\,k$ par millimètre carré. Avec un acier de haute résistance, pour lequel cette limite s'élèverait à 60 k, on trouverait : $e < 0{,}003\,d$.

Admettons d'autre part que l'angle α ait la valeur 20°, qui parait assez usitée dans la fabrication des câbles tordus. Les inégalités précédentes deviennent pour les deux qualités de métal envisagées : $e < 0{,}0035\,p$ et $e < 0{,}0088\,d$. En fait, il arrive presque toujours que dans les fils enroulés sur des tambours ou tordus pour la confection de câbles, la limite d'élasticité est largement dépassée, ce que l'on reconnaît en constatant une déformation permanente. C'est à l'expérience qu'il appartient de déterminer jusqu'où on peut aller dans cette voie, sans que l'écrouissage du métal diminue de

façon nuisible sa résistance, pour l'objet que l'on a en vue.

Admettons à présent que, pendant l'opération d'enroulement, on exerce sur le fil un effort de traction, de façon à le presser contre le mandrin. Soit S le travail d'extension imposé au métal.

La pression unitaire exercée sur la surface du mandrin aura pour valeur, si le fil est rond :

$$p = \frac{S\pi e^2}{4} \times \frac{1}{pe} = \frac{\pi}{2} \frac{e \sin^2 \alpha}{d+e} S.$$

Avec une tige carrée, cette pression serait :

$$p = \frac{2e \sin^2 \alpha}{d+e} . S.$$

Si l'épaisseur e est une petite fraction du diamètre d du mandrin, ou du tambour, pour la raison exposée plus haut, le rapport $\frac{p}{S}$ sera nécessairement peu élevé.

Supposons par exemple que e soit égal à $\frac{d}{200}$.

Le rapport $\frac{p}{S}$ pour le fil rond, sera de $\frac{1}{77}$ si $\alpha = \frac{\pi}{2}$ et de $\frac{1}{214}$ si $\alpha = 20°$.

Si le travail S est de 12 kilogrammes par millimètre carré, la pression sur le mandrin sera de 0 kg. 155 pour $\alpha = \frac{\pi}{2}$, et 0 kg. 056 pour $\alpha = 20°$.

Admettons à présent qu'après avoir enroulé le fil et fixé ses extrémités sur le mandrin, on soumette celui-ci à un effort de traction donnant lieu au travail élastique T. Il éprouvera de ce fait un allongement proportionnel $\frac{T}{E}$. En même temps, son diamètre subira le raccourcissement $\eta \frac{T}{E}$, la lettre η désignant ici le coefficient de contraction latérale de la matière.

De ce chef, l'hélice décrite par le fil enroulé aura son pas augmenté et son diamètre réduit. Un calcul simple, dont nous jugeons inutile de donner le détail, fait connaître que cette déformation aura pour conséquence de porter le travail d'extension du fil de S à $S + T(\cos^2\alpha - \eta \sin^2\alpha)$. Attribuons au coefficient η la valeur théorique $\frac{1}{4}$, relative aux corps isotropes.

On voit que : pour $\alpha = \frac{\pi}{2}$ (*fil enroulé sur un tambour, avec contact entre les spires successives*), la fatigue a diminué. Elle n'est plus que $S = \frac{T}{4}$, et tomberait à zéro si T était quadruple de S : le fil ne serait plus serré contre le mandrin. Pour $\alpha = 63°26$, on trouve que $\cos^2\alpha = \frac{\sin^2\alpha}{4}$, la fatigue n'a subi aucun changement.

Enfin pour $= 20°$, le travail d'extension a été relevé de S à $S + 0{,}854\ T$. La pression p se trouve progressivement augmentée dans le même rapport.

Nous examinerons en dernier lieu l'effet produit sur un ressort à boudin par un effort de traction F dirigé suivant l'axe du ressort. Ce problème a été traité dans le *Cours de Résistance des Matériaux*. Nous rappelons simplement que le ressort, décrivant une hélice définie par l'angle α est de ce chef soumis à un effort normal $F \cos\alpha$, à un moment de flexion $F\frac{d}{2}\cos\alpha$, à un effort tranchant $F \sin\alpha$ et à un couple de torsion $F\frac{d}{2}\sin\alpha$. La déformation de l'hélice se traduit par une réduction de son diamètre d et par un accroissement de son pas $\pi d \operatorname{cotg}\alpha$. De plus le couple de torsion tend à redresser la barre, en faisant pivoter la section transversale autour de son centre de l'angle

$F\frac{d}{2}\sin\alpha \times \frac{1}{GIp}$ par unité de longueur. L'amplitude angulaire de l'hélice se trouve ainsi diminuée ; l'extrémité libre a reculé en tournant autour de l'axe du ressort.

23. Câbles à fils parallèles. — Pour maintenir et protéger contre l'oxydation le faisceau cylindrique formé de fils parallèles, dont le diamètre est généralement compris entre 2,5 et 5,5 millimètres, on enroule autour de lui à spires contiguës un fil d'un calibre plus fin. On fixe la grosseur de celui-ci d'après la dimension transversable du câble, dont il doit épouser, par flexion, sans fatigue exagérée, le contour circulaire.

C'est, croyons-nous, au pont de Brooklin, sur l'East River, à New-York, que l'on a réalisé le plus fort diamètre de câble qui est de 0 m. 40.

Depuis l'invention des ponts suspendus en fil de fer, il s'est écoulé plus d'un demi-siècle avant que l'on découvrit un procédé pratique et sûr pour assembler bout à bout, sans diminution de résistance, deux câbles se faisant suite. Pour éviter des joints défectueux, on a été conduit à employer des câbles continus de l'un à l'autre puits d'amarrage, quelle que fût la longueur du pont. Il a fallu fabriquer ces câbles sur le chantier même, dans un emplacement qui permit de les soulever pour les mettre en place ; on conçoit que dans ces conditions, il fut difficile de redresser rigoureusement des fils que l'on apportait enroulés en couronnes pour en permettre le transport depuis la tréfilerie et aussi de les mettre en parallélisme parfait. D'autre part la traction exercée sur le fil d'entourage, pendant son enroulement, ne pouvait donner lieu qu'à une pression

assez faible sur la périphérie de faisceaux. Nous avons démontré précédemment que la mise en tension du câble une fois en place atténue notablement cette pression, et dans bien des cas doit l'annuler, de façon complète.

Pour tous ces motifs, il faut s'attendre à ce que, dans le pont en service, les fils du faisceau se touchent, mais ne soient pas serrés et puissent par conséquent glisser les uns sur les autres sans éprouver aucune résistance par frottement mutuel. Si leur parallélisme n'est pas rigoureux, il y a grande chance pour que la répartition de l'effort total de traction entre les éléments du faisceau soit irrégulière, et pour que la fatigue varie notablement d'un fil à l'autre.

On a affirmé que pour certains câbles fabriqués peut-être avec peu de soin, ou bien à l'aide d'un outillage imparfait, la résistance à la rupture du câble avait été reconnue de 25 0/0 inférieure à l'effort théorique calculé d'après la résistance individuelle de chaque fil. Etant donné l'indépendance de ces éléments, il faudrait d'ailleurs que chacun d'eux ne présentât aucun point faible sur tout son développement, sans quoi c'est ce point qui limitera sa propre charge de rupture. Or étant donné le faible diamètre *e*, la moindre paille dans le métal, le plus léger défaut de fabrication, le plus léger choc contre un corps dur pendant la manutention, le transport ou la mise en œuvre, peuvent affaiblir la résistance dans une large mesure.

Ajoutons encore que si la longueur des fils fournis par la tréfilerie est inférieure à celle des câbles, il devient nécessaire de rabouter deux fils successifs. Or le seul moyen pratique que l'on ait trouvé, sans modifier le diamètre de l'élément (modification qui trouble-

rait le parallélisme des fils), consiste dans une soudure bout à bout qui devient précisément un point faible.

Dans le pont de Brooklin, déjà cité, on a cherché à corriger la plupart des vices du système, en mettant en place et tendant séparément toūs les fils sous leur propre poids, avant de les réunir par le fil d'entourage. On a pu de la sorte assurer de façon parfaite leur parallélisme. En les mettant en tension avant de les serrer, on a pu réaliser dans le câble en service une pression intérieure de nature à créer une résistance appréciable au glissement mutuel des éléments, ce qui a atténué l'influence nuisible des points faibles. Mais le câblage en l'air a pu être une opération difficile, et sujette à malfaçon.

Enfin, un autre défaut, et non des moindres, à inscrire au passif de ce type de câble, est qu'il se défend mal contre la corrosion par la rouille. On ne peut se contenter de couvrir d'une couche de peinture l'enveloppe des faisceaux comme on le fait pour les charpentes métalliques : l'expérience a démontré que cette couche ne tardait pas à se fissurer et à s'écailler, sans doute par suite de la discordance des mouvements vibratoires des spires en contact. Le seul préservatif efficace consiste dans l'emploi de goudron préalablement désacidifié par addition de chaux vive. Mais il faut un entretien très soigneux pour assurer l'étanchéité de cet enduit qui fond et coule en été, mais durcit, se contracte et peut se craqueler en hiver. Si l'air humide arrive à pénétrer par les joints de l'enveloppe, il circulera aisément dans les vides existant entre les fils du faisceau, dont les contacts mutuels sont loin d'être hermétiques. Dès que la rouille a fait

son apparition, ses ravages sont considérables et rapides : l'intérieur du câble ne s'assèche plus, même en plein été, la surface d'attaque, rapportée au kilogramme de métal est d'autant plus étendue que le diamètre des fils est plus petit ; enfin leur périphérie n'est protégée par aucun enduit.

De nombreux ponts suspendus ont péri de cette façon et parfois après une assez courte existence. Il n'est pas très malaisé de reconnaître si une région déterminée d'un câble commence à se détériorer : l'oxydation du métal donne lieu à un gonflement du faisceau dont le diamètre devient un peu plus fort que dans les parties encore intactes. Cette maladie du câble ne comporte aucun remède efficace : on n'a d'autre ressource, quand son dépérissement prend une allure inquiétante, que de l'enlever et le remplacer.

Depuis l'invention de l'assemblage à culot, le type à fils parallèles semble avoir été complètement abandonné par les constructeurs.

24. Assemblage à culot. — On arrête, par une ligature du fil enroulé, l'enveloppe du câble à une distance a de son extrémité, qui doit être proportionnelle à son diamètre. On introduit la partie ainsi dénudée du faisceau dans un orifice pratiqué au travers d'une plaque de fonte ou d'acier moulé, d'épaisseur a. Cet orifice va en s'évasant en forme d'entonnoir à profil courbe à partir de son origine, où il a le diamètre du câble. On écarte les fils de façon à épanouir le faisceau et à lui faire épouser le volume de l'entonnoir.

On courbe les fils, on les frise suivant le terme

consacré. Puis on verse dans ce hérisson un alliage liquéfié de métaux fusibles, plomb, étain et antimoine. Parfois, on juge utile, avant cette dernière opération, d'introduire entre les fils des pointes d'acier qui bouchent partiellement leurs intervalles. Enfin on mate la surface extérieure de l'alliage en forme de goutte de suif.

L'expérience a prouvé qu'en arrêtant la forme et les dimensions de l'orifice suivant certaines règles, établies par des praticiens, et échappant au calcul, on réalise un assemblage dont la résistance est égale à celle du câble lui-même.

L'effort de traction transmis à la plaque est reporté par elle sur des tirants ou boulons, dont les trous, généralement au nombre de quatre, encadrent l'entonnoir.

Pour réunir bout à bout deux câbles se faisant suite, il suffit de relier par des boulons les plaques terminales de chacun d'eux.

25. Câbles tordus. — Autour d'un fil rectiligne formant l'axe du câble (que l'on remplace quelquefois par une âme en chanvre), on enroule en hélice six fils dont les spires se touchent; on entoure ensuite ce premier noyau par une couronne de douze fils en spirale. On continue de la même façon, en augmentant de six le nombre des fils chaque fois que l'on passe d'un étage au suivant, jusqu'à obtenir le diamètre que l'on s'est fixé. Il ne reste plus qu'à envelopper le faisceau par l'enroulement du fil de couverture, si on le juge à propos.

Les propriétés du câble tordu sont les suivantes : Quand on le soumet à un effort de traction croissant,

le faisceau se resserre. La pression mutuelle de deux fils en contact va en augmentant, aussi bien entre les éléments d'une couronne qu'entre ceux de deux couronnes successives : la pression est d'autant plus forte que le rapport $\frac{e}{d}$ de l'épaisseur de fil au diamètre de l'hélice est moindre.

Les fils ainsi serrés les uns contre les autres ne peuvent plus glisser dans le faisceau sans vaincre la résistance par frottement qui y fait obstacle. Ils se comportent à peu près comme s'ils étaient soudés ensemble.

Le câble ainsi constitué résiste à la traction *presque* comme un solide plein. Un défaut existant dans un fil (soudure, crique, paille) entraîne bien encore un déchet sur la résistance du système dans la section directement intéressée. Mais cet affaiblissement local ne s'étend pas aux sections voisines, parce que les fils, pour ainsi dire agglutinés ensemble par frottement, sont assujettis à subir les mêmes allongements unitaires, et par conséquent à travailler au même taux (1). On a même constaté par expérience, sur des câbles d'ascenseurs ou de mines, que les ruptures de fils affectent très peu la résistance quand elles ne sont pas trop nombreuses. On ne remplace ces organes que lorsque les avaries ont atteint un développement important et tendent à se multiplier de plus en plus vite.

1. Dans les matières textiles, chanvre, lin, coton, les fibres sont très courtes. Il serait impossible de les utiliser pour la fabrication de faisceaux parallèles. Mais par le cordage, on obtient des fils, des ficelles et des câbles dont la résistance unitaire est à peu près égale à celle des fibres elles-mêmes, malgré les solutions de continuité qui interrompent à intervalles rapprochés la transmission directe de l'effort d'une fibre à celle qui lui fait suite.

Il faut toutefois reconnaître que l'assimilation du faisceau tordu à une tige massive ne doit pas être considérée comme absolue.

La théorie et la pratique sont d'accord sur les points suivants. Pour évaluer la résistance à la rupture d'une couronne composée de n fils en hélice de section ω, il convient de tabler sur une section nette $n\,\omega\cos\alpha$. Dans un élément de câble de longueur l, le développement d'un fil est $\frac{l}{\cos\alpha}$. Le poids de l'anneau, par unité de longueur, est donc égal à la somme du poids unitaire de ses fils multipliée par $\frac{l}{\cos\alpha}$.

En résumé, si dans un câble les hélices des couronnes successives ont toutes la même inclinaison α, son poids par mètre courant sera égal au produit par $\frac{l}{\cos}$ du faisceau à fils parallèles formé des mêmes éléments.

La résistance se calculera en multipliant par $\cos\alpha$ la somme des résistances individuelles des fils.

Si l'on compare le câble tordu à une barre ronde de même métal et de même poids par mètre courant, leurs résistances respectives seront dans le rapport $\cos^2\alpha$. Il convient d'ajouter qu'à poids égal, le diamètre du câble sous son enveloppe sera supérieur à celui de la barre pleine, en raison des vides existant entre les fils.

Comme on devait s'y attendre, le câble tordu a plus de raideur que le faisceau parallèle : la fatigue par flexion, pour une même incurvation, y est plus élevée.

Au point de vue de la préservation contre la rouille, la torsion présente un avantage notable : par suite du serrage des fils, on réalise une étanchéité presque

absolue, qui s'oppose à la circulation de l'eau et de l'air. Comme d'ailleurs ces câbles ne peuvent être fabriqués qu'à l'atelier, on prend souvent la précaution de remplir les vides avec une substance plastique ou visqueuse, qui comprimée par le serrage des fils lors de la mise en tension du câble s'infiltre dans tous les interstices et rend l'organe absolument impénétrable aux gaz (1).

Les câbles tordus sont après fabrication mis en rouleaux pour le transport à pied d'œuvre. Il faut donc que leur diamètre soit assez faible pour que cette opération d'empaquetage se fasse avec un rayon de courbure assez réduit pour que la manutention des colis soit praticable et ne provoque pas un travail de flexion exagéré. Alors que avec les faisceaux parallèles on peut sans difficulté aborder de forts diamètres, il faut ici subdiviser l'organe de suspension en une série de petits câbles tordus formant des nappes auxquelles on accroche le tablier. Cette nécessité est d'ailleurs sans inconvénient et présente au contraire certains avantages sur lesquels nous reviendrons (article 26). D'autre part, pour n'avoir pas à manipuler des fardeaux encombrants et lourds, on est tenu de limiter la longueur des câbles. Cela aurait constitué autrefois un obstacle absolu à leur emploi. Mais l'invention du culot a fait disparaître l'objection, en permettant de diviser l'organe de suspension d'un pont suspendu en

1. *Nous avons eu entre les mains un échantillon de câble où les fils*, au lieu d'être ronds, avaient une section quadrangulaire comprise entre les circonférences intérieure et extérieure de la couronne et deux rayons réunis à ces lignes. Cette solution qui supprime tous les vides, paraît excellente en théorie. Mais elle entraîne de telles complications dans le tréfilage et le câblage qu'il semble douteux qu'elle pénètre jamais dans la pratique courante.

une série de tronçons qui se succèdent en des points déterminés de l'ouvrage, par exemple aux appuis sur piles et éventuellement à l'articulation centrale d'une travée, avec assemblages à culots intercalés.

Le câble tordu tel que nous venons de le décrire, est couramment employé dans les ascenseurs, les puits de mines, etc. Mais, étant en somme composé d'une série de ressorts en spirale emboîtés les uns dans les autres, il présente cette particularité que, lorsque sa tension varie, une de ses extrémités tourne par rapport à l'autre : on peut s'en rendre compte en suspendant un poids à une ficelle verticale un peu longue. Quand le câble est libre à partir de son amarrage l'inconvénient n'est pas grave : tout au plus sera-t-il jugé parfois utile d'intercaler un émerillon entre l'about libre et le crochet de suspension de l'autre extrémité pour que cette dernière ne participe pas à un mouvement de rotation qui peut être rapide et prolongé. Mais il en est autrement dans un pont suspendu où les câbles sont reliés par des attaches fixées aux tiges partant du tablier, et ont leurs extrémités invariablement fixées par les culots sur des plaques dont l'orientation est immuable. Aussi n'a-t-il pu y être fait usage des câbles tordus dans des conditions satisfaisantes avant que l'on eût inventé, précisément pour ces ouvrages, le câble à torsion alternative, où l'angle d'inclinaison de l'hélice est inversé quand on passe d'une couronne à la voisine. Grâce à cet artifice, les tendances à la rotation des différentes couronnes se contrarient et s'annihilent, leurs pressions mutuelles faissant obstacle au glissement de l'un sur l'autre. Ce mode de câblage est aujourd'hui universellement adopté par les constructeurs. Il paraît d'après eux que

le câble à torsion alternative présente un peu moins de raideur que le câble à torsion ordinaire, ce qui est un avantage pour le bobinage, qui permet de le transporter à pied d'œuvre.

26. Amovibilité des câbles. — Dans les anciens ponts suspendus, la dépose d'un câble à fils parallèles, souvent de fort diamètre et de grande longueur exigeait des installations compliquées et un outillage puissant. La circulation était interrompue pendant la réparation du câble, jusqu'à sa repose. Aussi bien ne se résignait-on à cette opération que lorsqu'on la jugeait indispensable et urgente, et l'ignorance où l'on était de la détérioration d'un câble ou les lenteurs apportées à prendre une décision ont souvent conduit à des catastrophes. Il est arrivé que pendant les essais réglementaires d'un ouvrage que l'on croyait avoir bien remis en état, des câbles se sont rompus. Bref des accidents trop nombreux ont, pendant une période assez longue, discrédité ce type d'ouvrage qui a été abandonné pendant nombre d'années. Il n'en sera probablement plus de même désormais parce que l'enlèvement d'un câble tordu, de faible diamètre et de longueur réduite, est une opération relativement facile, qui peut être faite en très peu de temps par quelques manœuvres, pourvus d'un outillage rudimentaire.

Comme l'organe de suspension comporte toujours plusieurs câbles parallèles formant nappe, on commence par retirer un seul d'entre eux sans interrompre la circulation sur le pont. Tout au plus on limitera sa surcharge pendant le temps très court qu'exigera la substitution à cet élément d'un autre tenu en réserve pour cet objet. Après la remise en état du câble déposé,

celui-ci peut être tenu en réserve pour être employé ultérieurement comme remplaçant dans une opération semblable.

Le principe de l'amovibilité des câbles dont M. Arnodin a été le promoteur et l'apôtre, permet aujourd'hui d'assurer l'entretien des ponts suspendus dans d'excellentes conditions grâce à quoi l'on peut espérer que leur longévité sera dans l'avenir tout au moins égale à celle des ponts à charpente métallique. Il n'y a plus à craindre pour eux les accidents par rupture de câbles détériorés, auxquels les anciens ponts suspendus à câbles parallèles n'étaient que trop sujets.

§ 2. — Ponts suspendus flexibles

27. Calcul des câbles. — Le montage d'un pont suspendu comporte en premier lieu la mise en place par le lancement des câbles dont chacun, n'étant sollicité que par son propre poids, décrit une chaînette.

Soit S la longueur développée de la portion de cette courbe comprise entre son sommet et une extrémité, a et b les distances horizontale et verticale de ces deux points :

$$a = S - \frac{2}{3}\frac{b^2}{S} - \frac{2}{15}\frac{b^4}{S^3};$$

$$b = S\sqrt{\frac{-8 + \sqrt{85 - 30\frac{a}{S}}}{2}}.$$

Un câble chargé uniformément suivant l'horizontale décrit une parabole, pour laquelle les formules correspondantes sont :

$$S = a + \frac{2}{3}\frac{b^2}{a} - \frac{2}{5}\frac{b^4}{a^3};$$

$$b = a\sqrt{\frac{5 - \sqrt{115 - 90\frac{S}{a}}}{6}}.$$

En fait, dans les conditions de la pratique, la chaînette s'écarte généralement assez peu de la parabole, pour que l'on puisse les confondre sans erreur sensible. Par exemple pour $\frac{b}{a} = \frac{1}{5}$, on constate qu'avec la même longueur développée S, la flèche b de la chaînette est à celle de la parabole dans le rapport 0,997.

En attribuant au rapport $\frac{b}{a}$ la valeur pratiquement élevée de $\frac{1}{4}$, le rapport en question est encore de 0,995.

Quand la parabole n'est pas symétrique par rapport à la verticale de son sommet, parce que les deux extrémités sont à des niveaux différents, les données du problème sont la projection horizontale du câble, c'est-à-dire l'ouverture l de la travée et la dénivellation d de ses deux extrémités. On déterminera les dimensions respectives a, b et S, a', b' et S' des deux arcs de la courbe, de part et d'autre du sommet, par le système d'équations :

$$\frac{b}{a^2} = \frac{b'}{a'^2};$$

$$a + a' = l;$$

$$b - b' = d;$$

$$S = a + \frac{2}{3}\frac{b^2}{a} - \frac{2}{5}\frac{b^4}{a^3};$$

$$S' = a' + \frac{2}{3}\frac{b'^2}{a'} - \frac{2}{5}\frac{b'^4}{a'^3}.$$

En général on se donne *a priori* la première flèche b.

d'où se déduit immédiatement la seconde $b' = b - d$. Le calcul des données a, a', S et S' est alors très aisé.

Pour des recherches relatives à la température ainsi qu'à l'allongement élastique du câble lors de sa mise en tension, on peut presque toujours substituer, sans erreur appréciable, la distance horizontale a à la longueur développée S, et faire emploi de la formule simplifiée :

$$\delta b = \frac{3}{4}\frac{a}{b}\delta a.$$

La variation correspondante de la flèche n'est pas sans importance. En posant $b = \frac{a}{5}$, on trouve qu'un relèvement de température de 27° donnerait lieu à un accroissement de flèche :

$$b = 0{,}0036\, b.$$

Si la fatigue du câble atteint 24 kilogrammes par millimètre carré de section nette, la flèche augmente de :

$$b = 0{,}0224\, b.$$

On sait que pour le câble parabolique portant une surcharge uniforme p, la composante horizontale constante de l'effort de traction est :

$$q = \frac{pl^2}{8b} = \frac{pa^2}{2b}.$$

Le maximum de cet effort qui se manifeste à l'extrémité du câble, est $q\sqrt{1 + \frac{4b^2}{a^2}}$: pour $\frac{b}{a} = \frac{1}{5}$, cet effort serait $1{,}077\, q$, du reste peu différent de q.

Quand la surcharge du câble est irrégulièrement répartie, la courbe funiculaire qu'il décrit peut être déterminée rapidement et avec une grande précision

par la méthode que nous avons exposée dans le premier fascicule du Tome II du *Cours* (Art. 2 et note additionnelle). Elle nous semble préférable aux règles passablement compliquées que l'on trouve dans nombre d'ouvrages sur la matière. Les calculs longs et pénibles qu'exige la résolution de plusieurs équations simultanées, dont quelques-unes sont du second degré, donnent en général un résultat moins exact que notre procédé.

En faisant varier convenablement la surcharge, on déterminera d'une part les déplacements verticaux géométriques maxima que peut éprouver l'organe de suspension et d'autre part les déplacements élastiques dus soit aux changements de température, soit aux variations de la longueur développée S ou de l'ouverture $2a$ entre appuis, sans altération de la courbe funiculaire, dont les ordonnées sont simplement modifiées dans un rapport constant.

28. Appareils d'appui. — Depuis plus d'un demi-siècle, on n'a guère construit que des ponts suspendus comportant une seule travée généralement de très grande ouverture.

Dans un pont suisse, près de Fribourg, qui franchit une gorge resserrée entre des escarpements presque verticaux, le câble de suspension est directement amarré sur des ancrages pratiqués dans le rocher. C'est là un cas tout à fait exceptionnel, peut-être unique en son genre.

Les câbles de suspension aboutissent sur chaque rive au sommet d'un support constitué, au-dessus du niveau du tablier, par deux pylônes métalliques, fréquemment réunis par une traverse métallique complé-

tant le portique, soit par deux piliers isolés, ou bien par un porche en maçonnerie. Comme ce support serait incapable de résister à la traction horizontale Q, on assure son équilibre par un câble oblique opposé, dit câble d'ancrage, dont l'autre bout est amarré à un massif de maçonnerie enfoncé dans le sol.

Dans les ponts de faible ouverture, on peut se contenter d'amarrer séparément le câble de suspension et le câble d'ancrage au sommet du support. Mais pour les ouvrages de quelque importance, il importe, pour assurer la stabilité de la pile, de s'arranger de façon que la résultante des réactions exercées sur lui par l'un et l'autre câble soit rigoureusement verticale. On surmonte à cet effet le support d'un appareil de dilatation, en général un chariot métallique sur équipage de galets, parfois un secteur oscillant.

Avant qu'on eût inventé l'assemblage à culot, la suspension et l'ancrage comportaient un câble unique, passsant sur une selle circulaire faisant corps avec l'appareil de dilatation. Aujourd'hui on trouve plus commode de séparer les deux organes : chaque câble se termine par un culot enchâssé dans une plaque que l'on boulonne sur l'appareil de dilatation. Il y a lieu d'observer que, les câbles de suspension et d'ancrage ayant d'habitude à peu près la même inclinaison sur l'horizontale, dans le voisinage de l'appui commun, la réaction verticale supportée par celui-ci est sensiblement double du poids de la demi-travée que lui transmet l'organe de suspension.

Dans d'anciens ponts encore existants on a adopté un dispositif différent : les câbles sont fixés sur une *bielle métallique, oscillante, qui est articulée à sa* base, c'est-à-dire au niveau du tablier. Ce système a

causé des déboires, et à la suite d'accidents sur lesquels nous ne possédons aucun renseignement précis, son interdiction a été prononcée en France par un règlement du 7 mai 1870 et confirmée ultérieurement par un règlement de 1886.

Cette proscription nous paraît justifiée, tout au moins pour les ponts de quelque importance, mais nous jugeons inutile d'exposer nos raisons à l'appui de cette manière de voir parce que personne ne paraît aujourd'hui songer à ressusciter une pratique abandonnée depuis longtemps par les constructeurs, aussi bien à l'étranger qu'en France. La course du chariot de dilatation ou du secteur oscillant peut facilement être déterminée, en construisant, pour les conditions extrêmes de température et de charge, les courbes funiculaires décrites par les câbles de suspension et les câbles d'ancrage, d'après la condition que la traction horizontale q soit la même pour l'un et l'autre organe.

29. Câbles d'ancrage. — Le plus généralement ce câble, libre entre ses deux extrémités n'est soumis dans l'intervalle qu'à son propre poids. Il décrit donc une courbe très aplatie, assimilable à volonté soit à un arc de chaînette, soit à un arc parabolique.

Soit h la distance verticale des deux extrémités du câble, sur l'appui et à l'ancrage, θ l'angle que la corde fait avec l'horizontale, q la composante horizontale de l'effort de traction et p le poids par mètre courant en projection horizontale. La flèche que prend ce câble dans la direction verticale a pour expression : $f = \frac{ph^2}{8q} \operatorname{cotg}^2 \theta$. La longueur développée du câble ne diffère pas de façon appréciable de celle de la corde.

Il y a quelquefois inconvénient à placer le câble au-dessus de la terre ferme. Dans une ville par exemple, on peut juger opportun de ne pas encombrer par cette construction le quai bordant la rivière; de plus la présence d'immeubles en bordure peut rendre pratiquement impossible l'exécution des maçonneries d'amarrage. On se résout alors à écarter de la berge les supports de la travée centrale, d'une distance par exemple à peu près égale à la moitié de l'ouverture de cette travée. Le pont comporte alors deux piles, et ce sont les culées qui forment les massifs d'amarrage. Dans chaque petite travée latérale le tablier est porté par le câble d'ancrage lequel décrit alors à peu près une demi-parabole ayant même paramètre que celle du câble central de suspension, le sommet de cette courbe se trouve un peu en deçà ou un peu au delà de l'amarrage.

Il existe à Avignon un pont de ce genre : le câble central et le câble latéral sont l'un et l'autre fixés sur leur support commun qui est une pile en maçonnerie. Sous l'action de la charge permanente seule et des changements de température, cela est sans inconvénient, les tractions des deux câbles étant égales et se faisant équilibre. Mais sous l'action de surcharges portant sur l'une ou l'autre travée, l'un des efforts dépasse l'autre. Il a donc fallu donner à la pile qui en est le support commun une épaisseur suffisante pour que la stabilité fut assurée comme dans les ponts en arc.

On préfère aujourd'hui éliminer cette cause d'insécurité en intercalant un appareil d'appui mobile entre les deux nappes munies de câbles paraboliques.

30. Massifs d'ancrage. — Dans les ponts construits pendant la première moitié du XIXe siècle, le câble d'ancrage pénètre dans le massif par une galerie inclinée de faible diamètre. Son extrémité est bloquée dans la maçonnerie, avec certaines dispositions assurant la solidité de l'amarrage, que nous nous dispenserons de décrire parce qu'elles sont aujourd'hui tombées en désuétude. Souvent on a rempli le haut de la galerie d'entrée par de la chaux vive pour arrêter l'acide carbonique de l'air et préserver ainsi le câble contre l'oxydation. Cet espoir a été généralement déçu. La portion du câble emprisonnée dans la maçonnerie et par conséquent soustraite définitivement à toute visite et à toute vérification a été attaquée par la rouille, principalement au voisinage des cours d'eau dont les crues périodiques noyaient les fondations du pont. A la longue le câble complètement rongé finissait par se rompre à l'amarrage et le pont s'effondrait. A la suite de plusieurs accidents, on a pris le parti de disposer l'ancrage de façon que le câble, partout découvert, fut visitable en tout temps. A cet effet, on a élargi, jusqu'à les rendre accessibles aux surveillants, les deux galeries en pente correspondant aux organes de suspension encadrant le tablier, et on les a reliées à leur base par une voûte horizontale à tracé circulaire formant avec elles un fer à cheval.

Les deux câbles à fils parallèles sont accrochés aux parois intérieurs des galeries et viennent contourner le massif enveloppé par le fer à cheval. On les rattache ensemble au milieu de la galerie horizontale par soudure ou épissure de leurs fils.

L'invention de l'assemblage à culot a bien simplifié le problème. Chaque galerie inclinée est fermée à un

bout par une maçonnerie en voûte, qui la sépare d'un puits vertical de visite aboutissant au sol. Les câbles s'arrêtent au fond de la galerie et leurs plaques terminales sont reliées par des tirants traversant la voûte, à des plaques de butée que l'on a descendues de l'autre côté par les puits d'accès. Les câbles sont donc isolés et visitables jusqu'à leurs extrémités ; on peut toujours les déposer en déboulonnant les plaques terminales. Les seules pièces cachées sont les tirants qui percent la voûte. Mais outre que l'oxydation est toujours moins à craindre pour des pièces de forte section que pour un câble dont chaque fil est considéré séparément, on a la ressource de galvaniser les pièces. D'ailleurs il suffit de quelques minutes pour desserrer les écrous d'une tige, la retirer et la remplacer par une autre neuve.

En définitive, l'amarrage ainsi constitué offre toutes garanties puisqu'ayant réduit au minimum les progrès de l'oxydation, il est facile, sans interrompre la circulation, de s'assurer de l'état de conservation d'un élément quelconque et de lui en substituer un neuf dans un délai très court.

31. Ponts à plusieurs travées. Câbles de retenue. — On ne peut pas toujours s'en tenir à une seule travée avec câbles d'amarrage au-dessus de la terre ferme. Soit que la longueur à couvrir par le tablier ne soit pas franchissable d'un seul jet sans trop de dépense, soit que l'on s'interdise d'encombrer les abords du pont, pont fréquenté ou quais urbains bordés d'immeubles, par des installations d'ancrage et d'amarrage on prend le parti de diviser l'ouvrage en plusieurs travées.

Considérons le cas de trois travées égales avec câbles d'ancrages rectilignes sur la terre ferme :

Soit : $2a = 200$ mètres et $b = 20$ mètres.

Pour un déplacement de 0 m. 10 sur chaque appui de pile une travée s'abaissera en son milieu de 0 m. 362 et son coefficient de poussée subira une réduction de 0,9802.

Une travée étant seule surchargée, tous les appareils d'appui sur pile se déplaceront ou marcheront vers elle ; son tablier descendra tandis qu'il y aura soulèvement dans toutes les autres travées.

La circulation sur le pont dont la chaussée offrira l'aspect d'une montagne russe sera rendue d'autant plus impraticable que si la surcharge est mobile et animée d'une vitesse notable, les câbles prendront un mouvement oscillatoire susceptible d'amplifier leurs déplacements géométriques et d'aggraver la fatigue du métal.

Pour remédier à ce défaut capital du système, il faut recourir à un organe auxiliaire, le câble de retenue, qui isolé et ne portant que son propre poids relie les deux massifs d'amarrage en franchissant chaque appareil mobile d'appui auquel on l'attache au passage. Si la distance mutuelle de deux appareils vient à s'accroître, la portion du câble de retenue comprise entre eux se tend et sa flèche diminue. Par suite sa traction horizontale augmente. Si au contraire les deux appareils tendent à se rapprocher, le câble se détend et sa traction diminue.

Soient R et S les valeurs du travail élastique du câble correspondant aux deux cas de la charge permanente seule ou combinée avec une surcharge d'épreuve limitée à une partie du tablier.

L'augmentation $2\delta a$ de la distance $2a$ entre les appareils consécutifs se calcule par la formule approximative :

$$2a = 1\,\frac{a^3}{30.000}\,\frac{1}{122} - \frac{1}{S^2} \qquad 2\delta a = \frac{a^3}{30.000}\left[\frac{1}{R^2} - \frac{1}{S^2}\right].$$

Il convient d'y ajouter l'allongement élastique qui a pour expression : $2\delta' a = 2a\,\frac{S-R}{E}$.

Nous remarquerons que le rapport $\frac{2\delta a}{2a}$ est proportionnel à a^2, tandis que le rapport $\frac{2\delta' a}{2a}$ est indépendant de a.

On voit ainsi, qu'au point de vue de l'atténuation des déplacements géométriques, le câble de retenue est d'autant plus efficace que le pont comporte, pour une longueur totale donnée un plus grand nombre de travées.

Pour $a =$ 25	$2\delta a = 0{,}0122$	$2\delta' a = 0{,}0225$
50	$2\delta a = 0{,}0972$	$2\delta' a = 0{,}045$
100	$2\delta a = 0{,}7778$	$2\delta' a = 0{,}090$
200	$2\delta a = 6\,\text{m}.\,2222$	$2\delta' a = 0\,\text{m}.\,180$

En somme quand on surcharge une travée à l'exclusion de celles qui l'encadrent, le câble de retenue fonctionne comme un câble d'ancrage qui la relie directement aux deux massifs d'amarrage sans intermédiaire.

Il réalise à ce point de vue l'indépendance des travées qui ne sont plus solidaires que pour la charge permanente seule, égale pour toutes, et en vue de laquelle leurs câbles ont été réglés.

32. Tabliers et tiges de suspension. — Dans les anciens ponts suspendus flexibles, tels qu'on les

construisait il y a plus de soixante ans, les poutrelles du tablier sont très rapprochées, leur écartement mutuel est souvent de 1 m. 20.

Des tiges de suspension relient leurs extrémités aux câbles de la travée. Pour réduire autant que possible son poids, la pièce du pont est une pièce de bois ou une poutre métallique à claire-voie, parfois armée en dessous par un câble. Toutefois l'extrême multiplicité de ces poutrelles aurait singulièrement alourdi le tablier si l'on eut exigé des ponts suspendus les mêmes services que des ponts-route en fonte ou charpente métallique. En fait, on leur demandait beaucoup moins.

La largeur du tablier a été presque toujours limitée à 4 ou 5 mètres avec une seule voie charretière entre deux trottoirs étroits.

La surcharge d'épreuve a été abaissée souvent à 200 kilogrammes par mètre carré. Enfin la couverture du tablier était d'habitude constituée par des madriers longitudinaux à qui une épaisseur de 0 m. 08 suffisait pour franchir le vide d'à peu près 1 mètre entre deux pièces du pont. Ces madriers étaient recouverts d'un voligeage transversal formant le platelage de circulation. On a plus tard jugé avantageux de solidariser les poutrelles métalliques par des longerons en fer de dimensions exiguës, vu leur faible portée, sur lesquels on plaçait des madriers transversaux surmontés du platelage en voliges.

Comme la charge transmise par le tablier à ses appuis extrêmes est très faible, il n'est pas nécessaire de recourir à des organes d'articulation, il suffit de plaques de friction sur lesquelles l'extrémité du tablier

glisse sans avoir à craindre une résistance appréciable par frottement.

Chaque tige de suspension est presque toujours un fer rond, assez rarement un profilé de faible échantillon, quelquefois un petit câble. Reliée à la poutrelle par un assemblage boulonné ou un étrier, ne présentant aucune particularité spéciale, cette tige est accrochée à la nappe de câbles par un étrier à plusieurs branches, ou par des colliers dont chacun enserre un câble sur lequel il est serré par un boulon afin d'empêcher un glissement de l'attache le long du câble. Au voisinage de chaque appui où la pente peut atteindre jusqu'à 40 0/0, on se contente souvent d'enrouler autour du câble un fil fin additionnel sur une faible longueur de façon à créer sur la périphérie une légère saillie qui cale l'étrier dans sa position normale.

33. Haubans. — Dans la plupart des ponts on ne suspend aux câbles paraboliques qu'une région centrale du tablier plus ou moins étendue. Les deux parties extrêmes sont soutenues par des câbles obliques ou haubans qui partent en éventail de l'appareil d'appui et viennent s'accrocher directement aux abouts des pièces de pont.

Tantôt, les deux dispositifs se succèdent sans empiéter l'un sur l'autre. Tantôt on double par des tiges de suspension les haubans les moins inclinés sur l'horizontale, auquel cas il faut régler les organes associés de manière que chacun porte la partie de la charge permanente qui lui est assignée par le calcul. Il est vrai que cette répartition se modifie avec la température parce que les déplacements verticaux du câble parabolique dus à cette cause sont très supérieurs à

ceux des haubans qui affectent une forme très plate. En temps froids, la fatigue de la tige de suspension augmente et celle du hauban diminue en conséquence. Le phénomène inverse se produira par les grandes chaleurs. Il ne faut pas toutefois s'exagérer l'importance de cette perturbation. Par suite de la flexibilité du câble parabolique qui s'abaisse dans les régions chargées et se relève au contraire lorsqu'on le soulage, il s'établit une certaine compensation des effets de la température qui seraient beaucoup plus marqués si l'organe de suspension était rigide.

Les haubans jouent au point de vue de la stabilité un double rôle.

Ils ont d'abord pour effet de réduire l'effort supporté par le câble parabolique. Si l'on désigne par c la longueur de chaque région latérale du tablier non pourvue de tiges de suspension et par $p+q$ la charge et la surcharge supportées à répartition uniforme, la traction horizontale a du câble est ramenée par haubannage de $\frac{(p+q)}{2b}a^2$ à $\frac{(p+q)(a^2-c^2)}{2b}$.

Pour $c=\frac{1}{2}a$, on voit que la réduction serait de 25 0/0.

Toutefois l'économie réalisée de ce chef sur le poids du câble est compensée par la fourniture des haubans. C'est surtout au point de vue des déplacements géométriques du pont que ces éléments rendent de véritables services. En premier lieu, on se rendra compte que le câble de suspension ne portant que la charge et la surcharge appliquées sur la partie centrale du tablier de longueur $2a-2c$, ne subit, sous la surcharge variable, que des déformations beaucoup moins amples que s'il était influencé par la surcharge complète, d'un appui à

l'autre. On s'en assurera sans peine en traçant les courbes funiculaires relatives à l'effet des surcharges dans l'un et l'autre cas.

Mais ce n'est pas tout. Si légère que soit son ossature, le tablier possède toujours une certaine rigidité dans le sens vertical. Il ne se plie pas sans résistance aux déformations géométriques du câble. Des expériences faites au pont de Saint-Florent, sur la Loire, dont le tablier est tout en bois (poutrelle et garde-corps inclus), ont établi que si l'on applique une charge concentrée sur une pièce du pont, les deux tiges soutenant celle-ci ne portent que le quart du poids ; les trois quarts restant se partagent entre les tiges voisines. Cela prouve que la raideur du tablier n'est jamais un élément de problème absolument négligeable.

Or, dans un pont dépourvu de haubans, le tablier résiste aux déplacements verticaux comme une poutre d'ouverture $2a$, qui serait simplement appuyée à ses deux extrémités.

Avec le haubannage comportant des triangles géométriquement indéformables, le tablier se comportera à peu près comme une poutre d'ouverture réduite $2a - 2c$, qui serait demi-encastrée à ses deux bouts.

On voit que l'emploi des haubans atténue d'autant plus la flexibilité des ponts suspendus que la région qu'ils occupent est plus étendue. A la limite, si l'on doit étendre ce mode de suspension à toute l'ouverture comme dans le système Gisclard, on réalise un pont suspendu rigide qui ne subit plus que des déformations dues à l'allongement élastique ou thermique du métal.

34. Contreventement. — Les câbles de suspension offrent assez peu de prise au vent pour que l'on n'ait pas à se préoccuper de la poussée directement subie par eux.

Le tablier lui-même oppose au vent horizontal un obstacle de faible surface : le garde-corps est toujours léger et très ajouré, les pièces du pont se présentent de champ ; enfin les longerons et le platelage n'ont ensemble qu'une petite épaisseur. D'ailleurs cet organe constitue une poutre horizontale de contreventement capable d'une certaine résistance.

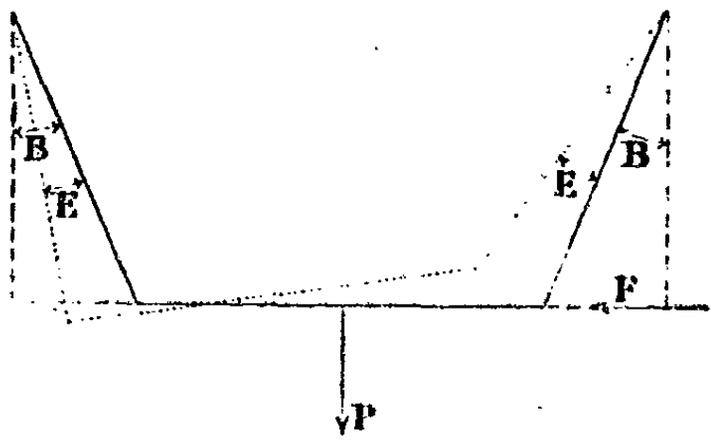

Fig. 10.

Il arrive en outre bien souvent que pour ne pas rétrécir la voie de circulation au droit des piles et culées on dispose les câbles dans des plans inclinés d'un angle B sur la verticale de façon à augmenter la distance entre les deux appareils mobiles d'appui. Il en résulte que sous une poussée horizontale F, l'angle E de déviation du tablier de poids P est réduit dans une mesure sensible. L'équation d'équilibre est en effet.

$$F = P \frac{\operatorname{tg} E \left[1 + \operatorname{tg}^2 B\right]}{1 - \operatorname{tg}^2 E \operatorname{tg}^2 B}.$$

Comme l'angle E est toujours très petit on peut substituer à cette relation la formule :

$$\text{tg } E = \frac{F}{P} \cos^2 B.$$

Néanmoins, quand le vent souffle en tempête, le tablier prend toujours un mouvement oscillatoire qui est de nature à incommoder et à inquiéter le public. Aussi dans les ponts que leur emplacement expose particulièrement à l'assaut des ouragans, a-t-on parfois jugé convenable de contreventer le tablier par un double système de câbles paraboliques horizontaux, accrochés au-dessous de lui et amarrés sur des maçonneries prolongeant de part et d'autre les culées (pont de Brooklyn). Parfois on a jugé plus simple de maintenir le tablier par quelques haubans également horizontaux qui remplissent le même rôle.

Quand un pont suspendu franchit une gorge profonde resserrée entre des escarpements rocheux, il arrive qu'un vent de tempête s'engage dans la tranchée et à chaque sinuosité de celle-ci vient frapper une paroi et se redresse verticalement. Or, comme le plus souvent on a choisi pour y implanter le pont un étranglement de la gorge, pour réduire au minimum la distance à franchir d'un seul jet, il y a grande chance pour que le ricochet se produise précisément en cet endroit. Le tablier dont la largeur offre alors une large prise est pressé par en dessous et tend à se soulever. Comme la pression s'exerce sur la partie latérale qui avoisine la falaise heurtée par le courant d'air, il en résulte un balancement du câble dont une moitié s'élève tandis que l'autre s'abaisse. Pour peu que plusieurs rafales se succèdent en synchronisme avec la période oscillatoire, les déplacements peuvent s'ampli-

fier, et non seulement arrêter la circulation mais encore compromettre la stabilité. Nous ne sommes pas ici dans le domaine de l'hypothèse et pouvons citer le cas du pont suspendu de la Roche-Bernard, sur la Vilaine, qui, à trois reprises différentes, a subi de ce chef de graves avaries ; il a même été une fois presque entièrement détruit. On l'a remplacé, il y a quelques années, par le pont métallique en arc.

Quand des circonstances exceptionnelles font craindre qu'un pont soit exposé à pareil danger, il convient de le munir de haubans. Nous avons vu que ces organes auxiliaires ont pour effet de supprimer ou tout au moins d'atténuer très notablement les déplacements verticaux de la région latérale qu'ils soutiennent : leur efficacité est la même qu'il s'agisse du vent soufflant verticalement sous une moitié du tablier, ou d'une surcharge mobile couvrant la moitié opposée.

On a jugé parfois opportun d'ajouter, soit des câbles paraboliques de contreventement accrochés au-dessous du tablier et tirant vers le bas, soit des haubans descendant du tablier jusqu'aux ouvrages de rive. Il paraît suffisant de s'en tenir au haubannage ordinaire, parce que la pression du vent le plus violent ne dépasse jamais le poids propre du tablier si bien que celui-ci ne risque pas d'être soulevé avec détension complète des haubans.

35. Réglage des câbles. — Quand un câble libre, c'est-à-dire sollicité exclusivement par son poids propre, s'écarte sensiblement de la verticale, on peut le régler par le procédé commode et simple du fil témoin dont l'invention est due à M. Arnodin. Suppo-

sons que l'on veuille faire décrire par un câble, entre deux points fixes A et B, la courbe AOB, dont le sommet O soit défini par ses distances horizontales et verticales a et b, a' et b' aux appuis. Il semble *a priori* qu'après avoir calculé la longueur développée de la courbe en tenant compte de l'allongement élastique et de la dilatation thermique, ce qui est toujours facile (pour une parabole ou pour une chaînette), il suffira, après avoir fixé le câble en B, de le laisser filer en A

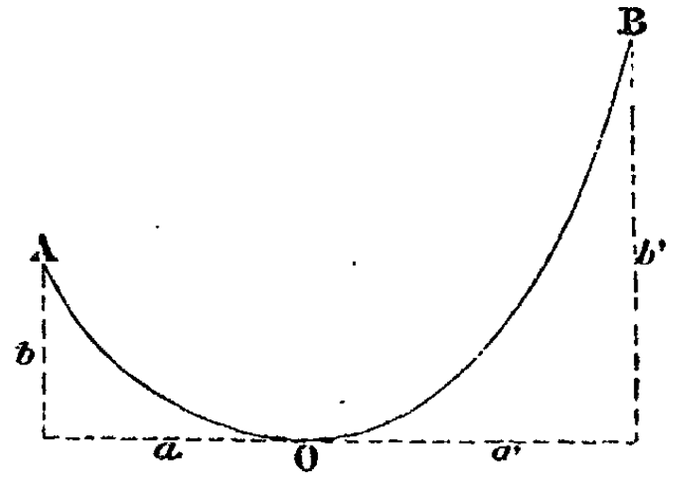

Fig. 11.

jusqu'à un repère marquant la longueur S qu'il doit atteindre. Mais si l'on a commis dans le mesurage du câble une erreur qui ne pourra plus être reconnue et corrigée dès que la manœuvre de lancement sera en train, le câble aura pour flèche b, multiplié par $\frac{3}{4}\left(\frac{a}{b}+\frac{a'}{b'}\right)$ pour peu que la courbe AOB soit aplatie, on ne devra plus compter sur un résultat précis, en ce qui touche la cote du sommet O.

Prenons pour exemple un câble de retenue ayant 50 mètres de corde et 0 m. 50 de flèche qui par conséquent travaille sous son propre poids à raison de 5 kilogrammes par millimètre carré.

Pour réduire la flèche de 0 m. 50 à 0 m. 25 et porter le travail de 5 à 10 kilogrammes, il suffira que dans le métrage du câble, portant sur une longueur dépassant légèrement 50 mètres, on ait commis une erreur par défaut de 0 m. 02250, soit 0 m. 00045, par mètre.

Inversement la flèche passera de 0 m. 50 à 1 mètre et le travail s'abaissera de 5 kilogrammes à 2 kg. 5 si l'erreur commise par excès a atteint 0 m. 04625, soit 0,000925 par mètre.

Envisageons à présent un autre procédé de réglage. Soit Ω la section nette du câble, c'est-à-dire la section de la tige ronde massive capable de supporter les mêmes efforts à égalité de travail du métal. Admettons que le poids par mètre courant du câble soit $10.000\,\Omega$, étant entendu que le chiffre serait en chaque cas déterminé expérimentalement par une pesée. L'effort de traction supporté par l'engin, sous son propre poids, sera à l'extrémité sur appui A égale à :

$$\frac{10.000\,\Omega}{2b} \cdot a^2 \sqrt{\frac{1+4b^2}{a^2}},$$

ce que l'on peut écrire $\frac{10.000\,\Omega a^2}{2b}\left[1+\frac{2b^2}{a^2}\right]$, ou même plus simplement $\frac{10.000\,\Omega a^2}{2b}$, si le rapport $\frac{2b^2}{a^2}$ est petit et négligeable devant l'unité.

Supposons qu'on ait accroché en A le câble à un dynamomètre qui à un instant quelconque mesure l'effort en question ; il suffira de faire filer le câble jusqu'à ce que l'appareil marque le chiffre convenu. A ce moment on attachera le câble en A sur l'appareil d'appui. L'erreur relative sur la flèche sera exactement proportionnelle à celle commise dans la lecture du dynamomètre.

Ce procédé soulève immédiatement les objections suivantes : pour peu que le câble soit robuste, les forces à mesurer seront considérables et il faudra faire usage d'un dynamomètre puissant, par suite lourd et encombrant, que l'on ne pourra faire fonctionner sans exercer sur lui un effort de traction notable, ce qui pourra nuire à l'exactitude des observations. D'autre part il ne sera pas bien facile de retirer le dynamomètre et de fixer le câble sur l'appareil d'appui à la longueur exacte indiquée.

M. Arnodin place à côté du câble un simple fil pour lequel l'effort à mesurer a pour expression :

$$\frac{7.800\Omega a^2}{2b}\sqrt{1+\frac{4b^2}{a^2}},$$

puisqu'ici la section nette est précisément égale à la section brute.

Attribuons à ce fil le diamètre 1 mm. 6 correspondant au numéro 11 de la classification. Sa section sera de 2 millimètres carrés, et l'effort de traction correspondant au travail de 5 kilogrammes ne sera que de 10 kilogrammes. Par suite on pourra faire emploi d'un dynamomètre extrêmement léger et très sensible. En adaptant à cet instrument une vis micrométrique de manœuvre, il sera possible de régler le déplacement au $\frac{1}{10}$ de millimètre près.

Si l'on a tout d'abord marqué par un repère la longueur approximative à donner au fil, il n'y aura plus qu'à faire mouvoir la vis de quelques millimètres pour réaliser très exactement le travail prévu. Dans le cas numérique du câble de retenue précédemment envisagé, il suffira que la lecture du dynamomètre chargé à 10 kilogrammes permette d'apprécier le $\frac{1}{10}$ de kilo-

gramme pour que la flèche soit exacte au $\frac{1}{100}$ près, degré de précision qu'obtiendra sans peine un opérateur expérimenté.

Une fois le fil réglé, on lancera dans son voisinage immédiat le câble du pont, que l'on réglera de manière qu'il soit rigoureusement parallèle au témoin, ce qui peut s'effectuer sans difficulté.

On doit considérer qu'au sommet un écart de quelques centimètres entre les deux organes parallèles serait facilement reconnu avec une lunette ordinaire alors même que l'ouverture serait grande. La manœuvre de réglage consistera à tourner les écrous des boulons retenant la plaque limitant le culot jusqu'à obtenir le résultat voulu.

Quand il s'agit des haubans d'un pont on ne s'attache plus à leur faire décrire des trajectoires définies que l'on n'a d'ailleurs pas cherché à déterminer préalablement par le calcul. Ce qu'il faut obtenir c'est que chacun de ces éléments soit soumis à l'effort de traction correspondant à la fraction du poids du tablier que l'on entend lui faire porter. Il suffit donc de régler le fil témoin de manière qu'il soit soumis au travail élastique prévu pour la section nette du hauban.

En dehors de cette question de réglage des câbles, le fil témoin de M. Arnodin lui permet de relever en toutes circonstances le travail élastique subi par un câble libre, c'est-à-dire par une partie de cet organe comprise entre deux points de liaison avec d'autres éléments du pont. Le travail R est en effet lié au rayon de courbure ρ de la trajectoire du câble par la formule approximative $\rho = \frac{100}{R}$. Il suffira d'appliquer le long du

câble un fil témoin, dont on réglera la tension par un dynamomètre micrométrique, de telle façon que ce fil soit exactement parallèle au câble, pour en déduire immédiatement la valeur de R.

Pour assurer le parallélisme on pourra recourir à un dispositif usuel connu, tel par exemple qu'un curseur mobile sur le fil. Ce résultat est particulièrement intéressant quand on veut se rendre compte des conditions de stabilité d'un ouvrage existant. Il permet le cas échéant de vérifier avec une grande précision si la fatigue du métal ne dépasse pas le taux convenable.

Dans les calculs précédents nous avons, pour simplifier, admis que le câble décrit une parabole. En réalité c'est toujours une chaînette qui d'ailleurs se confond généralement avec l'autre courbe. Mais si pour un motif quelconque on voulait se baser sur la courbe vraie, la marche à suivre serait identiquement la même sauf que les opérations numériques seraient un peu plus laborieuses pour la détermination du travail du fil. Mais on ne se heurterait de ce chef à aucun obstacle d'ordre théorique. Les propriétés de la chaînette étant tout aussi bien connues que celles de la parabole.

Il doit être bien entendu d'ailleurs que le fil peut être remplacé par un câble léger préalablement pesé et taré au point de vue de l'allongement élastique, quand pour une raison quelconque on juge opportun d'augmenter la résistance du témoin.

§ 3. — Ponts suspendus rigides

36. Poutre de rigidité. — Au pont suspendu flexible tel qu'il vient d'être décrit dans le paragraphe précédent, on adjoint deux poutres encadrant le tablier qui en général font également office de garde-corps. La seule modification qu'entraîne cette disposition additionnelle est une réduction dans le nombre des tiges de suspension dont l'écartement mutuel est accru. La diminution ainsi réalisée dans le nombre des pièces du pont permet d'attribuer au tablier une largeur plus grande avec deux ou troies voies charretières sans trop alourdir l'ossature.

Nous avons exposé dans le Tome II (1er fascicule) du *Cours* une méthode rationnelle de calcul, applicable à la poutre de rigidité. Nous ne reviendrons pas sur ce sujet. Quand la suspension est réduite aux câbles paraboliques, sans haubans, la poutre sera considérée comme simplement appuyée sur les culées. S'il existe des haubans constituant des triangles géométriquement indéformables, on pourra envisager la poutre comme demi-encastrée à la rencontre du premier hauban. Les efforts de flexion minima seront de ce chef notablement réduits.

Il importe de veiller à ce que la poutre, dont la rigidité totale est presque toujours très faible, ne risque pas de se voiler. Cela peut conduire à la solidariser avec les pièces de pont par des montants formant goussets ou par des étais obliques placés à l'intérieur du tablier. Les attaches des tiges de suspension ou des haubans sont alors disposés sur un prolongement de la pièce du pont au delà de la poutre de rive.

Ce type de pont suspendu rigide est le seul qui soit couramment employé. Quand on procède à la réfection ou à la consolidation d'un ancien pont suspendu flexible, on juge presque toujours à propos de le munir de poutres de rive métalliques pour lui donner la rigidité convenable.

L'association du câble et de la poutre peut se prêter à de nombreuses combinaisons suivant l'importance relative que l'on donne à l'un ou l'autre organe.

Fig. 12.

La figure 12 représente par exemple un pont sans câble parabolique dont la poutre n'est soutenue que par des haubans en éventail.

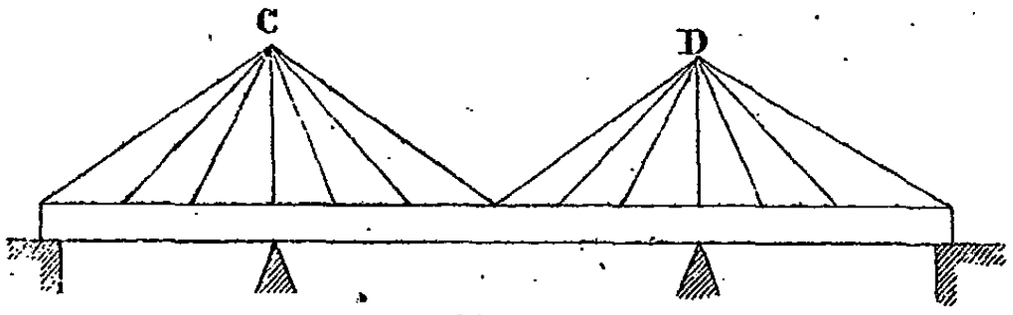

Fig. 13.

Dans la disposition de la figure 13 la poutre continue à trois travées solidaires a été pourvue de haubans qui viennent s'amarrer aux points C et D. Les massifs d'ancrage ont disparu. Ce pont à trois travées est en somme un cantilever qui a la poutre de rigidité pour membrure inférieure. Suivant que l'on surcharge la

travée centrale seule, ou au contraire les deux travées de rive, les extrémités A et B se soulèveraient ou s'abaisseraient si elles étaient libres. L'appui simple sur culée fait obstacle au mouvement de descente. Pour le maintenir à son niveau il faut l'ancrer dans la maçonnerie de la culée.

On a vu dans le Tome I du *Cours* que le procédé de consolidation par haubans a été assez souvent pratiqué à titre temporaire pour opérer le lancement de poutres continues à travées solidaires, dans la région de passage de la première travée à la suivante (1).

37. Arc inversé. — L'organe de suspension est formé de deux câbles paraboliques que réunit une triangulation verticale à barres radiales comprimées et croix de Saint-André en câbles. C'est un arc inversé, auquel sont applicables sans changement les méthodes de calcul du chapitre précédent sous la seule réserve que la poussée se trouve remplacée par une traction horizontale. Etant donné que les membrures de cet arc inversé sont des câbles flexibles il est raisonnable, pour assurer la stabilité et l'indéformabilité géométrique du système, que la courbe funiculaire des tensions qui se substitue à la courbe des pressions de l'arc comprimé ne sorte jamais de la surface délimitée par le contour apparent de la suspension. Nous n'avons rien à ajouter à ce qui a été dit précédemment à ce sujet pour la détermination du profil et des éléments d'un arc. On s'impose la condition que les membrures travaillent toujours et partout à la tension quelle que

1. Ce dispositif a été également appliqué de façon définitive à certains ponts à travées solidaires en vue de renforcer les poutres dans le voisinage de chaque appui.

soit la distribution de la surcharge. Il est vraisemblable que cette sujétion conduirait pour les types des figures 14 et 15 qui correspondent respectivement à l'arc encastré et à l'arc doublement articulé aux naissances, à écarter notablement les deux câbles pour que leur

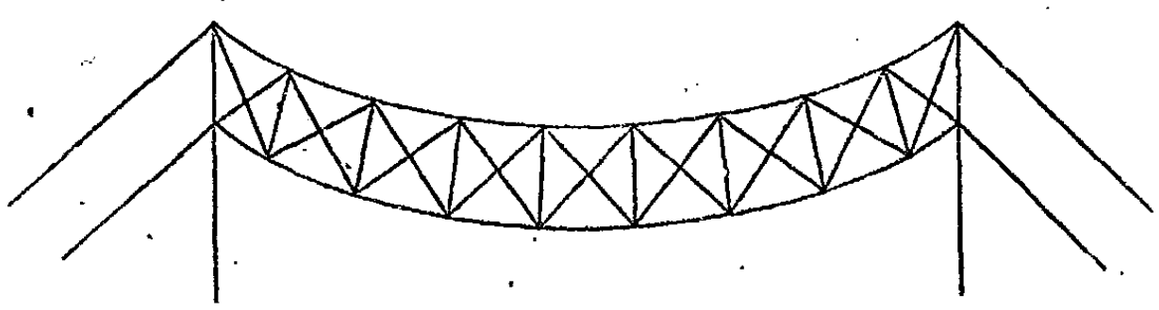

Fig. 14

distance mutuelle au quart et aux trois quarts de l'ouverture fut suffisante.

L'arc à triple articulation inversé de la figure 16 ne soulève pas la même objection : les trajectoires des câbles sont, sur tout leur développement, très voisines des enveloppes supérieure et inférieure des courbes de tension.

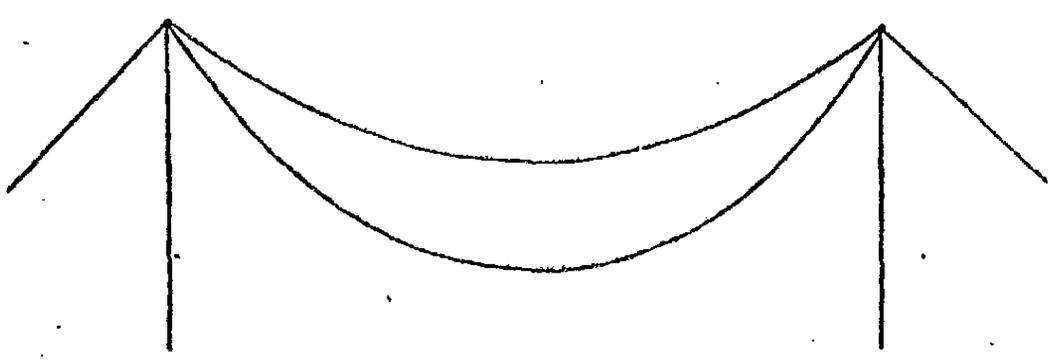

Fig. 15.

Nous n'avons pas connaissance qu'aucun de ces systèmes de suspension rigide ait jamais été appliqué à un pont. On les a quelquefois proposés, mais il n'apparaît pas que les projets aient été exécutés.

Nous essaierons de justifier comme il suit cette exclusion, par les constructeurs, d'un mode de suspension qui en théorie semble satisfaisant. On peut d'abord se demander si cette solution est bien compatible avec la règle pratique de l'amovibilité. Avant de déposer un câble il faudrait déboulonner tous les assemblages et retirer les éléments de la triangulation qui ne seraient remis en place qu'après lancement du câble de rempla-

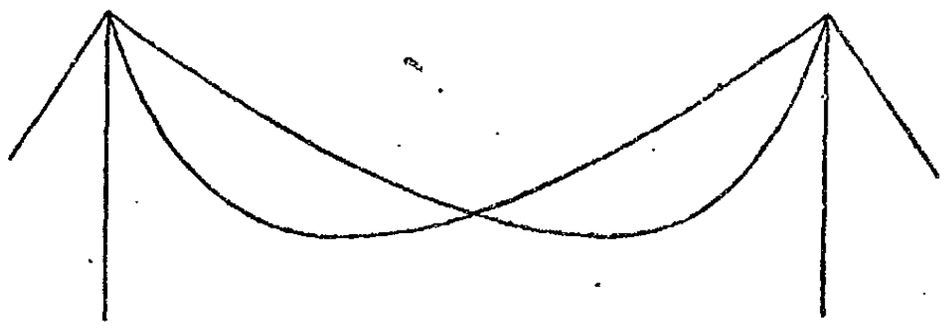

Fig. 16.

cement. D'autre part le réglage de ce câble s'effectuerait probablement sans peine ni difficulté dans les cas des figures 14 et 15 et parce que l'on n'aurait pas à l'écarter de façon sensible de la chaînette qu'il décrit naturellement sous son propre poids.

Il en serait autrement pour l'arc inversé à triple articulation : les courbes d'équilibre des câbles isolés n'ont aucun rapport avec le contour du profil en côte de melon. Il faudrait donc rapprocher ou écarter l'un de l'autre les deux câbles jumelés pour mettre en place les éléments de triangulation, il est présupposable que durant cette opération la ferme ne se maintiendra pas dans un plan vertical. Elle se voilera, et le montage de la ferme avec deux câbles déviés de la verticale et tendant chacun à se rapprocher de sa chaînette naturelle ne sera certainement pas une tâche aisée à

remplir. Ce n'est qu'après la mise en place des tiges de suspension et l'accrochage du tablier que la ferme pourra revenir à la position voulue.

Somme toute nous ne croyons guère à la solution pratiquede l'arc inversé, avec ou sans articulations. Il existe sans doute quelques anciens ponts dont l'élévation correspond aux figures 14 et 15. Maïs ils sont suspendus à des chaînes en barres de fer articulées aux nœuds d'une triangulation simple et à éléments également rigides. Ces barres peuvent travailler à la compression, ce qui simplifie le problème : il n'est plus nécessaire de maintenir constamment en tension les membrures et le réglage s'opère automatiquement par le boulonnage des barres de liaison. Ce type de construction n'a pas survécu à l'abandon des chaînes de suspension aujourd'hui remplacées par des câbles.

Il existe également en Amérique, à Pittsburg, sur la Monongahela, un pont qui réalise le profil à double côte de melon de la figure 16. Mais l'organe de suspension est une charpente métallique rivée, qui ne comporte pas de câble. Dans ces conditions on peut se demander si le constructeur n'aurait pas eu avantage à retourner la ferme, pour en revenir à l'arc triplement articulé à tablier inférieur. En somme ce pont suspendu n'est une solution avantageuse et économique que si les éléments de la suspension sont des câbles en fil d'acier. Dès qu'on recourt à la charpente rigide, la poutre ou l'arc sont toujours préférés étant entendu que le montage peut toujours être effectué par encorbellement comme il a été fait au pont de Garabit.

38. Système Gisclard. — Nous avons, dans le deuxième fascicule du Tome II, décrit le pont Gisclard

et signalé les types qui dérivent du même principe en indiquant les méthodes de calcul qui lui sont applicables.

Ce système irréprochable au point de vue théorique ne présente qu'un seul inconvénient pratique. Comme il est nécessaire de réduire le nombre des haubans afin de pouvoir tous les attacher sur le même appareil d'appui, l'écartement des points d'accrochage du tablier devient trop grand pour qu'on puisse le faire correspondre à toutes les pièces de pont ; par exemple au pont du Paillat cet écartement est de 7 m. 80 On est alors conduit à encadrer le tablier entre deux poutres de rive sur lesquelles viennent prendre appui les pièces du pont directement soutenues par les haubans.

On peut se demander si, dans ces conditions, une simple suspension par haubans ne ferait pas une solution équivalente et peut-être plus économique.

La figure 12 permet de comparer les deux systèmes.

Le second a le défaut de donner lieu à des mouvements dans les poutres de rive ; de plus celles-ci doivent remplacer le câble de retenue du type Gisclard et par conséquent travailler à l'extension. En revanche l'inclinaison sur l'horizontale des haubans est largement augmentée, ce qui diminue les efforts de traction auxquels ils sont soumis.

Dans le cas du pont du Paillat, la pente du hauban central est de $\frac{18,72}{78}$.

Avec le second dispositif elle ne serait que de $\frac{24,32}{78}$. Pour une charge déterminée l'effort serait donc réduit dans le rapport $\frac{18,72}{24,32}$, soit 0,77.

39. Pont transbordeur Arnodin. — Le tablier se réduit à deux poutres porte-rails. La charge permanente à répartition à peu près uniforme est relativement faible. Pour le pont transbordeur de Marseille qui a 165 mètres d'ouverture, elle ne dépasse pas 300.000 kilogrammes, soit 1.820 kilogrammes par mètre courant du tablier. La surcharge mobile constituée par le chariot circulant sur les rails, et par la nacelle de transbordement suspendue à celui-ci est au contraire comparativement considérable. D'autre part elle est répartie sur la largeur du chariot, qui ne représente qu'une petite fraction de l'ouverture. A Marseille, le poids total, avec la nacelle à chargement complet, atteint 149.190 kilogrammes, soit 4.700 kilogrammes par mètre courant de chariot long de 32 mètres. Ces deux données, exiguïté relative de la charge permanente, concentration d'une forte surcharge sur une zone restreinte, conduisent à écarter la suspension parabolique et à employer exclusivement les haubans en éventail. Vu la surcharge considérable que chacun de ces éléments est appelé à porter quand il est atteint par le chariot, il convenait de diminuer le plus possible son inclinaison sur la verticale. A cet effet, M. Arnodin a exhaussé les supports métalliques d'appui, dont la hauteur au-dessus du tablier atteint 35 m. 60.

Le chariot roulant sur les rails du tablier auquel est suspendu la nacelle du transbordeur, a 32 mètres de longueur. La surcharge d'épreuve représentée par l'appareil voyageur lesté de 97.000 kilogrammes s'est élevée à 149.190 kilogrammes.

Pour dégager complètement la voie montante il est nécessaire de ramener la nacelle en arrière du pylône,

il faut donc prolonger les porte-rails de la longueur du chariot, c'est-à-dire de 32 mètres. En fait ce prolongement a été de 35 mètres sur une rive et de 39 mètres sur l'autre.

Le rapport $\frac{b}{2a}$ est égal à $\frac{35,60}{165}$, soit $\frac{1}{4,6}$, alors que dans les ponts-routes il est généralement compris entre $\frac{1}{12}$ et $\frac{1}{8}$.

De plus le constructeur a intercalé entre les deux éventails opposés une travée indépendante de 35 mètres de portée, de telle sorte que la pente du hauban extrême, le plus incliné sur la verticale n'est que de $\frac{35,6}{65}$ ou $\frac{1}{1,8}$.

L'écartement mutuel des points d'accrochage sur la poutre porte-rails est d'environ 4 mètres, ce qui permet de réduire notablement le poids, d'autant qu'elle n'a pas à jouer le rôle d'organe de rigidité. La suspension par hauban est à peu près géométriquement indéformable parce que chacun d'eux sous l'action de son poids propre et de la charge permanente est à peu près rectiligne, en raison même de ce que son angle avec la verticale est relativement petit.

TABLE DES MATIÈRES

CHAPITRE PREMIER

PONTS EN ARC

§ 1er. — Ponts à tablier supérieur

		Pages
1.	Dispositions générales	3
2.	*Tympans rigides*	9
3.	Arc à triple articulation	12
4.	Arc à double articulation	18
5.	Arc encastré. Arc demi-encastré	28
6.	Contreventement	37
7.	Ouvrages biais	40
8.	Ponts en fonte	41
9.	Ponts en acier laminé	49
10.	Emploi de l'acier moulé	50

§ 2. — Ponts à tablier bas

11.	Dispositions générales	52
12.	Tablier inférieur	53
13.	Tablier à mi-hauteur	60

§ 3. — Arcs équilibrés

14.	Pont d'Arcole, à Paris	62
15.	Viaduc du Viaur	66
16.	Pont Mirabeau, à Paris	68
17.	Passerelle de la Manutention, à Paris	75

CHAPITRE II

PONTS SUSPENDUS

§ 1er. — Câbles de suspension

	Pages
18. Matériaux	81
19. Limites de sécurité	83
20. Coefficient économique	85
21. Enduits anti-oxydants	88
22. Théorie du fil enroulé	88
23. Câbles à fils parallèles	92
24. Assemblage à culot	95
25. Câbles tordus	96
26. Amovibilité des câbles	101

§ 2. — Ponts suspendus flexibles

27. Calcul des câbles	102
28. Appareils d'appui	105
29. Câbles d'ancrage	107
30. Massifs d'ancrage	109
31. Ponts à plusieurs travées. Câbles de retenue	110
32. Tabliers et tiges de suspension	112
33. Haubans	114
34. Contreventement	117
35. Réglage des câbles	119

§ 3. — Ponts suspendus rigides

36. Poutre de rigidité	125
37. Arc inversé	127
38. Système Gisclard	130
39. Pont transbordeur Arnodin	132

LAVAL. — IMPRIMERIE BARNÉOUD.

EN VENTE A LA MÊME LIBRAIRIE

ENCYCLOPÉDIE

DES TRAVAUX PUBLICS

Fondée par M.-C. LECHALAS

Inspecteur général des ponts et chaussées

AGUILLON. Législation des mines. Tome I : Législation française. Suppl.	7	50
— — — Tome II : Législation étrangère	22	50
BECHMANN. Distribution d'eau, assainissement. 2 vol.	75	»
— Hydraulique agricole. 1 vol.	35	»
BRISSE et PICQUET. Cours de géométrie descriptive	17	50
CHARPENTIER DE COSSIGNY. Hydraulique agricole	22	»
CHESNEAU. Lois générales de la Chimie	*épuisé*	
DEGRAND et RÉSAL. Ponts en maçonnerie. 2 vol.	*épuisé*	
DEHARME. Chemins de fer, superstructure. 1 vol. et 1 atlas.	70	»
DENFER. Maçonnerie. 2 vol.	*épuisé*	
— Fumisterie, Chauffage et ventilation	45	»
— Plomberie, eau, *assainissement* et *gaz*	35	»
DONIOL. Chemins de fer d'intérêt local	18	»
— — — — — Complément jusqu'à fin 1902	6	»
DORION. Exploitation des mines.	45	»
DUCHESNE. Hygiène générale et industrielle	25	»
DURAND-CLAYE. Cours de route	*en réimpression*	
DURAND-CLAYE, DEROME et FERET. Chimie appliquée.	30	»
FÉOLDE. Accidents du travail	15	»
FLAMANT. Mécanique générale	35	»
— Stabilité des constructions et résistance des matériaux	*en réimpression*	
— Hydraulique	—	—
GARIEL. Physique. 2 vol	30	»
HENRY. Théorie et pratique du mouvement des terres	5	»
— Traité pratique des chemins vicinaux	45	»
HEUDE. Cours de routes et voies ferrées	18	»
KŒCHLIN. Applications de la statique graphique, 1 vol. et 1 atlas	*en réimpression*	
— Recueil de ponts pour routes. 1 vol. et 1 atlas	45	»
LAROCHE. Travaux maritimes. 1 vol. et 1 atlas	*épuisé*	
— Ports maritimes 2 vol. et 2 atlas.	80	»
LAVOINNE. La Seine maritime et son estuaire	10	»
LECHALAS. Hydraulique fluviale	20	»
LECHALAS (G.) Manuel de droit administratif. Tome Ier et II	40	»
LEYGUE. Chemins de fer, notions générales et économiques	25	»
LIMASSET. Cours de routes	35	»
MAS. Rivières à courant libre	32	»
— Rivières canalisées	32	»
— Canaux	32	»
NIVOIT. Cours de géologie	35	»
PELLETIER (Michel). Droit industriel, brevets d'invention, marques de fabrique, etc	15	»
PONTZEN. Procédés généraux de construction, travaux de terrassement, tunnels, etc.	42	»
PRÉAUDEAU. Travaux d'art. 2 vol.	75	»
RÉSAL. Ponts métalliques. 2 vol. (*le tome II est épuisé*). Tome I seul	30	»
— Cours de Ponts métalliques. Tome I.	35	»
— — Tome II, 1er fascicule. Ponts suspendus	12	»
— — Tome II, 2e fascicule. Stabilité. Règlement *ministériel*	18	»
— — Tome II, 3e fascicule. Ponts en arcs et Ponts suspendus	»»	»
— Constructions métalliques. Fonte, Fer, Acier	35	»
— Cours de ponts. Emplacements et débouchés	25	»
— Poussée des terres. — Murs de soutènement	18	»
— — — — Terres cohérentes	25	»
— Résistance des matériaux, deuxième tirage	»»	»
— Stabilité des constructions	35	»
ROBINE et LENGLEN. Industrie des cyanures	20	»
ROUCHÉ. Éléments de statique graphique	20	»
ROUCHÉ et BRISSE. Coupe des Pierres. 1 vol. et 1 atlas	45	»
TARBÉ DE SAINT-HARDOUIN. Notices biographiques	7	50
TÉDESCO et FORESTIER. Ponts pour routes en ciment armé. 1 vol. et 1 atlas	*réimpression*	
THIERY. Restauration des montagnes, corrections de torrents, reboisement	28	»