École Nationale des Ponts et Chaussées

32,294

Cours de Ponts Métalliques

M. L. Grelot
Inspecteur Général des Ponts et Chaussées
Professeur

ÉCOLE DES PONTS ET CHAUSSÉES BIBLIOTHÈQUE

1ère Partie

1956

athena

Section I

Généralités sur les matériaux utilisés dans les charpentes métalliques et sur leurs assemblages.

Chapitre I

Matières et Matériaux employés dans la Construction des ponts métalliques

Matières employées

Les matières employées en France dans la construction des ouvrages métalliques sont:
- le fer, laminé ou forgé, l'acier laminé, forgé, tréfilé, ou coulé à l'état de moulages recuits, la fonte grise à l'état de moulages, le plomb, en feuilles, le zinc, le bronze.

Le Cahier des Charges général du Ministère des Travaux Publics définit les qualités de résistance et de ductilité à exiger de ces matériaux et définit les essais auxquels ils doivent satisfaire.

On se reportera à ce document, ainsi qu'au "Cours de Matériaux de construction, liants hydrauliques et routiers" et aux NORMES homologuées de l'AFNOR les plus récentes, pour la conduite des essais.

Les organes résistants des ponts ont été ou sont constitués en fer, en acier, ou en fonte. Toutefois, après avoir employé depuis 1933 un alliage d'aluminium, pour alléger les tabliers en bois des ponts, dont les poutres-maîtresses construites en fer étaient devenues insuffisantes,[1] les Américains ont construit un pont-rail de 30 m de portée en alliage d'aluminium comportant des poutres-maîtresses à âme pleine. L'économie de poids de métal réalisée par rapport à un pont en acier est de 58/100. Contrainte admise : 14,7 Kg/mm². (Charge de rupture : 40,6 Kg/mm²). Le pont a été mis en place tout monté par une grue de 30 tonnes.[2]

On rencontre aux États-Unis un pont levant de 27 m d'ouverture, pour route et voie ferrée normale; en Angleterre un pont basculant à double voie de 27,43 m d'ouverture à Sunderland, une passerelle de 95 m à trois travées sur la Tummel et le pont basculant à double volée d'Aberdeen[3]; au Canada, le pont Arvida, sur la rivière Saguenay, de 152,40 m de longueur, comprenant un arc encastré de 88,392 m de portée et des viaducs d'accès. En France, on a réalisé le plateloge d'un pont basculant en alliage léger[4]; en Allemagne, la passerelle de Düsseldorf.

Les métaux légers sont également employés pour construire les avant-becs des ponts à travées solidaires, dans le cas où ces ouvrages sont mis en place par lancement. Ils permettent la construction de ponts militaires facilement transportables par avions.

Fer

Le fer, composé ferreux contenant moins de 0,12 % de carbone, a été pendant longtemps la seule matière utilisée dans la construction des

---

(1) Technique des Travaux - Pont de Smith-Street à Pittsburg - Juin 1934 - Construction methods Avril 1948 - Pont Cameron.
(2) Engineering News-Record - 28 Novembre 1946 - Travaux : Octobre 1947.
(3) La Technique des Travaux - Juillet - Août 1955.
(4) Le pont basculant N° 8 du port du Hâvre - Travaux : Avril 1952.

ponts métalliques ; on ne l'emploie plus aujourd'hui, tout au moins pour les ouvrages neufs, parce qu'il est moins économique que l'acier, et que la qualité des pièces obtenues pour son emploi n'est pas aussi constante que celle des pièces correspondantes en acier.

A poids égal, sa résistance est en effet moindre que celle de l'acier ; d'autre part, les pièces présentant des criques, des pailles, des lignes de matière oxydée, qui sont des amorces de fissures.

Le fer n'est plus guère utilisé que pour la réparation des vieux ponts en fer,

Aciers

Les aciers utilisés pour la construction des charpentes métalliques sont des composés ferreux contenant de 0,12 % à 1 % de carbone, et d'autres métaux ou métalloïdes, dont la teneur variable est susceptible de modifier considérablement les propriétés du constituant initial fer-carbone.

Tous les ponts métalliques sont actuellement construits en acier laminé.

Les caractéristiques mécaniques qui servent à définir les différents aciers sont généralement les suivantes :

limite élastique, limite de résistance à la rupture par traction, exprimées en kilogrammes par millimètre carré,

allongement de rupture exprimé en "pour cent".

Remarque relative à la limite élastique des métaux.

Il est nécessaire de préciser ici de quelle limite élastique il s'agit ; on peut en distinguer, trois définitions différentes, pour un barreau d'acier doux soumis à une épreuve de traction[1]

1°) la limite d'élasticité théorique : c'est la charge unitaire à partir de laquelle les déformations deviennent permanentes.

2°) la limite d'élasticité proportionnelle, ou limite de proportionnalité :

c'est la charge unitaire à partir de laquelle les déformations cessent d'être proportionnelles aux efforts.

3°) la limite apparente d'élasticité ; c'est la charge unitaire pour laquelle, dans certains cas, et dans la région des petites déformations locales, l'effort indiqué par le dispositif de mesure est stationnaire pour la première fois, ou bien diminue, bien que la déformation de l'éprouvette augmente.

Il n'est pas certain que la limite d'élasticité théorique existe ; il semble qu'elle ne se manifeste nettement que pour des métaux qui ont déjà subi une déformation. La limite d'élasticité ainsi acquise n'est évidemment pas caractéristique du métal, puisqu'elle dépend des efforts qu'il a déjà subis.

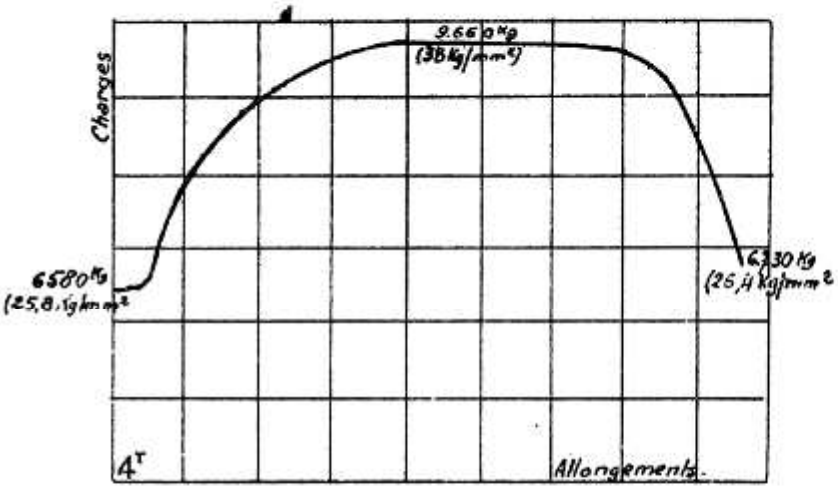
D'autre part, en supposant qu'elle existe, on ne pourrait la mesurer qu'avec une certaine approximation, et sa valeur dépendrait beaucoup plus du degré

de précision de la machine d'essai employée que de la nature du métal soumis aux épreuves.

On peut en dire autant de la limite d'élasticité proportionnelle, dont la détermination consiste à préciser le point à partir duquel la courbe qui représente les allongements en fonction des charges se sépare de sa tangente : cette détermination est très délicate, et sa précision dépend de celle de la machine d'essai employée.

La limite apparente d'élasticité, qui est seule considérée dans la pratique, correspond au phénomène suivant : lorsque l'on examine les diagrammes fournis par les appareils enregistreurs des machines d'essai de traction de barreaux d'acier, on constate généralement que la courbe représentative s'élève d'abord rapidement, puis change brusquement d'allure à partir d'une certaine charge, pour se confondre sensiblement, sur une certaine longueur, avec une droite horizontale : le métal s'allonge alors sous une charge constante. Au delà de ce palier, la courbe se relève, et l'allongement croît de nouveau en même temps que la charge. La limite apparente d'élasticité correspond à la charge sous laquelle se produit ce palier.

Diagramme de traction d'un rond en acier au carbone de 18 m/m de diamètre



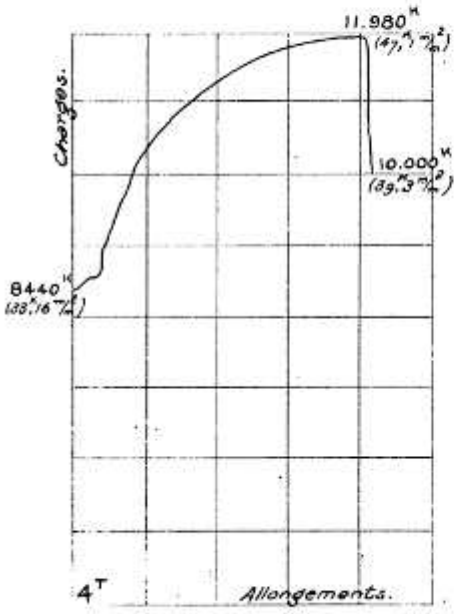
Ce fait provient d'après Charpy, d'une transformation allotropique du métal ; d'après d'autres auteurs, il correspondrait à la rupture du ciment carburé existant entre les particules de fer. Quoi qu'il en soit, ce phénomène n'a rien de commun avec l'élasticité.

La limite apparente d'élasticité ainsi définie est facile à mesurer dans le cas des aciers doux au carbone, recuits.

Il n'en est pas de même avec les aciers au carbone trempés ou tréfilés, avec les bronzes, les laitons, etc..., ni même avec certains aciers à haute résistance contenant des métaux nobles : la courbe de traction peut ne présenter alors aucun changement brusque de direction : la première partie de la courbe, dans laquelle les allongements croissent lentement, malgré la progression rapide des charges, se raccorde à une deuxième partie dans laquelle les allongements croissent beaucoup plus rapidement ; la courbure de la courbe de raccordement entre ces deux parties ne paraît s'annuler en aucun de ses points.

Dans ce dernier cas, on définit une limite conventionnelle d'élasticité à 0,2 %, c'est la charge unitaire qui, maintenue pendant 10 secondes puis, supprimée, produit un allongement rémanent de 0,2 % ;

Diagramme de traction d'un rond en acier au chrome-cuivre de 18 m/m de diamètre.



Les épreuves, pour être entièrement comparables, doivent être exécutées de manière que la charge par millimètre carré de la section initiale de l'éprouvette varie toujours dans les mêmes conditions : elle ne doit pas augmenter de plus de un kilogramme par seconde (1).

La limite conventionnelle d'élasticité se confond avec la limite apparente d'élasticité pour les aciers doux.

Dans les deux cas, les diagrammes montrent qu'à la phase élastique succède une autre phase de caractères entièrement différents, dite phase plastique ; elle est marquée par de grandes valeurs de la déformation, au cours desquelles il n'y a plus proportionnalité avec les charges correspondantes ; de plus, les déformations ne sont plus réversibles, et l'éprouvette déchargée conserve une déformation permanente ; enfin, l'expérience montre que les déformations dépendent de la durée d'application des charges : c'est le phénomène de fluage.

Acier laminé au carbone de la qualité "Ponts et Chaussées" utilisé en France.

L'acier laminé couramment employé en France dans les travaux dépendant du Service des Ponts et Chaussées est obtenu par les procédés Martin, Thomas, Bessemer ; il contient, outre le fer et le carbone, du manganèse, du silicium, du soufre et du phosphore, en proportions très faibles. Un excès des trois derniers métalloïdes est nuisible aux qualités d'emboutissage et de surface.

Sauf spécification spéciale, l'acier fourni pour la construction des ponts rivés est de l'acier Thomas ; l'acier Martin est plus cher : il est employé pour les ponts soudés.

Ses caractéristiques mécaniques à la traction sont les mêmes, que l'acier laminé soit destiné à la construction rivée, ou à la construction soudée ; mais pour cette dernière, on impose en outre des caractéristiques chimiques et de pureté ; notamment la teneur en carbone ne doit pas dépasser 0,20 %.

On retiendra, comme ordre de grandeur, les chiffres suivants, applicables aux tôles unies, aux plats, aux barres, rondes et carrées ou profilées d'épaisseur inférieure à 20 mm. Pour des épaisseurs plus fortes, on accepte une très légère réduction des allongements de rupture.

Limite apparente d'élasticité (2)		⩾ 24 Kg/mm² de la section primitive
Résistance à la rupture		42 à 50 Kg/mm² de la section primitive
Allongement de rupture	en long	⩾ 25 % mesuré entre repères
	en travers	⩾ 23% (pour les tôles et plats seulement).

(1) Au cours des essais de traction des aciers, lorsque la vitesse avec laquelle croît la charge va en augmentant, la résistance à la rupture et le coefficient d'élasticité croissent ; mais l'allongement de rupture et la striction diminuent. Pour les aciers doux, toutefois, cette influence reste négligeable dans une limite assez étendue.
(2) La limite élastique est, pratiquement, de l'ordre de 27 Kg/mm², et l'allongement de rupture est souvent supérieur à 28%.

L'allongement de rupture est mesuré sur une longueur initiale entre repères [1] déterminée par la formule $L_0 = k\sqrt{S_0}$, où la lettre S_0 désigne la section initiale de l'éprouvette, et où $k = 8{,}16$.

Pour la construction soudée, on impose en outre un chiffre de résilience [2] K, variable avec la nature, la largeur et l'épaisseur de la pièce, entre 5 et 7.

La limite d'endurance mesurée à la machine à flexions rotatives de l'Aéronautique, est comprise entre 18 et 20 kgf/mm².

Le principal inconvénient de l'acier au carbone de la qualité "Ponts et Chaussées" est son oxydabilité: il rouille assez facilement et il est en particulier très sensible à l'action corrosive des fumées.

Or, la corrosion a pour effet de diminuer les surfaces utiles des profils utilisés, et de diminuer également la limite d'endurance de l'acier à la traction, par suite sans doute de la pénétration de l'hydrogène, (dégagé pendant la corrosion dans les couches superficielles du métal), dans les criques que présente sa surface, si finement polie soit-elle.

On est ainsi conduit parfois à donner aux pièces une épaisseur supérieure à celle qui serait strictement nécessaire pour assurer la résistance aux efforts transmis.

L'acier "Ponts et Chaussées" a l'avantage d'être assez homogène, de se laisser travailler, forger et souder aisément; l'assemblage des diverses pièces, les unes aux autres est réalisé au moyen de rivets ou de soudures exécutés avec un métal de même nature.

Mais sa résistance est assez limitée, ce qui, dans certains cas, peut être un inconvénient sérieux.

Conséquences résultant de l'emploi, dans les ponts, d'un métal de résistance donnée.

Pour mettre en évidence ces conséquences, nous examinerons sommairement comment varie le poids du métal employé dans les fermes principales d'un pont avec sa portée, dans le cas très simple d'une travée indépendante.

Tout d'abord, on peut distinguer dans un pont les parties qui sont portées (tablier, contreventement), et les fermes principales, qui caractérisent la nature de l'ouvrage, et qui sont porteuses. Ces fermes sont supposées des poutres posées sur deux appuis simples.

Sans qu'il soit nécessaire de faire aucun calcul, on se rend compte que, pour un mode de couverture déterminé, et une largeur utile déterminée, le poids porté est, dans une mesure assez large, indépendant du type adopté pour les fermes principales; il dépend en effet surtout de leur écartement. La répartition, en mailles plus ou moins serrées, des éléments sur lesquels repose la couverture, entre certaines limites fixées par la pratique de la construction en fonction de cet écartement, n'a, en définitive, qu'une faible répercussion sur la dépense correspondante du métal.

Soit p la valeur au mètre courant du poids porté, c'est à dire la somme des poids: du métal employé dans le tablier, de la couverture, du contreventement, de la chaussée, des trottoirs, etc.; soit Π le poids par mètre courant des fermes principales, q la surcharge maximum par mètre courant que l'on peut placer sur le tablier. Supposons que ces trois quantités sont

---

(1) k peut, en principe, prendre l'une des deux valeurs 5,65 ou 8,16 (éprouvettes proportionnelles).

(2) Pour plus de détails, consulter la Norme A 1-7 (1943) concernant l'essai de résilience par choc sur éprouvette entaillée, on rappelle que $K = \frac{\text{Travail absorbé en kgm}}{\text{Section minimum en cm}^2}$.

constantes sur toute la longueur de l'ouvrage considéré, ce qui est suffisamment approché pour le but que nous poursuivons ici.

Le poids π est proportionnel à la charge totale au mètre courant $(\pi + p + q)$; en outre, d'après les règles de la Résistance des matériaux, pour deux fermes géométriquement semblables et portant la même charge totale $(\pi + p + q)$ par mètre courant, π est proportionnel à la portée l.

On peut donc poser :

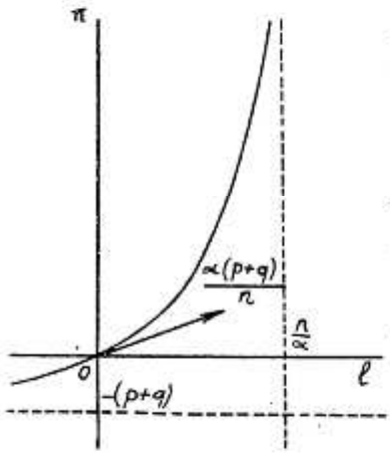
$$\pi = kl\,(\pi + p + q)$$

k étant un coefficient qui est, évidemment, inversement proportionnel à la contrainte admissible n pour le métal constituant les fermes principales.(1)

On tire de la relation précédente :

$$\pi = \frac{kl\,(p+q)}{1 - kl} = \frac{\alpha l\,(p+q)}{n - \alpha l} \quad \text{en posant } k = \frac{\alpha}{n} \qquad (2)$$

Pour des valeurs données du poids porté et de la surcharge, on voit que la loi de variation de π en fonction de l est représentée par une branche d'hyperbole.



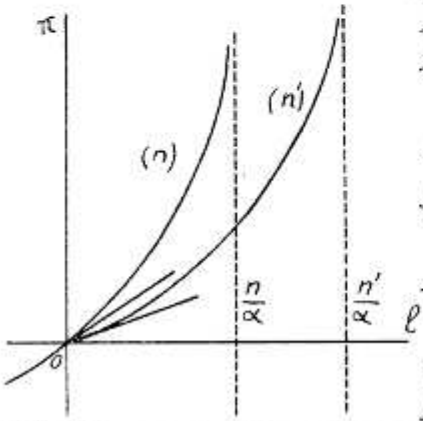
La limite théorique de la portée admissible est indépendante de $(p+q)$; elle a pour valeur $\frac{n}{\alpha}$. Elle ne dépend donc que de la contrainte admissible pour le métal employé, et croît proportionnellement à cette contrainte.

Il résulte de la forme de cette courbe que le poids des fermes principales, et par conséquent leur section, croît très rapidement avec la portée.

L'usinage des pièces de très forte section étant difficile, on peut être conduit à les réaliser par l'assemblage de nombreux éléments, dans des conditions également difficiles.

Aussi a-t-on cherché à utiliser des aciers à haute résistance permettant de réaliser, plus aisément, les sections nécessaires.

Comparons deux aciers, dont les contraintes admissibles sont n et n', employés pour réaliser les fermes principales du même type de pont, et représentons les variations du poids des poutres en fonction de la portée.



Remarquons que la pente de la tangente à l'origine a pour valeur $\frac{\alpha(p+q)}{n}$ pour le premier, $\frac{\alpha(p+q)}{n'}$ pour le second.

La courbe relative à n' est donc entièrement située sous la courbe relative à n.

On voit ainsi que, pour une portée donnée, non seulement la dépense de métal est maindre pour un acier à haute résistance, mais que dans

(1) k varie non seulement avec cette contrainte, mais encore avec le rapport des dimensions principales des fermes principales, hauteur et portée, et avec leur nature.

(2) Résal, qui a établi cette formule désigne α sous le nom de coefficient économique, ce qui est justifié par ce fait que π varie dans le même sens que α.

les limites de portée où l'un ou l'autre acier pourrait être employé, l'économie de poids croît rapidement avec la portée, puisqu'elle varie comme la différence des ordonnées des deux courbes. Mais, par contre, si l'on tient compte du fait que les aciers à haute résistance sont d'un prix plus élevé, on voit, dès maintenant, que leur emploi n'est économiquement intéressant que si la portée est suffisante pour compenser cette différence de prix.

Quelques remarques sur l'emploi d'un nouveau produit sidérurgique.

L'Ingénieur doit être au courant des progrès réalisés dans la métallurgie, pour employer, si la nécessité lui en paraît démontrée, un nouveau produit sidérurgique. Il doit toutefois se montrer assez circonspect avant d'en décider la mise en œuvre, et voici quelques-uns des points qui doivent retenir son attention.

Économie.

L'économie à attendre de l'emploi des aciers laminés à haute résistance provient de la réduction du poids mort des ouvrages et des conséquences qu'elle entraîne sur le prix du transport et sur le prix du montage. Or, cette réduction est compensée, en partie, par le prix plus élevé de ces aciers, dont la production et l'usinage sont plus coûteux que ceux de l'acier ordinaire.

L'économie varie avec le type des fermes utilisées ; on peut dire qu'elle est sans intérêt pour les ouvrages de moins de 40,00 m. de portée, et qu'elle est d'autant plus intéressante que la portée est plus considérable.(1)

Déformabilité des ouvrages.

Une des qualités essentielles de tout ouvrage destiné à la circulation est sa rigidité ; un pont, pour répondre à son but, ne doit pas être trop déformable, sinon la circulation y deviendrait désagréable, malaisée, et parfois même, impossible.

Envisageons d'abord le cas des aciers à haute résistance : ils ont à peu près le même coefficient d'élasticité E que l'acier ordinaire(2) ; deux exemples simples vont faire comprendre l'inconvénient très sérieux qui peut en résulter.

Tout d'abord, si l'on envisage une pièce prismatique simplement tendue ou simplement comprimée de longueur l, sa variation de longueur est $\delta l = \frac{l}{E}\left(\frac{\delta F}{S}\right)$; E restant constant, elle est proportionnelle à la contrainte $\left(\frac{\delta F}{S}\right)$ qui est subie.

D'autre part, on sait que la flèche maxima d'une poutre droite à âme pleine de portée l chargée en son milieu d'un poids P, est, en désignant par I son moment d'inertie, supposé constant :

$$f = \frac{P l^3}{48 E I}$$

---

(1) Dans les études faites pour le viaduc de Prégo-Dieu, sur la ligne de Chorges à Barcelonnette, l'emploi de l'acier Ac 54 a permis de réaliser une économie de 15% environ ; l'ouvrage se compose de 2 groupes de 3 travées solidaires, dont les portées sont 108 m 70, 121 m 40, 108 m 70 (Franchissement de la Durance).

(2) Rappelons qu'il y a, d'ailleurs, autant de valeurs de E que de modes de déformation : traction, compression, flexion ; pour ces aciers, E croît légèrement en même temps que la teneur en carbone. Le vieillissement des aciers semble sans action sur la valeur de E ; les résultats expérimentaux obtenus à ce jour sont d'ailleurs contradictoires.

Si h désigne la hauteur de la poutre et n la contrainte maximum acceptable, on peut écrire f sous la forme suivante, en tenant compte des relations $M = \frac{Pl}{4}$, $n = \frac{Mh}{2I}$:

$$f = \frac{n l^2}{6 E h}$$

E restant constant, la poutre la plus déformable, pour une hauteur donnée, est celle pour laquelle n a la valeur la plus élevée ; la déformation est encore proportionnelle à la contrainte maximum.

Comparons deux aciers, l'un travaillant à 12 kg/mm², l'autre à 18 kg par mm². A égalité de hauteur de poutre, la flèche atteinte avec le second acier vaut une fois et demie celle qui correspond à l'emploi du premier.

Pour obtenir, dans les deux cas, la même rigidité, il faudrait donc augmenter de 50 % la hauteur de la poutre construite avec l'acier le plus résistant. La chose est souvent matériellement impossible, et notamment pour les poutres de petite portée, car on obtiendrait ainsi une construction trop grêle ; on ne peut que compenser partiellement la différence, en acceptant, pour une portée donnée, des flèches plus importantes (1).

Mais, ceci n'est pas sans inconvénients.

L'ouvrage étant beaucoup moins rigide, il peut devenir nécessaire d'étudier les déformations de certains de ses éléments avec un soin particulier, et d'examiner leurs répercussions sur la stabilité générale de l'ouvrage.

Plus particulièrement, en ce qui concerne les pièces comprimées, on remarquera qu'il est utile de ne pas trop réduire les dimensions des sections, puisque comme on le sait, les contraintes critiques de flambement sont proportionnelles au carré des rayons de giration de ces sections.

On peut d'ailleurs, et les Américains le font couramment pour les grands ouvrages, employer des aciers de qualités différentes pour les diverses parties d'une poutre.

Au pont en arc sur le Kill van Kull, près de New-York, de 510 m. 55 de portée,
la membrure inférieure est en acier au manganèse,
la membrure supérieure est en acier au silicium,
la triangulation et le contreventement sont en acier au carbone ordinaire.

Les poutres de rigidité des grands ponts suspendus américains sont également construites au moyen d'aciers de qualités différentes pour les membrures et pour la triangulation ; les pièces tendues sont souvent en acier plus résistant que les pièces comprimées (2).

Cette conception est parfaitement logique ; en particulier, on remarquera que l'on altère peu les déformations générales d'un ouvrage si l'on constitue en acier à haute résistance les éléments dont la déformation élastique a peu d'influence : ce serait le cas,

---

(1) C'est ainsi que, en Allemagne, alors que les flèches admissibles avec l'acier ordinaire (1t. 37) étaient au maximum :

ponts-rails : $\frac{l}{1500}$ ponts-routes : $\frac{l}{1.200}$

on avait admis avec l'acier au silicium (1t-Si) $\frac{l}{900}$ $\frac{l}{600}$

(2) Rappelons que, en Angleterre et en Belgique, les premiers ponts de chemins de fer étaient mixtes : les poutres étaient en fonte et étaient munies de sous-tendeurs en fer forgé ; on a également construit des poutres dont l'âme et la membrure tendue étaient en fer forgé, la membrure comprimée étant en fonte.

par exemple, des barres de triangulation d'une poutre triangulée.

Il faut enfin observer que la déformabilité acceptable pour un ouvrage est variable avec sa destination. Si l'on avait par exemple un pont suspendu de 300 m de portée destiné à supporter une voie ferrée, une flèche locale égale au $\frac{1}{900}$ de la portée, soit 0 m 33, interrompait tout trafic ; par contre pour un pont route, une flèche maximum d'ensemble égale au $\frac{1}{300}$ ou même égale au $\frac{1}{250}$ de la portée, soit 1,00 m ou 1,20 m reste parfaitement admissible.

Ses alliages d'aluminium actuellement employés ont un coefficient d'élasticité qui est sensiblement le tiers de celui de l'acier ; il faut donc donner aux poutres une hauteur plus grande ; néanmoins, la déformabilité des ouvrages reste plus importante, car les contraintes admissibles sont du même ordre de grandeur, et il n'est pas possible en général de tripler la hauteur normale des poutres en acier.

L'emploi de ces alliages est également défavorable pour les pièces comprimées car la force de flambement est proportionnelle au coefficient d'élasticité ; toutes choses égales d'ailleurs elle est donc trois fois plus faible que pour une pièce en acier.

Inconvénients de la légèreté des ouvrages.

La légèreté des poutres peut devenir un inconvénient, car un ouvrage lourd est moins sensible qu'un ouvrage léger aux actions dynamiques produites par les surcharges circulant sur son tablier. D'autre part, l'amplitude de la variation des efforts est aussi moins importante, et le renversement du sens de leur action moins fréquent ; ces conditions sont plus favorables pour la durée des ouvrages (1).

Le poids spécifique de l'acier est 7,85 ; celui des alliages d'aluminium de construction 2,7, soit près de trois fois moins ; c'est encore un inconvénient sérieux.

Limite d'élasticité - Limite de rupture.

Le métal d'un pont ne peut supporter des déformations répétées pendant une longue période que si ces déformations restent dans les limites du domaine d'endurance ; mais il doit être en état de supporter également sans dommage de grandes déformations, en nombre limité, ne dépassant pas une déformation maximum, variable avec la qualité du métal.

Il se produit, en effet, dans certaines parties des ouvrages, des efforts locaux très notablement supérieurs à ceux qui sont calculés par les méthodes de la Résistance des Matériaux.

Par exemple, aux bords et au voisinage des trous de rivets, un effort assez faible suffit pour produire une déformation locale permanente, dont l'effet est de tendre à égaliser les contraintes dans la région du trou, de manière à les ramener à une valeur moyenne peu différente de celle qui résulte de l'évaluation faite par les méthodes de la Résistance des Matériaux.

Ces méthodes ne permettent pas d'ailleurs d'évaluer exactement les efforts subis par les différentes parties d'une construction, et il est indispensable que le métal puisse se prêter dans certaines régions et notamment au voisinage des assemblages à une adaptation

(1) Il n'est pas sans intérêt de signaler, à cet égard, que le pont Alfred Smith, sur l'Hudson, construit en 1925, comportant notamment une travée indépendante de 183 m 00 a été réalisé en acier laminé de qualité courante, précisément dans le but d'éviter les vibrations importantes inhérentes aux ouvrages légers.

semblable à celle que l'on vient d'indiquer, pour suppléer à l'insuffisance des hypothèses admises comme bases des calculs.

Cette faculté d'adaptation est encore indispensable pour remédier aux défauts de la fabrication et aux erreurs de la construction; elle permet aux éléments les plus fatigués de reporter sur les autres une partie de l'excédent des efforts qu'ils supportent

On peut remarquer en outre, que, si l'on envisage un ouvrage construit avec un métal ayant une longue période de ductilité, ses déformations permanentes peuvent révéler que les efforts qu'il subit sont trop élevés. On peut alors souvent intervenir à temps pour corriger les défauts de la construction.

Au contraire, un métal dont la limite élastique serait voisine de la limite de rupture ne révélerait pas nécessairement assez longtemps à l'avance qu'il se trouve dans des conditions de service défectueuses.

On ne peut donc pas, en définitive, prendre la limite d'élasticité comme critérium unique pour déterminer le choix de la qualité de l'acier à employer dans la construction d'un pont. C'est là une différence essentielle avec les aciers employés en béton armé.

Il faut considérer simultanément la limite conventionnelle d'élasticité et la limite de rupture; pour les raisons qui viennent d'être indiquées, il a toujours paru nécessaire aux Ingénieurs et aux Constructeurs français d'employer des aciers tels qu'il y ait une marge importante entre la limite d'élasticité et la limite de rupture.

On remarquera, à cet égard, que le Règlement du 10 Mai 1927 sur le Calcul et les épreuves des Ponts métalliques indique (art. 16 – Commentaires) que l'on pourra prendre, en général, comme limite de sécurité, la moitié de la limite d'élasticité [1], mais à la condition "formelle" que cette dernière ne dépasse pas les 2/3 de la limite de rupture du métal. Cette prescription a pour but d'écarter de la construction des ponts les métaux fragiles, ou même simplement "aigres".

Elle a été l'objet de critiques assez vives de la part des métallurgistes, qui trouvent trop faible cette proportion des 2/3, et font ressortir qu'elle est dépassée à l'étranger pour les aciers à haute résistance destinés à la construction des ponts, et en France pour les aciers destinés à la construction des moteurs d'automobile et d'aviation, sans qu'il paraisse en résulter d'inconvénients ni au point de vue de la tenue des constructions, ni au point de vue de leur limite d'endurance

Les alliages d'aluminium ne satisfont pas à cette prescription, le rapport de la limite d'élasticité à la limite de rupture dépasse souvent 2,5/3.

Un produit sidérurgique nouveau ne peut d'ailleurs être utilisé en toute sécurité que lorsque les conditions de sa fabrication sont devenues telles que ses caractéristiques soient bien stabilisées. De plus, il faut que les règles relatives à son usinage, au perçage et à l'alésage des trous de rivets, à la qualité du métal à employer pour les rivets, à la température de pose de ceux-ci soient bien établies également. La question est pour le moins aussi délicate

---

[1] Au pont suspendu de Philadelphie, les contraintes admises pour l'acier des câbles, l'acier au nickel et l'acier au silicium utilisés pour les poutres de rigidité sont égales aux 3/4 de la limite d'élasticité.

quand il s'agit d'obtenir des constructions soudées.

Nous rappellerons, à cet égard, qu'il a fallu, lorsque l'on a remplacé le fer par l'acier doux, procéder à de longues et minutieuses recherches avant que les règles correspondantes soient introduites dans la pratique courante ; plus récemment il vient d'en être de même pour le rivetage des aciers à haute résistance.

Aciers laminés à haute résistance employés à l'étranger.

Nous nous bornerons à indiquer ici que c'est en 1904, pour la construction des poutres de rigidité du pont suspendu de Williamsburg, sur l'East River, à New-York, que l'on a employé pour la première fois un acier laminé à haute résistance.

C'était un acier au nickel, dont le prix était très élevé.

Depuis, on a employé, tant dans les pays Anglo-Saxons que dans les pays de langue allemande des aciers à haute résistance au silicium, au manganèse, au chrome-cuivre.

Les caractéristiques mécaniques de ces différents aciers sont assez voisines les unes des autres; leur composition chimique n'est pas toujours définie, et ils ne contiennent pas nécessairement des métaux nobles.

La diversité des produits marque les étapes des recherches faites dans le but de se procurer un acier résistant et néanmoins assez ductile, facile à usiner, peu sensible à la corrosion, convenant bien à la soudure à l'arc, et d'un prix abordable.[1]

Acier laminé à haute résistance employé en France.

En 1928, l'Office technique pour l'utilisation de l'acier (O.T.U.A) a fait entreprendre l'étude et la mise au point d'aciers à haute résistance, ayant des caractéristiques mécaniques comparables à celle des aciers à haute résistance employés à l'étranger, et susceptibles de résister à l'oxydation beaucoup mieux que l'acier au carbone ordinaire.

L'acier laminé à haute résistance employé dans la construction des ponts est l'acier "Ac. 54".

Sa composition chimique n'est pas définie complètement, dans le but de laisser aux métallurgistes toute liberté pour obtenir les qualités mécaniques spécifiées au Cahier des Charges Général : c'est un acier au chrome[2] et au cuivre.

Une distinction est faite entre l'acier Ac. 54 destiné aux constructions rivées et celui qui est destiné aux constructions soudées, les impuretés : soufre, phosphore, étant plus étroitement limitées pour ces dernières.

Les proportions des autres constituants : carbone, silicium, manganèse, chrome, ne sont pas fixées ; en les faisant convenablement varier, d'ailleurs, on peut obtenir des nuances d'acier très variées, allant de la qualité extra-douce à la qualité très dure, susceptible de prendre la trempe.

On peut dire, d'une manière schématique, que le chrome accroît la ténacité, et que le cuivre intervient pour protéger l'acier contre la rouille; on croit que la présence du cuivre permet la formation, sous une légère couche de rouille superficielle,

---

(1) En Italie, les aciéries Terni ont récemment élaboré un nouvel acier spécial à haute résistance (acier A.L.S.), ayant une résistance à la rupture de 120 Kg/mm² et présentant de bonnes caractéristiques de soudabilité.

(2) La présence du chrome correspond à la nécessité d'obtenir une haute limite élastique.

d'une croûte d'oxyde de cuivre qui protège l'acier sous jacent et ralentit les progrès de l'oxydation. Toutefois, on a pu observer que la résistance de l'Ac. 54 à la corrosion saline est, à la longue, inférieure à celle de l'acier Ac. 42.

On retiendra comme ordre de grandeur, les caractéristiques mécaniques suivantes relatives aux essais de traction.

Limite conventionnelle d'élasticité $\geqslant$ 36 kg/mm²
Résistance à la rupture 54 à 63 kg/mm²
Allongement de rupture { en long $\geqslant$ 20 %
en travers $\geqslant$ 18 % en rivure, $\geqslant$ 20 % en soudure.

valables pour les tôles et plats, profilés et barres d'épaisseur inférieure à 20 mm; des tolérances sont prévues pour les fortes épaisseurs.

Les pièces destinées à la construction rivée sont en outre soumises à des épreuves de résilience, comme pour les constructions soudées; le chiffre de résilience K varie de 3 à 5 pour les premières et de 4 à 6 pour les secondes.

On constate ainsi, d'une manière globale, que les aciers destinés à la construction soudée (tant les aciers Ac 42 que les Ac 54) sont des matériaux élaborés avec plus de soin que ceux qui sont destinés à la construction rivée; en conséquence, ils sont plus coûteux.

La limite d'endurance de l'acier Ac 54, mesurée à la machine à flexions rotatives de l'Aéronautique est de l'ordre de 28 kg/mm² pour l'acier brut de laminage et de 31 kg/mm² pour l'acier recuit (1).

Cet acier peut être travaillé, à froid ou à chaud, presque aussi facilement que l'acier ordinaire, et avec le même matériel, dont l'usure est cependant plus rapide.

Les sidérurgistes ont une tendance très marquée à ne plus produire l'acier Ac. 54, la présence du cuivre dans les riblons provenant des ponts détruits au cours de la guerre encrassant les fours; ils lui ont substitué parfois un acier au manganèse dénommé Ac. 55, ne contenant pas de cuivre, et présentant des caractéristiques mécaniques semblables à celles qui viennent d'être indiquées.

Cet acier n'est pas encore normalisé et n'a fait l'objet d'aucune prescription réglementaire; il est acceptable pour les constructions rivées, mais son emploi n'est pas recommandable pour les ponts soudés. Pour ces derniers, les recherches sont actuellement orientées vers la production d'un acier Ac. 50 ou 52.

Les circonstances ont fait qu'il a déjà été employé pour la reconstruction de plusieurs grands ouvrages.

<u>Nota</u> — Il existe beaucoup d'autres variétés d'aciers à haute résistance, mais qui ne sont pas utilisés dans la construction des ponts, soit à cause de leur

---

(1) Cette limite est notablement plus faible lorsque l'on opère sur des barres percées de trous, comme dans les assemblages rivés: elle est alors du même ordre de grandeur que celle de l'acier Ac 42. Toutefois, si les efforts alternés sont appliqués lorsque les barres subissent déjà une contrainte assez notable, la limite d'endurance est pratiquement égale à la limite d'élasticité conventionnelle. L'acier à haute résistance est donc à déconseiller également pour cette raison pour les poutres courtes rivées, qui travaillent peu sous l'action de la charge permanente, indépendamment de toute autre considération.

Le rapport $\frac{e}{R} = \frac{\text{limite d'endurance}}{\text{limite de rupture}}$ décroît quand R croît; si l'éprouvette est lisse, maximum pour R = 120 kg/mm²; si elle est entaillée e est maximum pour R = 80 kg/mm². A titre d'indication générale, il y a intérêt à constituer les pièces mécaniques de section variable (essieux de wagon par exemple) avec un acier de nuance relativement douce (R < 80).

prix, soit à cause des difficultés de leur usinage ; nous citerons notamment : certains aciers au chrome, au manganèse, au vanadium, au molybdène.

On sait, en effet, que l'on peut modifier considérablement les propriétés du fer ou de l'acier, en leur ajoutant des proportions variables de ces métaux nobles.

A titre d'indication, les aciers renfermant de 2 à 4 pour 1000 de vanadium, et les aciers renfermant de 2 à 6% de nickel peuvent acquérir, par la trempe, une limite d'élasticité de 160 kg/mm², tout en restant peu fragiles.

Aciers tréfilés.

On emploie couramment en France des aciers fondus et tréfilés à très haute résistance pour la fabrication des câbles de ponts suspendus.

Nous reviendrons en détail sur ce sujet à propos de l'étude des câbles.

Aciers forgés.

Les aciers forgés sont employés pour quelques organes particuliers des ponts : boulons, équerres, galets de roulement, axes d'articulation, rotules, etc. Ils sont fréquemment de même qualité que les aciers laminés Ac 42 ou Ac 54.

Si l'on veut employer des aciers forgés spéciaux, il est bon de se renseigner auprès des métallurgistes, en leur indiquant dans quelles circonstances on a l'intention de les utiliser.

Le tableau ci-après donnera une idée de la variété des produits que l'on peut obtenir.

Qualité de l'acier	Emploi	Limite apparente d'élasticité	Limite de rupture	Allongement
Ni-dur	Suspentes de ponts suspendus et rotules	34 kg ± 2 kg/mm²	55 à 65 kg/mm²	18%
Doux (Martin)	Tôles embouties	23 kg/mm²	40 à 45 kg/mm²	25 à 28%
Chrome-nickel trempé et recuit	Lentille formant pivot d'un pont tournant	75 kg/mm²	90 kg/mm²	12%

Acier coulé ou moulé

On l'emploie couramment aujourd'hui pour les plaques et les appareils d'appui des ponts sur les piles et sur les culées, les culots des câbles des ponts suspendus, et, d'une manière générale, toutes les fois que l'on éprouverait de sérieuses difficultés pour construire une pièce au moyen d'éléments en acier laminé, par rivure ou par soudure.

Ses caractéristiques mécaniques sont alors les suivantes, aux essais de traction, pour la qualité définie par le Cahier des Charges Général ; mais il y en a d'autres. (1)

Limite conventionnelle d'élasticité	⩾ 24 kg/mm²
Limite de rupture	⩾ 50 kg/mm²
Allongement	⩾ 12%

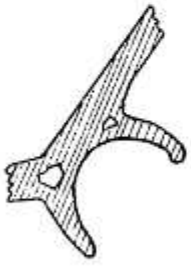
(1) Les dalles d'acier moulé du pont des Transatlantiques au Havre ont pour caractéristiques réelles : N : 37,3 à 40,6 Kg/mm² ; R : 55 à 58 Kg/mm² ; A% : 16 à 25

Pour une pièce isolée, que l'on peut fondre d'un seul jet, les avantages de l'acier moulé sont considérables : il n'y a plus besoin de rivets ni de soudures pour réaliser les assemblages entre les éléments ; il n'y a plus guère de sujétions d'épaisseur, ou de largeur ; d'autre part, les formes obtenues peuvent être quelconques, sous la seule réserve qu'elles se prêtent convenablement au moulage.

A cet égard, si la forme que l'on désire est un peu compliquée, il est prudent de consulter un fondeur avant d'arrêter ses dimensions définitives.

Cependant les pièces en acier moulé présentent des défauts dûs aux causes suivantes :

- l'acier liquide a une densité plus faible que l'acier solide ; la solidification se faisant par zones à partir des parois, à chaque instant le contenant est trop grand pour le volume final du contenu qui diminuera en passant de l'état liquide à l'état solide.
- la température de fusion étant très élevée (1460° environ), beaucoup plus que celle de la fonte (1100° à 1200°), il se produit après solidification un retrait très important, qui accroîtra encore le vide total [1] ; le retrait linéaire est de 18 mm par mètre, soit le double de celui de la fonte. Mais l'expansion de la fonte pendant la solidification compense dans une certaine mesure l'effet de retrait, tandis que rien d'analogue ne se produit avec l'acier moulé.
- la solidification étant progressive, les parties déjà solidifiées gênent la libre solidification des parties encore liquides, et il en résulte que les pièces brutes de démoulage sont soumises à des tensions internes, qui les rendent fragiles. Un recuit, réalisé en réchauffant la pièce à 800° environ pour la laisser ensuite lentement refroidir dans le four fait disparaître cette fragilité ; le métal ayant été porté à l'état plastique, s'est déformé localement sous l'effet des tensions internes, qui sont ainsi plus ou moins réduites. On peut également, dans certains cas, porter localement le métal à l'état plastique, beaucoup plus rapidement, en utilisant un chauffage local par induction, au moyen d'enroulements inducteurs ; cette méthode est connue sous le nom de "recuit accéléré". L'opération ne dure que quelques secondes.
- lorsque la pièce présente des changements brusques de section, sa résistance n'est pas uniforme, parce que le retrait tend à se localiser aux raccordements des parties minces et des parties épaisses ; c'est dans ces régions que l'on rencontre le plus de défauts.



- l'acier utilisé étant ordinairement effervescent, la pièce moulée dégage jusqu'à la fin de sa solidification des gaz occlus dont la plus grande partie reste à l'intérieur du métal qui se solidifie, en produisant, ainsi que les gaz expulsés par le moule, des vides nombreux de petites dimensions, qui sont les soufflures.
- l'acier moulé peut présenter également des discontinuités dans sa masse :
  tapures dues au retrait du métal passant de l'état liquide à l'état solide,
  fissures produites à chaud ; après la solidification,
  criques produites à froid, sous l'effet des tensions intérieures.
  parfois il y a des inclusions de sable de fonderie.

---

[1] C'est le même processus que la production de la retassure dans les lingots ; mais le phénomène est ici beaucoup plus complexe, en raison de la forme ordinairement compliquée des pièces moulées. L'art du fondeur consiste à éliminer ces retassures par l'emploi de masselottes convenablement disposées, éventuellement réchauffées et "rabreuvées" avec du métal liquide.

Les défauts visibles sont souvent réparés par soudure ; ce procédé n'est acceptable que si la région réparée n'est pas essentielle à la sécurité.

Les pièces en acier moulé sont moins oxydables que les pièces composées d'éléments en acier laminé, notamment s'ils sont rivés, d'abord parce que leur surface extérieure est continue, et ne présente aucune discontinuité pouvant livrer passage à l'air et à l'humidité, ensuite parce que les moulages sont recouverts d'une croûte moins oxydable que les faces laminées, qui provient du fait que l'acier employé contenant souvent de 0,30 à 0,45 % de carbone trempe à l'air.

En définitive, l'acier moulé apparaît comme un produit intermédiaire entre l'acier forgé et la fonte : il permet de réaliser des pièces de formes plus complexes que celles que l'on obtiendrait avec l'acier forgé, et il présente sur la fonte l'avantage de pouvoir travailler à la traction.

En raison des difficultés que présente souvent le calcul correct des pièces en acier moulé, il est indispensable de soumettre à une épreuve individuelle chacun des échantillons de moulage qui entre dans un ouvrage, sous des efforts qui peuvent être le double de ceux auxquels il sera soumis en service, quand il s'agit de pièces de forme peu usitée.

De plus, des épreuves complètes comportant des essais de résilience doivent être faites sur les appendices venus de fonte avec les différentes pièces.

Le contrôle au moyen des rayons X permet de déceler les défauts des parois lorsque leur épaisseur n'est pas supérieure à 80mm avec une tension de 200.000 volts et à 150mm avec une tension de 500.000 volts. Les appareils à très haute tension (1 à 2 millions de volts) permettent d'explorer les pièces de 250 mm d'épaisseur.

On peut également employer les rayons gamma, et les ultra-sons ; ces derniers permettent de détecter et de localiser des défauts extrêmement fins indécelables par les deux autres procédés en opérant soit par transparence, soit par écho. On trouvera les principes d'utilisation dans "Soudure et techniques connexes - Novembre-Décembre 1950 (M. Bontron)".

Le contrôle par fluorescence, en lumière noire, permet de déceler les défauts débouchant en surface.

Les rayons X présentent l'avantage de développer une énergie importante, réglable et demeurant constante ; elle est définie avec précision dans des conditions qu'il est facile de reproduire.

On peut les utiliser pour ausculter une pièce par la méthode électronique, dont le principe consiste à envoyer le faisceau de rayons X qui a traversé la pièce dans un tube-compteur électronique de Geiger - Müller (Génie Civil 1er et 15 Octobre 1954).

Fonte

La fonte a été utilisée avant l'emploi du fer pour construire tous les ponts en arc ; elle coûte moins cher que l'acier ; mais sa grande fragilité, sa faible résistance aux efforts de traction l'ont fait éliminer de la construction des ponts.

On ne l'emploie plus que dans un but de décoration, sous forme de motifs architecturaux, ou de garde-corps (1).

On l'utilise également pour réparer par soudure autogène les ponts en fonte lorsqu'ils ont été détériorés.

Une nouvelle catégorie de fonte est récemment apparue : les fontes dites ductiles ou à graphite sphéroïdal ; elles ont des propriétés analogues à l'acier moulé (Voir Annexe I).

Plomb

On emploie le plomb sous forme de feuilles minces de 4 à 5 mm d'épaisseur ; on les interpose entre le sommier en maçonnerie et les appareils d'appui placés aux extrémités des poutres. Sous l'effet de la pression, le plomb s'écoule et remplit les petites cavités de la surface du sommier : on obtient ainsi une meilleure répartition des pressions.

Bronze

Le bronze est employé dans les ponts mobiles, où certaines pièces sont appelées à frotter les unes sur les autres : coussinets de ponts-levants, lentilles pour pivots de ponts-tournants, coins de calage, etc...

Ses règlements administratifs ne fixant pas la composition des bronzes, il faut la définir au Devis particulier de chaque ouvrage, en s'inspirant de ce qui a pu être fait dans des cas analogues, et des renseignements que l'on peut recueillir auprès des métallurgistes. (2)

Voici à titre d'indication, les caractéristiques des bronzes employés au pont-tournant de Caronte, sur l'étang de Berre, aujourd'hui détruit.

Bronze phosphoreux de la lentille

- Limite de rupture à la traction : 18 à 22 kg/mm²
- Allongement : nul.
- Limite de rupture à la compression : ⩾ 90 kg/mm²
- Limite d'élasticité conventionnelle : 45 kg/mm²
- Raccourcissement : 25 %

Bronze ordinaire des sabots de calage

Cu	0,82
Sn	0,16
Zn	0,02

Limite de rupture à la traction : 20 kg/mm²

(1) L'établissement des garde-corps en fonte est nettement à déconseiller : leur fragilité les met hors d'état d'empêcher la chute d'un véhicule automobile en bas du pont s'il monte accidentellement sur un trottoir, et vient les heurter ; ces organes doivent être constitués avec un acier aussi doux que possible, possédant une phase de plasticité importante. Ses montants sont généralement en acier doux, les parties horizontales en tube de la qualité "chauffage" ; on les calcule pour une poussée horizontale de 200 kg par mètre linéaire de la lisse supérieure.

(2) Consulter également les normes de l'AFNOR concernant les alliages de fonderie à base de cuivre.

Zinc

On l'emploie sous forme de dépôt en couche mince souvent obtenue au pistolet, par pulvérisation du zinc fondu, pour protéger le fer ou l'acier contre la rouille ; ces métaux portent alors le nom de fers galvanisés, et sont surtout employés dans les ouvrages de navigation (portes d'écluses).

On l'utilise également, dans certaines tréfileries, pour le culottage des câbles, et la protection des maillons des chaînes de certains ponts suspendus, des fils de haubans de pylônes de radio.

Matériaux employés

Fers et aciers laminés

Ils sont livrés sous forme de tôles, de plats et de profilés. Le laminage provoque un écrouissage ; il accroît la limite élastique moyenne de traction et diminue corrélativement celle de compression (Effet Bauschinger). Les produits laminés sont hétérogènes ; leurs qualités mécaniques sont plus élevées dans le sens du laminage (sens longitudinal) que dans le sens perpendiculaire (sens transversal).

Les épaisseurs le plus couramment utilisées dans la construction des ponts rivés sont 8, 9, 10, 12 mm., moins fréquemment 14 mm. Au delà, les épaisseurs croissent de 2 en 2 mm. Dans les ponts soudés, on utilise couramment des épaisseurs de 30 mm, on en rencontre de 75 mm.

Il est recommandé de ne pas descendre au-dessous de 7 mm : les constructions doivent en effet être durables, et l'épaisseur des éléments doit être telle qu'ils ne soient pas exposés à être faussés par des chocs accidentels, ni sujets à périr rapidement par suite de l'oxydation.

Les grands ateliers de constructions métalliques sont outillés pour usiner des pièces de 40 mm. d'épaisseur, dont l'emploi est d'ailleurs assez exceptionnel ; il vaut mieux toutefois, lorsqu'on le peut, employer dans les constructions rivées une tôle épaisse unique qu'un empilage de tôles de faible épaisseur : le travail à l'atelier est en définitive moins onéreux.

Les indications qui suivent ne doivent pas être considérées comme absolues, ni définitives : elles ont pour but, seulement, de donner quelques idées sur les matériaux courants.

Il convient toujours, en ce qui concerne les dimensions, de se reporter aux NORMES homologuées de l'AFNOR ; elles concernent : les tôles minces, moyennes et fortes ; les plats et les larges-plats, les cornières à ailes égales et inégales ; les fers U ; les tés ; les double-tés ; les poutrelles H à larges ailes.

Grâce à la normalisation on a considérablement réduit le nombre des profilés :

- en 1930 on laminait en France 1452 profilés différents.
- en 1948 leur nombre a été ramené à 136.

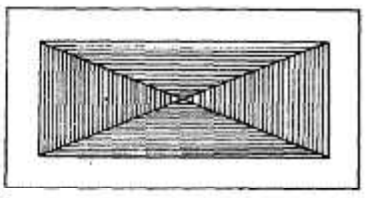
La réduction est supérieure à 90 %.

Tôles.

Ce sont des plaques rectangulaires qui ont été soumises à un double-laminage, dans deux directions rectangulaires, de sorte que leurs qualités mécaniques sont peu dissemblables dans le sens de la longueur et dans le sens de la largeur. Leur longueur maximum varie avec leur épaisseur, et suivant la largeur désirée. Voici quelques renseignements concernant des tôles approvisionnées normalement en magasin ; les chiffres entre parenthèses correspondant à des dimensions moins courantes.

Épaisseur	Largeur	Longueur
8 mm	0,80 m	2,00 m
	2,20 m	(10,00 m)
9 mm	0,80 m	2,00 m
	1,00 m	2,00 m et 3,00 m
	2,20 m	(10,00 m)
10 mm	0,80 m	2,00 m
	1,25 m	2,50 m, 3,00 m (6,00 m)
	2,20 m	(10,00 m)
12 mm	1,00 m	2,00 m et 3,00 m
	1,40 m	3,00 m (10,00 m)
	2,20 m	(10,00 m)
14 mm	1,00 m	2,00 m et 3,00 m
	1,80 m	4,00 m, (12,00 m)
	2,20 m	(12,00 m)

On utilise dans certains cas particuliers des tôles ayant subi un usinage spécial : tôles striées pour les revêtements des trottoirs, ou pour le platelage des ponts de chemins de fer, tôles embouties en arc de cloître, capables de supporter de lourdes charges concentrées, sans déformation appréciable. On en trouve dont l'épaisseur atteint 15 mm ; les dimensions courantes atteignent en France 1780 mm de largeur pour 2150 mm de longueur, pour une épaisseur de 9 mm, non compris un rebord plan.



Plats.

On distingue les larges plats et les plats ordinaires.

Les larges plats sont des bandes plates laminées dans un seul sens, celui de leur longueur; leur résistance est plus faible dans le sens transversal. Leur largeur est généralement comprise entre 200 et 700 mm; les épaisseurs utilisables dans les ponts varient de 7 à 40 mm.

Les plats ordinaires sont également laminés dans un seul sens; leur largeur atteint 180 mm; les épaisseurs utilisables dans les ponts varient de 7 à 60 mm.

On désigne sous le nom de feuillards des plats dont la largeur varie de 16 mm à 500 mm, et dont l'épaisseur est au plus égale à 8 mm; lorsqu'elle est inférieure ou égale à 6 mm, on ne les emploie dans les ponts métalliques que lorsqu'ils sont enrobés dans du béton.

Cornières.

Les cornières peuvent être droites L ou biaises ∠ \, suivant que l'angle des ailes est égal à un angle droit, ou qu'il en diffère; elles peuvent être à ailes égales L ou à ailes inégales L; elles peuvent être à angles arrondis ou à angles vifs; dans ce dernier cas, la soudure sur la tranche est facilitée.

Les plus employées sont les cornières droites à ailes égales[1]; la longueur des ailes peut varier pour les échantillons employés couramment dans les ponts de 60 mm à 150 mm; on n'emploie pas pour les éléments intéressant la résistance, de cornières dont les longueurs des ailes sont inférieures à 60 mm; on ne dépasse 120 mm que dans les grands ouvrages; au-delà de 150 mm, on lamine, mais d'une façon moins courante, des cornières avec ailes de 170 mm et 200 mm.

Les épaisseurs courantes des cornières correspondent au 1/10 de la largeur de l'aile : $\frac{80\times80}{8}$, $\frac{90\times90}{9}$, $\frac{200\times200}{20}$; on lamine aussi couramment pour chaque échantillon des épaisseurs supérieures de 2 mm et de 4 mm.

En écartant les cylindres des laminoirs, on peut obtenir des épaisseurs plus grandes, mais les cornières présentent un léger chanfrein aux angles externes, et les cotes indiquées dans les albums des forges peuvent alors ne pas être très correctement observées.

Les longueurs normales de livraison varient de 3 à 10,00 m; mais on peut atteindre 14 et 18,00 m suivant le profil.

On n'emploie qu'exceptionnellement des cornières biaises, l'angle formé par les branches étant 60° ou 120°; on rectifie parfois ces cornières au balancier pour obtenir l'angle voulu; il faut exiger que cette opération soit faite à chaud, autrement le métal serait écroui, et pourrait présenter des amorces de fissures, lui faisant perdre une partie de sa résistance.

Les cornières à ailes inégales sont utilisées pour les ponts entre les dimensions 50×70 et 90×150, avec des épaisseurs de 7 à 13 mm.

---

[1] Il est très fâcheux, d'ailleurs, que les forges ne fournissent pas couramment des cornières à ailes inégales; leur emploi permettrait très souvent de réaliser des économies de poids importantes dans les tabliers des ponts métalliques rivés. Il en serait de même avec des cornières à boudin employées en construction navale, si de faibles tonnages pouvaient être obtenus dans les qualités Ac. 42 et Ac. 54.

Les tôles, les larges plats et les cornières, sont presque exclusivement employés dans les charpentes rivées ; la raison en est que ces matériaux n'ayant qu'une faible rigidité transversale, peuvent être dressés à froid après laminage, de manière à faire disparaître les irrégularités de forme et les voilements des faces, qui se manifestent presque toujours pendant le refroidissement.

Les autres profilés, dont nous allons maintenant parler, présentent une plus grande raideur ; il est alors plus difficile de les dresser à froid. Aussi, on ne les emploie dans les ponts rivés que dans les parties où il ne paraît pas nécessaire d'exécuter la rivure avec une régularité parfaite et une grande solidité. Ils sont, par contre, utilisés d'une manière courante lorsque les assemblages sont boulonnés ou soudés.

Autres profilés.

Ce sont les fers en ⌊⌋, utilisés parfois dans les barres de triangulation et de contreventement (angles ronds ou vifs).

les fers en ⊥, qui reçoivent la même destination dans les petits ouvrages, (angles ronds ou vifs),

les fers en I, qui sont laminés en diverses catégories.

Les deux catégories principales sont :

les profils normaux (I PN) dont la hauteur varie de 80 à 600 mm.

les profils à larges et à très larges ailes (I T.L.A.), dont la hauteur varie de 140 à 750 mm.

Autrefois, on employait principalement les profils normaux; depuis l'apparition des profils à larges ou très larges ailes, la préférence va à ceux-ci; ils offrent en effet, pour une même hauteur, un module d'inertie $\left(\frac{I}{v}\right)$ notablement plus élevé, qui compense avantageusement l'augmentation de poids correspondante.

C'est ainsi que, pour les poutrelles à larges ailes des Usines d'Hagondange, le rapport des modules d'inertie varie de :

2,58 (I de 300 mm) à 1,29 (I de 600 mm)

alors que le rapport des poids varie de :

2,2 (I de 300 mm) à 1,19 (I de 600 mm)

D'autre part, les I T.L.A. ont des moments d'inertie transversaux minima très supérieurs à ceux des I P.N. Ils sont donc plus stables et ont moins tendance à se gauchir sous l'action des charges verticales.

Le rapport des moments d'inertie minima varie de 1,98 (I de 600 mm) à 6,2 (I de 180 mm).

Jusqu'à 300 mm, la largeur des ailes est égale à la hauteur ; au-delà, elle reste constante et égale à 300 mm.

Les I T.L.A. de 400 mm de hauteur et au-delà constituent de véritables poutres qui peuvent dans certains cas être employées pour franchir des ouvertures de l'ordre d'une douzaine de mètres.

On remarquera que, si les âmes des I et des ⌊ et les dos des ⊥ se prêtent à un bon rivetage, il n'en est pas de même des ailes des ⌊ ni des ailes des I ni de celles des ⊥ dont les faces ne sont pas parallèles. Dans les I P.N., par exemple, la pente des faces intérieures des ailes est de 14%.

Dans les assemblages par soudure, ces particularités peuvent présenter parfois le même inconvénient, car il est essentiel d'obtenir, avant soudure, une exacte superposition des éléments à assembler : on ne peut donc pas souder sur les faces obliques par rapport à un axe de symétrie du profil, à moins d'usiner spécialement la pièce qu'elles reçoivent.

Dans les poutrelles I Grey (Differdange) et les poutrelles analogues, connues sous le nom de poutrelles H, laminées dans les usines de Lorraine, les faces intérieures des ailes sont parallèles aux faces extérieures et les bords ne sont pas arrondis, mais coupés net à angle droit.

Comme on les obtient en laminant simultanément l'âme et les ailes, les pressions exercées pendant le laminage étant perpendiculaires aux plans des surfaces à obtenir, les différentes parties du profil présentent une homogénéité supérieure à celle que l'on obtient dans le laminage à cannelures, procédé par lequel sont réalisés les autres profilés.

Ce mode de laminage permet en outre d'assurer un meilleur dressage des faces à chaud.

Les poutrelles Grey ont une hauteur variant de 0,14 m à 1,00 m ; pour les hauteurs de 0,14 m à 0,30 m, la largeur des ailes est égale à la hauteur de la poutrelle. Au-delà, la largeur des ailes reste égale à 0,30 m.

Il en existe 3 types : normal (DIN), léger (DIL), renforcé (DIR).

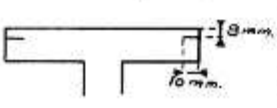
De même pour les poutrelles H : d° (HN), d° (HL) d° (HR) et un type extra-léger (HE)

La longueur maximum de laminage pour les poutrelles de 1,00 m de hauteur est de 26,00 m. ; pour les autres profilés, les difficultés de transport seules imposent, en pratique, une limite à leur longueur.

A hauteur égale, les poutrelles Grey et les poutrelles H présentent des moments d'inertie transversaux et des modules d'inertie très supérieurs à ceux des I P.N. et même supérieurs à ceux des I T.L.A., en raison de l'épaisseur uniforme des ailes. Leur emploi est donc particulièrement recommandable dans tous les cas où la hauteur du profil utilisé doit être minimum (1).

---

(1) On a remarqué que certains profilés présentent des fissures parallèles au plan extérieur des semelles, qui proviendraient d'un défaut opératoire de laminage ; ces défauts peuvent être très graves dans le cas de la soudure, lorsqu'une pièce d'épaisseur plus faible est soudée sur la tranche de la semelle.



Ils se présentent parfois sur des profilés et des tôles en acier Ae 54 ; on les met en évidence par un examen magnétique de la tranche, saupoudrée d'oxyde de fer pulvérulent, devant laquelle on déplace un électro-aimant.

Poutres métalliques. (fde H).

Autres profilés.

Pour constituer les membrures des poutres à âme pleine en soudure, on utilise parfois[1] des profilés dits "à téton", laminés spécialement dans ce but, dont l'un des types est représenté ci-contre ; on lamine en Belgique des profilés comportant des bourrelets, destinés à des membrures comprimées, résistant efficacement au flambement.



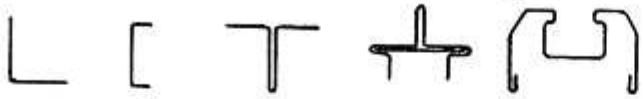
Ces profilés sont assez difficiles à fabriquer : pour obtenir un bon laminage, la hauteur du téton doit rester assez faible ; néanmoins, une tolérance est indispensable tant en ce qui concerne cette hauteur que l'excentricité du téton. Au point de vue métallurgique, leur qualité n'inspire pas une entière confiance.

On lamine également des tôles chanfreinées sur deux bords parallèles destinées à être utilisées avec ces profilés.

Tôles pliées

On emploie, surtout aux États-Unis et en Angleterre, des tôles pliées, au lieu de profilés, dans la construction des charpentes légères, des éléments secondaires des grandes charpentes et des ponts mobiles, afin de gagner du poids[2].

Leur épaisseur est comprise entre 6 et 8 mm, leur hauteur est au plus égale à 250 mm ; elles sont en acier Ac. 37, et permettent de réaliser des profils parfois très complexes dont voici quelques types.



Pour la construction des immeubles, on emploie des éléments encore plus minces, dont l'épaisseur varie de 0,76 à 5,1 mm.

Aciers forgés, Aciers moulés et Fonte

Lorsque la forme attribuée à un élément de construction ne permet pas de le composer d'aciers laminés, il faut recourir pour sa fabrication : soit à l'acier forgé, soit à l'acier moulé, ou, exceptionnellement, à la fonte. La soudure a d'ailleurs très largement étendu les possibilités d'emploi des aciers laminés, au détriment de l'acier moulé.

Les albums des forges et des fonderies donnent tous renseignements désirables sur les formes qu'il est ainsi possible de réaliser : il convient de s'y reporter.

Nota : Rattachement des Aciers Ac. 42 aux Normes de l'AFNOR.

Les Normes récentes de l'AFNOR, applicables aux aciers laminés à chaud en acier non allié d'usage courant les définissent, qu'il s'agisse de tôles, de larges plats ou de profilés par les deux caractéristiques de base : nuance et indice de qualité N.

R étant la charge de rupture en Kg/mm² résultant de l'essai de traction normalisé et A l'allongement correspondant en pour cent, on a par définition

$$N = R + 2{,}5\,A$$

---

(1) En France, depuis 1935, pour des ponts de la S.N.C.F., avec une épaisseur de table de 52 mm.

(2) Un code d'utilisation de ces profilés, très vulnérables au flambement a été publié dans "l'Ossature métallique" (Juin 1948).

Pour les tôles de nuance A H2 T, N = { 108 pour les constructions rivées (qualité 3) / 110 pour les constructions soudées (qualité 3 S).
(éprouvettes prélevées en travers)[1].

avec des réductions allant de 1,5 à 7,5 si l'épaisseur varie de 30 mm à 55 et même au-dessus.

Pour les plats, les larges plats et les profilés de nuance Ac H2 et A H2 S, (qualité 3 bis et 3 bis S) N = 112 (éprouvettes prélevées en long).

avec réduction de 5 points pour des larges plats d'épaisseur supérieure à 50 mm.

Des indices un peu plus faibles sont prévus pour les éprouvettes prélevées en travers.

---

[1] L'axe de l'éprouvette est perpendiculaire à la direction du laminage final.

Chapitre II

Organes de liaison dans les assemblages des charpentes métalliques

Les diverses pièces constituant les charpentes métalliques sont assemblées par l'intermédiaire de rivets, de boulons ou de cordons de soudure en acier.

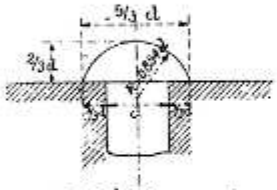
On nomme assemblage l'ensemble du dispositif qui est destiné à réunir entre elles deux ou plusieurs pièces.

Les assemblages doivent être étudiés et réalisés avec un soin tout particulier, car la solidité d'un ouvrage dépend, en grande partie, de la perfection de leur exécution. Ils ne doivent jamais être une cause d'affaiblissement pour les pièces qu'ils réunissent.

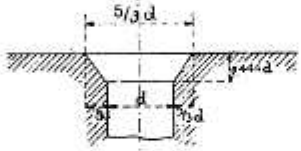
Rivets

Les rivets employés pour la confection des charpentes en fer sont en fer; dans les charpentes en acier, ils sont en acier

Ils sont soit à tête ronde, soit à tête fraisée, c'est-à-dire ne faisant pas saillie sur l'une des faces, ou sur les deux faces des pièces assemblées.



rivet à tête ronde



rivet à tête fraisée

La pose correcte des rivets à tête fraisée est plus difficile que celle des rivets à tête ronde; leur résistance est moindre, surtout si les tôles à assembler sont de faible épaisseur. Aussi, on ne les emploie que si les circonstances l'exigent, et lorsque l'épaisseur des tôles est au moins de 6 mm.

Qualités du métal employé pour les rivets en acier.

Charpentes en acier de la qualité Ponts et Chaussées Ac 42

Le métal employé pour les rivets présente les caractéristiques suivantes à la traction

Limite d'élasticité conventionnelle	$\geqslant$ 20 kg/mm²
Résistance à la rupture	38 à 45 kg/mm²
Allongement	$\geqslant$ 28%

C'est donc un métal beaucoup plus doux que l'acier de construction.

Charpentes en acier à haute résistance.

Il est intéressant lorsque l'on construit des charpentes en acier à haute résistance de pouvoir employer pour les rivets un métal supportant des contraintes élevées.

En effet, lorsque l'on emploie l'acier ordinaire, on éprouve déjà de sérieuses difficultés à réaliser convenablement les assemblages, lorsque les efforts à transmettre sont considérables, et que l'on se contente de rivets en acier de la qualité courante. On est souvent obligé, notamment dans les assemblages des membrures et des barres de triangulation des poutres, d'employer des organes auxiliaires (gousets et fourrures) qui alourdissent la construction sans accroître sa résistance.

Ces organes dispendieux seraient plus importants encore avec une charpente en acier à haute résistance, si l'on employait des rivets de la qualité courante, car les dimensions de ses éléments étant plus faibles, les surfaces utilisables pour disposer les rivets d'assemblage seraient encore moins importantes.

Mais le choix d'un acier à rivets bien adapté n'est pas simple: à titre d'exemple, pour l'acier Ac. 54, on avait commencé par utiliser des rivets en acier Ac. 50, qui n'ont pas donné entièrement satisfaction; le métal trempait parfois fortement à l'air, aussitôt après la pose des rivets, au contact des tôles à assembler; leur résistance à la rupture par traction, qui était de 50 à 57 kg/mm² avant pose pouvait atteindre, soit pour cette raison, soit par écrouissage, soit par dureté structurale, 80 et même 100 kg/mm², en même temps que le métal devenait assez fragile pour que l'on constate des ruptures intempestives.

Après de longues recherches, portant sur une gamme étendue d'aciers à rivets et sur la manière dont se modifiaient les caractéristiques initiales du métal au cours des opérations de confection du rivet, l'OTUA a proposé des aciers dont la limite d'élasticité conventionnelle est supérieure à 28 kg/mm², et la limite de rupture est comprise entre 42 et 50 kg/mm², étant entendu que ces caractéristiques sont prises sur éprouvettes normalisées par chauffage pendant 15 minutes à 1000°, suivi d'un refroidissement à l'air calme.

Cet acier désigné sous le nom: acier Ac. R 42 est un acier au chrome-cuivre.

Pratiquement, les aciers répondant à cette définition présentent, après confection du rivet, une résistance à la rupture variant de 50 à 70 kg/mm².

On a reconnu la nécessité de normaliser les éprouvettes avant de leur faire subir les épreuves de réception, parce que, si le métal était pris à l'état brut de laminage, la dispersion des résultats serait trop grande, en raison du manque de constance de cet état.

Modes de pose des rivets.[1]

La pose des rivets employés dans les charpentes métalliques est toujours faite à chaud soit par percussion (à la main ou au marteau-riveur),

[1] Des essais sont en cours pour la confection en place de rivets au moyen d'une "pince à river" électrique. On introduit à froid dans le trou un corps cylindrique en acier dont les parties terminales présentent la même courbure que les bouterolles. Le chauffage et le forgeage sont obtenus par le passage d'un courant de forte intensité dans les bouterolles. L'opération est entièrement automatique (procédé Sciaky).

soit par pression (riveuses hydrauliques, pneumatiques ou électriques).

Rivure à la main.

Lorsque la pose mécanique des rivets est impossible, par suite de leur situation dans la construction, on est contraint d'accepter que la rivure soit faite à la main. L'équipe de rivetage se compose de 2 hommes :

Le teneur d'abatage saisit le rivet chaud, amené près de lui par l'équipe de chauffage, au moyen d'une tenaille, le passe dans le trou, et maintient sa tête pressée contre la tôle soit avec le tas, sorte d'enclume portative, portant en creux l'empreinte de la tête du rivet, soit avec le levier d'abatage, qui permet d'appliquer avec plus de force la tête du rivet contre les tôles à assembler.

Le frappeur bat les tôles autour du trou pour les rapprocher mutuellement, avec un marteau pesant environ 4 kilogrammes, puis, il écrase en quelques coups la tête du rivet, et termine l'opération avec la bouterolle, sur laquelle il frappe avec un marteau de 9 kilogs ; une empreinte, ménagée en creux, à l'extrémité de la bouterolle, forme la tête du rivet.

Riveuses à percussion ou marteaux-riveurs.

Dans les appareils à percussion, généralement mûs à l'air comprimé, le marteau de la pose à la main est remplacé par un piston animé d'un mouvement alternatif.

Avec ces appareils, qui sont peu encombrants, et peuvent être utilisés dans presque tous les assemblages, l'effort de percussion est plus régulier et plus grand que celui que l'on peut exercer à la main ; de plus, les coups se succèdent avec une grande rapidité, et l'opération, si elle est bien conduite, est achevée beaucoup plus vite qu'à la main.

Riveuses à pression.

Avec ces appareils, le rivet est refoulé d'un seul coup de piston dans son logement, qu'il remplit d'une façon complète, le métal à l'état pâteux pénétrant même dans les interstices subsistant entre les tôles ; la tête du rivet se trouve façonnée sans que le rivet ait subi de refroidissement appréciable depuis le moment où il a été présenté à son emplacement.

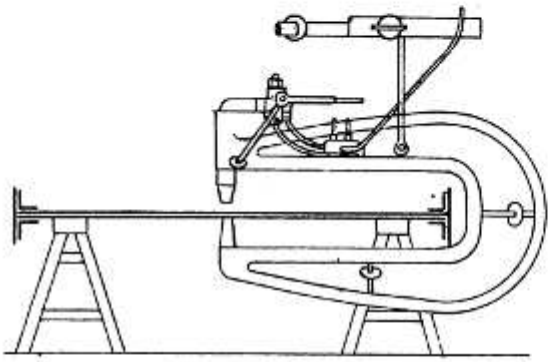
La pression exercée sur le rivet varie suivant la puissance de l'appareil, qui permet de mettre en place, sans difficulté, des rivets de 25 mm et même de 32 mm[1] de diamètre ; cette pression doit être d'au moins 90 kg/mm² de la section du rivet[2]. Elle est obtenue soit avec de l'eau, soit avec de l'huile.

---

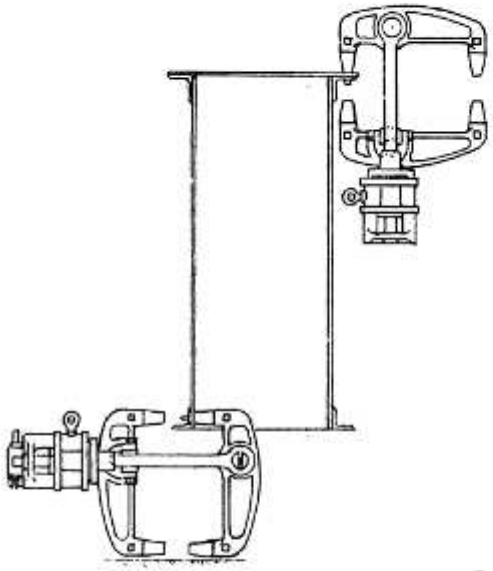
(1) Nous signalerons que, lors de la construction du pont Alfred Lynès, sur l'Hudson, on a obtenu un résultat satisfaisant, avec de longs rivets de 25 à 30 mm. de diamètre, en refroidissant leur extrémité immédiatement avant la pose de façon à la rendre moins déformable. Dans ces conditions, au cours de la pose du rivet, la déformation se produisait d'abord dans le corps du rivet, et assurait le remplissage du trou ; les tiges étaient légèrement tronconiques, et les bords du trou étaient fraisés suivant un chanfrein de 3 mm., assurant une bonne liaison entre le corps et les têtes.

(2) Des expériences récentes ont montré que, même avec des rivets en acier au chrome-cuivre, il n'y a pas intérêt à dépasser beaucoup la pression de 90 kg/mm² prescrite par l'article 91 § C du Cahier des Charges Général - Expériences sur les aciers au chrome-cuivre et sur les assemblages rivés. Martinet (Annales des Ponts et Chaussées - 1933 - III).

Le tuyau doit alors être monté, ainsi que la bouterolle, sur un bâti affectant généralement la forme d'un fer à cheval, qui porte également le piston. Le porte-outils qui supporte des efforts de flexion considérables auxquels il doit résister sans déformations appréciables, est une pièce massive en fonte, ou en acier moulé.



Ses figures ci-contre montrent que, en raison des dimensions et de la position à attribuer au cours du travail à ces riveuses, il n'est pas toujours possible d'employer un seul appareil pour la pose de tous les rivets d'une charpente déterminée.



Les riveuses à pression sont généralement suspendues par des chaînes, ou montées sur un bâti, permettant de leur faire prendre commodément toutes les positions désirables. Ce sont là des sujétions qui font que, malgré tous leurs avantages, elles ne sont employées que dans les ateliers, ou sur les chantiers très importants.

Leur rendement est d'autant meilleur que les rivets sont plus longs, et de plus fort diamètre ; il est le triple de celui d'un marteau riveur.

Comparaison de la qualité des résultats obtenus.

Les rivets posés mécaniquement sont plus résistants que les rivets posés à la main, et d'autant plus que l'épaisseur totale des tôles à assembler est plus forte, et que le diamètre des rivets est plus important

Les résultats donnés par les riveuses à percussion sont un peu inférieurs à ceux donnés par les riveuses agissant par pression.

Dans ce dernier cas, la pose des rivets est en effet plus régulière, et moins sujette aux malfaçons.

Aussi le Réglement prévoit-il (art. 13, Commentaires) que lorsque tous les rivets d'un assemblage seront exécutés au moyen de riveuses mécaniques agissant par pression, les limites de sécurité pourront être plus élevées que s'ils étaient exécutés par un autre procédé.

Ecroussage du métal des rivets dans un assemblage.

Les rivets sont chauffés au four ou à la forge, et leur pose doit être faite à la température du rouge cerise, soit environ 900°.[1]

La tête du rivet doit être terminée à une température de 150° au moins,

[1] En fait, on chauffe souvent jusqu'à 1100° ou 1200°, on commence à river vers 950°, et les rivets sont souvent au rouge sombre à la fin du rivetage.

et la pression doit être maintenue jusqu'à ce que cette tête soit noire. Il en résulte que, au cours de son refroidissement, le corps du rivet, maintenu par les deux têtes, travaille à l'extension ; la contrainte qu'il subit étant supérieure à la limite d'élasticité, le métal du rivet est écroui.

En effet, le coefficient de dilatation de l'acier est sensiblement 0,000011[7] (1). Supposons que tout se passe comme si la chute effective de température, à partir de la fin de la pose du rivet, était seulement de l'ordre de 150 degrés : le raccourcissement proportionnel du rivet, par unité de longueur est :

$$0{,}000117 \times 150 = 0{,}001755 = \frac{\delta l}{l}.$$

Or, d'après la loi de Hooke supposée applicable, la contrainte a pour expression :

$$\frac{\delta F}{S} = \frac{\delta l}{l} \times E$$

soit $0{,}001755 \times 2{,}2 \times 10^4$ kg/mm² = 38,6 kg/mm², alors que la limite élastique ne dépasse pas 35 kg/mm² - pour les aciers destinés à la rivure de l'acier Ac 54.

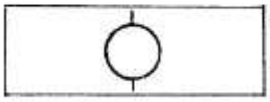
On s'explique ainsi que des rivets puissent parfois se relâcher ou se rompre, soit à la jonction de la tête et du corps, soit plus rarement dans le corps lui-même. Ce phénomène peut se manifester spontanément, sans cause extérieure facile à déceler : il survient aussi bien dans les premiers jours qui suivent la pose qu'après plusieurs années de service ; il n'est pas toujours la conséquence d'un effort excessif imposé au rivet, car on le constate pour des rivets dont les contraintes calculées seraient très faibles.

Si de semblables accidents sont fréquents, cela prouve que le métal n'est pas de bonne qualité, ou que la pose des rivets a été mal faite.

Mode d'action des rivets dans un assemblage.

Supposons donc la rivure bien faite et examinons dans quelles conditions vont intervenir les rivets réunissant entre elles plusieurs tôles superposées.

Différents expérimentateurs (Considère, Dupuy, de Sabarpe et plus récemment Frémont) ont déduit de leurs essais que les rivets agissent principalement en serrant les tôles les unes contre les autres, par l'intermédiaire de leurs têtes ; la résistance au glissement relatif des tôles est due à leur frottement mutuel, lequel est particulièrement important lorsqu'elles sont brutes de laminage.



Le serrage des têtes est bien mis en évidence par l'expérience suivante due à de Sabarpe : une plaque de tôle est percée en son centre d'un trou circulaire, et un trait de scie transversal est amorcé suivant un diamètre du trou sur une longueur supérieure au futur diamètre de la tête du rivet. On pose

(1) On sait que, en réalité, ce coefficient valable entre 0 et 500° croît légèrement, à mesure que la température s'élève, ce qui renforce la conclusion. Voir au sujet de l'ordre de grandeur indiqué AIBTP Septembre 1954 (Étude des résultats d'essais d'assemblages effectués au C.E.B.T.P).

un rivet dans le trou; lorsqu'il est refroidi, on prolonge le trait de scie jusqu'aux deux faces latérales de la plaque, de manière que ses deux moitiés ne soient plus réunies que par l'intermédiaire des têtes du rivet.

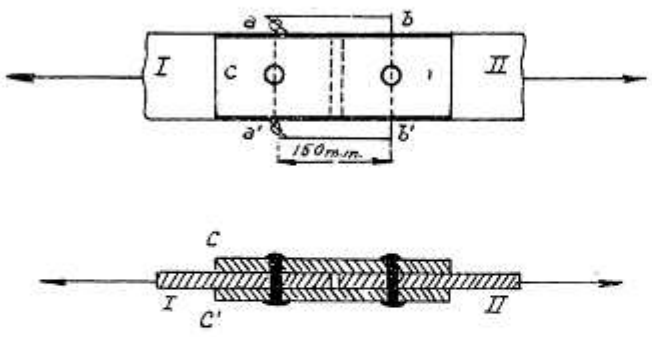
En soumettant la plaque à un effort longitudinal de traction, de Labarpe a constaté que les deux moitiés de la plaque commencent à glisser l'une par rapport à l'autre pour un effort de traction de 15 kg par millimètre carré de section du corps du rivet ; elles se séparent pour un effort de 16 kg à 16,5 kg/mm². Ce chiffre de 15 kg/mm² représente ce que l'on peut appeler "l'adhérence par mm² de section du rivet".

D'après cette expérience, le mode d'action des rivets dans un assemblage de tôles ne serait donc pas comparable à celui de simples broches, passées dans les trous ; celles-ci ne pourraient en effet s'opposer au déplacement relatif des tôles que lorsque le contact serait établi entre leur corps et les bords des trous.

Ses rivets interviendraient, au contraire, avant qu'aucun déplacement relatif se soit produit.

Mais l'expérience de de Labarpe, déjà ancienne, et faite avec des instruments de précision insuffisante, ne permet pas de se rendre compte avec exactitude des conditions dans lesquelles "l'adhérence par mm² de la section du rivet" est atteinte.

Une série d'essais, entreprise par M. Martinet au Laboratoire de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, en 1931-1932 avec des appareils très précis, a permis de suivre de plus près le mode d'action des rivets, dans les circonstances suivantes. (1)



Deux plats identiques I et II sont réunis par deux couvrejoints jumeaux C, C', de même largeur, par l'intermédiaire de deux rivets placés au voisinage de chacune de leurs extrémités.

L'assemblage est conçu de manière que la résistance à la rupture des plats et des couvrejoints soit très supérieure à celle des rivets.

On le soumet à une traction pure, et l'on mesure avec deux extensomètres à miroir de Martens, permettant d'apprécier facilement des allongements d'un micron, l'écartement de deux points a et b placés symétriquement par rapport au joint (2) et celui des deux points symétriques a' et b'.

---

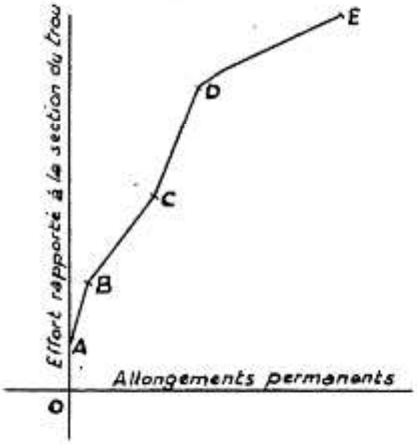
(1) Martinet (Annales des Ponts et Chaussées 1933 - fascicule III).

(2) Le rapport d'amplification de l'appareil utilisé dans les expériences rappelées ici était de 500.

Au début, et tant que l'effort de traction est faible, le frottement dû à l'action des têtes de rivets empêche tout glissement relatif des plats : on ne constate que des déformations proportionnelles aux efforts ; toutefois, elles ne sont pas réversibles, car si l'on fait décroître l'effort de traction, le frottement s'oppose, dans une certaine mesure, à ce que les plats reviennent à leur position initiale. Cette période est représentée par la partie O A de la courbe ci-contre, qui représente schématiquement le résultat de l'expérience.

Puis, l'effort augmentant, le frottement est vaincu sur les bords des plats où la pression exercée par les têtes des rivets est moins forte qu'au milieu : il y a d'abord glissement relatif des plats dans les régions les plus éloignées des rivets. Puis, le glissement s'étend jusqu'au voisinage des rivets. Il y correspond la partie A B de la courbe ; le point B correspond au moment où la tige de l'un des rivets vient en contact avec le bord du trou correspondant.

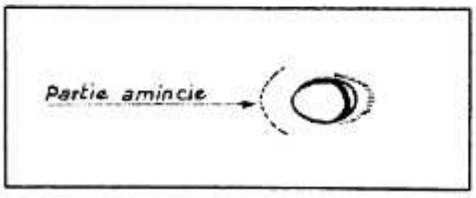
L'effort de traction continuant à croître les plats glissent entièrement par rapport aux couvrejoints, tandis que l'adhérence est complètement annihilée au voisinage du second rivet. Il y correspond la partie B C de la courbe.



Au moment précis où cesse cette période, le contact est établi entre les tiges des deux rivets et les bords des trous suivant un certain nombre de petites surfaces. Si l'effort de traction continue à croître, il se produit, en ces surfaces, qui supportent des pressions élevées, des déformations permanentes des bords des trous (matages) et des tiges des rivets (flexions) : il y a adaptation des tiges des rivets et des bords des trous. Ces glissements correspondants restent modérés.

Cette période est représentée par C D.

L'effort continuant à croître, les rivets continuent à fléchir et sont entaillés par les plats, tandis que les trous s'ovalisent ; les déformations sont très importantes et ne peuvent plus être mesurées au moyen de l'appareil Martens. Finalement le dispositif se rompt par cisaillement de l'un des rivets, soit suivant une seule section, soit suivant deux sections : les cassures sont lisses.





On constate que le corps du rivet a refoulé le métal du côté où il prend appui sur le plat central, et que ce plat est un peu aminci du côté opposé au droit de l'axe du rivet.

Comparaison des rivets en acier extra-doux et des rivets en acier plus dur.

On est parvenu aux résultats suivants, en opérant sur des assemblages semblables, réalisés avec des rivets en acier de la qualité courante et des rivets en acier au chrome-cuivre.

En opérant sur des plats non peints, la rupture d'adhérence s'est produite :
pour les rivets en acier ordinaire Ac. 38, pour un effort correspondant à des contraintes variant de 7 à 12 Kg par millimètre carré de la section du rivet;
pour les rivets en acier au chrome-cuivre Ac 50, pour un effort correspondant seulement à une contrainte de 5,5 kg/mm².

En opérant sur des plats peints au minium avant assemblage, la rupture d'adhérence a été plus rapidement obtenue :
pour les rivets en acier au carbone ordinaire à 5 et 7 kg/mm²;
pour les rivets en acier au chrome-cuivre à 3,5 kg/mm².

Afin de bien mettre en évidence la différence de serrage produite par les rivets correspondant aux deux nuances d'acier, on a fait une autre série d'expériences sur des assemblages analogues, mais dans lesquels les trous des plats centraux avaient été ovalisés de 5 mm, de manière à éliminer l'influence des contacts possibles au début de l'expérience entre la tige du rivet et les bords du trou.

En opérant sur des plats bruts de laminage et en employant un appareil enregistreur amplifiant 5 fois seulement, on a trouvé que la limite d'adhérence était atteinte, en moyenne,
pour les rivets en acier ordinaire à 13,63 kg/mm² de la section du rivet,
pour les rivets en acier au chrome-cuivre à 5,24 kg/mm² de la section du rivet [1].

L'adhérence procurée par les rivets en acier au chrome-cuivre soumis à l'expérience est donc deux fois et demie plus faible que celle des rivets ordinaires; si l'on peint les faces en contact, on trouve que ce rapport est encore plus faible.

Ces résultats sont à rapprocher de ceux déjà obtenus par d'autres expérimentateurs.

Dupuy avait indiqué, en 1895, la règle suivante : " La résistance au glissement des tôles rivées est d'autant plus grande que la limite d'élasticité du métal constituant les rivets est plus grande".

---

[1] Ces résultats indiqués ici diffèrent assez notablement des précédents en raison du mode opératoire, de la moins grande précision de l'appareil de mesure des allongements, et parce que le phénomène d'adhérence est altéré par une légère pénétration des couvre-joints dans les parties ovalisées des trous, sous l'influence de la pression de la riveuse, au moment de la pose des rivets.

Or, il avait opéré sur des rivets en fer et en acier extra-doux au carbone, dont les limites d'élasticité avant rivetage variaient de 18 à 23 kg/mm²; depuis, Frémont [1] a repris une série d'expériences analogues, avec des aciers dont les limites d'élasticité variaient dans des proportions plus considérables.

Pour les aciers au carbone, il a constaté que les résistances au glissement obtenues sont à peu près proportionnelles aux limites d'élasticité mesurées après dérivetage.

Mais il a constaté que pour des aciers au chrome et au nickel, la règle de Dupuy n'est pas vérifiée ; Mesnager a signalé également que des rivets en acier au nickel à haute résistance ne produisaient aucun serrage [2].

Ces résultats sont dûs à ce que ces métaux possèdent un point de transformation assez bas, accompagné d'une dilatation anormale, qui se produit après le rivetage ; pour l'acier Ac. 38, au contraire, la transformation s'opère pendant le rivetage.

Des expériences, faites aux Etats-Unis, par le Commandant Gayhart, de la Marine américaine, l'ont également conduit à cette conclusion que, quelle que soit la résistance des tôles à assembler, on a avantage pour réaliser une bonne adhérence à employer des rivets en acier doux.

On recommande cependant l'utilisation d'un acier contenant les mêmes métalloïdes ou métaux que celui des tôles à assembler, par la crainte, un peu illusoire, étant donné les procédés de protection, de la destruction des charpentes à la suite de phénomènes d'électrolyse. Sa force électromotrice de contact des aciers utilisés comme laminés et pour la rivure est excessivement faible, et ne peut avoir d'influence sensible sur la corrosion.

Conclusions relatives au mode d'action des rivets dans un assemblage.

On peut conclure de ce qui précède, et en tenant compte de ce que, dans un assemblage quelconque, la répartition des efforts dans les zones séparées par les rivets est irrégulière, que, dans les conditions habituelles d'établissement des ponts, la limite d'adhérence est dépassée pour beaucoup de rivets.

Dans ces conditions, la tige du rivet exerce une pression sur le bord du trou ; elle travaille simultanément à la traction par suite du mode de pose, à la flexion et au cisaillement par suite des efforts développés dans la charpente du pont.

Il est très vraisemblable que cet état de choses existe après la première mise en charge, et que la résistance des rivets au cisaillement

---

(1) Bulletin de la Société d'encouragement pour l'industrie nationale (Avril 1909).

(2) Annales des Ponts et Chaussées 1906 - 3ème trimestre, page 114.

intervient à peu près seule en ce qui concerne les surcharges.

C'est donc surtout la résistance au cisaillement qui doit déterminer la qualité du métal à employer pour les rivets.

Néanmoins, il est nécessaire d'employer des rivets qui procurent un serrage suffisant des tôles assemblées. Il est indispensable, en effet, que l'humidité ne puisse pas s'introduire entre ces tôles, pour éviter la destruction de l'assemblage par oxydation.

Des expériences relatées plus haut montrent que cette propriété semble appartenir seulement aux aciers très doux.

On remarquera, en outre, que la peinture des plats avant assemblage diminue nettement la résistance à l'adhérence; ceci tient à deux causes:

en premier lieu, la peinture agit comme lubrifiant;

en second lieu, elle se trouve expulsée en grande partie lorsque la pose du rivet est terminée, parce que la chaleur l'a progressivement ramollie; l'épaisseur totale de l'assemblage diminue donc progressivement, et le serrage procuré par le rivet est moins énergique.

M. Martinet a pu constater que la diminution d'adhérence est suffisante pour que, à partir d'une certaine charge, les allongements continuent à croître très lentement sans que la charge augmente.

Conséquence relative à la peinture des pièces.

Le Cahier des Charges général spécifie à l'article 110: "..... les faces de contact des pièces qui doivent être définitivement assemblées à l'atelier ne recevront aucune couche de peinture .....".

Cette prescription était parfaitement justifiée, lorsque l'on pouvait croire que les rivets interviennent uniquement par "résistance à l'adhérence"; elle n'est plus légitime aujourd'hui.

Il faut toujours peindre les faces en contact des pièces avant de les assembler, pour les protéger contre l'oxydation; les rivets travailleront un peu plus tôt au cisaillement que si les faces étaient brutes de laminage, à cause de la diminution de l'adhérence, mais ils sont calculés dans cette hypothèse. Il ne peut en résulter que des avantages pour la conservation de la charpente métallique.

Modes de travail envisagés pour les rivets.

Lorsque le sens de l'effort auquel sont soumises les tôles à assembler est perpendiculaire à l'axe des rivets, ou lorsqu'elles ont tendance à glisser les unes par rapport aux autres, les rivets travaillent au cisaillement; on les calcule en rapportant l'effort à transmettre à leur section mesurée en supposant que chaque rivet remplit entièrement le trou correspondant (1).

Si les assemblages sont conçus de telle sorte que les rivets soient dans l'obligation de travailler sous l'effet d'un effort dirigé suivant la direction de leur axe, on dit alors qu'ils travaillent à l'arrachement des têtes.

Le corps du rivet, ayant été écroui par extension, pendant le refroidissement, les efforts alternatifs de traction sont plus propres à provoquer son relâchement que les efforts de cisaillement.

(1) Cette condition ne peut pas être strictement satisfaite parce que le diamètre du corps du rivet diminue au cours du refroidissement, et que sous l'action de la traction qu'il subit, se produit également une réduction de sa section transversale.

C'est pourquoi le Règlement (art. 13) impose une contrainte limite si l'extension ou arrachement de la tête, environ 4 fois plus faible que celle qu'il impose au cisaillement.[1]

Lorsqu'un rivet subit dans une section une contrainte τ de cisaillement, en même temps qu'une contrainte ν de traction, la contrainte maximum de traction a pour valeur

$$p = \frac{\nu}{2} + \sqrt{\frac{\nu^2}{4} + \tau^2}$$

et la contrainte maximum de cisaillement

$$\sqrt{\frac{\nu^2}{4} + \tau^2}$$

Répartition des catégories de rivets dans les assemblages.

D'après ce qui précède, on conçoit que les rivets travaillant à l'arrachement des têtes et que les rivets à tête fraisée offrent d'assez médiocres garanties. Ces deux catégories de rivets seront donc exclues, autant que possible, des assemblages importants d'un ouvrage, qui jouent un rôle essentiel au point de vue de la stabilité, et qui ont à transmettre des efforts considérables.

En particulier, les rivets à tête fraisée ne seront employés que très exceptionnellement ; d'ailleurs, le serrage qu'ils procurent, exercé par l'intermédiaire d'une surface conique, ne peut être que très imparfait.

Perçage des tôles

Pour permettre l'introduction facile du rivet chaud dans le trou correspondant, il faut que celui-ci ait un diamètre plus grand de 1/20ème, sans que le jeu dépasse 1 millimètre.

Les trous sont percés à l'aide d'un poinçon mécanique, ou d'une mèche rotative.

Le poinçonnage d'une tôle, qui consiste à faire les trous à l'emporte-pièce, en un seul temps, est une opération brutale, qui écrouit le métal et peut donner lieu à des amorces de fissures sur la périphérie du trou. Aussi, le Cahier des Charges général prescrit-il (art. 97) que les trous poinçonnés doivent avoir, du côté de la débouchure, un diamètre inférieur de 3 mm. ou de 4 mm. au diamètre définitif, selon que l'épaisseur de la tôle est inférieure ou supérieure à 10 mm.

Le trou est ensuite élargi au moyen d'un alésoir, avec un léger fraisage des bords.

Cette opération, qui enlève le métal détérioré par le poinçon, doit être pratiquée d'un seul coup sur toute l'épaisseur du paquet de tôles à assembler.

---

(1) Pour un effort statique, l'expérience montre que la rupture d'un rivet à têtes rondes à l'arrachement des têtes se produit pour une valeur égale à la moitié de la résistance à la rupture de la tige après pose du rivet. L'étude signalée page 32 montre que pour des rivets posés à la presse, dans le système précontraint formé par un rivet et les tôles assemblées, une variation d'effort appliquée au système qui se traduirait, si elle était appliquée exclusivement au rivet, par un accroissement de contrainte de 2 à 20 Kg/mm², ne fait varier en réalité la contrainte totale du rivet qu'entre 27,4 Kg/mm² et 27,8 Kg/mm², alors que la contrainte après pose est de 27,2 Kg/mm².

L'alésage corrige ainsi les défauts de concordance qui peuvent se présenter entre les trous poinçonnés séparément dans les différentes tôles, qui résulteraient soit d'une erreur de traçage, soit du travail irrégulier du poinçon.

Il faut remarquer que cette manière de procéder n'est pas à l'abri de toute critique : l'alésage des tôles empilées a pour résultat certain de rétablir la concordance entre les trous de rivets ; mais on n'est nullement assuré que, pour chacun de ces trous, la zone écrouie soit enlevée. En toute rigueur, l'opération d'alésage devrait être double : la première exécutée sur chaque tôle, concentriquement au trou de rivet, et l'autre, comme il est indiqué précédemment.

Il paraît préférable à certains constructeurs de percer les trous de rivets au moyen d'un foret, ou mèche rotative, qui coupe le métal au lieu de l'arracher ; on évite ainsi toute détérioration du métal sur les bords du trou, auquel on peut donner immédiatement son diamètre définitif.

Ce procédé est plus lent, et généralement, plus coûteux que le poinçonnage ; il n'est pas prescrit par le Cahier des Charges général. Mais il est avantageux lorsque l'on a affaire à un paquet de tôles (ou de plats) : le temps d'usinage est réduit, ainsi que celui du traçage, puisqu'une seule tôle porte le traçage.

Le forage étant effectué sur un banc fixe, exige un réglage très soigné pour obtenir une position précise des trous de rivets.

Dans le poinçonnage, le poinçon se trouve au contraire automatiquement centré sur le trou, car le téton qui le termine doit pénétrer dans la cavité produite par le coup de pointeau qui fixe la position de l'axe du trou de rivet. La concordance est très aisément réalisée, parce que la pièce présentée au poinçonnage étant maintenue en équilibre sur un levier par l'ouvrier poinçonneur, peut être facilement déplacée.

Section brute - Section nette.

On fait, au point de vue des calculs, une distinction entre la section totale d'un profil composé de tôles et de cornières, avant le perçage des trous de rivets, et après le perçage.

La section, avant le perçage, est dénommée section brute ; la section nette se calcule en défalquant de la section brute les surfaces vides correspondant aux trous de rivets rencontrés par la coupe transversale perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce, qui est le plus affaiblie par le perçage.

On considère toujours la section brute lorsqu'il s'agit d'introduire les éléments (surfaces et moments d'inertie) définissant les sections successives d'une pièce dans les formules de déformation ou dans l'expression du potentiel interne.

On estime, en effet, que les affaiblissements locaux produits par les trous de

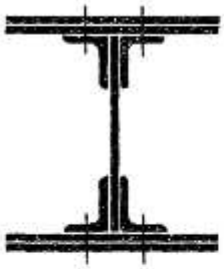
rivets dans les parties tendues sont sans influence sur la déformation générale de la poutre, quand la rivure est bien faite.

Par contre, on considère que, dans le calcul des contraintes locales, les calculs d'aires, de position des centres de gravité et de moments d'inertie doivent être basés sur la section nette (art. 7 du Règlement).

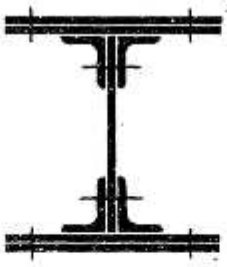
A vrai dire, cette prescription n'est pas toujours suivie pour les pièces comprimées dans les constructions civiles : les constructeurs calculent fréquemment les contraintes de ces pièces en se basant sur la section brute.(1)

En toute rigueur, cette conception serait exacte si les rivets remplissaient complètement leurs trous ; mais il n'en est pas strictement ainsi ; c'est par mesure de prudence que le Règlement prescrit le calcul des pièces comprimées d'après la section nette, prudence d'autant plus justifié que ces pièces sont fréquemment, dans les ponts, exposés au flambement.

Pour réduire autant que possible le déchet de section dû à la présence des trous de rivets, dans un profil déterminé, on les dispose en quinconce, de manière qu'une coupe transversale en rencontre le plus petit nombre. C'est ainsi que l'on évitera de percer les deux ailes d'une cornière dans une même section transversale, ou d'accumuler les trous de rivets dans une même section transversale d'un profil composé.



1er type de rivure



2ème type de rivure

Dans une pièce convenablement étudiée, le rapport de la section nette à la section brute varie généralement de 0,83 à 0,89 ; on peut utiliser, pour établir un avant-projet, la valeur moyenne 0,86, pour éviter de s'astreindre à déterminer exactement la rivure.

Règles pratiques de la rivure.

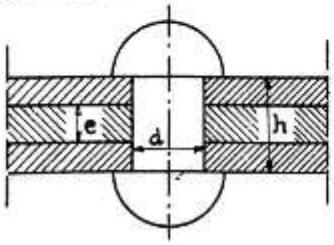
L'industrie sidérurgique fournit pour la confection des charpentes métalliques toute une série de rivets dont les diamètres les plus courants sont 6, 8, 10, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 24 mm ; on en trouve même facilement jusqu'à 33 mm.

On n'emploie guère pour les ponts que des rivets de 16, 18, 20, 22, 24 mm.

Les rivets de plus fort diamètre ne peuvent être posés qu'à l'aide de riveuses assez puissantes ; or, il faut toujours prévoir le remplacement ultérieur d'un rivet relâché ou cassé sur un ouvrage en service, remplacement qui se fait généralement à la main ou avec une riveuse à percussion. Il est donc prudent, en général, de ne pas dépasser le diamètre de 24 mm, dans un projet d'ouvrage courant.

(1) Cette prescription n'est pas non plus toujours suivie à l'étranger pour les pièces tendues ou fléchies ; des essais ont montré qu'il serait plus exact de faire intervenir tantôt la section brute, tantôt une section comprise entre la section nette et la section brute, suivant la valeur du rapport de ces deux sections. (A I B T P Septembre 1954).

La répartition des trous d'assemblage sur une surface plane doit satisfaire aux règles pratiques suivantes, où les dimensions et les distances sont toutes rapportées au diamètre d du rivet terminé, c'est-à-dire au diamètre du trou du rivet.



Soit e_{min} et e_{max} les épaisseurs de la plus faible et de la plus forte tôle du paquet à assembler.

On doit avoir : $3{,}5\, e_{min} \geqslant d \geqslant e_{max}$.

Si l'épaisseur de la tôle était trop faible, elle ne serait pas en rapport avec l'effort de serrage exercé par les têtes, et il y aurait avantage à employer des rivets de petit diamètre en nombre plus élevé; si elle était trop forte, le poinçonnage ne se ferait pas correctement, parce que le poinçon serait trop grêle pour l'effort nécessité par le perçage d'une tôle épaisse.

Soit h la hauteur totale du paquet de tôles à assembler; on doit avoir :

$$h \leqslant 4\, d.$$

Au-delà, le rivet subirait une contrainte de traction importante; le refoulement du métal serait défectueux, le serrage insuffisant, et le corps du rivet pourrait subir des efforts de flexion importants.

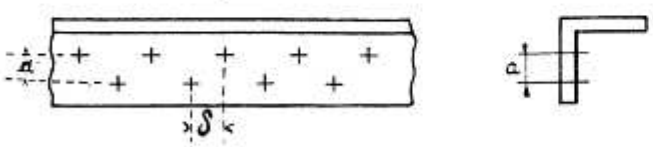
On admet communément comme limite $3\,d$ pour la pose à la main; les hauteurs ainsi définies peuvent être augmentées de 20 à 25 % dans le cas de la pose au moyen de riveuses pneumatiques. Pour le rivet de 24 mm., il est bon de ne pas dépasser 90 mm. pour la valeur de h.

La distance δ des axes de deux rivets voisins doit être telle que :

$$3\,d < \delta < 5\,d$$

Toutefois, cette distance peut être augmentée jusqu'à 7 diamètres si l'assemblage ne fatigue que très peu, ou bien si les rivets ne servent qu'à maintenir les tôles au contact, sans avoir à transmettre d'effort de cisaillement appréciable. La distance $\delta = 3\,d$ est utilisée dans les pièces formant les joints et dans les goussets. On va parfois jusqu'à 10 d pour les constructions à l'abri des intempéries et se trouvant dans une atmosphère non oxydante.

Lorsque les rivets sont disposés en quinconce sur une cornière, si a est la distance des lignes de rivure, on prend :



$$\delta \leqslant \delta_{max.} - \frac{a}{2}.$$

La distance de l'axe d'un rivet de bordure à la bordure d'un paquet de tôles ou d'une tôle δ' doit être telle que :

$$2\,d < \delta' < 2{,}5\,d$$

Exceptionnellement, on admet $\delta' = 1{,}5\,d$, si le bord est brut de laminage, ou a été raboté après cisaillement; il n'est pas recommandable de dépasser $2{,}5\,d$, en raison des dangers qu'entraîne le baillement des tôles, à l'égard de l'oxydation.

Si R est la contrainte admissible à la traction du métal employé pour les tôles, la pression

diamétrale moyenne exercée par le corps du rivet sur les bords du trou ne doit pas dépasser 2,5 à 3 R.

Pour les rivets de 18 à 24 mm, on admet parfois une distance uniforme de 50 mm de l'axe du rivet au bord de la tôle, et de 100 mm entre deux rivets voisins. Mais ces espacements sont un peu forts pour les rivets dont le diamètre est inférieur à 22 mm.

Les règles qui précèdent se rapportent aux rivets en acier de la qualité "Ponts et Chaussées"; elles sont suivies depuis longtemps, et on peut les adopter pour les rivets destinés à la rivure de l'acier à haute résistance jusqu'à plus ample information.(1)

Nota.

Pratiquement, dans les poutres composées de plats et de cornières, le diamètre des rivets est souvent fixé par le choix des cornières, lui-même déterminé par des considérations de résistance et de bonne construction.

A chaque type de cornière correspond, en effet, un diamètre de rivet, défini au tableau suivant :

Largeur d'aile des cornières (en mm.)	60	70	80	90	100	120	150, 170, 200
Diamètre des rivets (en mm)	16	18	20	20 22	22	20	24
	sur une file					sur 2 files en quinconce sur chaque aile.	

La position du rivet sur l'aile de la cornière est elle-même fixée, dans chaque cas, par la distance de son axe à l'angle vif de la cornière, nommée "trusquinage". Les dimensions correspondantes figurent dans les aide-mémoire.

Boulons

Emploi dans les ponts rivés.

Les boulons ne peuvent être employés, dans la construction des ponts rivés, que lorsque la pose des rivets est impraticable pour certaines parties des assemblages. Ce n'est donc que très exceptionnellement que l'on doit avoir recours à eux.

Pour les introduire facilement dans les trous correspondants, il faut ménager un jeu de 1/2 mm au moins entre le diamètre du trou et le

---

(1) Pour tenir compte du fait que les rivets en acier Ac 50 procurent un serrage moins énergique des tôles assemblées, et exercent à coup sûr une pression sur les bords des trous, l'Annexe à la Circulaire du 7 Février 1933 sur les aciers à haute résistance avait précisé que la pression moyenne exercée par la tige du rivet sur le bord du trou ne devait pas dépasser le double de la limite de sécurité à l'extension admise pour le métal. Cette disposition est valable pour les rivets en acier Ac R 42.
Si F est l'effort exercé sur un rivet dont le trou a un diamètre d, par un élément de charpente d'épaisseur e au droit du trou, la pression moyenne est représentée par $\frac{F}{de}$.

diamètre du corps du boulon. On ne pourrait donc compter sur la résistance propre au cisaillement des boulons, dans un pont dont les éléments sont assemblés, en majeure partie au moyen de rivets, que s'il s'agissait de boulons tournés, introduits "à force" dans leurs trous.

S'il s'agit de boulons bruts de taraudage, ils peuvent, dans certains cas, remplacer utilement des rivets qui travailleraient à l'arrachement des têtes. Leur résistance à l'extension doit alors être mesurée sur la section dite "à fond de filet".

Il serait tout à fait désavantageux de les employer pour s'opposer au déplacement relatif de deux tôles ; en effet, l'effort de glissement T correspondant à un effort normal N a pour valeur $T = fN$, f étant le coefficient de frottement des tôles.

D'après des expériences faites récemment en Angleterre, par le Steel Structures Research Committee, f est en moyenne égal à 0,35 pour les tôles brutes de laminage, et à 0,25 pour les tôles peintes au minium, ce qui correspond aux conditions habituelles de la construction. On a donc :

$$T = 0,25\ N$$

Or, si l'on admet que l'effort de traction maximum que l'on peut faire subir à un boulon en acier de qualité courante, en serrant à bloc son écrou ne peut guère dépasser 10 kg/mm² de la section du boulon, car le métal travaille à la fois à la traction et à la torsion, on a :

$$T = 0,25 \times 10 = 2,5\ \text{kg/mm}^2.$$

alors que les rivets de même métal permettent d'atteindre un effort au moins égal au double.

Emploi dans les ouvrages provisoires ou les charpentes légères.

Il résulte de ce qui précède que, dans une charpente métallique entièrement boulonnée, les boulons travaillent effectivement au cisaillement, après une déformation générale de l'ensemble de l'ossature, suffisante pour amener au contact les boulons et les bords des trous, qui se produira d'ailleurs après la première mise en charge.

Il est donc essentiel, pour la bonne conservation de l'ouvrage, que le contact se fasse sur le corps même du boulon, et non pas sur le filetage.

La résistance au cisaillement offerte par les boulons est alors équivalente à celle du métal qui les constitue.

A titre d'exemple, nous citerons les ponts militaires du type "Pigeaud" qui, assemblés au moyen de boulons n'ont pas accusé de déformations permanentes après la première mise en charge.

Emploi dans les ponts suspendus.

Nous verrons que, dans les ponts suspendus, des tiges filetées munies d'écrous sont très fréquemment employées pour fixer la position des culots qui terminent les câbles. Il est alors possible de mettre en place les écrous à leur position définitive, sans exercer aucun effort de torsion sur les tiges correspondantes : les écrous sont manœuvrés à la main, les extrémités des câbles étant provisoirement maintenues au moyen d'appareils appropriés.

Dans ce cas, on peut relever la contrainte jusqu'au taux de sécurité admis pour l'extension du métal constituant la tige filetée. Il faut seulement prendre la précaution de donner à l'écrou une hauteur suffisante pour que la pression sur les filets de vis n'atteigne pas une valeur excessive.

De même que pour les boulons, la contrainte doit être calculée sur la section à fond du filet.

La limite d'endurance des tiges filetées est plus élevée si le diamètre à fond de filet est égal au diamètre de la tige; on obtient ce résultat soit en tournant la tige après exécution du filetage, soit en exécutant le filetage après accroissement du diamètre de la tige par refoulement.

Réalisation du serrage.

Sa partie filetée du boulon permet, à l'aide de l'écrou, de réaliser le serrage.

Pour que l'écrou ne se dévisse pas seul (comme cela se produit, par exemple, dans certains tire-bouchons), il faut que la normale à la surface du filet fasse avec l'axe un angle α inférieur à l'angle de frottement φ des surfaces en contact, angle qui dépend, non seulement de la nature des surfaces, mais aussi du lubrifiant employé.

Cependant l'expérience montre que, quel que soit le serrage initial donné aux écrous, le desserrage est toujours à craindre, et d'autant plus que les pièces assemblées sont soumises à des trépidations plus grandes [1].

Les écrous ne tiennent, en effet, sur leurs boulons, que grâce à une très légère déformation élastique des filets en contact. Si donc des vibrations se produisent, les déformations élastiques de ces filets, qui appartiennent à des corps de masses différentes, sont modifiées inégalement, et le serrage de l'écrou peut s'annuler.

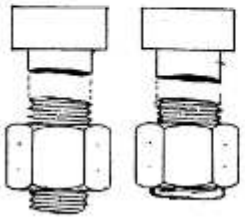
Il devient alors libre sur sa tige; si par surcroît, les trépidations donnent naissance à des couples dans le sens du desserrage, l'écrou pourra se dévisser seul.

Pour éviter ce desserrage, on peut soit donner un coup de pointeau sur

---

[1] La question du serrage des écrous est mal élucidée : la tenue des écrous sous l'influence des vibrations et l'adhérence des pièces assemblées par boulons ont fait l'objet d'expériences dont les résultats sont curieux et inattendus (Annales des Ponts et Chaussées - 1934 - fascicule VI - W. Chaplin).

les filets de vis placés contre l'écrou, du côté de l'extrémité de la tige, soit mater les filets de vis, en les écrasant contre l'écrou.[1]



Si l'on veut se réserver la possibilité de dévisser les écrous, et si la longueur de la tige filetée est assez grande, on évite le desserrage au moyen d'un contre-écrou. Souvent, la hauteur de l'écrou est égale à 0,7 D (arrondie en millimètres) et celle du contre écrou les 2/3 de la précédente.

Soudure

Généralités

Depuis de nombreuses années, on sait souder le fer et l'acier doux au moyen du chalumeau oxyacétylénique : la flamme réductrice du chalumeau porte le métal à la température de fusion, et permet d'assembler aisément par soudure directe des éléments de dimensions importantes.

En chaudronnerie, on emploie également la soudure à la flamme du gaz à l'eau, et c'est ainsi que l'on réalise les conduites forcées en tôle d'acier.

Jusqu'à ces derniers temps, on ne pensait pas pouvoir utiliser le chalumeau pour la soudure des charpentes, en raison des grandes déformations provoquées par l'échauffement des pièces à assembler, la chaleur étant peu localisée. L'étude des conditions de l'exécution permet de les éviter, par des moyens analogues à ceux qui sont employés dans la soudure électrique.

On a même constaté que les contraintes résiduelles sont souvent moins élevées que dans la soudure électrique ; la tenue des assemblages vis-à-vis des efforts alternés est meilleure, car les défauts locaux de forme extérieure sont moins prononcés ; les soudures bout-à-bout — les plus résistantes — sont plus faciles à exécuter, notamment les soudures verticales ; mais lorsque les sections sont épaisses, la dépense du gaz seul est plus élevée que celle du courant électrique nécessaire pour la soudure à l'arc.

L'emploi du chalumeau est très commode pour les charpentes tubulaires en particulier.

Le seul procédé actuellement réglementé pour les ponts métalliques est la soudure à l'arc électrique avec métal d'apport ; mais elle peut être réalisée également sans métal d'apport (Voir Annexe II).

---

[1] On a mis au point, en Suède, pendant la guerre, une résine synthétique, dénommée "Plasticol" ; on l'emploie après avoir dégraissé les parties en contact de la tige et de l'écrou, en l'appliquant à l'aide d'un pinceau ; on obtient ainsi l'étanchéité des joints, et on évite le desserrage. Epaisseur de la couche 0,1 à 0,2 mm. (Génie Civil 1er septembre 1947).

Soudure électrique avec métal d'apport[1]

On peut utiliser la soudure à l'hydrogène atomique ou au crayon de graphite, avec une baguette de métal, qui sert à accroître, par sa fusion, le bourrelet de soudure provenant de la fusion du métal des deux pièces au contact.

Mais on entend surtout par soudure électrique avec métal d'apport le procédé qui consiste à faire jaillir l'arc électrique d'une part entre les parties rapprochées des deux pièces à souder, et d'autre part une baguette de métal, appelée "électrode" dont le métal constitue le "métal d'apport", par opposition au métal des pièces à souder, dit "métal de base". Le métal d'apport est principalement déposé sous forme de globules liquides ; le métal fondu se déplace toujours de l'électrode vers les pièces. La température de l'arc peut atteindre 6000°.

Ce procédé est d'emploi très commode ; il permet de concentrer la chaleur dans une zone restreinte des pièces à assembler, et d'éviter, moyennant certaines précautions, une grande déformation des pièces soudées ; contrairement à ce qui se passe avec la soudure au chalumeau, le bain de métal fondu a des dimensions extrêmement réduites : son volume est inférieur à 1 centimètre cube avec les électrodes courantes.

Nature du courant.

On peut employer soit du courant continu, soit du courant alternatif.

Le courant continu exerce sur le métal fondu une action directrice très marquée ; mais il peut se produire pour des courants de très forte intensité (au moins 300 ampères) des phénomènes de soufflage magnétique, qui provoquent alors une déviation de l'arc et des perturbations locales de la qualité de la soudure.

D'autre part, comme le désamorçage de l'arc, au cours de la soudure, n'est guère à craindre, le soudeur a tendance à "tirer" dessus, ce qui provoque un abaissement de la qualité de la soudure ; pour obtenir une bonne soudure la longueur de l'arc doit, en effet, rester constante et être voisine du diamètre de l'électrode.

Le courant alternatif, dont la fréquence doit être d'au moins 40 périodes par seconde, ne permet pas de maintenir aussi aisément l'arc de soudure : il exige plus de surveillance, ce qui, en définitive, est de nature à réduire les malfaçons, et à écarter les mauvais soudeurs.

L'amorçage en courant continu se produit pour une tension de 40 à 70 volts ; on soude ordinairement sous une tension de 20 à 30 volts, suivant le diamètre de l'électrode et l'épaisseur de l'enrobage ; on ne doit pas dépasser 40 volts. Les tensions indiquées ci-dessus doivent être majorées de 60% pour le courant alternatif.

L'air étant partiellement isolant, dans les limites de voltage habituellement employées, le courant ne passe que si le contact entre l'électrode et les pièces à souder est réalisé ; en écartant légèrement l'électrode, une étincelle jaillit, l'air est ionisé, et l'arc s'établit.

Pour une même puissance, les appareils à courant alternatif sont beaucoup moins lourds, donc bien plus maniables que les appareils à courant continu ; leur dépense d'installation n'est que le tiers environ.

L'intensité du courant varie de 20 à 600 ampères ; dans les conditions les plus courantes, de 60 à 400 ampères. Le courant est ordinairement fourni par une dynamo

[1] L'instruction sur la soudure à l'arc électrique fait l'objet de la Circulaire Série A N° 21 du 30 avril 1946.

ou un alternateur spécial, commandés par un moteur Diesel ou un moteur électrique, réglé à distance par l'ouvrier soudeur.

Il convient d'ailleurs, que la nature du courant soit choisie en tenant compte de l'électrode employée; si quelques unes nécessitent l'emploi du courant continu, beaucoup d'électrodes pour tous courants donnent de meilleurs résultats avec le courant alternatif. Dans le cas du courant continu, l'électrode est généralement reliée au pôle négatif, tandis que la pièce, de masse beaucoup plus grande et qui, pour fondre, a besoin de plus grandes quantités chaleur, est reliée au pôle positif; mais les électrodes à très fort enrobage, dont la fusion est plus difficile, sont reliées au pôle positif.

Électrodes nues.

Au début, on a utilisé des électrodes en fil nu et du courant continu: il serait, en effet, assez difficile, avec ces électrodes, d'amorcer l'arc au moyen de courant alternatif.

Pour protéger le métal fondu contre l'action de l'air, on peut souffler sur lui de l'hydrogène ou d'autres gaz réducteurs, comme dans le procédé Alexander.

Électrodes enrobées (1)

La soudure électrique a été rendue réellement industrielle depuis que l'Ingénieur suédois Kjellberg a réalisé des électrodes "enrobées" formées d'une "âme" métallique, entourée d'une gaîne ou "enrobage"; c'était un enrobage réfractaire.

On utilise surtout des enrobages fusibles qui ne laissent après soudure qu'un dépôt peu adhérent. Ils comportent par exemple un fil d'amiante enroulé autour de l'âme en spires hélicoïdales, enserrant un fil d'aluminium; ces fils servent d'armature à la pâte formant la gaîne, déposée soit par trempages et séchages successifs à l'étuve, soit par moulage sous pression.

La Norme A 81-309 classe les électrodes en fonction des caractéristiques mécaniques du métal déposé (Résistance à la rupture par traction, allongement de rupture en pour cent, résilience), et de la nature de l'enrobage. On distingue:

- les enrobages <u>cellulosiques</u>, volatils ou semi-volatils, fournissant un laitier peu abondant, facile à enlever;
- les enrobages <u>acides ou neutres</u> (ainsi dénommés en raison des caractéristiques chimiques du laitier):
  - a) au ferro-manganèse, fournissant un laitier abondant, facile à enlever
  - b) à l'oxyde de fer, fournissant un laitier plus dense,
  - c) au rutile (oxyde de titane), dont le laitier est fluide ou visqueux,
- les enrobages <u>basiques</u>, dont le laitier est facile à enlever, et qui fournit un métal d'apport ductile et à résilience élevée
- les enrobages <u>cellulosiques acides ou basiques à la poudre de fer</u>; ces enrobages semi-conducteurs facilitent l'amorçage de l'arc, supportent une intensité de courant élevée et procurent une pénétration importante du métal d'apport dans l'assemblage.

Le choix entre ces types d'électrodes, dont les plus fréquemment employées dans la construction des ponts sont à enrobage basique, dépend en général des caractéristiques chimiques et mécaniques du métal de la base, de la forme et des dimensions des assemblages, de la vitesse de soudage à réaliser, et de la position des cordons de soudure par rapport à l'ouvrier qui les exécute (Voir Montage des ponts).

(1) Une catégorie intermédiaire est récemment apparue: les électrodes à enrobage de scories.

L'enrobage contient souvent des matières dégageant de l'hydrogène, qui est plus mauvais conducteur que l'air lorsqu'il est ionisé ; l'énergie produite sous forme de chaleur est plus grande, et l'on peut accroître la vitesse de soudage.

Pour la soudure des aciers destinés aux diverses constructions métalliques, on dispose aujourd'hui d'électrodes bien appropriées aux diverses nuances et au genre de soudure à réaliser. Elles peuvent être fabriquées suivant deux méthodes bien distinctes:

α) l'âme contient un léger excès des constituants que l'on désire obtenir, parce qu'une partie disparaît par volatilisation au cours de la soudure ; sa nature varie donc suivant la nuance des aciers à souder ;

β) l'âme a toujours la même composition ; celle de l'enrobage permet d'obtenir la nature et la qualité du métal fondu que l'on désire ; on peut ainsi "apporter" pratiquement toutes les nuances d'acier.

Le diamètre des électrodes varie de 2 à 10 mm ; dans un cas déterminé, il ne peut être choisi que d'après l'expérience des spécialistes : les fabricants livrent des tableaux donnant à ce sujet toutes indications utiles. Leur longueur est d'environ 450 mm[1]. Elles doivent être conservées à l'état anhydre, soit sous tube fermé étanche, soit dans des étuves électriques.

Avantages des électrodes enrobées.

On peut d'abord observer que, si l'on soude avec une électrode formée d'un fil d'acier nu, la teneur en carbone du métal déposé est réduite ; le silicium, le manganèse tendent à disparaître, en même temps que le soufre et le phosphore sont éliminés : l'acier que l'on voulait déposer tend ainsi à se transformer en fer.

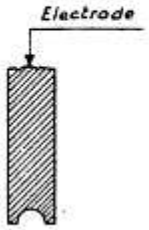
Il en est tout autrement avec des électrodes enrobées, dont l'enrobage joue les rôles qui suivent :

1°) Rôle électrique - Il produit une action d'ionisation, qui réduit notablement la tension d'amorçage de l'arc ; il s'oppose, en outre, à l'amorçage d'arcs secondaires ; enfin, il produit sur le métal fondu une action directrice importante qui facilite l'opération de la soudure : il y a projection de gouttelettes liquides, dans la direction de l'axe de l'électrode. Il est ainsi possible de souder aisément en employant le courant alternatif, qui n'exerce par lui-même qu'une action directrice médiocre : le métal fondu pourrait, sans enrobage, être projeté sur des parties trop éloignées et trop froides des pièces à souder ; ceci est précieux pour les cordons exécutés dans certaines positions, notamment pour les soudures "au plafond".

2°) Rôle métallurgique - L'enrobage donne naissance à une gaîne de gaz incandescents (la flamme) composée surtout d'hydrogène et d'oxyde de carbone qui, de même que le laitier qu'il produit, protège le métal fondu contre l'action de l'air en empêchant la dissolution de l'oxygène et de l'azote ; la température du métal fondu étant comprise entre 2500° et 3000°, les réactions sont très rapides, et ont un caractère de grande intensité : en particulier, l'azote est solidifié en solution ou en cristaux sous forme d'aiguilles d'azotite de fer ($Fe^4 N$) qui rend la soudure fragile. L'enrobage peut également servir de véhicule aux éléments spéciaux introduits dans le métal d'apport pour améliorer ses qualités.

3°) Rôles mécanique et physique - La température de fusion de l'enrobage

(1) Voir Annexe III. Soudure à l'arc par le procédé "Flurial".



est supérieure à celle de l'âme métallique ; il en résulte que la région de l'arc contiguë à l'électrode est protégée par un rebord, et que le métal fondu est protégé par le laitier. A l'état fondu, l'enrobage doit adhérer aux goutelettes de métal ; sa densité et sa viscosité doivent être telles qu'elles facilitent la séparation des scories et du métal fondu. Après solidification, sa structure doit devenir vitreuse, et son coefficient de dilatation doit être différent de celui du métal, pour qu'il casse au cours du refroidissement.

De plus, la différence des températures de fusion du métal et de l'enrobage permet de tenir l'arc aussi court que possible.

En définitive, la soudure obtenue avec les électrodes enrobées est moins poreuse que celle qui provient des électrodes nues en raison de la teneur plus faible de gaz occlus ; elle résiste donc mieux à l'oxydation et aux efforts alternés, elle est plus ductile, plus résistante et présente une résilience plus élevée. Elle est de qualité très constante pour un type d'électrode donné, le laitier ayant pour effet d'atténuer, par sa seule action, des différences accidentelles de composition ; les enrobages minces sont les moins favorables à la bonne qualité de la soudure, la régularité de la fusion de l'électrode étant moins bien assurée.

Si l'on compare les qualités du métal d'apport provenant d'une part d'une bonne électrode enrobée, et d'autre part d'une électrode en fil nu, de la qualité de l'âme de la première, l'amélioration dûe à l'enrobage se traduit, en gros, par des rapports : des limites d'élasticité et de rupture égaux à 1,5, des allongements égal à 3 et des résiliences égal à 10.

La création des électrodes enrobées représente donc un progrès considérable.

Nature du métal de base et du métal d'apport.

Les qualités du métal de base et du métal d'apport, et les épreuves correspondantes sont définies par le Cahier des Charges général (Art. 30bis et 32bis).

Qu'il s'agisse d'acier Ac. 42 ou d'acier à haute résistance, le Cahier des Charges général fait une distinction essentielle entre le métal de base destiné à être soudé, et le métal destiné aux constructions rivées.

Le métal destiné aux constructions soudées est de l'acier Martin ; les conditions imposées sont telles que c'est, implicitement, un acier calmé.

L'acier est naturellement effervescent, qu'il soit élaboré par le procédé Martin ou par le procédé Thomas, en raison de la présence d'oxygène et d'azote absorbés par le bain en fusion ; le départ de l'oxygène au cours du refroidissement des lingots d'acier effervescent se fait sous forme d'oxyde de carbone avec un aspect tumultueux ; ils sont donc fortement poreux ; si le laminage du lingot est bien fait, les pores se referment et les parois se soudent pendant l'opération. Mais le lingot est très hétérogène et contient, suivant les régions, des proportions très variables de carbone, de soufre, de phosphore et d'oxygène. La zone extérieure est très pure, mais la véritable ségrégation qui s'est produite peut donner des écarts entre les résistances à la traction d'éprouvettes prélevées dans des régions

différentes variant de 8 à 10 Kg/mm².

Le calmage consiste à ajouter en proportion convenable, avant la coulée, des éléments avides d'oxygène, tels que le silicium ou l'aluminium, qui fixent l'oxygène en excès ; la solidification est alors calme, sans dégagement gazeux, et les lingots ne sont pas poreux.

La prohibition réglementaire de l'acier Thomas à l'égard des ponts soudés ne signifie pas que l'on ne puisse pas réaliser l'opération du soudage avec cet acier[1] ; mais il présente normalement des insuffisances par rapport à l'acier Martin :

- il est plus fragile à basse température
- son aptitude à la déformation à froid et à la soudabilité est moindre
- sa tendance au vieillissement est plus précoce
- il se déchire plus facilement si une fissure est amorcée.

Ces défauts sont dûs aux plus grandes proportions de soufre, de phosphore, d'azote et d'oxygène qu'il contient lorsqu'il est élaboré dans les conditions ordinaires.

Or, les ponts étant des ouvrages qui intéressent la sécurité publique, et dont les assemblages sont soumis à des efforts importants, fréquemment susceptibles de changer de sens, il est nécessaire que non seulement le soudage soit réalisable, mais que les qualités des assemblages soient suffisantes, et durables.

L'intérêt de l'emploi de l'acier Thomas étant considérable en France, en raison de la nature du minerai de fer dont nous disposons, et de la rareté actuelle de la ferraille, on s'efforce de mettre au point des procédés permettant de régler les teneurs en soufre, en phosphore et en azote, dans les limites commandées par les besoins, en recourant s'il est nécessaire au soufflage à l'air additionné d'un mélange d'oxygène et de vapeur d'eau ou de gaz carbonique.

Mais encore faut-il que le prix de revient de l'acier obtenu ne soit pas prohibitif.

Le Cahier des Charges général impose des caractéristiques chimiques et de pureté, relatives aux teneurs des différents constituants, exprimés en pour cent :

$C \leqslant 0,20$	$P \leqslant 0,04$	$P+S \leqslant 0,07$	Pour l'acier 54, on exige en outre $\begin{cases} Cr \leqslant 0,60 \\ Cu \leqslant 0,60 \end{cases}$
$Si \leqslant 0,30$	$S \leqslant 0,04$	$Mn \leqslant 1,20$	
		$Mo \leqslant 0,20$	

Rien de particulier à l'égard de la pureté ou des caractéristiques chimiques n'est précisé pour le métal d'apport.

Il doit être assez ductile, et doit pouvoir supporter l'opération du forgeage, de manière qu'il soit possible de réparer à chaud des déformations accidentelles.

Cette dernière qualité est également précieuse pour les charpentes : en cas d'incendie, elles ne périront pas par leurs assemblages.

Les éprouvettes de métal fondu doivent présenter les caractéristiques suivantes :

le métal de base étant Ac 42 : résistance à la rupture 42 à 50 kg/mm² :
allongement de rupture 20 %,

on exige pour Ac 54 : résistance à la rupture 54 à 64 kg/mm² :
allongement de rupture 18 %.

Le chiffre de la résilience UF doit être au moins égal à 8.

---

[1] Le pont du Bourget sur la Grande Ceinture, en service depuis avril 1937 est en acier Ac. 54 Thomas ; il y en a d'autres. Le contrôle de sa qualité a été suivi de très près.

Soudure automatique à l'arc.

La soudure automatique à l'arc est applicable à la confection, à l'atelier, des pièces ou éléments de pièces entrant dans la construction des charpentes et des ponts. Les procédés employés sont la soudure à l'électrode métallique, nue ou enrobée (l'enrobage est parfois articulé), la soudure à l'électrode de graphite en atmosphère gazeuse réductrice, ou dans l'air, et la soudure par flux conducteur.

Avec l'électrode de graphite, on fond souvent en même temps un fil métallique, qui forme un bourrelet renforçant le joint soudé.

Alors que dans la soudure avec électrode métallique, une intensité de 90 à 100 ampères est suffisante, il faut ici des intensités comprises entre 100 et 300 ampères et une tension plus élevée de 10 % environ, car l'arc est instable, et capricieux: souvent, on adjoint un dispositif stabilisateur (par exemple un solénoïde avec noyau magnétique).

La consommation de l'électrode de graphite est de l'ordre de 0,20 m à l'heure, tandis que celle de l'électrode métallique peut atteindre 60,00 m ; le soudeur est alors alimenté automatiquement en électrode continue.

L'électrode métallique est employée pour recharger les boudins des roues des locomotives, souder des bâtis de machines, souder bout à bout les tôles des wagons métalliques, les fonds et viroles des réservoirs etc... ; les soudures d'angle en relèvent plus particulièrement.

L'électrode de graphite convient particulièrement bien pour les pièces de faible épaisseur, dans les soudures "bout à bout" et les soudures "à bords relevés" dans lesquelles les bords des tôles à assembler sont amenés au contact dans un plan perpendiculaire au plan moyen des tôles ($R^{Soudure}$). Elle est peu employée pour les charpentes métalliques.

Les vitesses horaires de soudure se chiffrent par mètres dans les deux cas : pour des tôles de 6 mm. et des soudures bout à bout, on réalise aisément 18,00 m avec l'électrode de graphite. Il faut que les cordons de soudure aient plusieurs mètres de longueur pour que la soudure automatique soit économique.

Le procédé de soudure par flux conducteur permet d'utiliser des intensités de courant et des vitesses de soudure qui réduisent beaucoup l'importance de la main d'œuvre dans le prix de revient. Il est connu sous le nom de "procédé Unionmelt" et a été mis au point aux Etats-Unis (1).

L'assemblage est réalisé par la solidification d'un bain de fusion constitué comme dans la soudure à l'arc, par le métal d'un fil-électrode et par celui des pièces à souder, mais dont la fusion est obtenue uniquement par le passage d'un courant de très forte intensité, sans formation d'arc, dans une poudre conductrice. Cette poudre est un mélange de silicates dosé et traité au four électrique ; sa composition est liée à celle du fil de l'électrode.

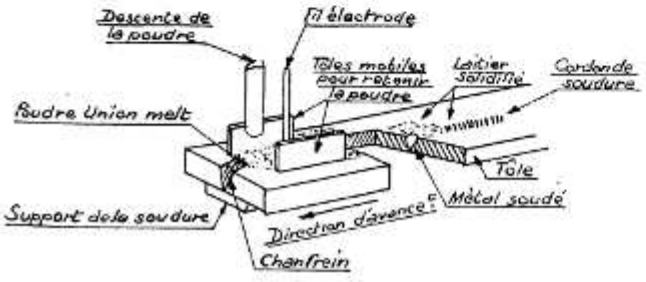


Schéma de principe de la soudure par flux conducteur

Le procédé est le plus souvent mis en œuvre au moyen d'une machine au

(1) Consulter "Soudure et techniques connexes" Janvier-Février 1948.

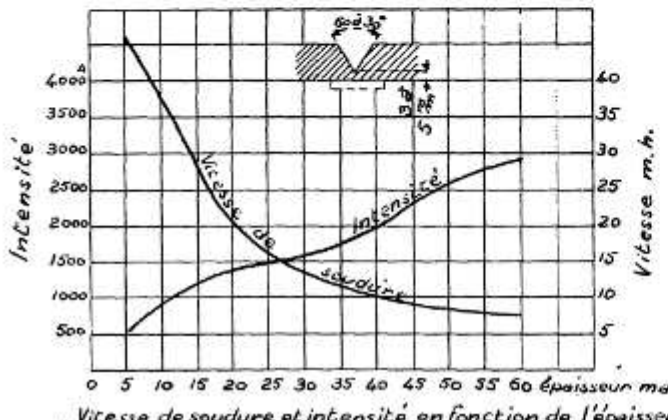
tomatique qui permet le dévidage du fil-électrode à travers la poudre, généralement amenée en avant du fil par un distributeur ; elle devient conductrice aux hautes températures, fond avec dégagement gazeux, et produit un laitier solidifié que l'on enlève aisément après l'exécution de la soudure. L'excès de poudre est généralement éliminé par un aspirateur faisant partie de la machine.

Ce procédé diffère donc beaucoup de la soudure à l'arc ; il s'effectue sans aucune des manifestations habituelles de l'arc de soudure : lumière éblouissante, bruits, fumées, projections, etc. ; à peine voit-on de temps à autre une légère lueur percer le lit de poudre, indiquant qu'un arc parasite, aussitôt éteint, s'est formé, ou une légère fumée provenant du dégazage du métal ou d'une trace d'humidité dans la poudre.

Les propriétés électriques de la poudre fondue ont une importance capitale ; ce sont elles qui règlent l'apport de chaleur dans la zone de soudure ; ses propriétés physiques et chimiques interviennent également ; sous l'action combinée des effets électro-magnétiques et de la convection, un brassage énergique des parties fondues de l'acier et de la poudre, se produit et des échanges d'éléments chimiques ont lieu. Le laitier élimine les impuretés du métal de base, protège le bain d'acier de toute oxydation ou nitruration et ralentit son refroidissement.

Dans la soudure à l'arc, l'apport de chaleur est très localisé, les températures atteintes sont élevées, l'arc ne se maintient que grâce à la présence de vapeurs métalliques ionisées ; au contraire, dans le cas présent, les températures maxima atteintes sont relativement basses et il n'y a pas volatilisation du métal ; par contre, la fusion intéresse un beaucoup plus grand volume d'acier provenant des bords des pièces à souder.

C'est là une des plus intéressantes particularités du procédé qui permet d'obtenir de très fortes pénétrations avec une quantité de métal d'apport relativement faible (la moitié seulement du volume du métal de base fondu alors que la soudure à l'arc exige un poids d'électrode égal à 4 fois celui du métal de base fondu) et des vitesses de soudure élevées, puisque l'on peut utiliser des puissances électriques considérables tout en ayant une fusion calme.



Vitesse de soudure et intensité en fonction de l'épaisseur.
(Soudure en une passe avec support).

En fait ce procédé permet de souder toutes les épaisseurs courantes d'acier à des vitesses dépassant de loin celles obtenues dans la soudure à l'arc ; mais comme la fusion intéresse toute la section du joint, il est nécessaire de supporter le bain liquide par un sabot de cuivre, pressé contre l'envers du joint ou maintenu par soudure, et qui peut, dans certains cas, être refroidi par une circulation d'eau.

Les courbes ci-contre donnent

les vitesses et les intensités courantes utilisées suivant les différentes épaisseurs à assembler, dans l'hypothèse d'une seule passe.

En réalité, pour les épaisseurs supérieures à 5 mm, on soude en plusieurs passes, mais la pénétration obtenue permet de réduire leur nombre ainsi que l'importance des chanfreins indispensables avec la soudure à l'arc, et qui, dans certains cas, peuvent être supprimés.

Les pertes de métal d'apport auxquelles on est accoutumé en soudure à l'arc, occasionnées par la volatilisation, les projections, le rejet des extrémités d'électrodes, sont totalement éliminées.

La vitesse de soudure est telle que la chaleur n'est dissipée qu'en faible quantité dans les zones voisines du joint. Les déformations et les contraintes résiduelles sont ainsi réduites d'une manière notable.

Les tôles de faible et moyenne épaisseur ne présentent aucune déformation apparente après soudure lorsqu'elles ont été convenablement fixées pendant cette opération. Il en est de même avec les tôles de forte épaisseur soudées en X. C'est ainsi que des poutres centrales de wagons longues de 15 et 25 m. en tôle de 11 mm d'épaisseur sont exécutés à leur gabarit définitif et ne présentent après soudure aucune déformation appréciable.

Ce procédé qui paraît surtout intéressant pour les grosses constructions réalisées en série, est très avantageux pour les soudures longues ; il a été cependant adapté aux soudures très courtes, dites "soudures en moules", dont les parois sont constituées soit par celles d'une cavité ménagée dans la pièce elle-même (rivets de soudure), soit par des blocs de cuivre ou de graphite.

Il est utilisé pour effectuer des recharguements dans la réparation des défauts de soudure et celle des pièces en acier moulé.

Il a fait également l'objet d'applications semi-automatiques et même manuelles.

Étude des cordons de soudure [1]

Réalisation des cordons de soudure

L'opération de la soudure consiste à déposer au contact mutuel de deux pièces à assembler un bourrelet de métal plus ou moins régulier, nommé "cordon de soudure", et qui a plus précisément l'aspect d'une chenille.

Sous l'action de l'arc électrique, une partie du métal des pièces à assembler est fondue, et forme, avec le métal fondu provenant de l'électrode, le cordon de soudure. Ce dernier est donc constitué par de l'acier fondu, pour sa plus grande partie.

L'exécution du cordon de soudure peut être faite suivant deux principes: on peut faire un dépôt de métal étroit, avec un mouvement d'avancement de l'électrode qui reste toujours parallèle à lui-même. On peut aussi faire un dépôt de métal assez large, en animant en même temps l'électrode de mouvements transversaux de nature convenable.

Mais que l'on suive l'un ou l'autre de ces deux modes opératoires, on aura à faire un certain nombre de "passes", convenablement réparties pour obtenir, en définitive, le cordon dont la grosseur est fixée à l'avance.

---

[1] Ce qui suit ne s'applique pas nécessairement aux cordons réalisés par le procédé Unionmelt.

La répartition en passes dépend principalement du diamètre de l'électrode employée, de sa nature, et de la position de l'assemblage à réaliser. C'est affaire d'expérience. Toutefois, la quantité de métal déposé au cours de chacune des passes est limitée par les déformations consécutives à l'échauffement et au retrait.

D'une manière générale, lorsque les passes forment plusieurs rangées superposées, on dépose en dernier lieu dans chaque rangée les passes situées dans la région centrale.

Le diamètre des électrodes à employer dépend d'ailleurs de l'intensité du courant (variable avec la nature de l'enrobage) de la nature des soudures, de la vitesse d'avancement, de la forme des chanfreins dans la soudure bout à bout. Les grosses électrodes sont une cause de fatigue pour le soudeur, en raison de leur poids, et de la plus grande quantité de chaleur rayonnée, l'intensité du courant étant plus grande; l'emploi des petites électrodes oblige à attendre le refroidissement après chaque passe, et accroît la durée du travail.

Les renseignements de détail nécessaires pour l'exécution sont fournis par les fabricants d'électrodes sous forme de tableaux qui spécifient en même temps l'intensité du courant à employer. A titre d'indication très générale, on retiendra que l'on peut souder:

à 1 passe les pièces d'épaisseur inférieure à 4 mm (diamètre 2,5 et 3 mm)
à 2 passes les pièces de 4 mm à 9 mm d'épaisseur (diamètre 3 et 4 mm)
à 3 passes les pièces de 9 mm à 11 mm d'épaisseur (diamètre 4 mm).
à 4 passes les pièces de 11 mm à 13 mm d'épaisseur (diamètre 4 mm).
à 5 passes les pièces de 14 mm d'épaisseur (diamètre 4 et 5 mm)
à 6 passes les pièces de 15 mm d'épaisseur (diamètre 4 et 5 mm)
à 8 passes les pièces de 20 mm d'épaisseur (diamètre 4 et 5 mm).

La première passe est toujours faite avec l'électrode de plus faible diamètre: mais il ne faut pas qu'elle soit trop fine, car le métal fondu se refroidirait trop rapidement, et il pourrait en résulter des fissures (1). On adopte 3,5 mm ou même 2,5 mm.

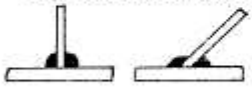
Après avoir eu la tendance inverse, on revient aujourd'hui à la soudure exécutée au moyen d'électrodes de diamètre assez faible, et ne dépassant guère 6 mm.; pour de fortes épaisseurs (22 mm) on ne dépasse pas le diamètre de 8 mm.

Dénomination des cordons de soudure d'après leur fonction.

1) Les soudures "bout à bout" servent à réunir deux tôles qui sont dans le prolongement l'une de l'autre.



2) Les soudures "d'angle" servent à assembler des tôles dont les plans sont perpendiculaires ou obliques, ou la tranche d'une tôle avec la face d'une autre.



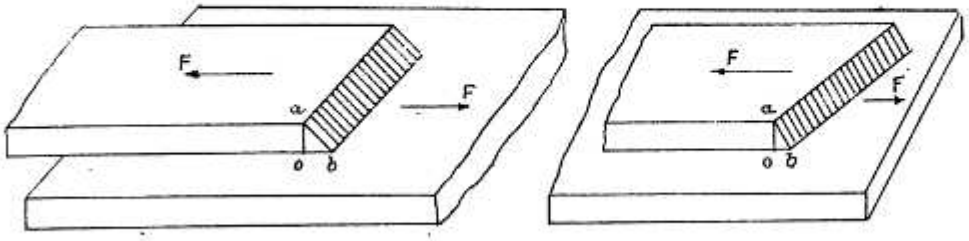


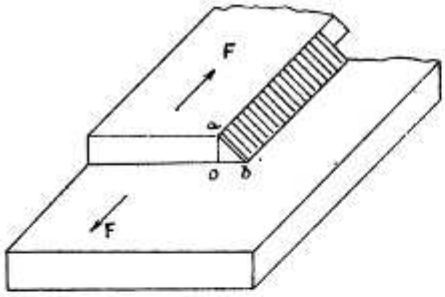
Si le cordon de soudure est perpendiculaire à la direction de l'effort, la soudure est dite "frontale"; s'il est oblique par rapport à cette direction la soudure est dite "oblique".

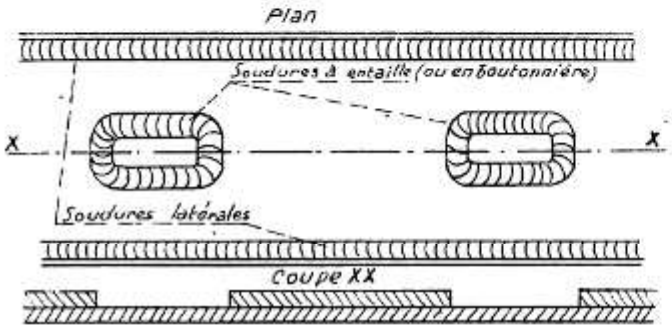
Si le cordon de soudure est parallèle à la direction de l'effort, la soudure est dite "latérale".

On peut avoir, suivant les circonstances:
soit seulement des cordons frontaux ou obliques, soit seulement des cordons la-

(1) L'échauffement étant très localisé, la vitesse de refroidissement est très grande: la température initiale est comprise entre 2500° et 3000°, et la vitesse de refroidissement est comparable à la vitesse de refroidissement de pièces rougies trempées dans l'eau, dans les premières secondes qui suivent le dépôt du cordon. On comprend ainsi que le métal puisse tremper à l'air.







téraux, soit une combinaison de ces variétés.

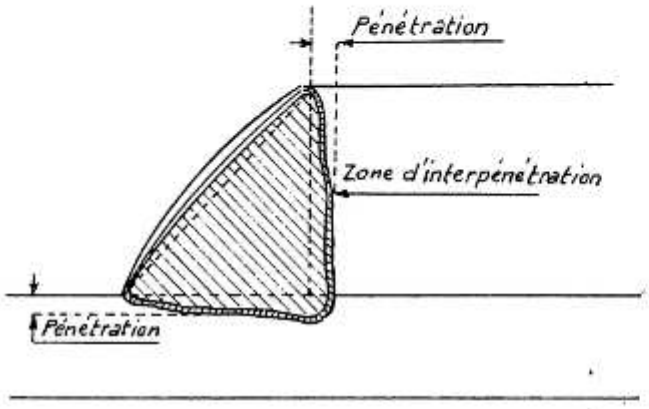
3) Les soudures "à entaille" ou mieux "en boutonnière" servent à réunir, de distance en distance, deux à deux, des tôles posées l'une sur l'autre. Lorsque la boutonnière est circulaire, de petit diamètre, et qu'elle est complètement remplie de métal d'apport, la soudure est dite "en bouchon". C'est ordinairement une mauvaise soudure, envahie par le laitier, en raison de la difficulté du remaniement de l'électrode ; elle est interdite.

Constitution d'un cordon de soudure.

Le cordon de soudure est élaboré au cours de trois opérations, de fonderie, de traitement thermique et de métallurgie, que l'on rencontre dans diverses phases du traitement des métaux ; mais ici, ces opérations se produisent presque simultanément. Dans le traitement des métaux, elles s'effectuent séparément, et on les conduit dans les conditions optima pour chacune d'elles. Les lois physico-chimiques correspondant à la soudure sont très imparfaitement connues encore, ce qui doit inciter à la prudence.

- Les opérations de fonderie correspondent aux phénomènes de fusion, de solidification, de cristallisation, de retrait, de dégagement de gaz, avec cette particularité que les parois du moule participent à la fusion.
- Les opérations de traitement thermique se produisent dans la région contigüe à la région fondue, et chauffée à l'état solide puis refroidie, la température atteinte et la vitesse de refroidissement variant en chaque point suivant sa distance à la zone fondue ; il s'y produit des phénomènes de trempe, de recuit, de revenu, de cristallisation, de précipitation à l'état solide.
- Les opérations métallurgiques sont caractérisées par des réactions chimiques qui se produisent entre le métal fondu et le milieu environnant.

Ses propriétés physiques et mécaniques sont donc assez différentes de celles des pièces en acier laminé qu'il est destiné à assembler.



La section droite, s'il s'agit d'un cordon d'angle, est assez grossièrement triangulaire ; la macrographie et la micrographie permettent de distinguer cinq zones, dont les propriétés mécaniques sont très différentes.

a) le métal de base ayant subi un seul traitement thermique : sa constitution, sa structure, et le régime des contraintes internes préexistantes, s'il y en a, sont modifiés.

b) le métal de base fondu ; la composition initiale a été modifiée pendant le passage à l'état liquide, et le laminage a disparu.

c) zone d'interpénétration. L'épaisseur de cette zone ne dépasse pas 1 millimètre : elle correspond à l'interpénétration des cristaux du métal de base fondu et du métal d'apport fondu.

d) le métal d'apport fondu : ici comme pour le métal de base fondu, la composition chimique du métal de l'électrode est modifiée.

e) la zone formant la surface libre du cordon de soudure, dont les propriétés mécaniques sont médiocres et irrégulières.

Au point de vue thermique et en dehors de la zone fondue, on peut distinguer 3 zones dont l'importance relative est très variable, suivant les caractéristiques du métal de base et les dimensions, la forme et la température initiale des pièces à souder. Ce sont, dans le cas de l'acier Ac 42

a_1) une zone surchauffée où la température a été supérieure à 1000°.

a_2) une zone recuite où la température a été au plus égale à 1000° tout en ayant été supérieure au point de transformation de l'acier à l'échauffement (800 à 900°).

a_3) une zone revenue où la température a été au plus égale à 800° et au moins à 400°.

L'examen micrographique montre que l'on rencontre :

– Dans la zone surchauffée, des états trempés [1], dûs à la grande vitesse de refroidissement, provoquant un accroissement de fragilité (structure à gros grains) ; la structure de trempe apparaît également, et révèle un matériau particulièrement fragile (martensite et sorbite).

– Dans la zone recuite apparaît le grain affiné de recuit de normalisation, représentant le traitement optimum des aciers de construction : il s'y produit une régénération du métal, avec disparition des états trempés et écrouis.

– Dans la zone revenue, on ne constate pas de modification appréciable (il y en aurait une pour les aciers relativement durs qui trempent facilement).

En somme, on voit que les modifications dans la zone surchauffée sont

(1) Rappelons que les conditions de la trempe sont : l'échauffement à une température suffisante pour que le carbone entre en solution solide, et une vitesse de refroidissement supérieure ou au moins égale à la vitesse de trempe. Les aciers ayant pris la trempe sont très sensibles à la décohésion.
On peut éviter la formation de martensite en réchauffant à 80° environ les aciers doux et entre 250° et 350° les aciers à haute résistance.

nettement plus défavorables que celles des deux autres zones.

Or, des essais micrographiques ont montré que, malgré tous les soins apportés au corroyage, au laminage et au traitement thermique, le noyau d'une pièce a une structure cristalline plus grossière que le reste ; de là découle le danger qu'il peut y avoir à employer des pièces de forte épaisseur.

Lorsque la soudure est exécutée en plusieurs passes, chaque passe produit un recuit des passes déjà en place ; il en résulte une structure plus fine du cordon, et de bonnes qualités mécaniques, les électrodes étant supposées de bonne qualité. Cependant, la dernière passe ne subit pas le recuit.(1)

D'autre part aux parties terminales de chaque cordon de soudure, son épaisseur est moins importante qu'ailleurs, et sa qualité est moins régulière : au début de l'exécution du cordon, le métal d'apport fondu est projeté sur des régions des pièces qui sont ordinairement froides : il n'y a ni adhérence, ni pénétration ; les gouttes sont « collées » ; à la fin de l'exécution, le métal du cordon est affaissé, il se refroidit plus rapidement que les autres régions, aucun apport de soudure n'étant fait ultérieurement ; les parties terminales sont nommées " cratères d'extrémité ».

Le module d'élasticité E du métal du cordon de soudure a sensiblement la même valeur que celui de l'acier laminé ; il est moins ductile.

Métaux soudables – L'examen qui vient d'être fait montre que l'on devait se heurter à de sérieuses difficultés pour souder des aciers à haute résistance, car l'aptitude des aciers à prendre la trempe s'accroît avec leur résistance à la rupture, toutes choses égales d'ailleurs.

L'aptitude d'un acier à être assemblé par la soudure porte le nom de "soudabilité" ; ce n'est pas une qualité intrinsèque du métal, car elle dépend non seulement des conditions de son élaboration et de son façonnage en pièces, mais encore des méthodes de soudure, de la nature du métal d'apport, de l'habileté du soudeur, de la température, de la rigidité de l'ouvrage et de l'épaisseur des pièces à assembler (2).

Le Manuel de la Construction métallique élaboré par l'Institut technique du Bâtiment et des Travaux publics définit la soudabilité comme "l'aptitude d'un métal à être assemblé par soudage en vue d'une destination bien définie pour une construction donnée, avec la sécurité désirable".

Il faut avoir présente à l'esprit, pour ce qui va suivre, une différence essentielle entre les constructions rivées et les constructions soudées.

Dans les constructions rivées, il n'y a pas continuité matérielle entre les éléments ; par conséquent, une fissure ne peut se propager que dans l'élément même où elle s'est produite ; les contraintes qu'il subit sont d'ailleurs limitées par celles que peuvent transmettre les rivets.

(1) On peut constater, par un examen macroscopique, que les différentes passes ne sont pas identiques. On comprend que l'on peut réussir des soudures en plusieurs passes de tôles épaisses en acier assez dur, alors que l'on échouerait en voulant souder en une seule passe des tôles minces.

(2) Les Commentaires sur les essais de soudabilité de M. J. Bernard (soudure et techniques connexes, juillet-août 1952) mettent en lumière les différents aspects de la question, les essais tentés de divers côtés, et l'aspect métallurgique du problème.

Au contraire, un ouvrage soudé est un véritable monolithe ; si aucun écoulement plastique ne se produit, une énergie interne trop intense ne peut être libérée que par la production de fissures, et l'on sait que, à l'extrémité d'une fissure, la contrainte est considérable ; elle a donc tendance à se développer, et rien ne s'oppose, en raison de la continuité réalisée par les assemblages, à ce qu'elle s'étende de la pièce où elle a pris naissance à une autre pièce[1].

Pour un acier donné, on considère trois aspects essentiels de la soudabilité

- la soudabilité opératoire, relative aux difficultés que rencontre le soudeur pour obtenir la continuité des pièces à assembler,
- la soudabilité locale, dont l'insuffisance crée un risque de rupture prématurée dû à ce que l'exécution d'une soudure fait intervenir des cycles localisés d'échauffement et de refroidissement qui modifient localement les propriétés du métal après soudage ; la rupture prématurée peut intervenir par défaut de résistance, et plus fréquemment par défaut de ductilité.
- la soudabilité globale, c'est-à-dire la possibilité pour le métal de s'adapter, pendant l'opération de soudage, et ensuite en service, aux contraintes particulières qui se produisent dans les constructions soudées et qui tiennent à leur caractère monolithique.

Si les pièces à assembler sont bridées, c'est-à-dire si elles ne peuvent pas se déformer librement, ce qui est très fréquent, le cycle thermique de soudage et les modifications de structure cristalline qui en résultent peuvent créer un risque de fissuration spontanée (c'est-à-dire sans sollicitations extérieures), à chaud ou à froid, longitudinale ou transversale, dans la zone fondue ou à son voisinage immédiat.

D'autre part, le monolithisme de la construction crée un risque de fragilité d'ensemble, si l'acier est sensible à la propagation des fissures, sous l'effet d'une entaille locale. Ce risque est à prendre en considération particulièrement pour les grands ouvrages et les fortes épaisseurs.

Cette fragilité d'ensemble peut être accrue par les autres conséquences globales de l'exécution et de la présence de joints soudés (rigidité locale des joints et de leurs abords, contraintes résiduelles, etc..) ; ces conséquences semblent se manifester à propos de la naissance des fissures, et de leur propagation.

D'ailleurs, des cassures peuvent s'amorcer sur des fissures spontanées et se développer sous l'action de sollicitations extérieures, statiques ou dynamiques.

Il faut observer que, dans le monolithe que forme une construction soudée, toute variation brusque de section produit les mêmes effets qu'une entaille locale, d'où le nom d'"effet d'entaille" donné aux conséquences d'une telle discontinuité. Par exemple, la coupure de la couverture (ou platelage) d'un tablier de pont produit un effet d'entaille sur les membrures des poutres porteuses associées à ce tablier, au droit de la coupure ; les soudures discontinues produisent un effet analogue.

---

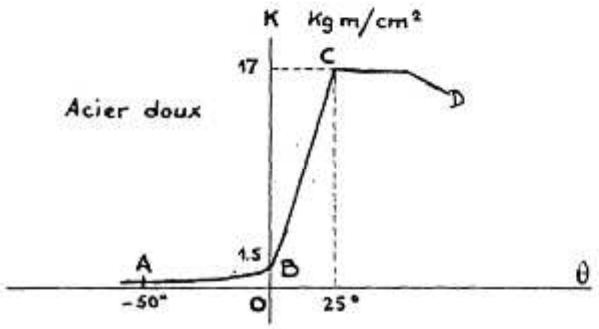
[1] Le danger paraît parfois si important que, dans la construction navale on utilise des "arrêteurs de criques" : ce sont des joints rivés, dans les navires soudés. Il arrive d'ailleurs que des fissures se propagent quand la température est basse, et que la propagation s'arrête quand la température s'élève.

Les aciers soudables sont plus ou moins sensibles à cet effet, surtout quand le système de forces agissant sur une pièce la soumet à des contraintes qui ne sont pas toutes orientées dans le même sens. Il en résulte une véritable rupture par décohésion sans allongement permanent appréciable. Ce mode de rupture se produit par suite d'une séparation intercristalline, contrairement à la rupture ordinaire qui se produit par suite de glissements.

On conçoit donc qu'il est nécessaire d'avoir, pour un acier destiné aux constructions soudées des exigences qui seraient sans objet pour une construction rivée.

L'acier Martin convenablement chauté est actuellement plus résistant à l'effet d'entaille que l'acier Thomas de même nuance ; il y est plus particulièrement résistant s'il a été convenablement calmé ; cette résistance particulière est d'ailleurs en relation directe avec la résilience.

Or, la résilience varie avec la température ; la figure ci-contre, qui représente une courbe moyenne de variation de la résilience $\underline{K}$ en fonction de la température θ met en évidence trois régimes distincts pour un acier doux.



En AB, aux températures basses, on a des cassures fragiles, à grains plus ou moins brillants ; en CD pour des températures plus élevées, on a des cassures à plus grande valeur de résilience, à nerf et à aspect généralement terne (cassures résilientes). La portion de courbe BC, dite "zone de transition" sépare ces deux domaines ; on voit que les résultats des essais peuvent être très différents, suivant la température à laquelle on opère.

Pour les aciers de construction non calmés, la zone de transition se situe au voisinage de la température ambiante : 35° environ ; pour les aciers semi-calmés, elle est comprise entre 0° et 25° : la figure correspond à ce cas. Mais l'acier complètement calmé ne devient fragile qu'à une température relativement basse, très inférieure à 0°.

On conçoit ainsi toute l'importance que prennent les questions de température dans l'appréciation de la résilience, et par conséquent de la résistance aux effets d'entaille ; une détermination sérieuse de la variation de $\underline{K}$ exigerait une série d'essais entre les températures - 30° et + 50°

En ce qui concerne les aciers de construction des ponts, c'est par rapport à la soudure électrique à l'arc qu'il y a lieu de se préoccuper de leur soudabilité, étant entendu que les assemblages ne sont pas traités thermiquement après la soudure.

C'est une question complexe et difficile, qui n'est pas encore entièrement résolue. Il existe actuellement au moins 60 essais de soudabilité distincts, qui sont pratiqués ou à l'étude, dans divers pays d'Europe et aux Etats-Unis. Toutes choses égales d'ailleurs, beaucoup d'entre eux donnent des résultats pratiquement équivalents. Il est donc assez naturel d'essayer de les classer

par types : une proposition de classification a été présentée à l'Institut international de la soudure par M. Granjon, de l'Institut de soudure autogène français, elle comporte 4 types d'essais[1] :

- le premier se rapporte à la soudabilité opératoire
- le second à la soudabilité locale,
- le troisième à la soudabilité globale.
- le quatrième type se rapporte aux essais divers d'identification du métal de base : analyse chimique, contrôle macrographique, essais mécaniques.

Dans les 3 premiers types d'essais on peut exécuter ou l'on a exécuté
- des essais sur assemblages,
- des essais sur éprouvettes reproduisant les conditions de soudage,
- des essais indépendants de l'opération de soudage.

Une telle classification, avec la référence aux 60 essais de soudabilité doit permettre à l'utilisateur de choisir l'essai qui lui paraît le plus indiqué, eu égard à la nature du point de vue qui le préoccupe.

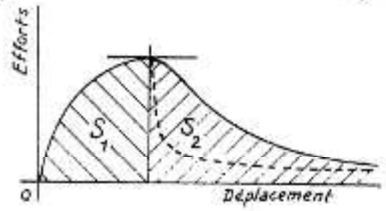
Nous nous bornerons à quelques indications concernant des essais de soudabilité globale qui sont d'usage assez fréquent en France.

On peut, d'après ce qui précède, les diviser en deux catégories, les essais dits de fissilité qui correspondent au risque de fissuration spontanée et les essais dits de sensibilité à l'effet d'entaille.

Les premiers consistent, en principe, à encastrer deux pièces à assembler de manière que leur position relative soit invariable et à les réunir par soudure ; l'observation directe permet de déterminer la sensibilité du métal à la fissuration spontanée ; on peut également opérer par essais mécaniques sur les éprouvettes ainsi réalisées.

Dans les essais de sensibilité à l'effet d'entaille, on rencontre 3 types d'essais de pliage fréquemment utilisés : les essais Dutilleul, Kommerell et Kinzel, et l'on peut y faire rentrer l'essai de pliage sur assemblages soudés prescrit par le Cahier des Charges général (art. 32 bis) (qui prescrit en outre des essais de traction).

L'éprouvette Dutilleul est rectangulaire, a 12 mm d'épaisseur, et comprend toujours une peau de laminage. On y dépose dans sa partie centrale un cordon de soudure transversal avec une légère surintensité, ce qui le rend fragile, on usine la surépaisseur, et l'on procède à un pliage sur ce cordon au moyen d'un poinçon, en mesurant l'effort exercé. L'opération est faite en un seul temps jusqu'à la rupture totale, le maximum de la charge devant être atteint en une minute environ. Si l'on porte en abscisses les déplacements et en ordonnées les efforts, on doit obtenir une courbe ayant la forme représentée en trait plein, la surface S_2 devant être sensiblement égale à la moitié de la surface S_1. Un essai qui conduirait à une



[1] Voir "Soudure et Techniques connexes" Mars - Avril 1953.

forme analogue à celle qui est tracée en pointillé indiquerait un métal non soudable, ou peu apte à la soudure.

Le cordon commence à se fissurer dès le début du pliage, et ces fissures créent des entailles très aiguës. On peut dire que l'allure du diagramme et la mesure du travail de rupture renseignent sur les conditions de la propagation de la rupture dans la zone sous-jacente du cordon, puis dans le métal de base.

Ces essais ne sont pas simples, et leur interprétation n'est pas toujours aisée. Ils rentrent dans la catégorie de ceux que l'on peut exécuter dans des laboratoires, comme essais de recherche, ou comme essais exécutés en vue de l'étude et de l'agréation d'un acier déterminé en vue d'applications bien définies (construction des ponts, constructions navales, etc..).

Les Ingénieurs constructeurs ont surtout besoin d'essais de recette ou d'identification, permettant de se rendre compte si l'acier proposé est bien conforme à la nuance agréée, et imposée par le Cahier des Charges. C'est dans ce sens que sont actuellement orientés les travaux des organismes compétents. Bien qu'ils ne soient pas terminés, il semble souhaitable de se limiter :

- pour l'acier doux : aux essais de traction, de résilience à 0°, de résistance au développement de la fissuration.
- pour l'acier à haute résistance : aux mêmes essais, le dernier étant fait à basse température, et à partir d'entailles, à la vérification du pouvoir trempant, éventuellement à la sensibilité au vieillissement.

Il faut observer que, en outre des essais qui précèdent, d'autres essais sont indispensables non plus comme critères d'acceptation ou de refus d'un acier, mais comme moyens de mise au point des techniques de soudage, permettant d'obtenir des résultats satisfaisants ; ils concernent le choix des électrodes, le préchauffage des pièces à assembler, leur traitement thermique après soudage, les séquences de soudage, etc .. On peut les dénommer "essais de compatibilité" ; leur nature montre qu'ils ne sont valables que pour chaque cas particulier considéré, et ne peuvent faire l'objet de prescriptions générales.

Remarques relatives à la composition chimique et à l'influence des constituants sur la soudabilité de l'acier.

On a indiqué précédemment les teneurs maxima tolérées pour les divers constituants par le Cahier des Charges général ; c'est un point sur lequel les différentes Administrations et les différentes nations ne sont pas entièrement d'accord. Telles que ces teneurs sont fixées, elles risquent de faire écarter des aciers qui sont soudables ; par exemple, on pourrait accepter $C \leqslant 0{,}22\ \%$ (au lieu de 0,20), si l'on réduisait en même temps la teneur de certains éléments d'addition.

D'autre part, en ce qui concerne le manganèse, ce n'est pas sa teneur maximum propre qui est essentielle, mais le rapport de sa teneur à celle du carbone : $\frac{Mn}{C}$, qui doit être supérieur à 2,5 ; son accroissement améliore en

effet la résilience, et le point de transition de l'acier s'abaisse de 15% quand cette valeur passe de 2 à 3.

Il existe des conditions de compatibilité entre les constituants, car il ne saurait être question de produire un acier dont la proportion de chacun des constituants soit à quelques points au-dessous de la composition limite : il ne donnerait pas satisfaction. Les sidérurgistes s'imposent par exemple des conditions telles que celles-ci :

$$Mn + Cr \leqslant 1,50\% \quad \text{(au lieu de 1,80 \%)}$$
$$Mn + Cr + Si \leqslant 1,70\% \quad \text{(au lieu de 2,10 \%)}$$
$$Mn + Cr + Si + Cu \leqslant 1,80\% \quad \text{(au lieu de 2,70 \%)}$$

Les défauts d'un acier qui réduisent sa soudabilité peuvent provenir :

- d'un excès de carbone ou de manganèse, qui le rendent sensible à la trempe[1]
- d'un excès de soufre, sous forme de sulfure de fer qui fond à 985° ou d'un eutectique oxyde de fer - sulfure de fer qui fond à 940° et entraîne une fragilité à chaud,
- d'un excès de phosphore qui forme avec le fer et le carbone un eutectique fondant à 953°, et qui provoque un grossissement du grain ; il en résulte une fragilité à froid, qui s'amplifie avec le vieillissement en réduisant la plastification, une chute de résilience, des criques et des cassures au cours de pliages à froid.
- d'un excès d'azote qui, s'il accroît la résistance à la rupture et la limite d'élasticité, diminue l'allongement de rupture et la résilience, et accroît la fragilité,
- d'un excès d'oxygène, cause de l'effervescence.

Contraintes résiduelles après soudage dans les aciers soudables[2].

Les contraintes résiduelles après soudage peuvent provenir de trois causes distinctes.

Sous l'action de la chaleur, le métal des pièces à assembler subit un échauffement irrégulier : les parties froides qui sont éloignées du cordon s'opposent à l'allongement des parties plus chaudes ; il en résulte, autour de la soudure, des contraintes de compression, pouvant être accompagnées d'un refoulement du métal. Dans le reste des pièces se produisent donc nécessairement des contraintes de traction ; de l'ensemble résultent des flexions locales.

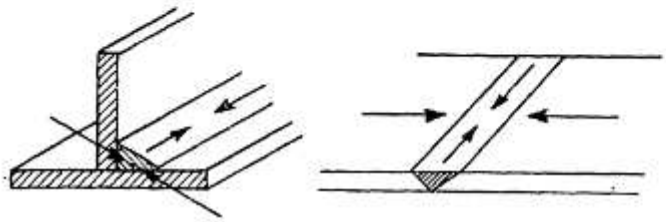
D'autre part, le métal d'apport, appliqué à l'état fondu, diminue de volume en se refroidissant. Le retrait correspondant se produit à la fois dans le sens longitudinal où il est prépondérant, et dans le sens transversal, où il dépend de

---

(1) La vitesse de trempe des aciers au carbone est très variable avec leur teneur en carbone. Par exemple, pour les aciers à faible teneur en manganèse (environ 0,2 %) elle reste considérable jusqu'à 0,2 % de carbone ; elle décroît ensuite brusquement si la teneur en carbone passe de 0,20 à 0,22 %, plus lentement entre 0,22 et 0,40 % et reste sensiblement constante au-delà, et voisine de 200°/sec.

(2) Dans "Soudure et techniques connexes" - Novembre-Décembre 1948, M. R. Weck a émis l'hypothèse que les contraintes résiduelles prennent naissance dans un système de déformations élastiques initiales dues à une distribution de la température pendant l'opération de la soudure incompatible avec les équations de l'élasticité. Si le matériau manque de plasticité et que, en conséquence, ce système ne puisse être modifié, la fissuration doit en résulter.

la section totale du cordon. Il peut soumettre certaines parties des constructions à des conditions de stabilité dangereuses, parce que, en raison de son intervention, elles peuvent être sollicitées dans deux ou même trois directions (1); alors la cohésion du métal est intéressée. On sait que, pour l'acier doux elle atteint plusieurs fois la valeur de la résistance à la traction; mais pour les aciers à haute résistance et les aciers spéciaux, elle est notablement plus faible.



Enfin, l'élaboration du cordon est accompagnée de déformations des pièces assemblées; on s'y oppose parfois en introduisant, au moyen d'engins appropriés, des forces extérieures, d'où résultent de nouvelles contraintes.

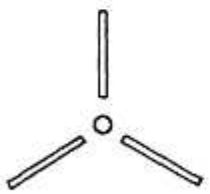
Pratiquement, il y a ordinairement déformation plastique de l'assemblage. Or, à chaque contrainte principale correspond à la fois une déformation dans sa direction et une déformation plus petite et de sens opposé dans la direction perpendiculaire. En définitive, il y a réduction de la déformation et de l'écoulement plastique dans tous les sens, et le matériau apparaît comme plus rigide que s'il était sollicité dans une seule direction, toutes choses égales d'ailleurs. Cet effet est d'autant plus marqué que les contraintes principales sont plus voisines.

On a tenté de mesurer les contraintes résiduelles après soudure, en se basant sur les variations de longueur d'éléments du métal de base tracés parallèlement et perpendiculairement au cordon. Les résultats trouvés ne peuvent être certains que si l'on demeure dans le domaine élastique.

Dans la même hypothèse, on a utilisé la remarque suivante: si l'on perce un trou dans une pièce soumise à des contraintes inconnues, l'état d'équilibre est modifié dans la zone voisine, suivant une loi connue, pour des forces extérieures données, par la théorie de l'élasticité.

En fait, on additionne vectoriellement deux systèmes de contraintes, l'un inconnu, l'autre connu, et si l'on peut déterminer les contraintes résultantes, on peut en déduire les contraintes initiales inconnues.

La mesure des contraintes résultantes est faite au moyen de 3 strain-gages fixés au voisinage du trou à percer suivant des directions passant par l'axe du trou.



Connaissant leurs dimensions, leurs positions par rapport au trou et leurs angles mutuels, on mesure les variations de longueurs résultantes, d'où l'on déduit les variations de longueurs initiales dues aux contraintes inconnues, puis les dilatations principales et les contraintes principales correspondantes.

S'il s'agit d'un cordon de soudure, le trou est percé sur l'axe du cordon, il a ordinairement un diamètre de 6 mm.

Lorsque l'état des contraintes initiales est hétérogène suivant l'épaisseur de la pièce (cas d'une pièce fléchie par exemple), on peut les déterminer par le même procédé (2).

---

(1) Des efforts bi-axiaux se produisent également dans les poutres rivées; par exemple: dans leurs panneaux d'appui, et notamment pour les appuis intermédiaires, dans les poutres à travées solidaires; dans la région de l'assemblage d'une barre de contreventement sur la membrure d'une poutre principale; dans les régions d'assemblage des pièces du tablier entre elles et avec les poutres principales.

(2) Voir "l'Ossature métallique" Mai 1948 - Voir aussi Méthode de Gunnert - Soudure et Techniques connexes (Janvier - Février 1954).

Relaxation des contraintes résiduelles.

Pour faire disparaître les contraintes résiduelles, on peut réaliser un martelage léger au moyen d'un burin pneumatique immédiatement après l'opération de soudage sur les soudures et les parties voisines ; il faut prendre la précaution de ne pas introduire de scories dans la soudure, et de ne pas opérer un "forgeage", qui provoquerait des contraintes internes. L'opération, si elle est mal conduite, est un remède pire que le prétendu mal que l'on voulait combattre, car on diminue ainsi la résilience et l'allongement de rupture du métal des cordons.

Un traitement thermique à 200-300° (dit à basse température) produit déjà une relaxation appréciable.

On peut aussi procéder à un recuit de stabilisation (600 à 650°) ou de normalisation (700 à 900°), en ayant soin de laisser les pièces refroidir lentement dans le four ; à l'air le refroidissement serait trop rapide et pourrait donner naissance à de nouvelles contraintes résiduelles.

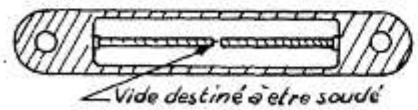
Cette méthode radicale, qui fait disparaître à la fois l'altération thermique et les contraintes résiduelles permettrait de souder des aciers relativement durs en pièces de petites dimensions ; mais elle ne paraît guère applicable aux assemblages des éléments qui constituent les poutres des ponts, ou qui sont exécutés sur le chantier : les fours à recuire n'ont pas ordinairement les dimensions suffisantes.

On peut améliorer la situation des assemblages où l'on rencontre une grande concentration de soudures en chauffant au chalumeau oxy-acétylénique de 600 à 650°[1]. Mais on n'est pas certain que ce traitement thermique soit favorable au bon comportement des ouvrages en service.

La relaxation des contraintes résiduelles est exigée par certains réglements, et pour certaines constructions : chaudières, réservoirs sous pression, tuyaux à haute pression et à haute température ; mais les conditions imposées sont parfois contradictoires d'un pays à l'autre.

Dans les ponts, soumis à des charges mobiles et par conséquent à des efforts répétés et variables, la relaxation des contraintes peut se produire peu à peu.

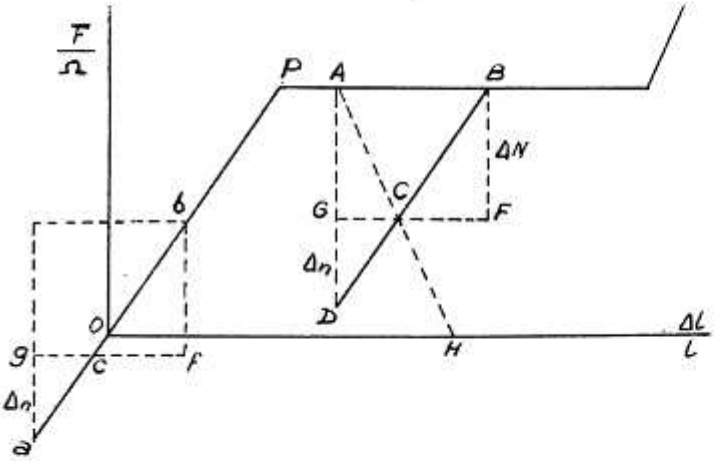
On s'en rend compte en raisonnant sur le diagramme de l'essai de traction d'un acier ; en voici la représentation expérimentale, faite à l'occasion du renforcement du viaduc d'Austerlitz.



L'éprouvette comporte deux plats latéraux de section totale S, et une languette centrale de section s, dont la partie médiane initialement vide est destinée à être remplie par une soudure bout à bout. L'ensemble est usiné pour être monté sur une machine de traction. On soude le joint de la languette centrale ; sous l'action du retrait, elle s'allonge et se trouve tendue, tandis que les plats latéraux sont comprimés sous l'action des for-

[1] Cependant, on recuit en Allemagne des chaudières dans des fours de 52,00 m de longueur ; aux Etablissements Sulzer on réchauffe à 350° les joints des conduites forcées au moyen de brûleurs à mazout.

ces intérieures du système, qui sont des contraintes résiduelles après soudure. On reporte sur le diagramme schématisé les points figuratifs des états d'équilibre de la languette, soit A (en supposant que la limite d'élasticité conventionnelle y est atteinte) et des plats latéraux, soit a. La figure ci-contre se rapporte à l'acier doux présentant un palier d'allongement.



On soumet l'éprouvette à une épreuve de traction : la contrainte de traction de la languette s'accroît ; le point figuratif vient en B ; la contrainte de compression des plats diminue et peut même devenir une contrainte de traction ; le point figuratif vient en b.

On supprime alors la traction ; la languette conserve la déformation permanente qui lui a été imposée pendant l'essai ; son point figuratif vient en C, sur une parallèle à OP ; le point figuratif des plats latéraux vient en c. On arrive ainsi à un nouvel état d'équilibre, dans lequel les contraintes internes sont plus faibles que dans l'état initial après soudure. On conçoit que si l'on répète l'opération, on obtiendra successivement des points figuratifs $C^{(n)}$ et $c^{(n)}$ définissant de nouveaux états d'équilibre ; on peut voir que ceux-ci tendent vers des positions limites correspondant à des contraintes nulles si les points figuratifs B restent sur le palier de déformation.

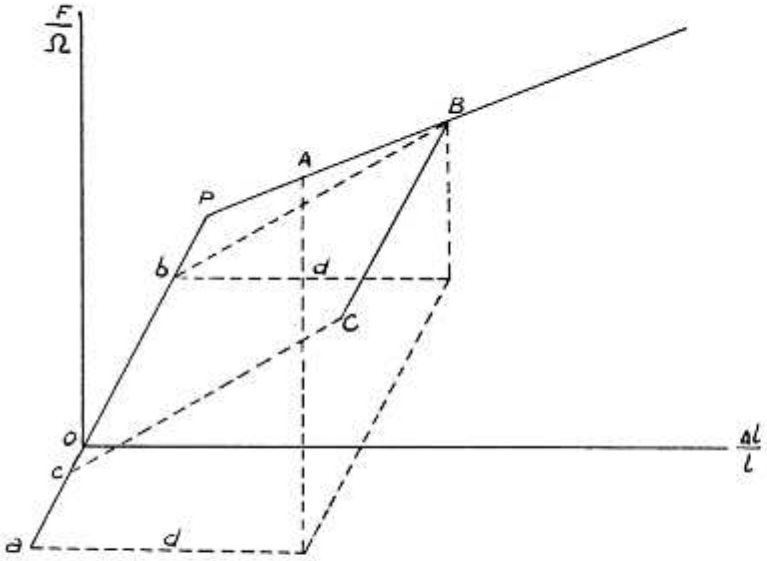
En effet, il est bien évident que les distances horizontales de a, b et de A, B sont égales, ainsi que les distances horizontales de b, c et de B, C. Les figures BFCGD et bfcgaa sont donc égales.

Si l'on désigne par ΔN et Δn les réductions des contraintes après suppression de l'effort de traction, dans la languette centrale et dans les plats latéraux, on a : $BF = \Delta N$, $ag = \Delta n$; de plus, $S\Delta N = S\Delta n$, puisque les états initial et final sont des états d'équilibre.

Le lieu des points tel que C est donc la droite AH issue du point initial A ; le point $C^{(n)}$ tend donc vers le point H, qui correspond à une contrainte nulle dans la languette centrale ; corrélativement, le point $c^{(n)}$ tend vers le point O, la contrainte résiduelle des plats latéraux devant s'annuler en même temps.

Le phénomène est parfaitement réalisable dans les assemblages, puisque la période plastique de l'acier Ac. 42 correspond à un allongement de l'ordre de 2%, tandis que l'allongement de retrait est ordinairement de l'ordre de 1%.

Si l'on envisage un acier plus dur, dans lequel le palier d'allongement plastique n'existe plus, les choses se passent différemment. Soit, sur le diagramme schématisé, d la distance horizontale des points figuratifs A et a ; au cours d'un essai quelconque, les points figuratifs des états d'équilibre restent toujours à la même distance horizontale. Après l'essai, les deux points figuratifs B et b se déplacent de la même quantité sur des parallèles à OP, et viennent en C et c, nécessairement situés de part et d'autre de l'axe des abscisses. La figure BCbc est



donc un parallélogramme ; la pente du diagramme au-delà de OP n'étant pas nulle, il en résulte que C se trouvera toujours au-dessus de l'axe des abscisses, et la contrainte résiduelle ne pourra pas s'annuler, quelle que soit la position de B. La situation se trouvera améliorée sans que l'on parvienne à faire disparaître complètement les contraintes résiduelles. L'amélioration sera d'autant moins notable que la pente de la partie en question sera plus forte.

Tout au moins pour les ponts, les contraintes résiduelles que l'on peut constater après l'exécution d'assemblages soudés ne sont donc pas une source de danger pour leur solidité, si le métal de base possède une capacité d'allongement permanent suffisante[1] ; cette capacité doit être peu réduite dans la zone de transition voisine de la soudure. L'allongement de rupture du métal d'apport étant plus faible que celui du métal de base, sa limite élastique doit être un peu plus élevée.

Il n'y a donc pas lieu de tenir compte des contraintes résiduelles pour les superposer aux contraintes résultant de l'action de forces extérieures sur les assemblages ; c'est donc à juste titre que l'Instruction n'en fait pas état.

On retiendra que les soudures bout à bout produisent des contraintes résiduelles plus grandes que les soudures d'angle, pour un même volume de métal déposé ; si l'on craignait des contraintes résiduelles importantes, et si le retrait ne pouvait pas se faire librement au cas où l'on réaliserait des soudures bout à bout, il serait préférable d'employer des soudures d'angle[2].

---

[1] Cette vue est confirmée par les résultats des travaux de la Commission N°10 de l'Assemblée annuelle de l'Institut international de la soudure, qui s'est tenue à Delft du 16 au 20 Mai 1949, qui a conclu : " Les tensions résiduelles ne sont pas dangereuses aussi "longtemps que le métal reste ductile".

[2] Il n'est pas sans intérêt de remarquer que les profilés bruts de laminage sont le siège de contraintes internes, dues aux inégalités du refroidissement des diverses parties. On peut les mettre en évidence en pratiquant par oxy-coupage une saignée longitudinale dans l'âme d'une poutrelle : les deux moitiés s'écartent l'une de l'autre. Cependant, l'expérience montre qu'elles sont susceptibles de supporter des charges aussi lourdes que celles qui, préalablement soumises à un recuit, sont libérées de ces contraintes.

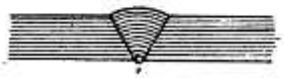
Elles peuvent cependant être assez importantes : un essai fait aux Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics sur un IPN de 200 mm en acier ordinaire a montré que les contraintes dans les semelles sont de l'ordre de 6 à 8 Kg/mm². Pour les mesurer dans la section AB, on avait disposé à son voisinage 12 strain-gages collés à 4 cm de cette section. On a scié la poutrelle suivant AB et après refroidissement, on a procédé aux mesures ; on a trouvé que l'âme était presque entièrement comprimée par les contraintes internes, tandis que les semelles étaient tendues. La distribution des contrain-

(Suite à la page suivante).

Mode de travail des cordons de soudure

Soudure bout à bout.

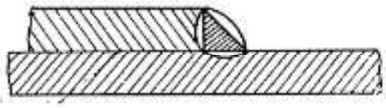
On ne connaît à peu près exactement de quelle manière travaille un cordon de soudure que lorsqu'il s'agit d'un cordon droit de soudure bout à bout ; qu'il s'agisse de la transmission d'un effort de compression ou d'un effort de traction, le cordon ne travaille guère qu'à l'effort normal ; la déviation des lignes isostatiques ne se produit que si le cordon n'est pas usiné sur les deux faces.



Soudure d'angle.

On connaît assez mal, à l'heure actuelle, le mode de répartition des tensions à l'intérieur des cordons de soudure d'angle et des pièces qu'ils réunissent, dans les différents types d'assemblages qu'il est possible de réaliser.

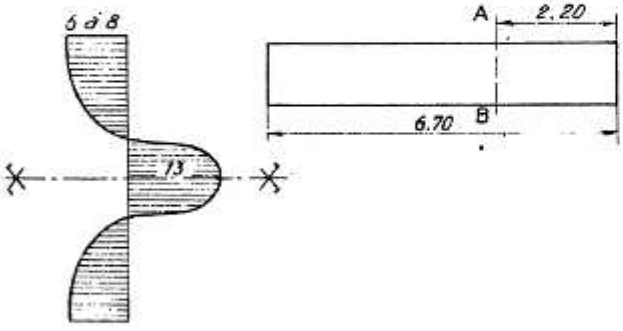
Cette question a fait l'objet de nombreuses recherches, à partir de la théorie de l'élasticité, en assimilant un cordon de soudure d'angle droit à un prisme triangulaire droit ; on retranche pour cela de sa section les zones de pénétration ou d'accrochage du cordon dans les pièces assemblées et la partie bombée de sa surface libre (1).



On est alors obligé de faire des hypothèses simplificatrices assez nombreuses, qui conduisent néanmoins à des formules passablement compliquées, pour déterminer les contraintes correspondantes. L'accord complet entre les diverses solutions proposées et les résultats d'expérience n'est d'ailleurs pas réalisé : le milieu est très loin d'être isotrope.

Si le cordon de soudure est oblique, il est soumis à la fois à des efforts normaux et à des efforts de cisaillement.

(Suite du renvoi (2) de la page précédente).



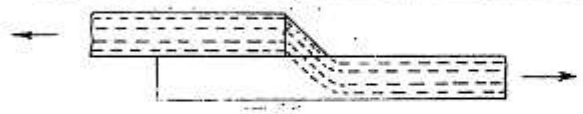
tes est représentée ci-contre.

On sait d'ailleurs qu'un profilé brut de laminage conservé à l'air humide se couvre de lignes de Piobert, qui montrent que la limite élastique est dépassée par les contraintes internes dues au laminage et au refroidissement. Il se plastifie néanmoins très bien lorsqu'il est en acier doux.

On croit parfois mettre en évidence les contraintes internes par la rupture brusque, sans striction ni déformation appréciable, qui se produit à la suite d'un choc subi par un profilé. En réalité, la corrélation n'a pas été encore complètement établie, même dans ce cas, entre la rupture fragile et l'existence des contraintes résiduelles.

(1) Citons notamment l'étude de M. Goëlzer (Bulletin de la Société des Ingénieurs-soudeurs - Janvier-Février 1931).

a) Soudure frontale isolée.



Considérons l'assemblage ci-contre de deux tôles, soumis à un effort de traction.

A une certaine distance de ses cratères terminaux, le cordon de soudure frontal peut être considéré comme soumis, dans chacune de ses sections droites, à des efforts contenus dans le plan de cette section.

On aura donc une idée approchée de son mode de travail en appliquant à chacune de ces sections les résultats de la théorie de l'élasticité plane.

Dans chacune des pièces assemblées, et à une certaine distance du cordon de soudure, les lignes isostatiques sont parallèles à la direction de l'effort de traction transmis, et équidistantes. Au voisinage de la soudure, elles se déforment pour passer à l'intérieur du cordon, et les contraintes se trouvent accrues par suite de la diminution de la section qu'elles traversent.

L'une des faces du cordon est sollicitée par des efforts normaux, l'autre par des efforts tangentiels.

En réalité, la déformation du cordon n'est pas la même sur toute sa longueur : elle est plus grande au milieu qu'aux extrémités, et il subit des efforts de flexion et de cisaillement assez irrégulièrement répartis.

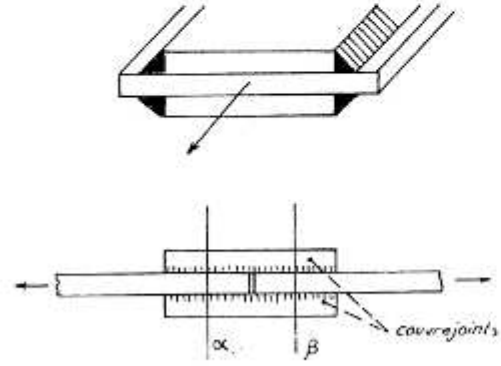
En raison de la pénétration du cordon dans les tôles assemblées, la section utile est un peu moins réduite qu'on le suppose, et les contraintes maxima sont moins importantes que ne l'indiqueraient les résultats de la théorie de l'élasticité.

Pour cette raison, il est évidemment désirable d'avoir de bonnes zones d'accrochage.

b) Soudure latérale isolée.

Les cordons latéraux se trouvent soumis uniquement à des efforts tangentiels, sur chacune de leurs faces reliées aux pièces que tend à séparer un effort longitudinal parallèle au cordon.

Pour nous rendre compte de la manière dont travaille ce cordon, nous allons envisager un assemblage particulier, dit à "double couvrejoint". Il serait peu indiqué de le réaliser en soudure, comme nous le verrons plus tard; mais cet assemblage présente l'avantage d'être symétrique, et de ne pas imposer, par conséquent, aux cordons de soudure, des efforts parasites. C'est seulement en raison de ce fait que nous l'envisagerons ici.



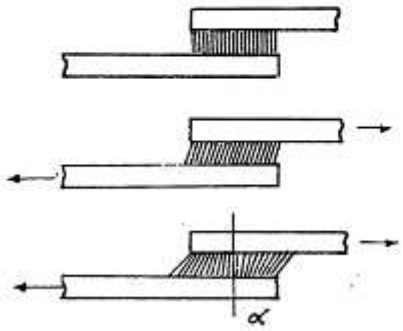
Il y a transmission continue des efforts tangentiels tout le long du cordon, mais leur répartition n'est pas uniforme.

La tension de chaque couvrejoint, nulle aux extrémités, est maximum dans la région centrale; l'inverse se produit pour les tôles. Les allongements sont donc variables le long de chacune de ces pièces, et quelle que soit d'ailleurs la loi de transmission des efforts, il y a nécessairement deux sections symétriques (α, β) dans lesquelles les allongements comptés à partir de la section médiane, sont égaux.

Le déplacement relatif des couvrejoints et des tôles est nul dans ces deux sections, et la contrainte de la soudure y est également nulle; elle est maximum aux extrémités des couvrejoints et aux extrémités des tôles.

M. Koehne a comparé cet assemblage à celui formé par des brosses à dents dont les manches élastiques sont respectivement une tôle et un couvre-

joint, et dont les poils sont les cordons de soudure latéraux ; si les manches étaient parfaitement rigides, lorsque l'on tire dessus, tous les poils s'inclineraient de la même quantité, et la contrainte de la soudure serait la même sur toute sa longueur. Mais si les manches sont élastiques, l'existence du plan, tel que α, où droite duquel les poils sont déviés dans un sens, tandis qu'ils sont déviés en sens inverse à sa gauche, montre clairement pourquoi le travail du cordon est plus important aux extrémités que dans la région médiane.



On voit également, par cette comparaison, que la déformation de l'assemblage provient à la fois de l'élasticité de la soudure et de celle des tôles assemblées.

Des expériences ont montré que le rapport de la contrainte maximum de cisaillement du cordon latéral à la contrainte moyenne est de 2,4 à 2,72, suivant les cas.

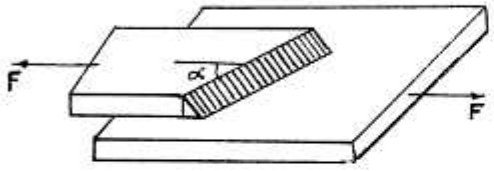
On constate, néanmoins, dans un tel assemblage, que la rupture sous charge statique se produit sous des efforts sensiblement proportionnels à la longueur des cordons.

L'étude théorique du problème est ici beaucoup plus difficile que dans le cas du cordon de soudure frontal, car on ne peut plus utiliser les résultats de la théorie de l'élasticité plane.

Pour des raisons de simplification, on se borne à calculer la contrainte moyenne.

c) Cas des soudures obliques.

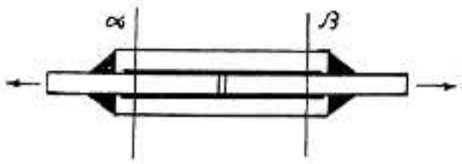
Elles sont intermédiaires entre les soudures frontales et les soudures latérales, et travaillent à la fois à l'effort normal et au cisaillement.



Si α est l'angle du cordon avec l'axe longitudinal de la tôle le portant, ce cordon est soumis à un effort normal égal à $F \sin \alpha$ et à un effort de cisaillement égal à $F \cos \alpha$, qu'il s'agisse d'ailleurs d'un cordon bout à bout ou d'un cordon d'angle.

d) Cas où des soudures frontales se trouvent associées à des soudures latérales.

Si l'on considère encore l'assemblage à double couvrejoint, mais comportant à la fois des cordons frontaux et des cordons latéraux, on constate expérimentalement que les tensions diminuent très rapidement dans les tôles et corrélativement, croissent très rapidement au voisinage de l'extrémité des couvrejoints.



En conséquence, les plans α et β se trouvent reportés vers les extrémités des couvrejoints : la contrainte des cordons latéraux est plus faible aux extrémités que dans le cas précédent ; tout se passe comme si les cordons frontaux "protégeaient" les cordons latéraux.

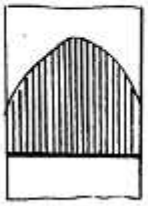
Effectivement, dans des expériences comparables à celles du cas précédent, on a constaté que le rapport de la contrainte maximum de cisaillement des soudures latérales à la contrainte moyenne ne dépassait pas 2,2.

Il est recommandable, dans ce type d'assemblage, de ne pas faire de cordons frontaux trop épais, pour éviter des efforts locaux importants.

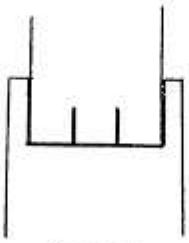
L'expérience montre que, pendant la période élastique, les efforts supportés par les deux espèces de cordons sont répartis à peu près uniformément. Il en résulte que ce mode d'assemblage est recommandable lorsque l'on veut éviter l'inégale répartition des contraintes dans des soudures frontales trop longues (le maximum se produisant au milieu) ou des pointes (se produisant aux extrémités) dans des soudures latérales isolées.

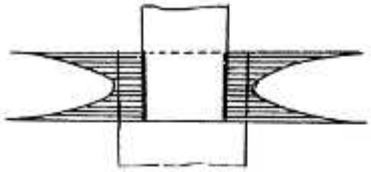
Représentation des contraintes



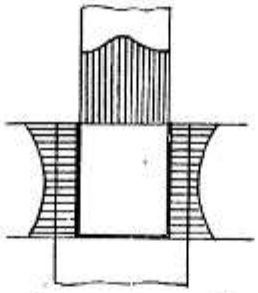


Cordon frontal isolé





Cordons latéraux isolés



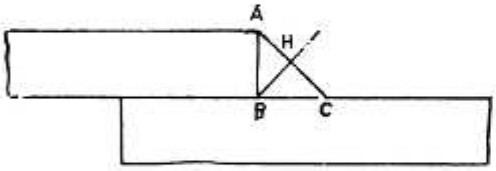
Cordons associés

Le résultat trouve son application dans la soudure de pièces très larges : on obtient une meilleure répartition des contraintes en associant en outre des soudures à entaille, parallèles aux soudures latérales.

Dans tous ces systèmes assez complexes, il importe d'ailleurs de remarquer que la plasticité intervient pour limiter les contraintes, dans le domaine des applications.

Si l'on soumet un pareil assemblage à un essai de rupture, les soudures latérales cassent ordinairement les premières.

Mode de rupture des cordons de soudure



On constate que dans une soudure bien faite, la rupture d'un cordon frontal ou d'un cordon latéral se produit suivant une section très voisine de la hauteur BH du triangle représentant schématiquement le cordon.

Dans un cordon frontal, elle se produit brusquement, après une faible déformation, et par arrachement ; dans un cordon latéral, au contraire, elle se produit par cisaillement longitudinal, après une déformation élastique et plastique assez notable.

La loi de la résistance à la rupture par unité de longueur du cordon est différente dans les deux types : dans un cordon frontal, elle est proportionnelle à BH ; dans un cordon latéral, elle croît nettement moins vite que BH : dans ce cas d'ailleurs, le plan de rupture s'incurve

au voisinage immédiat des extrémités du cordon.

Pour une des dimensions AB donnée du cordon, on recommande généralement de prendre l'autre BC = AB, c'est-à-dire d'utiliser un cordon de soudure isoscèle, parce que BH décroît relativement rapidement si BC est plus petit que AB et croît au contraire relativement très lentement si BC est plus grand que AB.

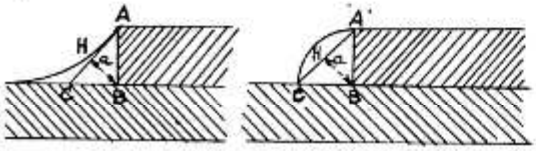
Calcul des contraintes des soudures.

L'article 5 de l'Instruction précise dans quelles conditions le calcul des contraintes doit être fait, pour les soudures d'angle, les soudures bout à bout, et les soudures à entaille.

Nous insisterons sur quelques points particuliers qui n'ont pas d'équivalents dans les constructions rivées.

Tout d'abord, on assimile la section résistante d'un cordon de soudure d'angle à une section fictive caractérisée par deux longueurs :

1° la hauteur BH = a du triangle rectangle isoscèle inscrit dans la section droite du cordon de soudure ; c'est "l'épaisseur théorique" du cordon.



2° la "longueur théorique" l du cordon, égale à sa longueur réelle L, diminuée de 2a, pour éliminer de la section résistante totale les cratères d'extrémités : $l = L - 2a$ (1)

Tous les calculs sont basés sur la considération de la section fictive la pour chacun des cordons.

Dans le cas des soudures bout à bout, a est la plus faible des épaisseurs des pièces assemblées.

Dans le cas des soudures en bantonnière, l est la longueur du contour de l'entaille, a est défini comme pour une soudure d'angle ; en aucun cas la surface la ne doit être supérieure à celle de la bantonnière.

S'il s'agit, par exemple, de soudures contenues dans un même plan, on considère l'ensemble des sections fictives la, rabattues sur ce plan autour des arêtes de la pièce assemblée sur ce plan, comme la section droite d'une poutre prismatique, à laquelle on applique les règles ordinaires de la Résistance des matériaux pour le calcul des contraintes de compression, de traction et de cisaillement. Soient ν (traction ou compression) et τ (cisaillement) leurs valeurs respectives.

Soit R la limite de sécurité admise pour le métal de base, à la traction et à la compression, et

$\begin{cases} \alpha R \text{ la contrainte admissible pour la soudure à la compression (comptée positivement)} \\ \beta R \text{ la contrainte admissible pour la soudure à la traction (comptée négativement)} \\ \gamma R \text{ la contrainte admissible pour la soudure au cisaillement.} \end{cases}$

α, β, γ étant des coefficients numériques inférieurs ou au plus égaux à l'unité.

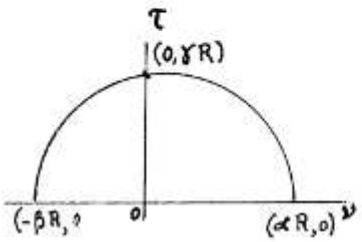
On vérifiera, pour tout point de la section fictive, que l'inégalité suivante

(1) Cette règle suppose évidemment qu'aucune précaution spéciale n'a été prise pour éviter les cratères d'extrémité ; il est parfois possible de le faire ; on est alors en droit de compter sur la longueur L.

est satisfaite :

$$\tau^2 - \frac{\gamma^2}{\alpha\beta}(\alpha R - \nu)(\beta R + \nu) \leq 0$$

c'est-à-dire que l'extrémité du vecteur contrainte en un point donné de la section fictive, se trouve à l'intérieur de la courbe caractéristique définie par MM. Chalos et Béteille; c'est une ellipse qui a pour sommets les points $(\alpha R, 0)$, $(-\beta R, 0)$ et qui passe par le point $(0, \gamma R)$[1].



L'application de cette méthode de calcul est d'ailleurs subordonnée aux quatre restrictions suivantes, d'ordre constructif.

a) l'épaisseur théorique du cordon de soudure est d'au moins 4 mm.

b) elle ne doit pas être supérieure à l'épaisseur de la plus faible des pièces qu'il assemble.

c) on ne prend en compte, dans les calculs, que les soudures d'angle dont la longueur est au moins égale à 40 millimètres.

d) la longueur résistante d'un cordon de soudure d'angle ne doit pas dépasser 40 fois son épaisseur théorique lorsqu'il assure la résistance d'assemblages de pièces jouant dans la construction des rôles différents (barres de triangulation sur membrures). La différence des contraintes entre les parties terminales et la région centrale d'un cordon de soudure latéral est d'autant plus grande que le cordon est plus long. S'il était trop long, la valeur de la contrainte réelle serait supérieure à la valeur moyenne calculée, majorée du coefficient de sécurité.

Contraintes admissibles pour les soudures.

Les valeurs des coefficients α, β, γ sont données par le tableau suivant :

Types de soudures	Nature des efforts	Valeur du coefficient pour une soudure exécutée.	
		à l'atelier ou sur un chantier assimilé	sur le chantier.
Soudures bout à bout	Compression Traction Cisaillement	$\alpha = 1{,}00$ $\beta = 1{,}00$ $\gamma = 0{,}65$	$\alpha = 1{,}00$ $\beta = 0{,}80$ $\gamma = 0{,}55$
Soudures d'angle et soudures à entaille	Pour toutes natures d'efforts.	$\alpha = \beta = \gamma = 0{,}65$	$\alpha = \beta = \gamma = 0{,}55$

On remarquera que les contraintes admissibles sont différentes suivant que les soudures sont faites d'une part à l'atelier ou sur un chantier assimilé, c'est-à-dire comportant des installations équivalentes et permettant des conditions d'exécution équivalentes, et d'autre part sur le chantier.

On retrouve ici l'idée qui a conduit, dans le cas des charpentes rivées, à autoriser des contraintes plus élevées lorsque la rivure est faite par des machines agissant par pression, c'est-à-dire en général, à l'atelier.

C'est que si, à l'atelier, les soudures peuvent être faites au moyen de machines automatiques, opérant plus régulièrement que l'ouvrier, même dans ce dernier cas, le soudeur est habituellement plus à son aise pour travailler que sur un échafaudage ; en particulier, il sera toujours possible, au moyen d'engins appropriés, de présenter les pièces à assembler de manière qu'il puisse exécuter la soudure dans les meilleures conditions, et sans que son habileté manuelle ait à souffrir des intempéries.

[1] Ce dernier point ne serait un sommet que dans le cas où α serait égal à β.

Toutefois, quand il s'agit d'un chantier important, et bien organisé, il n'y a pas lieu de faire une différence entre la soudure à l'atelier et la soudure au chantier.

Les contraintes imposées sont indépendantes de l'épaisseur théorique des cordons, pour des raisons de simplicité; les soudures minces supportant des efforts de cisaillement sont cependant relativement plus efficaces que les soudures épaisses, parce que celles-ci doivent être exécutées avec plus de passes, entre lesquelles la répartition des contraintes est évidemment moins bonne; en outre, la zone d'accrochage conserve sensiblement la même épaisseur, quelle que soit celle du cordon de soudure. On a constaté expérimentalement que la résistance unitaire des cordons d'angle diminue suivant une loi à peu près linéaire à mesure que l'épaisseur théorique croît.

Règles de vérification relatives aux ponts.

Au même article 6, l'Instruction prescrit pour les ponts en acier Ac 54 des règles de vérification plus sévères que celles applicables aux constructions rivées, ou aux ponts soudés en acier Ac 42, lorsque les assemblages doivent résister à des efforts alternés comme il s'en produit dans certains éléments de fermes principales, notamment lorsqu'elles sont triangulées. Avec les notations réglementaires, ν et T sont calculés, par exemple, suivant l'expression

$$c' + d'_1 + 0{,}5\,(d'_1 + d'_2) + \theta'$$

On peut l'interpréter de la manière suivante:

$c' + d'_1$ est la contrainte maximum ayant le signe de c'

$c' - d'_2$ est la contrainte minimum dans le cas où l'effet des surcharges peut être de signe contraire à celui de la charge permanente.

L'amplitude de la variation de la contrainte est donc:

$$c' + d'_1 - (c' - d'_2) = d'_1 + d'_2.$$

La différence essentielle avec les règles ordinaires est donc que l'on ajoute, à la contrainte maximum due à la charge permanente et aux surcharges, la moitié de l'amplitude de la variation de la contrainte.

En réalité, l'art. 6 ne parle que de la surcharge "roulante" sous l'action de laquelle "les efforts peuvent varier assez rapidement". Il faut entendre également par là la surcharge uniforme (système A) de la chaussée; _____ mais pas la surcharge des trottoirs, qui ne se prête pas à une variation rapide des efforts.

Cette disposition spéciale ne s'applique pas aux ponts construits en Ac 42; l'expérience a en effet montré que la limite d'endurance des assemblages bout à bout soudés suivant les règles de l'art, et usinés à l'épaisseur de la tôle la plus faible, ont une limite d'endurance pratiquement égale à celle des tôles, si celles-ci sont en acier doux.

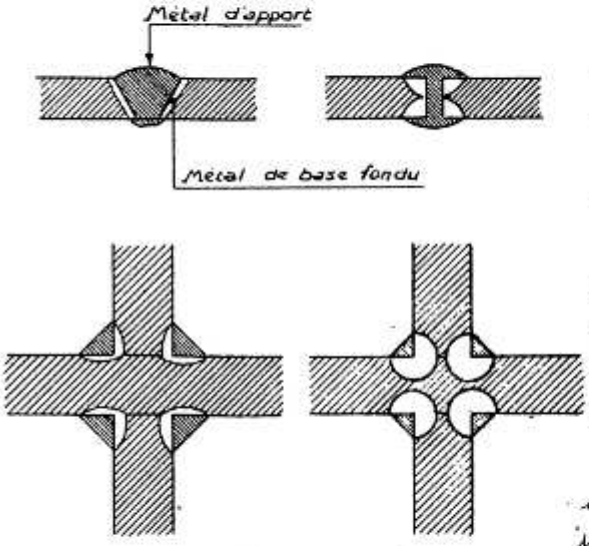
Les difficultés que l'on a rencontrées dans la réalisation des ponts soudés en Ac 54, et le peu d'expérience que l'on a dans l'emploi des aciers à haute résistance ne permettent pas encore de se montrer aussi tolérant à leur égard.

Soudures à forte pénétration

Les considérations qui précèdent ne sont pas applicables aux soudures réalisées au moyen d'électrodes dites "à forte pénétration"; elles ont une puissance thermique notablement plus élevée que les électrodes ordinaires; leur enrobage, à base de rutile et de matières volatiles, en constitue la partie caractéristique.

Dans les soudures correspondantes, le métal de base est fondu en plus grande abondance, et la quantité de métal d'apport utilisé est beaucoup moindre qu'avec

les électrodes ordinaires. Les figures ci-contre mettent la chose en évidence pour un cordon bout à bout et pour un cordon d'angle; celles de gauche correspondent à l'emploi de l'électrode ordinaire, celles de droite à l'emploi de l'électrode à forte pénétration.



Les avantages que l'on prête à ce type de soudure sont les suivants :

— dans la soudure bout à bout, on peut éviter, jusqu'à une épaisseur de 14 mm. pour les soudures en position horizontale et jusqu'à 6 mm en position verticale, de chanfreiner les bords des tôles à assembler, opération qui est coûteuse.

— dans la soudure d'angle où les tôles peuvent atteindre 12 mm d'épaisseur sans exiger de préparation spéciale, au lieu que le métal d'apport soit accumulé en grande quantité à l'extérieur, on obtient la jonction des tôles par la fusion du métal de base lui-même; le volume total de l'assemblage est plus faible; sa résistance globale à la fatigue est donc meilleure.

— la vitesse d'exécution est plus grande qu'avec les électrodes ordinaires; le nombre de passes est réduit; les contraintes et les déformations résiduelles sont moins importantes.

— au total, l'économie de temps dans l'exécution des assemblages serait des 2/3; l'économie en argent est de l'ordre de 50 %.

— la difficulté est d'éviter les porosités, surtout dans la soudure des pièces épaisses.

On ne peut que s'en remettre actuellement à des essais pour apprécier la résistance de ce type de soudure.

Résistance des soudures à la fatigue

Les règles spéciales énumérées ci-dessus ont été inspirées par les résultats d'essais faits à l'étranger, et notamment en Allemagne, sur la résistance des assemblages à la fatigue.

Certains ont été tels que le Règlement allemand du 10 Mai 1931 fut modifié dès le 20 Mai 1933, en spécifiant dans le préambule : "Dans l'état actuel de la soudure des constructions en acier, on ne peut pas encore recommander de souder les poutres triangulées soumises à des efforts dynamiques (Ponts)." Cette opinion n'a d'ailleurs pas varié depuis lors.

Il y a là sans doute quelque exagération, car dans d'autres pays, on a continué à construire des ponts à fermes triangulées, sans qu'il paraisse encore en résulter d'inconvénients.

La question se pose d'ailleurs de savoir s'il y a un rapport certain entre les conditions de résistance d'un assemblage soumis au laboratoire à des efforts alternés, et sa situation dans un ouvrage en service.

Il est logique d'admettre que certains assemblages d'éléments de pont portant une voie ferrée (longerons et pièces de pont) sont soumis à des efforts très variables, et pouvant changer périodiquement de sens : le sens de circulation des trains, la nature et la répartition des surcharges sont assez bien définis pour que les conditions théoriques envisagées dans les calculs de résistance puissent être considérées comme de réalisation probable.

Mais il n'en est rien en ce qui concerne les ponts-routes, où la diversité des surcharges, la possibilité qu'elles ont de circuler dans un sens ou dans l'autre et de se déplacer transversalement font que, notamment pour les éléments des poutres-maîtresses dans lesquels les efforts sont susceptibles de changer de sens, les conditions théoriques du calcul n'ont plus beaucoup de rapport avec la réalité des faits.

Il n'est guère raisonnable, dans ces conditions, d'appliquer aux ponts-routes les mêmes règles de calcul qu'aux ponts-rails comme le prescrit l'Instruction, en ce qui concerne l'effet produit sur les cordons de soudure par les surcharges en mouvement, ou "effet dynamique". Ce l'est d'autant moins que, comme nous le verrons plus tard, les ponts-routes sont, en outre, de par leur constitution, ordinairement beaucoup moins sensibles que les ponts-rails à cet effet.

Il n'est pas certain, par ailleurs, que la classification de la qualité et de la forme des soudures qui résulte d'essais avec efforts alternés soit celle qui convient le mieux pour les assemblages des ponts, car elle ne correspond pas toujours à celle qui résulte d'essais sous des efforts statiques, et ne tient pas compte du fait que les pièces et les assemblages travaillent déjà d'une manière très appréciable sous l'action de la charge permanente.

Quoi qu'il en soit, voici quelques uns des principaux résultats auxquels on est parvenu (Expériences du Dr Kommerell sur l'acier St. 37).

Nature du cordon de soudure	Résistance à la fatigue en Kg/mm², après 2 millions d'applications de l'effort.		
	par efforts alternés.	par efforts non alternés	
		traction	compression
Bout à bout avec reprise à l'envers	11	18	22
Bout à bout sans reprise à l'envers	8	13	16
Bout à bout avec reprise à l'envers, inclinée à 45°	13	22	26
Frontal concave avec raccord progressif	5,4	10,3	10,8
Frontal plan sans usinage	3,4	6,5	6,8
Latéral fraisé aux extrémités	6,3	12	12,6
Latéral plan non fraisé	4,2	8	8,4

En fait, dans les ponts, on constate que la supériorité des soudures bout à bout est moins marquée que ne l'indique ce tableau.

On peut remarquer, néanmoins, que la limite d'endurance de ces soudures est plus élevée lorsque la soudure est reprise par la pointe ; celle de la soudure non reprise n'est en effet que les 7/10 environ de celle de la soudure avec reprise.

Enfin, les soudures bout à bout inclinées à 45° sur la direction de l'effort ont présenté une limite d'endurance plus élevée que les soudures perpendiculaires à cette direction : elle est passé de 18 à 22 Kg/mm² dans le cas de la traction par efforts non alternés. On remarquera également l'importance de l'usinage des soudures : les soudures dont la face extérieure est raccordée avec les tôles à assembler (soudures d'angle concaves, avec amincissement aux extrémités dans le cas des cordons latéraux) ont une limite d'endurance nettement plus élevée que les soudures à face extérieure plane ou bombée.

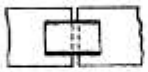
Ce résultat ne concorde pas avec celui des essais statiques correspondants, au cours desquels les cordons bombés se révèlent les plus satisfaisants.

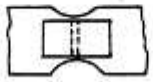
D'autres expériences ont montré que les soudures discontinues et les soudures en bouchon ont une limite d'endurance médiocre.

Voici la conclusion d'expériences exécutées au laboratoire du Dresde sur des assemblages soudés : elle met encore en évidence la supériorité des soudures bout à bout ; elle fait ressortir, en outre, l'influence de la forme des assemblages.

Ces expériences ont porté sur l'acier St 37 utilisé comme métal de base, avec des contraintes variant de 8 à 16 kg/mm², le changement de sens des efforts variant de 4 fois à 6 fois par seconde

Un assemblage bout à bout  a résisté à 10×10^6 alternances.

Un assemblage à couvrejoints avec bouts carrés  a résisté à $0{,}28 \times 10^6$ alternances, la rupture s'étant produite sans striction (rupture par fatigue).

Un assemblage à couvre-joints dont les pièces étaient arrondies  a résisté à $5 \times 0{,}28 \times 10^6$ alternances.

On a donc toujours constaté, que mieux la progressivité de la variation des sections était réalisée, plus grande était la résistance de l'assemblage ; et que, d'autre part, si l'on soudait des couvrejoints sur une soudure d'abouteement de deux tôles, on réduisait considérablement la résistance aux efforts alternés. Ainsi s'explique le fait qu'il n'est pas recommandable d'utiliser des couvrejoints en soudure.

Cette résistance est d'ailleurs variable, pour un joint donné, avec la rapidité des alternances, et avec leur amplitude ; on a ainsi constaté que dans une soudure bout à bout, la rupture ne se produisait pas après $22{,}4 \times 10^6$ alternances au cours desquelles la contrainte variait de 8 à 16 kg/mm², mais qu'elle se produisait après $3{,}4 \times 10^6$ alternances au cours desquelles la contrainte variait de 6 à 18 kg/mm², la période étant la même.

Influence des contraintes résiduelles.

On constate que lorsqu'une tension initiale est superposée à une traction variable, l'amplitude de variation de la contrainte que l'on peut imposer avec sécurité décroit fort peu ; les contraintes résiduelles n'influencent donc que peu la résistance à la fatigue, et ce résultat concorde bien avec les explications précédemment données sur leur disparition ou leur atténuation sous l'action d'efforts répétés.

Chapitre III

Types d'assemblages des matériaux utilisés dans les charpentes métalliques

Nous n'étudierons que les principes dont on doit s'inspirer dans les constructions, et quelques types d'assemblages qui en découlent directement; on pourra ensuite les appliquer à l'étude d'assemblages quelconques, qui peuvent être très variés suivant les circonstances.

Assemblages de deux tôles (ou plats) dont les faces sont dans des plans parallèles

Ces assemblages peuvent être "à recouvrement" ou "d'abouteement".

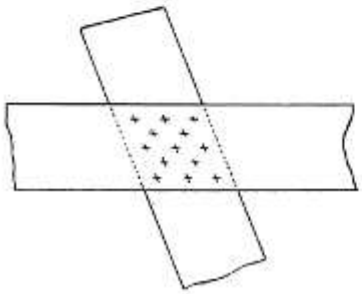
Assemblages à recouvrement.

L'assemblage à recouvrement réunit deux pièces en contact mutuel par une face plane que relient des rivets ou des cordons de soudure.

Les axes longitudinaux des pièces peuvent coïncider (semelles des membrures d'un pont) ou non; dans ce dernier cas l'assemblage est dit "à croisement;" il peut alors être à croisement simple ou avec plaque de croisement.

1) Assemblages rivés.

Assemblage à croisement simple.



On distribue, sur la surface de contact des deux pièces, les rivets d'assemblage, disposés en files et en rangées, d'après les règles indiquées précédemment.

La réaction mutuelle des deux pièces peut être:

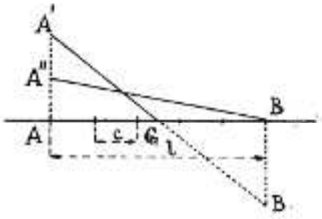
a) une compression dirigée perpendiculairement à la face de contact, et serrant les pièces l'une contre l'autre; dans ce cas les rivets ne servent qu'à fixer invariablement la position relative des

pièces, et leur contrainte est nulle ou insignifiante.

b) une traction dirigée perpendiculairement à la face de contact et faisant travailler tous les rivets à l'arrachement des têtes. Si $\underline{n}$ est leur nombre, ω la section de chacun d'eux, et F l'effort de traction appliqué au centre de gravité des sections de rivets leur contrainte a pour expression: $\frac{F}{n\omega}$

c) un moment de flexion dont l'axe est contenu dans le plan de contact des faces. L'expérience montre que, dans ce cas, la rupture de l'assemblage se produit par l'arrachement simultané des têtes de rivets, à l'exception de ceux qui sont situés sur l'axe de rotation.

On peut avoir une idée de la grandeur de la contrainte des rivets en raisonnant de la manière suivante: Soit AB une parallèle aux lignes de rivets située dans le plan de contact des pièces, où sont figurés les axes des rangées de rivets, et G le centre de gravité de leurs sections.



On suppose, en premier lieu, que les efforts supportés par chacun des rivets sont proportionnels aux ordonnées d'un plan dont la trace est A'GB'; la moitié d'entre eux travaille à la traction, l'autre moitié travaille à la compression; on obtient ainsi une limite supérieure de la contrainte de traction, proportionnelle à AA".

On suppose ensuite que les efforts sont proportionnels aux ordonnées d'un plan dont la trace est A"B: tous les rivets travaillent à la traction, à l'exception du rivet extrême B; on obtient ainsi une limite inférieure de la contrainte de traction proportionnelle à AA".

Le premier mode de répartition des efforts est réalisé au début de l'opération qui consisterait à soumettre l'assemblage à un moment de flexion croissant; le second se produit au moment de la rupture.

Soit $\underline{l}$ la longueur d'une file de rivets, dont les axes sont distants de $\underline{c}$, $\underline{M}$ le moment de flexion correspondant, $\underline{\omega}$ la section de l'un des rivets, tous identiques. On voit aisément, en écrivant que la somme des moments des efforts supportés par les rivets est égale au moment de flexion, que l'on a:

$$\begin{cases} \text{Contrainte maximum} = \dfrac{6M}{\omega} \dfrac{c}{(l+c)(l+2c)} \\ \\ \text{Contrainte minimum} = \dfrac{6M}{\omega} \dfrac{c}{(l+c)(2l+c)} \end{cases}$$

ou encore, en désignant par $\underline{n}$ le nombre de rivets $\left(n = \frac{l}{c} + 1\right)$

$$\begin{cases} \text{Contrainte maximum} = \dfrac{GM}{nw} \times \dfrac{1}{l+2c} \\ \text{Contrainte minimum} = \dfrac{GM}{nw} \times \dfrac{1}{2l+c} \end{cases}$$

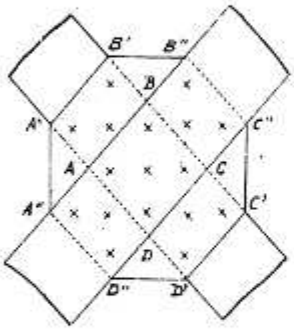
Si l'on envisageait plusieurs files de rivets disposés en quinconce, on répartirait le moment de flexion total entre les files, proportionnellement au nombre des rivets de chacune d'elles.

d) un effort tranchant $\underline{T}$ situé dans le plan de contact; on admet alors que tous les rivets subissent la même contrainte de cisaillement: $\dfrac{T}{nw}$

e) un couple de torsion $\underline{\mathcal{T}}$ dont l'axe est perpendiculaire au plan de contact. Les rivets travaillent encore au cisaillement, mais non plus d'une manière uniforme. Faute de mieux, on adoptera la formule suivante, pour évaluer la contrainte au cisaillement d'un rivet dont l'axe est situé à la distance ρ du centre de gravité des sections transversales des rivets, G: $\dfrac{\mathcal{T}\rho}{I_p}$, I_p étant le moment d'inertie polaire des sections des rivets par rapport à G.

Dans le cas où plusieurs des modes de réaction que nous venons d'examiner se produisent simultanément, il faut additionner géométriquement les contraintes de même nature.

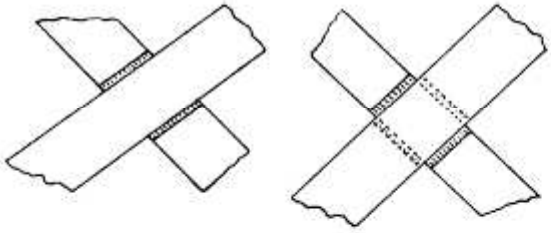
Assemblage avec plaque de croisement.



Si, sur la zone de contact des 2 pièces A B C D, il n'y a pas suffisamment de place pour loger tous les rivets nécessaires à leur assemblage, on les écarte légèrement l'une de l'autre, et on glisse entre elles une plaque de tôle, dont les dimensions sont telles qu'on puisse la relier avec chaque pièce par un nombre de rivets correspondant à l'effort à transmettre.

Cette plaque est ainsi assemblée avec chaque pièce suivant le dispositif "à recouvrement", les surfaces d'assemblage étant A' B' C' D' pour l'une, et A" B" C" D" pour l'autre.

2) Assemblages soudés -



Assemblage à croisement simple.

Il peut être réalisé suivant deux types:
- par soudure bout à bout, l'une des tôles étant coupée.
- par recouvrement, l'une des tôles étant posée sur l'autre, et la réunion étant

faité par des soudures d'angle.

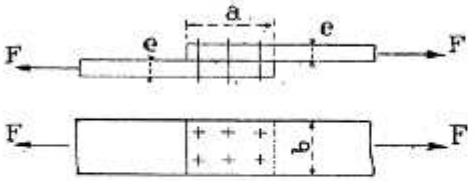
Le premier type seul est spécial à la soudure ; il convient plus particulièrement au cas où aucun effort de flexion ne doit être transmis par l'assemblage.

L'assemblage avec plaque de croisement n'est pas employé en soudure.

Assemblage d'aboutement simple.

Il sert à réunir deux tôles en deux plats se faisant suite.

1° Assemblages rivés.



Supposons d'abord que les deux tôles sont coupées carrément à leur extrémité et se recouvrent sur une surface rectangulaire de dimensions a et b.

L'effort à transmettre de l'une à l'autre est généralement un effort de traction ou de compression contenu dans leur plan axial longitudinal commun.

On calcule habituellement la rivure en supposant que tous les rivets travaillent également au cisaillement.

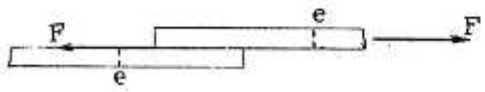
Cet assemblage appelle les deux critiques suivantes :

1°) les axes longitudinaux des deux tôles n'étant pas en coïncidence, elles ne travaillent pas seulement à la traction ou à la compression, mais aussi à la flexion ; la contrainte supplémentaire qui en résulte peut être très importante ; aussi, une déformation locale se produit, tendant à ramener les axes des deux tôles dans le prolongement l'un de l'autre, dans le cas de la traction.



2°) la répartition de l'effort de cisaillement entre tous les rivets n'est pas uniforme et les rivets voisins des extrémités des tôles sont les plus fatigués.

Voici comment on peut se rendre compte de l'accroissement de la contrainte dû à la flexion ; la contrainte due à l'effort normal est $\frac{F}{be}$.



Pour des valeurs modérées de F, l'effort se transmet d'une tôle à l'autre au niveau de la surface de contact ; chacune des tôles est donc soumise à un moment fléchissant égal à $\frac{Fe}{2}$ et la contrainte correspondante a pour valeur :

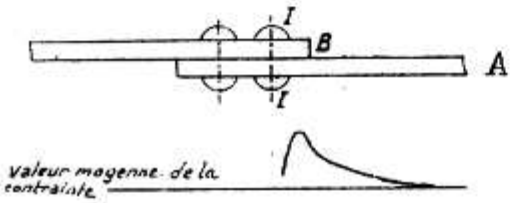
$$\frac{Mv}{I} = \frac{Fe}{2} \times \frac{1}{\frac{be^2}{6}} = \frac{3F}{be}$$

La contrainte totale serait donc $\frac{4F}{be}$, c'est-à-dire 4 fois plus grande que celle qui serait due à l'effort normal seul.

Ceci suppose que les parties des deux tôles voisines de l'assemblage sont maintenues par un dispositif s'opposant à leur déformation. La contrainte supplémentaire due à la flexion diminue évidemment en même temps que la valeur du couple, lorsque les tôles assemblées cèdent de manière que la distance des plans moyens devienne inférieure à e.

Mais, abstraction faite des conditions d'exécution de la rivure de l'assemblage, l'influence des déformations élastiques, de la longueur et de la rigidité de l'assemblage sur la valeur des efforts de flexion est telle que, seules, des mesures expérimentales peuvent donner des renseignements certains sur leur ordre de grandeur.

Des expériences ont été entreprises en 1912 par deux ingénieurs américains, Mrs Banaclough et Gibson sur une éprouvette ayant la disposition ci-contre. Ils ont constaté, au moyen d'un extensomètre à miroir de Martens, que la contrainte de la tôle A est maximum entre le premier rivet I et le bord de la tôle B, et vaut 3,9 fois la valeur moyenne de la contrainte à la traction.



Cette expérience confirme remarquablement l'explication théorique du phénomène. Le diagramme des contraintes maxima de la tôle A, sur sa face supérieure a l'allure représentée ci-contre; on voit que, à mesure que l'on s'éloigne de l'assemblage, la contrainte tend, assez rapidement, vers sa valeur moyenne.

Dans une seconde série d'expériences, les bords des tôles étaient pliés de manière que les fibres moyennes des deux tôles soient, autant que possible, en prolongement l'une de l'autre; les efforts de flexion ont été beaucoup moindres; la contrainte maximum n'a pas dépassé le double de la contrainte moyenne de traction, au voisinage de l'assemblage.



L'étude de ces phénomènes intéresse surtout la rivure des chaudières de machines à vapeur.(1)

Nous avons dit, d'autre part, que, dans l'assemblage d'abouteement simple, à plusieurs rangs de rivets, l'expérience montre que ceux des lignes extérieures voisines des extrémités des tôles sont plus fatigués que ceux des lignes intérieures.

On peut expliquer ce phénomène, en remarquant que, dans l'intervalle compris entre deux rivets, l'allongement des deux tôles superposées n'est pas le même, car les contraintes qu'elles subissent sont différentes. La différence

(1) Annales des Mines, fascicule d'avril 1927. Mr Hammerer.

des allongements est évidemment maximum au voisinage des extrémités des tôles, de sorte que la contrainte des rivets y est plus importante.

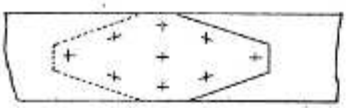
Aussi, certains expérimentateurs (Hochn, Bach, Gayhart) ont-ils préconisé d'admettre des contraintes différentes pour les lignes successives de rivets ; il revient au même de réduire le taux moyen de la contrainte des rivets, pour en calculer le nombre. Les déformations plastiques font d'ailleurs tendre, à la limite, vers une répartition uniforme.

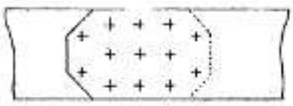
On adopte généralement des dispositions qui permettent de corriger, dans une certaine mesure, le défaut qui vient d'être signalé ; d'ailleurs, il est sans doute atténué par la flexion secondaire des tôles.



On peut d'abord tailler en biseau les deux tôles dans le sens de l'épaisseur, en leur laissant une largeur constante, de manière à proportionner en chaque point la section de chaque tôle à l'effort qu'elle subit. Cette disposition employée couramment en chaudronnerie n'est pas utilisée pour les charpentes métalliques.

Dans ce dernier cas, en effet, on laisse aux extrémités des tôles toute leur épaisseur en taillant en pointe les abouts, de manière à réduire la section de la tôle, au fur et à mesure que l'effort qu'elle a à transmettre diminue lui-même. On tend ainsi à égaliser les contraintes entre les différents rivets.





Cet assemblage a une longueur à peu près double de l'assemblage ordinaire à bouts carrés, et cet inconvénient en rendrait souvent l'exécution impraticable ; aussi, on se contente presque exclusivement de l'assemblage à bouts carrés, dont on atténue le défaut en abattant les sommets par des pans coupés, et en diminuant le nombre des rivets dans les files extrêmes.

2° Assemblages soudés.-

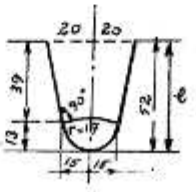
Si les deux tôles à assembler ont leurs faces dans les mêmes plans, on réalise un cordon de soudure "bout à bout".

La forme donnée aux bords en regard des deux tôles est variable avec leur épaisseur ; pour les épaisseurs utilisées dans les ponts, voici les formes habituellement adoptées.

$5\,mm \leqslant e \leqslant 12\,mm$ { les tôles sont chanfreinées en V à 70° et écartées de 1 mm à 2 mm.



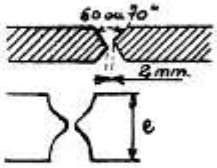
$10\,mm \leqslant e \leqslant 25\,mm$ { les tôles sont chanfreinées en U (ou en tulipe) ce qui permet un meilleur guidage de l'électrode, et une moindre dépense de métal d'apport.

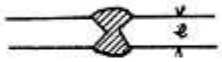


(les chiffres représentent des grandeurs proportionnelles)
$10\,mm \leqslant e \leqslant 25\,mm$

$12\ mm \leqslant e \leqslant 40\ mm$. { les tôles sont chanfreinées en X à 60° ou 70° et écartées de 2 mm.

$30\ mm \leqslant e \leqslant 60\ mm$.



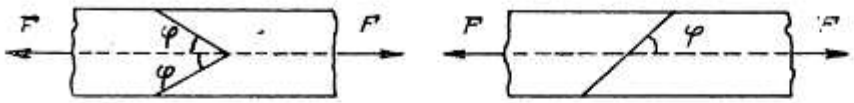


Dans tous les cas la soudure doit remplir complètement l'angle ménagé entre les deux tôles; pour éviter que le métal en fusion s'écoule par la fente, et pour mouler le cordon, on se sert de blocs en matériaux réfractaires, auxquels le métal n'adhère pas (graphite, amiante, briques, etc ...). Les soudures en U, simple ou double, permettent d'éviter l'écoulement du métal, si les bords plats en contact sont bien ajustés; le rapprochement par retrait des pièces soudées est alors également évité. Leur préparation est assez coûteuse.

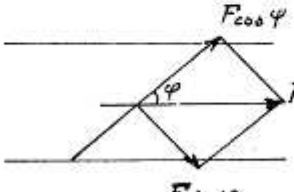
On remarquera que, dans la soudure en V, si l'angle du chanfrein est trop petit, l'électrode arrive difficilement au fond; si l'angle est trop grand, il en résulte une consommation exagérée de soudure, et une déformation angulaire importante par retrait; la reprise au dos (ou par la pointe) diminue ce retrait angulaire.

La soudure en X ou en double U évite ce double inconvénient: à épaisseur égale, la soudure en X exige moitié moins environ de métal que la soudure en V, pour un même angle de chanfrein; mais ces soudures exigent plus de main d'œuvre.

Le coefficient β relatif à la traction étant seulement 0,80 pour une soudure exécutée sur le chantier, il en résulte que, aux termes de l'Instruction, il n'est pas possible d'y assurer l'assemblage de deux tôles de même épaisseur au moyen d'un cordon de soudure bout à bout perpendiculaire à leur axe longitudinal. On peut y remédier au moyen d'un ou de deux cordons biais, comme il est représenté ci-contre. On dispose ainsi d'une longueur de cordon plus grande; d'autre part, la sécurité est plus grande, car une section droite quelconque de l'assemblage ne peut comprendre qu'une faible proportion de soudure et de métal de base altéré; des défauts locaux, s'il s'en trouve, seront donc toujours dans une section droite dont la majeure partie est constituée par du métal de base sain.



Des cordons de cette nature travaillent à la fois à l'effort normal et au cisaillement. L'effort normal a pour valeur $F \sin \varphi$, l'effort de cisaillement $F \cos \varphi$. L'angle φ étant exprimé en degrés, on tient compte de l'amélioration de la résistance du joint provenant de cette disposition en multipliant les coefficients β et γ par l'expression $\left[1{,}16 - 4\left(\frac{\varphi - 45}{225}\right)^2\right]$



Ces produits obtenus doivent être inférieurs à l'unité. Le produit par γ doit être inférieur au coefficient définissant la limite de sécurité du métal au cisaillement par rapport à la limite de sécurité à la traction, soit $\frac{4}{5} = 0{,}8$.

D'autre part, ce facteur doit être égal à l'unité pour $\varphi = 0$ et $\varphi = 90°$, puisqu'on ne peut alors compter sur aucune amélioration de la résistance de la soudure; il doit être maximum pour $\varphi = 45°$, conformément aux résultats des essais; l'amélioration obtenue doit se tenir dans les limites indiquées par l'expérience: on s'est borné à 16%.

Toutes ces conditions se trouvent bien remplies, et la loi de variation

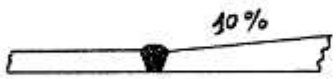
parabolique envisagée a l'avantage de la simplicité.

Les contraintes ν et τ étant calculées à partir de la section fictive la, l'on vérifiera conventionnellement que, dans le système d'axes (ν, τ), le point figuratif se trouve à l'intérieur de la courbe caractéristique, c'est-à-dire en désignant par β' et γ' les valeurs majorées de β et γ que

$$\tau^2 - \frac{\gamma'^2}{\alpha \beta'} \left(\alpha R - \nu\right)\left(\beta' R + \nu\right) \leqslant 0$$

On donnera toujours à φ la plus grande valeur possible pour diminuer la longueur du cordon.

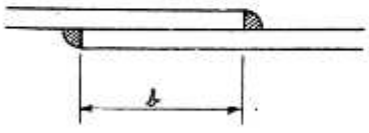
Ce qui précède s'applique également dans le cas de la soudure bout à bout de 2 tôles ou plats d'épaisseurs différentes ; la meilleure solution consiste alors, en effet, à amincir en biseau incliné à 10% la pièce la plus épaisse, de manière que la soudure soit faite entre 2 éléments de même épaisseur. La transmission des efforts est meilleure et la tenue de l'assemblage aux efforts alternés ou répétés est alors



beaucoup plus satisfaisante ; on évite d'ailleurs ainsi l'effet de trempe qui se produirait au voisinage de la tôle la plus épaisse, en raison de la dissipation plus rapide de la chaleur. On évite en même temps l'effet d'entaille qui se produirait si l'on soudait bout à bout les deux tôles sans s'astreindre à cette précaution.

L'assemblage bout à bout est spécifique de la soudure ; il n'y a pas lieu d'envisager le mode d'assemblage d'abouteement examiné en rivure, qui ne pourrait qu'être réalisé par des cordons d'angle, serait moins solide, et présenterait les inconvénients déjà signalés pour l'assemblage rivé.

Si les tôles à assembler n'ont pas leurs faces dans les mêmes plans, on réalise l'assemblage, à recouvrement, souvent dénommé assemblage "à clin", la longueur de recouvrement b doit être au moins égale à 5 fois l'épaisseur de la plus forte des deux tôles. L'assemblage, qui présente les mêmes inconvénients que dans le cas de la rivure est réalisé au moyen de cordons d'angle. Il n'est pas utilisé dans la construction des ponts.



Assemblage de plusieurs tôles ou plats en un paquet

1° Assemblages rivés.

Lorsque l'épaisseur d'une pièce est trop importante pour qu'on puisse l'obtenir au moyen d'un seul plat, on la constitue au moyen de plusieurs plats superposés, qui sont reliés entre eux par des rivets, dont le nombre est déterminé d'après les conditions dans lesquelles doit travailler la pièce envisagée.

Si la pièce travaille à l'extension simple, le rôle des rivets est d'égaliser le travail entre les plats, en les contraignant à subir le même allongement.

Si la pièce travaille à la compression simple, les rivets ont pour but de s'opposer à ce que les plats puissent flamber isolément, ce qui réduirait à peu près à rien la résistance du paquet à ce genre d'effort.

Dans ces deux cas, la contrainte des rivets est très faible. On peut donc leur donner le plus petit diamètre compatible avec les épaisseurs à river, et augmenter leur écartement, jusqu'au maximum de 7 diamètres.

Si la pièce travaille à la flexion, les plats ont tendance à glisser les uns par rapport aux autres, sous l'action de l'effort tranchant, et les rivets qui les réunissent travaillent au cisaillement; on doit alors déterminer leur section et leur écartement en conséquence.

Rivets de bordure.

Les rivets de bordure d'un paquet de plats sont ceux des files longitudinales qui avoisinent chacune des tranches du paquet; leur écartement ne doit pas dépasser 7 diamètres.

Car, si ces rivets sont trop écartés, les plats empilés sont sujets à bailler entre les rivets; l'air et l'humidité pénètrent dans les interstices, et provoquent l'oxydation du métal, sans qu'il soit possible d'y remédier par un grattage. Il se forme ainsi entre eux une pellicule de rouille qui, étant très perméable à l'air et à l'eau, se développe rapidement. Le volume occupé par la rouille étant à peu près triple du volume du métal, elle exerce une pression qui tend à écarter les plats et à faire sauter les têtes des rivets.

Le seul moyen de prévenir la détérioration consiste à rapprocher suffisamment les rivets de bordure pour que les plats soient bien jointifs.

Si, malgré les précautions prises, on constate l'existence de baillements même à peine perceptibles, il semble que le plus simple et le mieux soit de peindre les tranches avec du goudron désacidifié par de la chaux vive, de manière à remplir les vides.

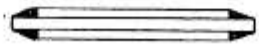
On profite souvent de l'existence de la ligne de rivets de bordure pour fixer sur chaque tranche du paquet une cornière de bordure ; ces cornières de raidissement ont pour but d'empêcher le paquet de se voiler sous les efforts de compression qu'il peut avoir à transmettre.

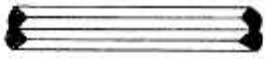


2° Assemblages soudés.

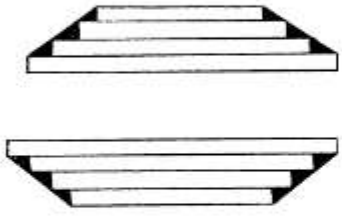
Lorsque plusieurs plats sont superposés, ils sont assemblés sur leurs bords au moyen de cordons de soudure ; le cas ne se présente qu'exceptionnellement dans les ouvrages courants pour les semelles formant les membrures d'une poutre car il vaut beaucoup mieux employer un seul plat très épais, si on en a la possibilité.

Les soudures sont alors latérales. On utilise deux types d'assemblage :

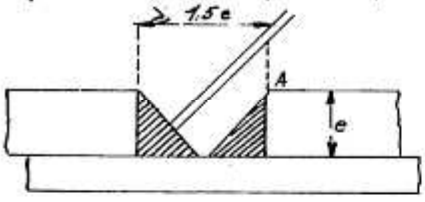
l'assemblage en escalier  dans lequel les soudures sont exécutées à plat

l'assemblage à chanfrein  dans lequel les bords des tôles sont chanfreinés, et les soudures exécutées sur les bords

Ce dernier mode d'assemblage est moins facile à exécuter que le premier ; on remarquera que, dans celui-ci, il n'est nullement nécessaire que les plats superposés aient des largeurs à peu près égales ; on peut, au contraire, réaliser des escaliers de largeur très variable, pour suivre de plus près la variation des efforts que doit supporter la membrure dans ses différentes sections, comme il est indiqué ci-contre.



Dans le cas où l'ensemble des plats doit travailler à la compression, chaque élément pourrait flamber isolément si sa largeur l était trop grande par rapport à son épaisseur e. Aussi lorsque le rapport $\frac{l}{e}$ est supérieur à 30, on complète les cordons de soudure latéraux par des soudures en boutonnière placées en lignes parallèles aux bords. L'espacement des lignes, et la distance entre bords voisins des boutonnières dans une même ligne ne doivent pas être supérieurs à 30 fois l'épaisseur du plat le plus mince du paquet.



En outre, le plus petit côté d'une boutonnière doit être au moins égal à une fois et demie l'épaisseur du plat correspondant, de manière qu'un arc secondaire ne puisse pas s'amorcer entre l'électrode et le bord du plat le plus voisin, comme en A.

Assemblage de deux paquets de tôles ou plats

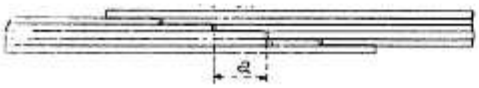
1° Assemblages rivés.

On n'applique jamais le type d'assemblage d'abouteement simple pour deux paquets de tôles, dans lequel chaque paquet jouerait le rôle de l'une des tôles de l'assemblage précédemment étudié, parce que le désaxement des paquets de tôles et les moments de flexion correspondants seraient trop importants pour être acceptables.

On emploie l'assemblage à gradins, ou l'assemblage à dents de scie.

Assemblage à gradins.

C'est un assemblage du genre "en biseau", ce biseau étant réalisé par le décalage successif des tôles formant chaque paquet, les extrémités de chaque tôle forment ainsi des gradins qui viennent se juxtaposer les uns aux autres.



La longueur $\underline{a}$ de chaque gradin est déterminée de manière à pouvoir y placer un nombre de rivets tel que leur résistance au cisaillement soit égale à la résistance à l'extension de la section nette d'une seule tôle : il y a ainsi équivalence entre l'effort apporté par la tôle et l'effort transmis par les rivets.

Le désaxement des deux paquets ne correspond qu'à l'épaisseur d'une seule tôle : le moment de flexion secondaire qui en résulte est donc peu important, par rapport à l'effort à transmettre.

Si $\underline{m}$ est le nombre des tôles de chaque paquet, la longueur totale de l'assemblage est $\underline{m\,a}$.

Assemblage à dents de scie.

Dans cet assemblage, en attribuant à $\underline{a}$ la même signification qu'au paragraphe précédent, la saillie d'une dent est $\frac{3a}{2}$ sur l'une de ses faces et $\frac{a}{2}$ sur l'autre face. Le décrochement de deux dents successives est égal à $\underline{a}$.



Si le nombre des tôles de chaque paquet est impair, et égal à $2p+1$, la longueur totale de l'assemblage est égale à :

$$a\left(p+\frac{3}{2}\right)$$

tandis qu'avec l'assemblage à gradins, cette longueur serait égale à $a(2p+1)$



Si le nombre des tôles de chaque paquet est pair et égal à $2p$, la longueur totale

de l'assemblage est encore exprimée par:

$$2\left(p + \frac{3}{2}\right)$$

tandis qu'avec l'assemblage à gradins, cette longueur serait $2.2p$.

L'avantage de l'assemblage à dents de scie sur l'assemblage à gradins est donc qu'il permet d'obtenir, en acceptant le même moment de flexion secondaire, une longueur d'assemblage beaucoup moindre et environ moitié; cet avantage est d'autant plus marqué que le nombre des tôles est plus considérable.

On remarquera que, dans ce dernier mode d'assemblage, puisque tous les joints des tôles sont "en découpe", la section de chaque paquet de tôles n'est pas plus affaiblie que dans l'assemblage à gradins; le nombre de rivets est environ moitié moindre, car le nombre de leurs sections de cisaillement est alternativement 1 et 3, soit 2 en moyenne, sauf pour les tôles des faces du paquet.

2° Assemblages soudés.



Il suffit de souder bout à bout les tôles de chaque paquet, coupées dans la même section.

On évitera ainsi la chauffe locale du plat non intéressé par la soudure, qui se produirait si l'on décalait les soudures

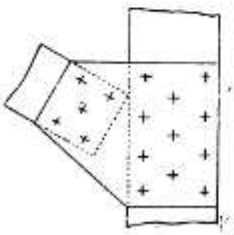
Assemblages à couvrejoints des tôles et paquets de tôles (ou plats).

Lorsque deux pièces contiguës ont des faces situées exactement dans le même plan, on les réunit par une plaque de tôle, dite "couvre-joint", qui est assemblé à recouvrement avec chacune d'elles.

Nous allons retrouver dans les assemblages à couvejoints les types d'assemblages déjà étudiés précédemment.

Ces assemblages sont à proscrire en soudure, autant qu'on le peut, en raison de la médiocrité de leur résistance aux efforts alternés.

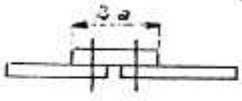
Assemblage de croisement de deux tôles.

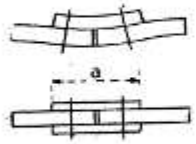


On trace le contour polygonal du couvre-joint de manière que sa face de contact avec l'une et l'autre pièce ait l'étendue suffisante pour y loger le nombre de rivets jugé nécessaire.

Assemblage d'aboutement simple de deux tôles.

Si l'on relie les deux tôles de même épaisseur par un couvrejoint (ou éclisse) unique de longueur $2a$, en les plaçant dans le prolongement l'une de l'autre, on réalise une attache dont la dissymétrie est mise en évidence par la déformation de l'assemblage.

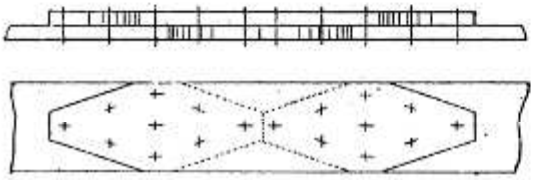




Il est préférable, toutes les fois que la chose est possible, d'encadrer les tôles par deux couvrejoints jumeaux, rivés sur leurs faces; on réalise ainsi l'assemblage à "double couvrejoint", qui est symétrique, et ne subit plus le moment de flexion.

En outre, chaque rivet présente deux sections de cisaillement, ce qui permet d'en réduire le nombre de moitié; on peut donc, au point de vue théorique, réduire de moitié la longueur de l'assemblage, ainsi que l'épaisseur de chaque couvrejoint.

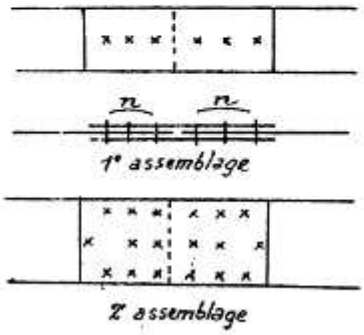
L'assemblage à bouts carrés a, ici encore, le défaut de ne pas permettre une égale répartition de l'effort de cisaillement entre tous les rivets. On peut y remédier en appliquant à chaque recouvrement les dispositions déjà indiquées; chaque tôle est alors taillée en pointe, ainsi que les extrémités des couvrejoints.



Ce dispositif, employé parfois à l'étranger, n'est pas usité en France; il a l'inconvénient d'augmenter considérablement la longueur de l'assemblage. Aussi on se contente généralement de couper carrément les deux tôles, et d'abattre les angles des couvrejoints seulement.

M. le Professeur Batho a étudié théoriquement et expérimentalement la répartition des efforts entre les rivets de deux types d'assemblage d'about simple à double couvrejoints (Travaux du Steel Structures Research Committee britannique).

Le premier assemblage comportait une seule file de n rivets; il a trouvé que la part de l'effort de traction équilibrée par chacun des rivets extrêmes est de:



0,5	pour	2	rivets, alors que la répartition uniforme donnerait	0,5
0,4	"	3	"	0,333
0,375	"	4	"	0,25
0,368	"	5	"	0,20
0,367	"	6	"	0,167

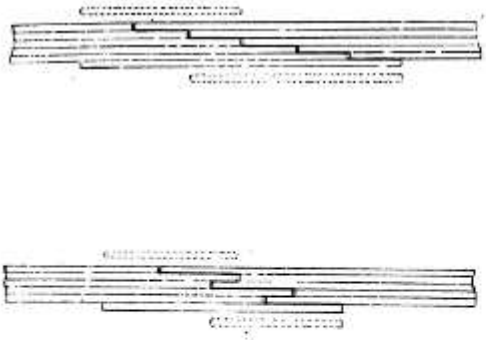
et qu'elle reste ensuite sensiblement constante et voisine de 0,366 quand le nombre de rivets est supérieur à 6.

Le second assemblage comportait 3 files de rivets, réparties sur chacun des plats à assembler en 4 rangs, comportant 1, 2, 3, 3 rivets. M. Batho a trouvé que le rivet unique du premier rang équilibre 31% de l'effort de traction, si le couvrejoint est à bouts carrés, et 25% seulement s'il est terminé en pointe. Dans les deux cas, l'effort équilibré par les 3 rivets du dernier

rang représente 40% de l'effort total ; chacun d'eux supporte donc 13,33 % de l'effort total, alors que la répartition uniforme conduirait à 11,11 %.

Assemblages de paquets de tôles.

Dans l'assemblage de deux paquets de tôles avec couvrejoints, on ne décale plus les paquets l'un par rapport à l'autre : on les place de manière que leurs faces extérieures soient dans le même plan et on leur adjoint soit un couvrejoint (traits pleins) ayant comme longueur, la longueur totale de l'assemblage, et comme épaisseur celle de la plus forte tôle du paquet, soit deux couvrejoints (traits pointillés). Dans ce dernier cas, on peut ne pas donner à chacun des couvrejoints toute la longueur de l'assemblage, mais une longueur telle que les deux couvrejoints « couvrent » entièrement l'assemblage.



Dans l'un et l'autre mode d'assemblage (crochins ou dents de scie) il n'y a pas affaiblissement de la section au droit d'un joint parce que le couvrejoint remplace la tôle interrompue.

Assemblages des Tôles ou des Plats dont les faces ne sont pas dans des plans parallèles

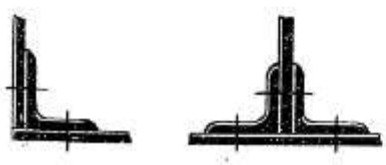
---

1° Assemblages rivés.

Assemblages à cornières.

Assemblages droits.

Quand deux pièces contiguës présentent des faces perpendiculaires, on les relie par une cornière droite. Chaque cornière est assemblée à recouvrement avec chacune des pièces par une file de rivets, si la largeur d'aile est inférieure ou au plus égale à 100 m/m, ou deux si elle est supérieure à 100 m/m.

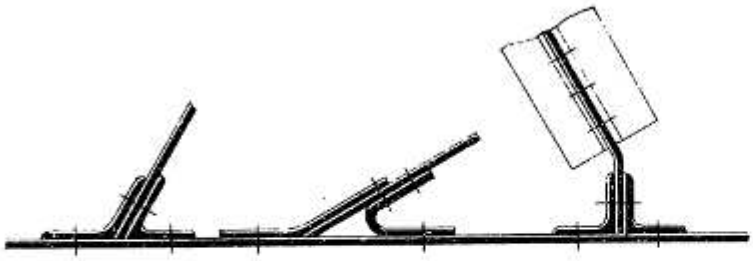


Quand l'une des pièces est une tôle arrêtée à sa rencontre avec l'autre pièce, l'assemblage comporte deux cornières jumelles, placées de part et d'autre de la tôle à laquelle elles sont reliées par des rivets à double section de cisaillement.

Ainsi qu'on l'a déjà indiqué, on s'arrange toujours, autant que possible, pour que les trous de rivets ne se trouvent pas dans une même section transversale de la cornière, de manière à ne pas affaiblir celle-ci sans nécessité.

Assemblages biais.

Pour réunir deux pièces contiguës suivant des faces dont l'angle est différent de 90°, on peut employer des cornières biaises. Mais ce dispositif est à écarter sauf en cas de nécessité absolue, parce que l'ajustage des tôles et des cornières est difficile à bien exécuter, et parce que la pose des rivets est difficile dans l'angle aigu du biais, s'il est un peu prononcé.



Dans le cas où l'obliquité est grande, il paraît préférable d'employer des tôles pliées à chaud à la demande, remplaçant les cornières.

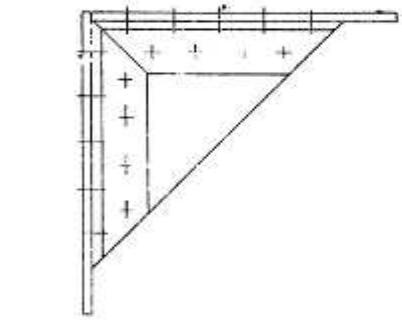
En particulier, si la pièce à laquelle appartient la tôle pliée à chaud n'a pas à transmettre d'efforts qui lui soient directement appliqués, on peut à la rigueur employer des cornières droites (Assemblages des entretoises de rigidité des ponts biais, à leurs extrémités).

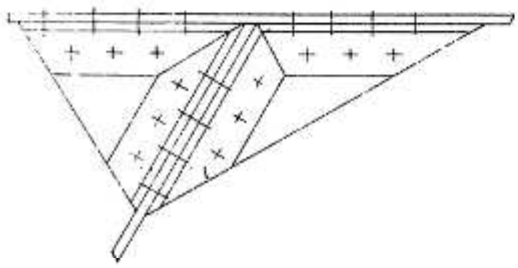
Assemblages à goussets.

L'assemblage à cornières a le défaut de ne présenter qu'une résistance limitée, en raison du faible nombre de rivets dont on dispose pour le réaliser.

Quand il ne présente pas la résistance voulue, on lui substitue l'assemblage à gousset.

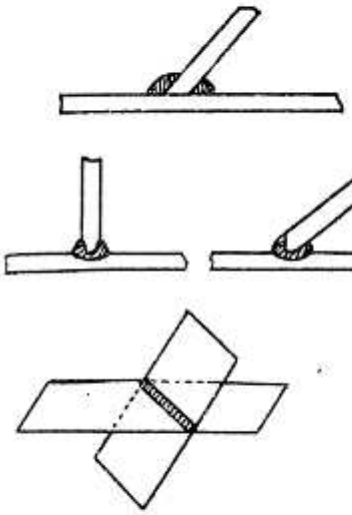
Le gousset est constitué par une plaque de tôle que l'on fixe par des cornières aux faces des pièces à assembler. En augmentant suffisamment les dimensions du gousset, on peut rendre l'assemblage aussi résistant qu'il est désirable. On peut d'ailleurs employer deux goussets jumeaux, encadrant l'une des pièces, comme dans l'assemblage à cornières.





L'assemblage à gousset permet d'assembler, avec toute la solidité désirable, deux pièces contiguës dont les faces à relier ne se coupent pas à angle droit, au moyen de cornières droites, comme le montre la figure ci-contre : il suffit de couper de biais les extrémités en contact des cornières.

2° Assemblages soudés.



On utilise deux cordons d'angle, placés l'un dans l'angle dièdre aigu, l'autre dans l'angle obtus, lorsque l'une des tôles s'arrête à la rencontre de l'autre.

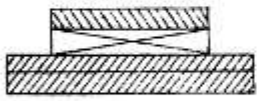
On a tendance à chanfreiner l'extrémité de la tôle qui rencontre l'autre, et à réaliser ainsi un cordon intermédiaire entre le cordon d'angle et la soudure bout à bout.

Si les tôles se traversent on opère de même pour former l'assemblage dit "à entailles soudées". Ce dernier assemblage est d'exécution facile grâce à l'emploi du chalumeau oxy-coupeur; il est d'une très grande ressource dans la construction des ponts légers, pour les assemblages symétriques d'éléments différents les uns sur les autres.

On remarquera que ces deux types d'assemblages sont réalisables sans l'adjonction de cornières, et c'est un trait caractéristique des assemblages soudés. L'exécution des assemblages biais devient en outre aussi simple que celle des assemblages droits.

Fourrures.

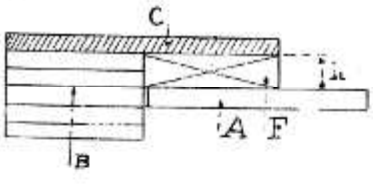
Lorsque deux pièces présentent des faces parallèles opposées non jointives, on ne peut les réunir par des rivets ou des cordons de soudure qu'à la condition de remplir le vide existant entre ces faces au moyen d'une plaque ou de plusieurs plaques superposées, que l'on appelle "fourrures".

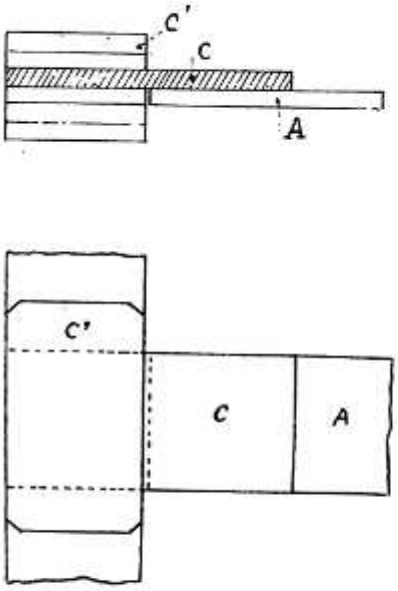


Les fourrures n'augmentent pas la résistance de l'assemblage, et ne contribuent pas à la stabilité de la construction; elles l'alourdissent. On doit donc s'efforcer de réduire leurs dimensions au strict nécessaire et ne les admettre qu'en cas de nécessité absolue, en s'ingéniant à en éviter l'emploi.

Voici deux exemples indiquant dans quel esprit on doit chercher à atteindre leur importance.

1) Soit à assembler une tôle A avec un paquet de tôles B, la distance verticale des faces supérieures étant h. Une mauvaise disposition consisterait à mettre une fourrure F d'épaisseur h, et à relier ensuite l'ensemble A, F à B par le couvrejoint C.





Il vaut mieux faire pénétrer le couvrejoint C, placé sur la surface supérieure de A, dans le paquet de tôles B, dont on aura interrompu la tôle correspondante sur une longueur égale à la largeur du couvrejoint. On ajoutera à la partie supérieure du paquet B une tôle supplémentaire C' destinée à compenser la perte de section du paquet de tôles B, à l'emplacement du couvrejoint. Cette tôle devra avoir une longueur suffisante pour permettre sa fixation, de part et d'autre des coupures de la tôle interrompue.

On réalisera ainsi une économie sur le poids total de l'assemblage et on réduira le moment de flexion secondaire important qui résulterait de la première disposition.

2) Quand la rivure ou la soudure ont simplement pour rôle de fixer la position relative de deux pièces qui se croisent, sans qu'il y ait transmission d'aucun effort de l'une à l'autre, on réduit la fourrure à ce qui est strictement nécessaire pour permettre le rivetage ou la soudure. Souvent, pour la rivure on se contente d'intercaler, entre les éléments à assembler, au droit de chaque rivet, une ou plusieurs rondelles superposées, percées en leur centre d'un trou permettant le passage du corps du rivet.

On trouve une application de ce dispositif dans les charpentes légères, pour l'assemblage de croisement des barres de triangulation, dont le rôle essentiel est de donner de la rigidité à l'ossature.

Remarque relative à la rivure.

Lorsqu'il est nécessaire d'interposer une ou plusieurs fourrures entre deux pièces se transmettant un effort par l'intermédiaire de rivets, on majore souvent le nombre de rivets calculé pour réaliser l'assemblage de 1 pour 100 pour chaque millimètre et demi d'épaisseur de fourrure interposée.

Ces rivets supplémentaires sont placés, autant que possible, en dehors des fourrures.

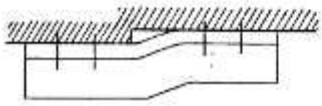
Si des couvrejoints ne sont pas en contact direct avec les pièces qu'ils réunissent, le nombre de rivets calculé sera majoré de 10% pour chaque fourrure interposée.

Assemblages à pièces embouties

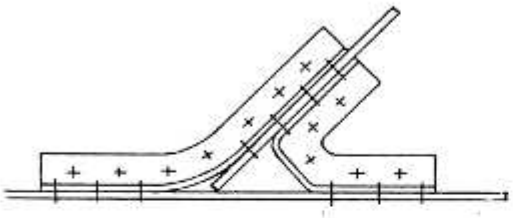
Ces assemblages dont l'emploi peut toujours être évité en soudure sont destinés à éviter l'emploi de fourrures ; toutes les fois que la face sur laquelle on doit river une tôle, un couvrejoint ou une cornière présente un ressaut (ou décrochement) égal à l'épaisseur d'une tôle, ou deux tôles au maximum, on peut éviter l'emploi de la fourrure en forgeant la tôle, le couvrejoint, ou la cornière, de manière à lui faire épouser la forme du ressaut.



Tôle emboutie



Cornière emboutie



Ce travail est assez facile à exécuter quand il s'agit d'assemblages aussi simples que ceux dont il vient d'être question; il peut être fait à la forge portative.

Mais il n'en est pas de même en ce qui concerne l'emboutissage des cornières destinées à assembler des pièces ne se rencontrant pas à angle droit. Ce travail est alors difficile à réussir ; on ne peut le demander qu'aux usines importantes disposant d'un outillage spécial de matrices et presses hydrauliques, ainsi que de fours.

Le travail à la forge portative exécuté avec les outils de chantier conduirait ordinairement à un résultat médiocre: la forme de l'emboutis serait défectueuse et il s'adapterait mal sur les pièces à réunir. Le métal pourrait être détérioré et présenter des traces de fissures.

Souvent, on soumet la pièce façonnée à un recuit, pour remédier à la détérioration du métal, causée par des opérations thermiques et mécaniques trop brutales.

On proscrit généralement les emboutis difficiles, par crainte des mécomptes et des malfaçons ; il est préférable, en général, d'employer les fourrures en acceptant un poids de métal un peu plus important.

Assemblages sur surfaces courbes

On évite d'employer des surfaces courbes dans les ponts rivés ; les assemblages sont en effet difficiles à réaliser, et en général, les calculs correspondants sont incertains. Ces assemblages sont au contraire très faciles à exécuter en soudure.

Le pont sur le Forth, en Ecosse, est un exemple remarquable d'une construction rivée semblable : les éléments comprimés des poutres-maîtresses, membrures et barres de triangulation sont des cylindres de section circulaire ou elliptique.

La forme de ces sections, très favorable au point de vue de la résistance au flambement, a entraîné des difficultés matérielles considérables dans l'exécution des assemblages de ces pièces entre elles et avec les autres éléments de l'ossature.

On ne peut calculer aisément une rivure sur les surfaces courbes que si les rivets ont leurs axes parallèles, sensiblement, et sont répartis en files suivant les génératrices d'une surface cylindrique ou conique ; ou si les rivets, distribués d'une façon quelconque sur une surface cylindrique ou conique sont soumis à un effort de cisaillement dirigé suivant la génératrice.

Dans ces deux cas, en effet, l'effort total est à peu près uniformément réparti entre tous les rivets, et il est facile, dans de telles conditions, de calculer la rivure avec une approximation suffisante.

Recommandations générales relatives aux assemblages

Dans l'étude des assemblages, on doit s'attacher à observer les règles pratiques énoncées précédemment en ce qui concerne les diamètres, les longueurs et les espacements des rivets, ou les dimensions des cordons de soudure.

On fera autant que possible, travailler les rivets au cisaillement, plutôt qu'à l'arrachement des têtes ; les cordons de soudure seront bout à bout autant qu'on le pourra plutôt que d'angle.

On déterminera, dans tout assemblage de deux pièces, le système des forces tendant à les séparer, et on disposera la rivure ou les cordons de soudure en conséquence. En particulier, si ce système de forces est contenu dans un plan et si les plans d'assemblage ne coïncident pas avec lui, les rivets ou les cordons de soudure devront être disposés symétriquement par rapport à ce plan, et symétriquement par rapport à la résultante générale du système, la réduction étant faite au point de concours des fibres moyennes des deux pièces.

Cette dernière remarque est très importante : son inobservation conduit à réaliser des assemblages donnant naissance à des efforts parasites importants dans les charpentes et particulièrement dans les barres de triangulation des ponts.

L'expérience montre que, dans les assemblages rivés, la section active, au moment de la rupture, est légèrement supérieure à la section nette.

D'autre part, les dispositions des assemblages, et l'ordre fixé pour le montage des différents éléments de l'ossature doivent permettre la pose de tous les rivets ou la confection de tous les cordons de soudure prévus au projet.

Ceci étant réalisé, il doit en outre être possible de remplacer un rivet rompu ou relâché, ou de remettre en état un cordon de soudure. Cette condition n'est pas toujours réalisable, mais on doit toujours s'efforcer de la remplir pour tous les assemblages importants dont l'intégrité est essentielle à la stabilité de l'ouvrage, sauf à sacrifier les assemblages accessoires, dans lesquels un défaut localisé ne porterait pas d'atteinte sérieuse à la solidité de l'ouvrage.

Section II

Etude générale des types de poutres employés dans les charpentes métalliques.

Chapitre I

Étude générale des poutres à âme pleine.

Une poutre à âme pleine est une pièce prismatique, dont l'axe longitudinal rectiligne ou curviligne est généralement contenu dans un plan qui coupe chacune des sections transversales suivant la direction de l'un de ses axes principaux d'inertie ; ce plan est souvent appelé plan principal ; c'est en général un plan de symétrie de la poutre, et il contient ses points d'appui.

Ces poutres peuvent être soumises à des forces et à des couples situés dans leur plan principal, ou perpendiculaires à ce plan, plus rarement obliques.

Très généralement, c'est le système de forces situé dans le plan principal qui est envisagé pour déterminer les éléments de leur section transversa-

Types de poutres à âme pleine

Poutres rivées

Les types de poutres à âme pleine employés composés de cornières, de tôles et de plats, sont les poutres en U, les poutres à double-té, les poutres à caisson et les poutres à ornière ou analogues.

Poutres en U.



Ces poutres sont les plus simples des poutres composées ; elles comportent une âme formée par une tôle, et deux cornières assemblées à ses extrémités. Elles ont l'inconvénient d'être dissymétriques, et ne sont employées qu'exceptionnellement, lorsque les circonstances ne permettent pas d'adopter un profil symétrique.

Poutres à double-té.



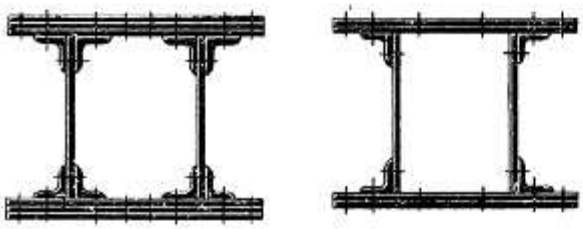
La poutre à double-té se compose de deux platebandes, ou semelles, constituées chacune par un ou plusieurs plats superposés, d'une âme formée par une tôle, de cornières encadrant l'âme le long de ses bords longitudinaux, et l'assemblant sur les deux platebandes.

Ce type de poutre ne permet pas d'obtenir des largeurs de semelles très importantes ; si la destination de la poutre l'exige, on a recours au type dit "à caisson".

Poutres à caisson.

La poutre à caisson comporte deux âmes jumelles qui forment, avec les platebandes un "caisson" complètement fermé.

Un pareil type de poutre n'est admissible que s'il est possible de circuler à l'intérieur, soit pour remplacer un rivet, soit pour refaire la peinture ; on ménage dans les âmes, en quelques endroits convenablement choisis, des "trous d'homme" dont les bords sont renforcés.



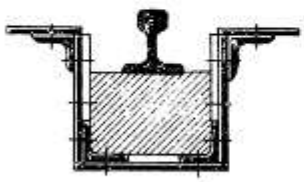
Si le vide intérieur est insuffisant pour permettre d'y circuler, on relie chaque extrémité de l'âme aux platebandes par une seule cornière ; cette solution est moins satisfaisante ; le montage s'achève par l'introduction entre les platebandes de la seconde âme munie de ses cornières, dont il ne reste à poser que les rivets verticaux.

Dans les ouvrages peu importants on remplace parfois l'une des âmes par une triangulation, à travers les vides de laquelle il est possible de poser les rivets des cornières intérieures, et au besoin de les remplacer, et de refaire les peintures.

Il est d'ailleurs parfois indispensable de multiplier le nombre des âmes et de réaliser une poutre "cellulaire" ; c'est, par exemple, le cas d'un chevêtre de pont tournant, reposant sur le pivot, où il reporte le poids total de l'ouvrage pendant sa rotation.

Poutres à ornière.

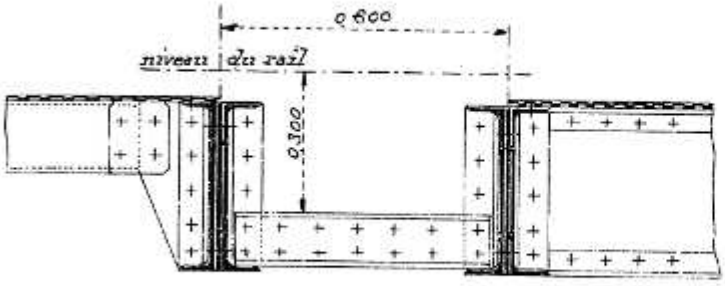
On employait autrefois la poutre à ornière, dont toutes les parois sont pleines, pour des ponts-rails de très faible portée (de 4 à 10m 00 par exemple), lorsqu'on ne disposait pas d'une hauteur suffisante entre le niveau de la voie et l'intrados de l'ouvrage.



Ce type n'est plus employé car les assemblages sont médiocres, et parce que la longrine sur laquelle repose le rail pourrit rapidement, par suite des difficultés que l'on éprouve à évacuer l'eau, qui provoque également l'oxydation de la poutre.

On lui préfère, aujourd'hui, le profil à double-tés jumeaux, qui ne présente pas ces inconvénients. Les double-tés, qui peuvent d'ailleurs comporter ou non des semelles, sont réunis de distance en distance (0,40m à 0,50m) par de petites entretoises, sur lesquelles reposent directement des longrines supportant les rails.

L'eau s'écoule facilement par les intervalles laissés entre les entretoises.

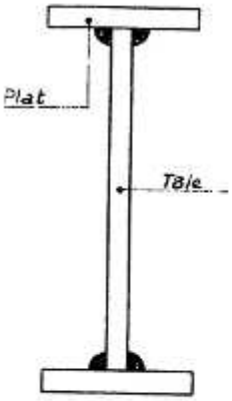


Poutres soudées

On utilise surtout la poutre à double-té et la poutre à caisson.

Poutres à double-té.

Pour les constituer, on se passe de cornières, en assemblant directement entre elles l'âme et les semelles au moyen de 4 cordons de soudure d'angle.



L'expérience montre que les poutres ainsi réalisées présentent une plus grande résistance à la rupture que les poutres rivées ayant la même hauteur et le même module de résistance ; elles sont donc plus comparables aux profilés laminés ayant les mêmes caractéristiques. La même remarque peut être faite en ce qui concerne leur déformabilité : il ne peut pas se produire ici, en effet, de petits glissements comme en rivure. Toutefois, il est nécessaire que les épaisseurs de l'âme et des semelles demeurent comparables, pour que ce résultat soit obtenu.

Ce mode de construction présente des inconvénients certains : la partie centrale de l'âme, à ses extrémités, n'est pas reliée à la semelle ; il subsiste au voisinage des cordons des contraintes résiduelles importantes, qui affaiblissent la membrure tendue (à la fatigue) ; la soudure provoque une déformation des semelles ; enfin, si l'âme est mince et les semelles épaisses, des effets de trempe sont à redouter.

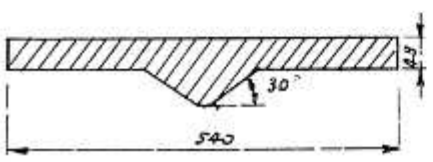
On améliore la liaison entre l'âme et les semelles en usinant les extrémités de l'âme, en biseau, de manière que la soudure puisse intéresser toute l'épaisseur de l'âme. Cette précaution paraît indispensable lorsque la poutre doit supporter des efforts dynamiques.



On substitue parfois aux éléments de construction précédents 2 fers à T laminés, ou obtenus en coupant un I, reliés par une tôle formant âme. Les avantages sont les suivants : on substitue aux soudures d'angle des soudures bout à bout, plus résistantes et faites sur des éléments de même épaisseur ; les semelles ne sont pas voilées par suite de l'échauffement dû à la soudure ; l'effet de trempe qui tendait à se produire en soudant une âme mince sur une semelle épaisse par suite des conductibilités thermiques différentes, est ainsi évité.



D'autre part, l'âme se raccourcit librement de quelques millimètres, et les contraintes internes sont ainsi libérées partiellement.

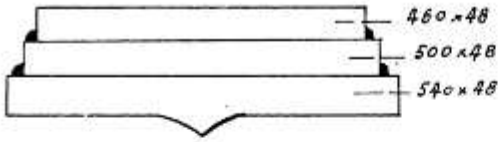


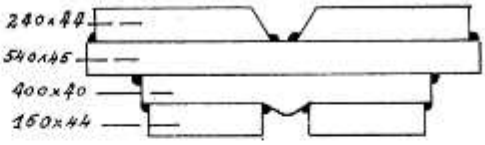
Ce type est facilement réalisable en soudure automatique (Unionmelt). On le préfère souvent aux plats à téton, dont la grande rigidité peut nuire à la qualité de la soudure. Ces derniers doivent souvent être rabotés pour préparer le joint soudé et rectifier des écarts de laminage qui restent cependant dans les limites usuelles de tolérance. Le laminage correct de la nervure est difficile, en raison de sa faible hauteur par rapport à sa largeur : on peut craindre une certaine fragilité après soudure. Il est assez difficile d'obtenir que l'âme et la semelle soient exactement rectangulaires.

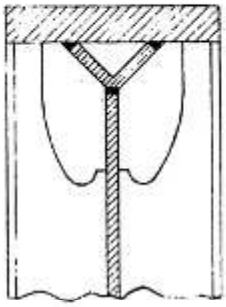
Au pont reliant l'île de Rügen au continent on a utilisé un profil de ce genre de 510x48, assemblé avec une âme de 15 mm, par une soudure en X ; ce profil, laminé spécialement, était livré par éléments de 52,80 m de longueur. Les poutres, de 3,60 m de hauteur, ont été entièrement soudées à l'atelier, et expédiées d'une seule pièce sur le chantier.

Au pont d'Ongrée sur la Meuse, on a employé des plats à téton atteignant 600x75 mm^2 ; pour éviter l'effet de trempe, au moment de l'exécution des joints, on les réchauffait à 100-120° au moyen de brûleurs à essence.

Ces plats peuvent d'ailleurs être renforcés, comme on l'a fait sur de grands ouvrages (Ponts-rails sur le Ziegelgraben et le Strelasund, île de Rügen, profils ci-dessous).





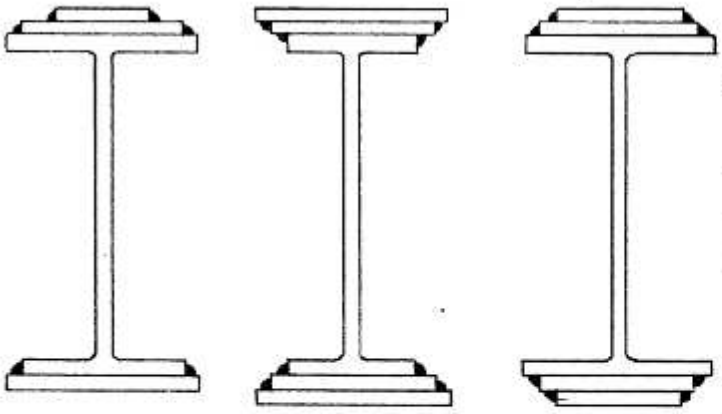


On a employé récemment en Allemagne une liaison par cornière entre la semelle et l'âme, comme il est indiqué ci-contre ; les ailes de la cornière sont rabotées à leurs extrémités.

On signale les avantages suivants :

- la membrure comprimée est moins sujette au voilement, son inertie se trouvant accrue par son assemblage avec la cornière,
- il y a un passage graduel de la semelle à l'âme,
- la semelle repose sur deux sections au lieu d'une seule,
- l'élasticité de la cornière permet une meilleure répartition des contraintes,
- la hauteur de l'âme est réduite, et présente une meilleure résistance au voilement.

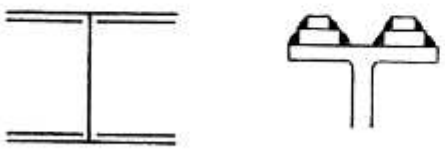
Les raidisseurs sont très largement échancrés au voisinage de l'assemblage.

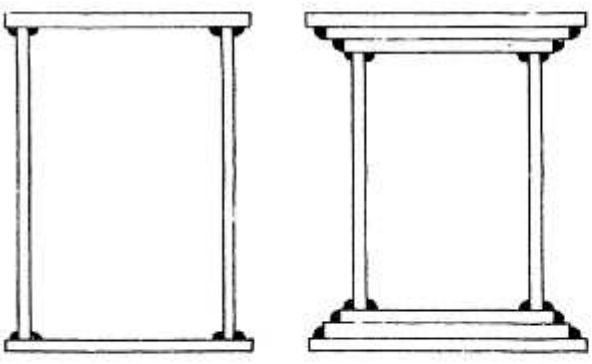


On utilise parfois des profilés laminés bien dressés, comme il est représenté ci-contre.

Le type de profil de gauche est d'exécution plus aisée que les deux autres, car les soudures peuvent être faites à plat, et sans retournement de la poutre.

La première disposition ci-contre, moins favorable au point de vue de sa résistance, ne rompt pas la ligne générale de la poutre ; la seconde non plus, en faisant varier à la demande la largeur des semelles supplémentaires ; mais cette disposition est coûteuse, en raison de la main d'œuvre qu'elle exige.

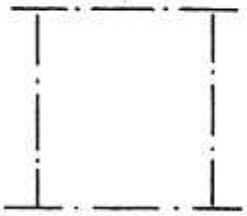




Poutres à caisson.

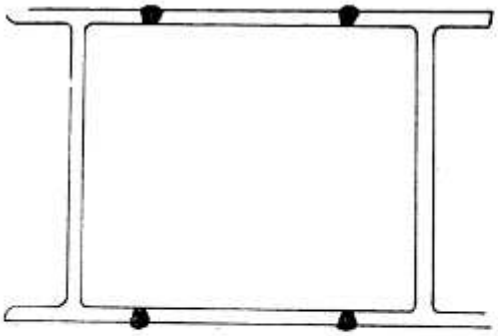
Les deux figures ci-contre montrent comment les profils de ces poutres peuvent être constitués. Les dimensions intérieures du caisson doivent être suffisantes pour que l'on puisse y souder sans danger de créer un court-circuit : il faut, au minimum un

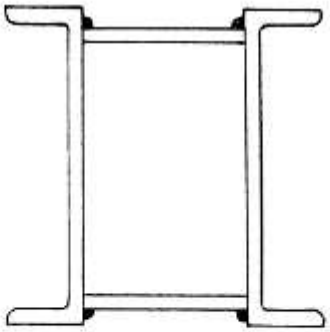
vide de 0.80 x 0.80 m. Sinon, les âmes ne pourraient être réunies aux semelles que par un seul cordon extérieur, ce qui n'est acceptable que si la poutre supporte des efforts de flexion peu importants ; les âmes sont alors chanfreinées à 50°.

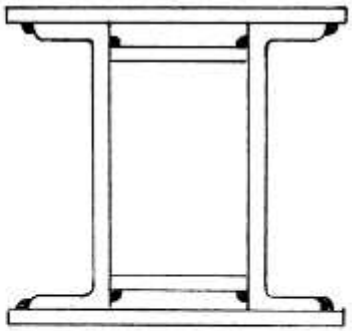


Mais, dans les petits profils à caisson, on a employé parfois des profils en T ou à téton, et la soudure bout à bout.

On peut également, comme dans le cas précédent, utiliser des profilés laminés, et renforcer au besoin les profils au moyen de tôles. En voici quelques exemples.







Nota – On retiendra que, en soudure, l'adjonction ou la suppression d'un plat de semelle, surtout s'il est de forte épaisseur, est une opération délicate, en raison de l'effet d'entaille que l'on peut créer à ses extrémités, si l'on ne prend pas la précaution d'y réduire progressivement son épaisseur, et même sa largeur.

Constitution des poutres à âme pleine

Les dimensions relatives des éléments dont sont constituées les poutres à âme pleine sont très variables, suivant les usages auxquels elles sont destinées ; la pratique des constructeurs les a cependant conduits à établir pour les poutres rivées en acier Ac. 42 certaines proportions, que l'on respecte dans les circonstances ordinaires. La nécessité en sera mieux comprise après le rappel des quelques notions théoriques qui suivent.

Stabilité des poutres droites à âme pleine soumises à une flexion dans le plan principal correspondant à leur plus grand moment d'inertie

Il se peut que des poutres droites horizontales à âme pleine dont le profil présente deux axes de symétrie, soumises à des forces verticales situées dans le plan correspondant à leur plus grande raideur, se déversent latéralement lorsque ces forces atteignent une certaine valeur, dite "valeur critique".

Ce phénomène se produit pour d'assez faibles charges lorsque les axes de l'ellipse centrale d'inertie du profil ont des valeurs très inégales : il est de nature comparable à celui du flambement des pièces comprimées.

Son étude se rattache à celle des "systèmes instables" ; elle a été poussée très loin par M. Timoshenko, qui s'est basé sur des considérations relatives à l'énergie potentielle des systèmes (1).

Une expérience très simple permet de se rendre compte de la production de cette instabilité : si l'on saisit une règle plate avec les deux mains et qu'on lui im-

(1) La théorie de M. Timoshenko a été publiée dans les Annales des Ponts et Chaussées de 1913 (fascicules III, IV, V). Consulter également sa "Théorie de la stabilité élastique" (Béranger).

pose un moment de flexion croissant, dont l'axe soit perpendiculaire à son plan, on sent très bien l'existence d'une valeur limite de ce moment, à partir de laquelle la forme plane cesse d'être stable; la règle sort brusquement de son plan, et se trouve fléchie perpendiculairement à lui, en même temps qu'elle est tordue.

Ce phénomène de torsion est d'ailleurs cause de quelque incertitude sur la rigueur des résultats théoriques obtenus, puisqu'on ne sait encore le traduire en formules exactes que pour des poutres à section pleine ou annulaire de forme circulaire, elliptique, rectangulaire, ou triangulaire. Les profils utilisés dans les charpentes métalliques en diffèrent beaucoup (⌊ T I ⌈⌊ II); les formules simplifiées que l'on emploie ne tiennent d'ailleurs pas compte du fait que leurs éléments constitutifs sont assemblés, ce qui diminue, dans une certaine mesure, la résistance des profils à la torsion, plus particulièrement lorsqu'ils sont rivés.

On sait résoudre théoriquement, d'une manière complète, un certain nombre de ces problèmes d'instabilité; mais il est souvent plus avantageux de procéder par approximations successives, analytiques ou numériques.

La question a été traitée dans le Cours de Résistance des Matériaux, pour le flambement des poutres comprimées et pour le déversement des poutres fléchies. On se bornera à rappeler le principe de la méthode générale d'approximation de M. Timosbenko connue sous le nom de "méthode de l'énergie".

Considérons une construction élastique soumise à des liaisons quelconques, et en équilibre sous un système de forces donné; pour rechercher si elle est stable, imposons-lui une déformation virtuelle infiniment petite, compatible avec les liaisons. On suppose la construction inextensible au cours des déformations.

Il y correspond une variation du potentiel interne; soit ΔW sa valeur.

D'autre part, au cours de la déformation, les forces données accomplissent un certain travail ΔT.

Si $\Delta T > \Delta W$, le travail reçu par la construction est plus grand que la variation d'énergie qui correspond à la déformation envisagée, cette dernière ne peut donc que croître : l'équilibre initial est instable; si $\Delta T < \Delta W$, la déformation imposée ne peut être maintenue que si des forces complémentaires sont appliquées : l'équilibre est stable. La valeur critique des forces appliquées correspond donc à l'égalité $\Delta T = \Delta W$.

Mais il faut remarquer que chaque valeur critique ainsi déterminée n'est valable que pour le mode de déformation envisagé; une autre déformation virtuelle correspondrait à une autre valeur critique, et toutes ces valeurs sont supérieures à la valeur critique réelle, car imposer une déformation virtuelle compatible avec les liaisons données différente de la déformation naturelle dûe aux forces données revient à imposer des liaisons supplémentaires à la poutre, qui ne peuvent évidemment que contribuer à la rendre plus stable.

On peut dire aussi que, si l'on considère un système purement mécanique, soumis à des forces intérieures dont le potentiel est V_i, et à des forces extérieures dont le potentiel est V_e, lorsque le potentiel total $V_i + V_e$ est minimum, l'équilibre est stable (Lagrange et Lejeune-Dirichlet).

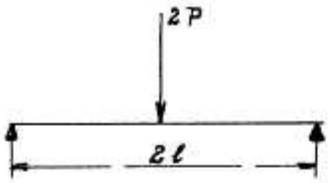
Les formes analytiques auxquelles conduisent les deux méthodes sont les mêmes.

Pour donner une idée des résultats trouvés par M. Timoshenko, nous résumerons brièvement ceux qui sont relatifs à l'étude d'une poutre droite à âme pleine simplement appuyée à ses deux extrémités, et chargée d'un poids en son milieu; il est nécessaire de définir avec précision la position de la charge parce que la stabilité latérale de la poutre varie avec cette position.

Quelles que soient les autres liaisons imposées à la poutre, la valeur critique de P produisant le flambement peut être calculée par une expression de la forme :

$$P_{cr} = k E \frac{\sqrt{J i}}{l^2}$$

dans laquelle : k est un coefficient numérique, dépendant des liaisons imposées à la poutre.



E est le coefficient d'élasticité du métal.
i est le moment d'inertie minimum du profil
$2l$ est la portée de la poutre
J est le coefficient d'inertie de torsion, qui, d'après St Venant a pour valeur approchée :

$$J = \frac{\mu S^4}{40 E (I+i)}$$

μ est l'un des coefficients de Lamé, que l'on représente souvent par G, et auquel on attribue fréquemment la valeur $G = \frac{2}{5} E$ pour l'acier, soit $8{,}8 \times 10^9$ kg/m², S représente la section brute du profil et I son moment d'inertie brut maximum.

On a ainsi

$$J = \frac{S^4}{100 (I+i)}$$

et l'expression de la charge critique prend la forme

$$P_{cr} = k \frac{E S^2}{10 l^2} \sqrt{\frac{i}{I+i}}$$

Voici les valeurs du coefficient k dans quelques hypothèses relatives aux liaisons :

a) la rotation des sections d'extrémité autour de l'axe neutre est seule impossible. (encastrement à la torsion) : $k = 2{,}115$.

b) la rotation des sections d'extrémité autour de leurs axes verticaux est également impossible (encastrements à la torsion et à la flexion transversale) : $k = 3{,}33$

c) la rotation des sections d'extrémité autour de l'axe neutre est impossible (encastrement de torsion), mais la section médiane ne peut se déplacer dans le sens transversal : $k = 5{,}56$.

Considérons un profil normal en I, de 500 mm de hauteur, posé sur deux appuis simples distants de 5,00 m; les données numériques sont les suivantes, le mètre et le kilogramme étant pris pour unités.

$E = 2{,}2 \times 10^{10}$, $S \times 10^6 = 17935$, $I \times 10^8 = 68736$, $i \times 10^8 = 2.470$

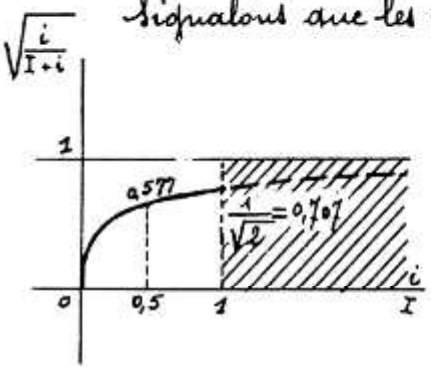
On trouve $\frac{ES^2}{10\,l^2}\sqrt{\frac{i}{I+i}} = 21083$ kg

Dans le cas a), le plus défavorable, la charge critique aurait donc pour valeur:

$$P_{cr} = 2{,}115 \times 21.083 = 44.590 \text{ kg}.$$

Abstraction faite du dépassement de la limite d'élasticité, la contrainte maximum correspondante serait de l'ordre de 40 kg/mm². Comme on ne fait travailler l'acier Ac 54 qu'aux environs de 18 kg/mm², on voit que ce profilé procure une marge de sécurité importante, dans les conditions qui viennent d'être envisagées.

Signalons que les valeurs données ci-dessus pour le coefficient k ne tiennent pas compte de la flexion des semelles des poutres qui accompagne la déformation générale par torsion.



Ce qu'il faut particulièrement retenir, c'est que pour une portée déterminée, et une dépense de métal consentie (la valeur de S étant alors donnée), la charge critique croît rapidement, toutes choses étant égales par ailleurs, avec le rapport $\frac{i}{I}$. On a donc intérêt à ce que ce rapport soit égal à une fraction voisine de l'unité, et on y parvient en donnant aux semelles une largeur importante; mais, pratiquement, on est assez limité dans ce sens.

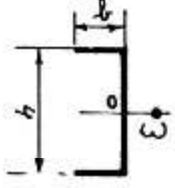
Si l'on remarque, d'autre part, que les valeurs du coefficient k et par conséquent celles de la charge critique croissent très rapidement à mesure que l'on impose à la poutre des liaisons supplémentaires, on voit que l'on trouvera là un moyen de remédier à l'inconvénient qui vient d'être signalé.

Nous verrons que, effectivement, dans la construction des ponts, on est tout naturellement conduit à établir de nombreuses liaisons limitant les déformations des éléments qui les constituent, de sorte que le phénomène signalé n'est que rarement à redouter, si ce n'est pour les poutres maîtresses.

Remarque relative aux poutres à âme pleine à profil dissymétrique.

Les poutres composées à âme pleine, en ⌴, présentent un seul axe de symétrie.

Or, on a constaté expérimentalement, sur des profils en ⌴, qu'une force verticale appliquée à un tel profil, dont l'âme est disposée verticalement, produit en général une torsion, et ceci, quelle que soit la grandeur de la force. Ce phénomène est dû à la répartition dissymétrique des cisaillements dûs à l'effort tranchant, dans les sections transversales. La torsion ne se produit plus si la trace ω de la ligne d'action de la force sur le plan horizontal de symétrie se trouve du côté opposé aux ailes, à une distance de l'âme variable avec la hauteur de la poutre.



Le point ω est nommé "centre de glissement"; si h est la hauteur du profilé, b la largeur des ailes, on démontre que lorsque les épaisseurs de l'âme et des ailes sont faibles devant les autres dimensions, on a : $o\omega = b \times \frac{b}{\frac{h}{3} + 2b}$.

Ainsi, une telle poutre tend à se voiler sous l'action de son poids propre, bien que cette force passe rigoureusement par le centre de gravité de son profil.

On devra donc l'employer, autant que possible, de manière que les charges soient appliquées du côté du centre de glissement, en chargeant l'âme plutôt que les ailes; les longerons des châssis de wagons et des automobiles ont, en effet, souvent leurs ailes tournées vers l'extérieur.(1)

Stabilité de l'âme d'une poutre composée.

On constate que si une poutre chargée possède une âme haute et mince, celle-ci peut se déformer par voilement, sans que la poutre subisse un déversement latéral, comme celui qui vient d'être étudié. Il se produit donc un véritable flambement de l'âme, qui se traduit par une déformation ondulatoire.

On peut s'y opposer soit en donnant à l'âme une épaisseur suffisante, soit au moyen de raidisseurs convenablement disposés.

L'étude du voilement des âmes, raidies ou non a été faite, en particulier, par M. Timoshenko suivant la méthode générale exposée précédemment.(2) Les cas théoriques que l'on peut envisager sont très nombreux; ceux que l'on rencontre le plus fréquemment dans la construction des ponts métalliques sont les suivants, dans lesquels l'âme ou l'élément d'âme compris entre les membrures et deux raidisseurs est assimilable à une plaque mince. Cette dernière peut être alors:

a) comprimée uniformément parallèlement à l'un de ses côtés,
b) fléchie, en même temps qu'elle est comprimée parallèlement à l'un de ses côtés (comprenant comme cas limites celui de la compression pure et celui de la flexion pure).
c) cisaillée uniformément sur tout son pourtour,
d) fléchie et cisaillée uniformément sur son pourtour.

Les cas de la flexion ou du cisaillement purs sont des cas limites, qui se produisent approximativement, dans le cas d'une poutre reposant sur deux appuis simples, en supposant les raidisseurs perpendiculaires à l'axe longitudinal de la poutre, dans les conditions suivantes:

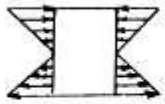


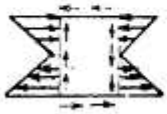
— au voisinage des appuis, la partie de l'âme comprise entre deux raidisseurs peut être considérée comme une plaque mince rectangulaire, soumise sur ses bords à une contrainte de cisaillement uniforme.

---

(1) Voir l'étude de M. Wolkovitsch qui contient une bibliographie complète de la question (Génie Civil 11 Juin 1932) et Annales des Ponts et Chaussées (1948 – fasc. III). Détermination du Centre de torsion à l'aide du théorème de réciprocité par M. Mandel.

(2) Cette théorie, basée sur la théorie de l'élasticité, conduit à des valeurs un peu trop faibles des contraintes de voilement; elle ne tient pas compte des tensions de membrane qui se produisent après une légère déformation; si les déformations sont plus accentuées, elle ne tient pas compte de la plasticité du métal.





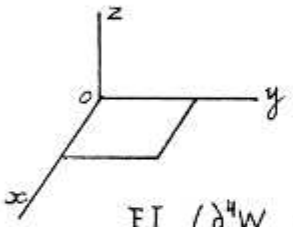
— au milieu de la portée, les contraintes de cisaillement sont négligeables devant les contraintes normales ; l'élément d'âme compris entre deux raidisseurs est simplement fléchi.
— dans les sections intermédiaires, l'élément d'âme est à la fois fléchi et soumis au cisaillement.

On remarquera que, pour une poutre à travées solidaires, le cas d) est réalisé dans des conditions défavorables au voisinage des appuis intermédiaires, où se produisent en même temps les plus grands moments fléchissants et les plus grands efforts tranchants.

Dans chacun des cas, il y a lieu d'envisager les conditions de fixation de l'âme à son pourtour ; il se peut même, comme dans les membrures des poutres triangulées, que l'un des bords soit libre, la plaque étant alors considérée comme comprimée uniformément.

L'expérience montre que pour l'âme d'une poutre à âme pleine, dont les bords sont à peu près invariables, le phénomène de voilement est entièrement différent de celui du flambement d'une poutre droite : dans ce dernier cas, la force de compression tend asymptotiquement vers une valeur finie pour une valeur théoriquement infinie de la déformation transversale ; pour l'âme, au contraire, la déformation transversale est une fonction constamment croissante des forces appliquées, et leur valeur critique correspond au changement d'allure de cette fonction, caractérisé par un point d'inflexion déterminable, difficilement d'ailleurs, par l'expérience.

Supposons le feuillet moyen contenu dans le plan xoy, et supposons-le inextensible, les côtés parallèles aux axes ox et oy, et deux d'entre eux coïncidant avec eux. L'épaisseur de la plaque est e. Soient, suivant les notations de Saint-Venant, N_1, N_2, T_3 les tensions (ou contraintes) à considérer, s'exerçant sur un élément $dx\,dy$ tangent au feuillet moyen déformé, au point xy ; X et Y les forces massiques au même point, et W la déformation perpendiculaire à la plaque ; St Venant a établi l'équation aux dérivées partielles suivante, tenant compte des flexions, des torsions, et des efforts tranchants.



$$\frac{EI}{1-\sigma^2}\left(\frac{\partial^4 W}{\partial x^4}+2\frac{\partial^4 W}{\partial x^2\partial y^2}+\frac{\partial^4 W}{\partial y^4}\right)=-f(x,y)+e\left(N_1\frac{\partial^2 W}{\partial x^2}+N_2\frac{\partial^2 W}{\partial y^2}+2T_3\frac{\partial^2 W}{\partial x\partial y}\right)+X\frac{\partial W}{\partial x}+Y\frac{\partial W}{\partial y}$$

où I désigne le moment d'inertie de la plaque par unité de longueur, et $f(x,y)$ l'intensité de la charge perpendiculaire à la plaque au point (x,y) ; σ est le coefficient de Poisson égal à 0,3 pour l'acier.

Dans le problème actuel, on néglige les forces massiques, et l'on suppose que la plaque n'est pas chargée transversalement. L'équation est ainsi réduite à la suivante

$$\frac{EI}{1-\sigma^2}\left(\frac{\partial^4 W}{\partial x^4}+2\frac{\partial^4 W}{\partial x^2\partial y^2}+\frac{\partial^4 W}{\partial y^4}\right)=+e\left(N_1\frac{\partial^2 W}{\partial x^2}+N_2\frac{\partial^2 W}{\partial y^2}+2T_3\frac{\partial^2 W}{\partial x\partial y}\right)$$

On peut déterminer, dans certains cas, les valeurs critiques des contraintes agissant dans le plan de la plaque, en supposant qu'elle commence à flamber et en cherchant pour quelles valeurs des contraintes les flèches peuvent devenir infinies.

Le problème est assez simple si les contraintes appliquées sont constantes, et si leurs

rapports à l'une d'elles sont connus : en tenant compte des conditions au pourtour, on trouve que le flambement envisagé n'est possible que pour un nombre limité de valeurs de la contrainte de référence : la plus faible est la valeur critique cherchée.

Il est beaucoup plus compliqué dans les autres cas, car les coefficients de l'équation aux dérivées partielles sont variables. Si l'on suppose que N_1, N_2, T_3 ont un facteur commun, on peut déterminer les valeurs de ce facteur pour que la forme d'équilibre envisagée soit possible ; la plus petite d'entre elles définit la charge critique.

La méthode de M. Timoshenko permet de résoudre le problème par approximations successives.

L'énergie de déformation de flexion et de torsion de la plaque peut être mise sous la forme

$$W=\frac{EI}{2(1-\sigma^2)}\iint\left[\left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}\right)^2+\left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}\right)^2+2(1-\sigma)\left(\frac{\partial^2 w}{\partial x\,\partial y}\right)^2+2\sigma\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}\right]dx\,dy=\frac{EI}{2(1-\sigma^2)}\iint\left\{\left(\frac{\partial^2 W}{\partial x^2}+\frac{\partial^2 W}{\partial y^2}\right)^2-2(1-\sigma)\left[\frac{\partial^2 W}{\partial x^2}\frac{\partial^2 W}{\partial y^2}-\left(\frac{\partial^2 W}{\partial x\,\partial y}\right)^2\right]\right\}dx\,dy,$$

l'intégration étant étendue à toute la surface de la plaque[1].

Le travail des forces agissant dans le plan moyen de la plaque et à son pourtour a pour expression (feuillet moyen inextensible, absence de forces massiques).

$$T=\frac{-e}{2}\iint\left[N_1\left(\frac{\partial w}{\partial x}\right)^2+N_2\left(\frac{\partial w}{\partial y}\right)^2+2T_3\frac{\partial w}{\partial x}\,\frac{\partial w}{\partial y}\right]dx\,dy$$

Cas particulier de la plaque reposant simplement sur ses appuis.

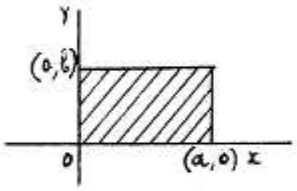
Ce cas est caractérisé par le fait que les moments fléchissants sont nuls sur tout le pourtour :

on sait qu'ils ont pour valeur par unité de longueur[2]

$$\begin{cases} M_x=\dfrac{EI}{1-\sigma^2}\left(\dfrac{\partial^2 w}{\partial x^2}+\sigma\dfrac{\partial^2 w}{\partial y^2}\right) \\ M_y=\dfrac{EI}{1-\sigma^2}\left(\sigma\dfrac{\partial^2 w}{\partial x^2}+\dfrac{\partial^2 w}{\partial y^2}\right) \end{cases}$$

(M_x : axe du couple parallèle à Oy, celui du couple M_y est parallèle à Ox).

Ses appuis étant fixes, on aura $w=0$ pour $x=0$, $x=a$, $y=0$, $y=b$, et comme ils sont simples



$$\begin{cases} \dfrac{\partial^2 w}{\partial x^2}+\sigma\dfrac{\partial^2 w}{\partial y^2}=0 & \text{pour } x=0 \text{ et } x=a \\ \sigma\dfrac{\partial^2 w}{\partial x^2}+\dfrac{\partial^2 w}{\partial y^2}=0 & \text{pour } y=0 \text{ et } y=b. \end{cases}$$

On satisfait à ces conditions en posant

$$\text{(effectivement)}\quad w=\sum_{m=1}^{\infty}\sum_{n=1}^{\infty}a_{mn}\sin\frac{m\pi x}{a}\sin\frac{n\pi y}{b}$$

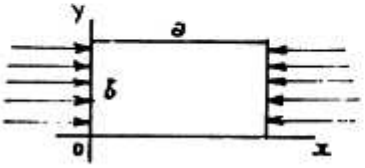
Tous calculs faits, on trouve que $W=\dfrac{\pi^4 EI\,ab}{8(1-\sigma^2)}\sum_{m=1}^{\infty}\sum_{n=1}^{\infty}a_{mn}^2\left(\dfrac{m^2}{a^2}+\dfrac{n^2}{b^2}\right)^2$ (Potentiel)

---

(1) Cette expression de W néglige l'énergie de déformation due aux efforts tranchants.

(2) On désigne souvent par D l'expression $\dfrac{EI}{1-\sigma^2}=\dfrac{Ee^3}{12(1-\sigma^2)}$, appelée rigidité de la plaque par unité de longueur.

a) *Plaque comprimée uniformément parallèlement au grand côté a par une force d'intensité ν_x.*



On a ici $N_1 = -\nu_x$, $N_2 = 0$, $T_3 = 0$

ν_x étant la contrainte uniforme de compression.

Le travail des forces est donc :

$$T = \frac{1}{2}\nu_x e \int_0^a\int_0^b \left(\frac{\partial W}{\partial x}\right)^2 dx\,dy = \frac{\pi^2 be}{8a}\nu_x \sum_{m=1}^{\infty}\sum_{n=1}^{\infty} m^2 a^2_{mn}.$$

L'équation $T = W$ détermine la valeur critique de ν_x, qui peut s'écrire

$$\nu_x = \frac{\pi^2 a^2 E I}{e(1-\sigma^2)} \times \frac{\sum_{m=1}^{\infty}\sum_{n=1}^{\infty} a^2_{mn}\left(\frac{m^2}{a^2}+\frac{n^2}{b^2}\right)^2}{\sum_{m=1}^{\infty}\sum_{n=1}^{\infty} m^2 a^2_{mn}}.$$

La fraction variable sera minimum lorsque l'on ne conservera qu'un seul terme au numérateur et au dénominateur, c'est-à-dire que l'on devra prendre

$$\nu_x = \frac{\pi^2 a^2 E I}{e(1-\sigma^2)} \times \frac{1}{m^2}\left(\frac{m^2}{a^2}+\frac{n^2}{b^2}\right)^2$$

- expression qui sera certainement minimum si l'on donne à n la valeur la plus faible, soit $n = 1$.

La déformation est donc caractérisée par la fonction

$$W = \sin\frac{\pi y}{b} \times a_{m1} \sin\frac{m\pi x}{a}$$

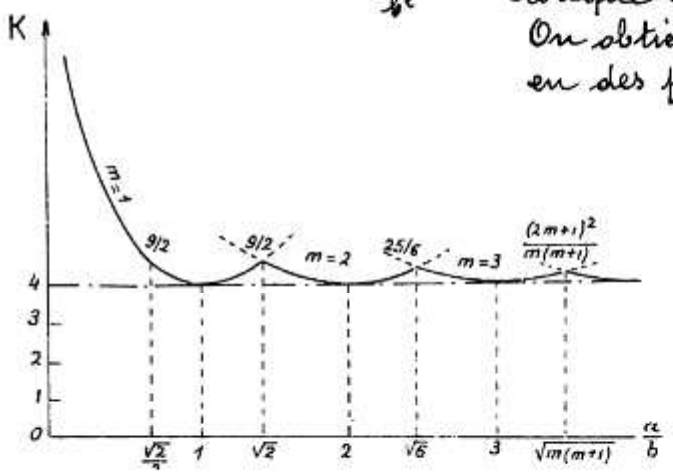
et la contrainte critique correspondante a pour valeur, en mettant en évidence le rapport $\frac{a}{b}$ et en remplaçant par sa valeur :

$$I = \int_{-\frac{e}{2}}^{+\frac{e}{2}} z^2\,dz = \frac{e^3}{12} :$$

$$(\nu_x)_{cr} = \frac{\pi^2 E e^2}{12(1-\sigma^2)b^2} \times \frac{\left(m^2+\frac{a^2}{b^2}\right)^2}{m^2\frac{a^2}{b^2}}$$

Il en résulte que la plaque déformée ne présente qu'une seule demi-onde dans le sens perpendiculaire à la compression, mais qu'elle peut en présenter plusieurs dans le sens de la compression, suivant la valeur que l'on doit attribuer à m pour rendre $(\nu_x)_{cr}$ minimum d'après la valeur du rapport $\frac{a}{b}$.

Posons $K = \frac{\left(m^2+\frac{a^2}{b^2}\right)^2}{m^2\frac{a^2}{b^2}}$, et représentons la variation de K en fonction de $\frac{a}{b}$ lorsque m prend les valeurs entières successives.



On obtient une série de courbes se recoupant en des points d'abscisses $\frac{a}{b} = \sqrt{m(m+1)}$, et d'ordonnées $\frac{(2m+1)^2}{m(m+1)}$; elles sont toutes asymptotes à l'axe vertical et tangentes à la droite horizontale d'ordonnée 4. On doit passer de l'une à l'autre à mesure que $\frac{a}{b}$ croît, pour déterminer la valeur b minimum de K pour une valeur de $\frac{a}{b}$ donnée.

On remarquera que K varie peu (de 4,5 à 4) si $\frac{a}{b}$ est supérieur à $\frac{\sqrt{2}}{2} = 0,707$.

Tant que $\frac{a}{b} < \sqrt{2}$, le flambement à une demi-onde est le seul possible, les valeurs de K et par conséquent la valeur de ν_{cr} correspondant à d'autres modes de flambement étant plus élevées. Il suffit donc de faire $m = 1$, et de rechercher la valeur de K correspondant à la valeur donnée de $\frac{a}{b}$.

Si $\frac{a}{b} > \sqrt{2}$, le flambement à plusieurs demi-ondes doit être envisagé; si par exemple $\sqrt{2} < \frac{a}{b} < \sqrt{6}$, le flambement serait à 2 demi-ondes, ayant chacune pour longueur $\frac{a}{2}$; chaque moitié de la tôle se trouverait donc dans les conditions d'équilibre d'une tôle de longueur $a' = \frac{a}{2}$ et de largeur b, articulée sur son pourtour. On voit que le nombre de demi-ondes de flambement croît avec le rapport $\frac{a}{b}$; pour les plaques très longues, $\frac{a}{b}$ est très grand, et est sensiblement égal à m. Le flambement se produit donc en m demi-ondes, dont la longueur est sensiblement égale à la largeur de la plaque : la plaque se subdivise sensiblement en panneaux carrés.

Il se peut, d'ailleurs la figure le montre, qu'il puisse devenir nécessaire d'adopter un écartement a" des raidisseurs tels que le rapport $\frac{a''}{b}$ ait une valeur inférieure à $\frac{\sqrt{2}}{2}$, car ce ne serait qu'à cette condition que l'on aurait des chances d'obtenir une valeur de K suffisamment élevée.

La question se poserait alors, du point de vue de l'économie, de savoir s'il ne vaudrait pas mieux augmenter l'épaisseur e de la tôle.

6) Plaque fléchie et comprimée uniformément parallèlement à ses grands côtés.

Considérons la contrainte définie, dans la plaque de côtés a et b par la relation

$$c = p\left(1 - \alpha \frac{y}{b}\right)$$

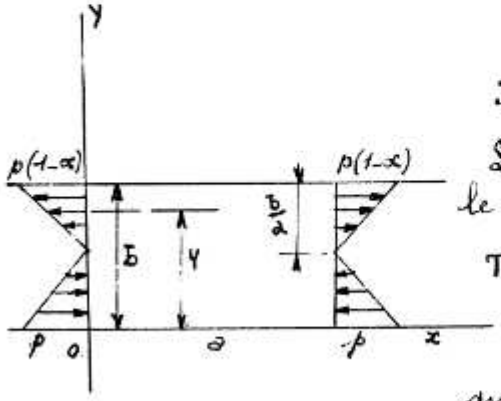
α étant un coefficient numérique

Pour $\alpha = 0$, on a le cas de la compression pure, qui vient d'être examiné

pour $\alpha < 1$, _____ avec flexion

pour $\alpha > 1$, _____ traction avec flexion

pour $\alpha = 2$, _____ flexion pure



Ici, $N_1 = -c$, $N_2 = T_3 = 0$

Le travail des forces au pourtour est donc pendant le flambement

$$T = \frac{1}{2} pe \int_0^a \int_0^b \left(1 - \alpha \frac{y}{b}\right)\left(\frac{\partial W}{\partial x}\right)^2 dx\, dy$$

L'égalité $T = W$ détermine la valeur critique qui peut s'écrire

$$\nu_{cr} = \frac{\pi^2 E I a^2}{e(1-\sigma^2)} \cdot \frac{\sum_{m=1}^{\infty}\sum_{n=1}^{\infty} a_{mn}^2 \left(\frac{m^2}{a^2} + \frac{n^2}{b^2}\right)^2}{\sum_{m=1}^{\infty}\sum_{n=1}^{\infty} a_{mn}^2 \frac{m^2\pi^2}{a^2} - \frac{\alpha}{2}\sum_{m=1}^{\infty} \frac{m^2\pi^2}{a^2}\left[\sum_{n=1}^{\infty} a_{mn}^2 - \frac{32}{\pi^2}\sum_{n=1}^{\infty}\sum_{i} \frac{a_{mn}\, a_{mi}\, n\, i}{(n^2 - i^2)^2}\right]}$$

expression dans laquelle i est un entier choisi de manière que $(n+i)$ soit un nombre impair (Ceci résulte du calcul des intégrales en T).

Il s'agit de déterminer les coefficients a_{mn} de la déformation w pour rendre cette expression minimum ; on annulera donc ses dérivées par rapport à chacun des coefficients a_{mn}. On obtient ainsi un système d'équations linéaires et homogènes en a_{mn}, que l'on subdivise en groupes, dans chacun desquels m a une valeur déterminée, c'est-à-dire qu'il y correspond un flambement de la plaque en un certain nombre de demi-ondes dont les lignes nodales sont parallèles à Oy. La déformation correspondant au groupe m est définie par la relation

$$w = \sin\frac{m\pi x}{a}\sum_{n=1}^{\infty} a_{mn}\sin\frac{n\pi y}{b}$$

Si l'on pose d'abord $m=1$, on obtient un système d'équations linéaires et homogènes en $a_{11}, a_{12}, \ldots$ qui doivent avoir une solution différente de zéro : le déterminant correspondant doit être nul.

On résout la question par approximations successives, en supposant d'abord que a_{11} seul est différent de zéro, puis a_{11} et a_{12}, etc.

Pour la flexion pure, il faut considérer simultanément 3 équations pour obtenir une approximation suffisante ; dans les autres cas, deux suffisent.

On posera de même $m=2$, $m=3$, etc.., et l'on déterminera les contraintes critiques correspondantes.

La contrainte critique peut se mettre sous la forme générale

$$\sigma_{cr} = K\frac{\pi^2 E e^2}{12(1-\sigma^2)b^2}$$

et M. Timoshenko a donné le tableau des valeurs de K pour différentes valeurs de α et du rapport $\frac{a}{b}$

A titre d'indication, les valeurs de K sont les suivantes pour la flexion pure.

$\frac{a}{b}$	0,4	0,5	0,6	2/3	0,75	0,8	0,9	1	1,5	2	3
K	29,1	25,6	24,1	23,9	24,1	24,4	25,6	25,6	24,1	23,9	24,1

On peut construire des courbes représentatives analogues à celles qui ont été déterminées dans le cas précédent. D'une manière approchée, on y relève que le flambement ne comporte qu'une demi-onde si $\frac{a}{b} < 0,95$, deux si $0,95 < \frac{a}{b} < 1,63$. Une plaque très longue sera subdivisée par le flambement de manière que la longueur de chaque demi-onde soit sensiblement égale à $2b$, qui correspond à la valeur minimum 23,9 ; on peut remarquer en effet que K varie très peu dès que $\frac{a}{b}$ est supérieur à 1,1 environ.

On conçoit donc que, dans la région centrale d'une poutre sur appuis simples, là où les contraintes supportées par l'âme proviennent surtout des efforts de flexion, des raidisseurs perpendiculaires à l'axe longitudinal (ou transversaux) n'augmentent pas notablement la stabilité de l'âme, puisque K n'augmente guère. On l'améliorerait

d'une manière plus efficace au moyen de raidisseurs disposés parallèlement à l'axe de la poutre (ou longitudinaux) dans la zone comprimée.

c) *Plaque cisaillée uniformément sur tout son pourtour*

On a ici $N_1 = N_2 = 0$ $\quad T_3 = -\tau$, et le travail des forces au pourtour

$$T = +\tau e \int_0^a \int_0^b \frac{\partial w}{\partial x} \frac{\partial w}{\partial y} \, dx \, dy$$

Le calcul conduit à considérer des intégrales de la forme

$$\int_0^a \sin \frac{m\pi x}{a} \cos \frac{p\pi x}{a} \, dx \begin{cases} = 0 \text{ si } m \pm p \text{ est pair} \\ = \frac{2a}{\pi} \cdot \frac{m}{m^2 - p^2} \text{ si } m \pm p \text{ est impair.} \end{cases}$$

de sorte que

$$T = +8\tau e \sum_m \sum_n \sum_p \sum_q a_{mn} a_{pq} \frac{m n p q}{(m^2-p^2)(q^2-n^2)}, \; m, n, p, q$$

étant des entiers tels que $m \pm p$ et $n \pm q$ sont impairs.

L'égalité $T = W$ conduit à l'expression

$$\tau_{cr} = +\frac{ab}{64e} \frac{\pi^4 E I}{(1-\sigma^2)} \times \frac{\sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} a_{mn}^2 \left(\frac{m^2}{a^2} + \frac{n^2}{b^2}\right)^2}{\sum_m \sum_n \sum_p \sum_q a_{mn} a_{pq} \frac{m n p q}{(m^2-p^2)(q^2-n^2)}}$$

Pour rendre minimum cette expression en a_{mn}, a_{pq}, on annule les dérivées par rapport à ces coefficients ; on obtient ainsi un système d'équations linéaires et homogènes, que l'on divise en deux groupes, dans l'un desquels $(m+n)$ est pair, qui conduit effectivement, comme le montre le développement des calculs, à la valeur minimum de la contrainte critique τ_{cr}.

On annule le déterminant correspondant qui résolu comme dans le cas précédent par approximations successives, permet de le calculer.

Avec 6 équations, les valeurs de K de la formule

$$\tau_{cr} = K \frac{\pi^2 E}{b^2} \frac{e^2}{12(1-\sigma^2)}$$

sont données par le tableau suivant

$\frac{a}{b}$	1	1,2	1,4	1,5	1,6	1,8	2	2,5	3	∞
K	9,4	8	7,3	7,1	7,0	6,8	6,6	6,3	6,1	5,35

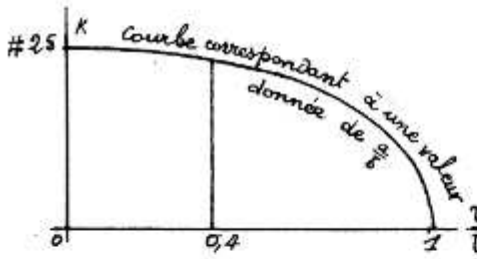
L'exactitude des valeurs de K décroît à mesure que le rapport des longueurs des côtés croît, mais la valeur limite 5,35 pour une plaque infiniment longue, est rigoureuse ; cette valeur serait portée à 8,98 si la plaque était parfaitement encastrée sur ses 4 côtés.

d) *Plaque fléchie (contraintes normales parallèles au côté a) et cisaillée uniformément.*

Dans ce cas, étudié suivant la même méthode, la contrainte critique de compression par flexion peut encore être mise sous la même forme.

$$\nu_{cr} = K \frac{\pi^2 E}{b^2} \frac{e^2}{12(1-\sigma^2)}$$

M. Timoshenko a donné les valeurs correspondantes de K, qu'il est nécessaire de déterminer avec 8 termes de l'équation en w, sous forme de courbes correspondant à différentes valeurs de $\frac{a}{b}$, dont les abscisses sont le rapport $\frac{\tau}{\tau_{cr}}$ de la contrainte de cisaillement uniforme calculée à la contrainte critique τ_{cr} correspondante.



Les ordonnées de ces courbes sont voisines les unes des autres lorsque $\frac{a}{b}$ varie de 0,5 à 1; leur valeur est voisine de 25 pour $\tau = 0$; leurs ordonnées sont peu variables tant que $\frac{\tau}{\tau_{cr}} < 0,4$, et décroissent rapidement ensuite pour s'annuler quand $\tau = \tau_{cr}$.

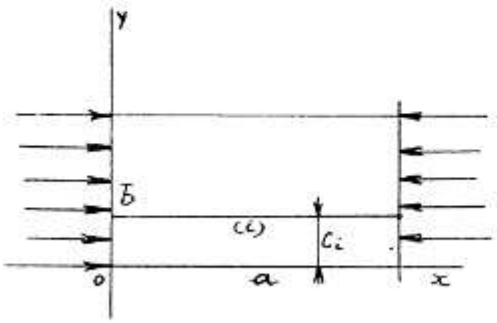
On voit ainsi que si la contrainte de cisaillement est inférieure aux 40 centièmes de la contrainte critique, l'influence du cisaillement sur la valeur critique de la contrainte de flexion est faible, bien qu'il la réduise toujours [1].

Renforcement des plaques par des nervures ou raidisseurs.

Dans tous les cas étudiés, la contrainte critique de flambement est proportionnelle au rapport $\left(\frac{e}{b}\right)^2$, b étant le plus petit des côtés a et b, pour une valeur donnée du rapport $\frac{a}{b}$. On peut l'augmenter en accroissant l'épaisseur e, mais c'est une solution qui peut devenir rapidement coûteuse, et on a alors avantage au point de vue du poids de métal dépensé, à introduire des nervures de raidissement, qui subdivisent la plaque en éléments de dimensions plus faibles. Mais pour que les considérations qui précèdent restent valables, il faut que les nervures restent rectilignes tandis que la plaque reste susceptible de flamber dans leur intervalle. Il est d'ailleurs inutile de donner aux raidisseurs une inertie plus grande que celle qui est strictement nécessaire pour que cette condition soit remplie.

La méthode de M. Timoshenko permet de déterminer ces valeurs limites de rigidité; on va étudier quelques cas.

a) Plaque comprimée uniformément parallèlement au côté a.



1) Les raidisseurs sont parallèles à l'effort de compression.

Le raidisseur de rang i est à la distance c_i de Ox; soit EI_i sa rigidité à la flexion [2]. Si le flambement de cette nervure se produit en même temps que celui de la plaque, c'est-à-dire suivant la même loi de déformation w, l'énergie correspondante est

---

[1] M. Massonnet, professeur à l'Université de Liège, qui a exécuté de nombreux essais sur le voilement des âmes des poutres à âme pleine, a donné de ce cas la représentation suivante : soit ν et τ les contraintes critiques de flexion pure et de cisaillement pur, ν' et τ' les contraintes normale et tangentielle produisant le voilement lorsqu'elles agissent simultanément. Si l'on porte en abscisses $\frac{\nu'}{\nu}$ et en ordonnées $\frac{\tau'}{\tau}$, les points figuratifs sont sensiblement situés sur la circonférence $\left(\frac{\nu'}{\nu}\right)^2 + \left(\frac{\tau'}{\tau}\right)^2 = 1$ pour des valeurs de $\frac{a}{b}$ variant de 0,5 à 1.

[2] En pratique, il suffit de considérer le raidisseur seul, en calculant son moment d'inertie par rapport au plan moyen de la plaque, qu'il soit symétrique ou dissymétrique; mais, dans ce dernier cas, ce n'est qu'une approximation, non encore vérifiée expérimentalement.

$$W_i = \frac{EI_i}{2} \int_0^a \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}\right)^2_{y=c_i} dx$$

Soit $W_i = \frac{\pi^4 EI_i}{4a^3} \sum_1^\infty m^4 \left(a_{m_1} \sin\frac{\pi c_i}{b} + a_{m_2} \sin\frac{2\pi c_i}{b} + \dots\right)^2$

Soit P_i la force de compression agissant sur la nervure ; le travail correspondant est

$$T_i = \frac{P_i}{2}\int_0^a \left(\frac{\partial w}{\partial x}\right)^2_{y=c_i} dx = \frac{P_i \pi^2}{4a} \sum_1^\infty m^2 \left[a_{m_1} \sin\frac{\pi c_i}{b} + a_{m_2} \sin\frac{2\pi c_i}{b} + \dots\right]^2$$

De sorte que, en conservant les notations utilisées précédemment, l'équation de l'énergie devient

$$T + \Sigma T_i = W + \Sigma W_i$$

les signes Σ étant étendus à toutes les nervures.

Le principe de la méthode pour déterminer la contrainte critique est celui qui a été exposé précédemment. La forme de l'équation de l'énergie montre que la valeur de cette contrainte dépend du rapport $\frac{a}{b} = \mu$ et en outre des rapports des modules d'inertie $\frac{EI_i(1-\sigma^2)}{EIb} = \gamma_i$ et des rapports des forces de compression $\frac{P_i}{b\nu_x e} = \frac{S_i}{be} = \delta_i$ S_i étant la section de la nervure de rang i.

Posant toujours $\nu_{cr} = K \frac{\pi^2 E}{b^2} \frac{e^2}{12(1-\sigma^2)}$

– <u>Si $i = 1$</u>, et si la nervure est placée au milieu du côté b, on a une approximation suffisante en ne conservant que les coefficients a_{11} et a_{13} dans l'expression de w. K est alors donné par la relation

$$(K\mu^2)^2(1+4\delta) - K\mu^2\left[(1+2\delta)(d+f) - 8\gamma\delta\right] + df - 4\gamma^2 = 0$$

dans laquelle on a posé $d = (1+\mu)^2 + 2\gamma$, $f = (1+9\mu^2)^2 + 2\gamma$

Si l'on se donne γ et δ, le facteur K qui n'est plus fonction que de $\frac{a}{b} = \mu$ passe par un minimum pour une certaine valeur de ce rapport ; la plaque, si elle est très longue, flambe alors en un certain nombre de demi-ondes dont le rapport de la longueur à b tend vers la valeur pour laquelle K est minimum. Cette longueur croît avec la rigidité de la nervure.

Certaines valeurs de K sont les mêmes que si la plaque avait une largeur égale à $\frac{b}{2}$; c'est donc que la nervure reste rectiligne pendant le flambement.

– <u>Si $i = 2$</u>, et si les nervures sont équidistantes et égales, on a en conservant seulement le coefficient a_{11} dans l'expression de w :

$$K = \frac{(1+\mu^2)^2 + 3\gamma}{\mu^2(1+3\delta)}$$

qui passe par un minimum pour $\mu^2 = \sqrt{1+3\gamma}$ (1).

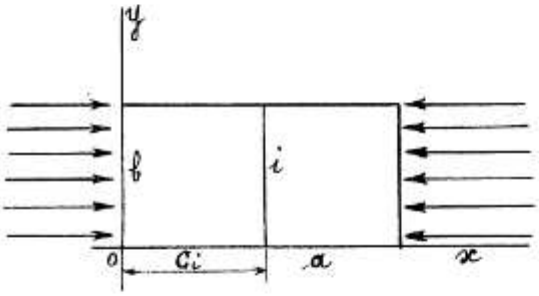
– <u>Si $i > 2$</u>, une expression approchée de la contrainte critique correspond à :

$$K = \frac{(1+\mu^2)^2 + 2\sum_i \gamma_i \sin^2\frac{\pi c_i}{b}}{\mu^2\left(1+2\sum_i \delta_i \sin^2\frac{\pi c_i}{b}\right)}$$

(1) La même approximation faite dans le cas où $i = 1$ aurait donné $K = \frac{(1+\mu^2)^2 + 2\gamma}{\mu^2(1+2\delta)}$, qui passe par un minimum pour $\mu^2 = \sqrt{1+2\gamma}$.

M. Timoshenko a établi des tableaux donnant les valeurs de K pour $i = 1$ et $i = 2$, en précisant celles qui correspondent aux cas où la nervure reste rectiligne.

c) Les raidisseurs sont perpendiculaires à l'effort de compression.



Il est naturel de supposer que le flambement ne comporte qu'une demi-onde dans le sens Oy, comme s'il n'y avait aucune nervure. On a alors

$$w = \sum_1^\infty a_m \sin \frac{m\pi x}{a} \sin \frac{\pi y}{b}$$

Le même procédé de calcul conduit à un système d'équations linéaires et homogènes par rapport aux coefficients a_m, que l'on résout par approximations successives.

S'il n'y a qu'un raidisseur, il devient la ligne nodale de la plaque fléchie en deux demi-ondes pour des valeurs limites de γ déterminées par le tableau suivant :

$\frac{a}{b}$	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,0	1,2	1,41
γ	12,6	7,18	4,39	2,8	1,82	1,25	0,433	0

La valeur $\gamma = 0$ pour $\frac{a}{b} = 1{,}41$ signifie que la contrainte critique est la même pour la plaque munie d'un raidisseur médian qui flambe en deux demi-ondes et pour la plaque sans raidisseur qui flambe en une demi-onde : l'effet du raidisseur est nul.

Si la plaque comporte 3 raidisseurs égaux et équidistants, les valeurs limites de γ pour lesquelles les nervures restent rectiligues quand le flambement de la plaque se produit en 4 demi-ondes sont les suivantes.

$\frac{a}{b}$	0,60	0,80	1,0	1,2	1,4
γ	101	42,6	21,7	12,4	7,71

Si les raidisseurs sont relativement flexibles et équidistants, et de même rigidité, en nombre r, la contrainte critique a pour valeur approchée

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{b^2} \times \frac{e^2}{12\,(1-\sigma^2)} \; \frac{\left(m^2 + \frac{a^2}{b^2}\right)^2 + (r+1)\,\gamma \frac{a^3}{b^3}}{m^2 \cdot \frac{a^2}{b^2}}$$

m étant le nombre de demi-ondes, que l'on détermine dans chaque cas pour obtenir le minimum de σ_{cr}.

3) Plaque cisaillée uniformément sur son pourtour.

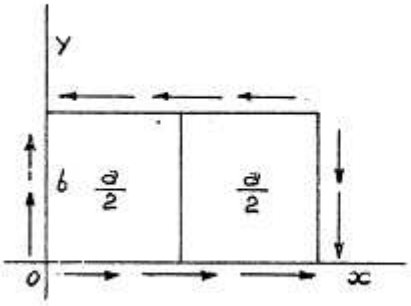
L'expérience montre que, sous cette action, et pour une déformation accentuée de la poutre, le flambement de l'âme se produit sous forme d'ondulations obliques, l'obliquité voisine de 45° dépendant de la distance qui sépare les raidisseurs, et de la hauteur de l'âme. Les raidisseurs qui s'opposent à la formation des ondulations, peuvent donc subir des efforts importants. Si leur rigidité n'est pas suffisante, les ondulations obliques de l'âme s'étendent à travers ces éléments, qui sont fléchis ; leur rôle devient médiocre, et la contrainte critique de cisaillement n'est plus guère accrue par leur présence. Le voilement modifie profondément les conditions de travail de l'âme : elle transmet encore une fraction de l'effort tranchant sous forme d'efforts de cisaillement, tandis que pour le reste, elle se com-

porte comme une poutre triangulée : les raidisseurs formant montants transmettent des efforts de compression ; dans le panneau séparant deux raidisseurs, une partie de l'âme se comporte comme une diagonale tendue.(1)

Soit maintenant avec les notations précédentes $\gamma_i = \frac{EI_i\,(1-\sigma^2)}{EI}$

En étudiant la variation de la contrainte de flambement en fonction de la rigidité des raidisseurs, ou de γ, on peut, ici encore, déterminer les valeurs de γ telles que le voilement d'ensemble de la plaque se produise pour la même valeur de la contrainte de cisaillement que si la plaque était limitée par deux de ses bords et par deux raidisseurs voisins: ceux-ci restent donc rectilignes.

Dans le cas d'un seul raidisseur placé au milieu de la plaque, parallèlement au côté b, les valeurs correspondantes de γ sont données par le tableau suivant :



$\frac{a}{b}$	2	1,5	1,25	1
γ	0,83	2,9	6,3	15

$\frac{a}{b}$	3	2,5	2	1,5	1,2
γ	0,64	1,37	3,53	10,7	22,6

Si deux raidisseurs égaux, divisant la plaque en trois parties égales étaient nécessaires, les valeurs limites de γ seraient fournis par le tableau ci-contre.

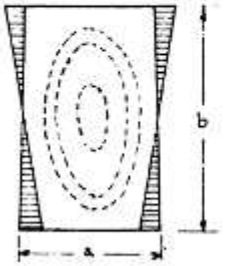
Position réelle des problèmes de voilement de l'âme et des raidisseurs - Coefficients de sécurité à adopter.

I - La théorie qui précède suppose, rappelons le, que le voilement est un phénomène élastique ; elle admet que l'âme est parfaitement plane, que son épaisseur est constante, que les forces appliquées agissent dans son plan moyen, et que les déplacements perpendiculaires à son plan restent petits par rapport à son épaisseur. Mise à part la dernière, ces conditions ne sont pas exactement remplies.

En ce qui concerne les raidisseurs, on suppose qu'ils peuvent, moyennant une inertie suffisante, rester parfaitement rectilignes lorsque les éléments de l'âme se voilent ; l'expérience montre que cette condition n'est jamais rigoureusement remplie, pas plus que les côtés de l'âme ne restent rigoureusement indéformables. L'essentiel est que la déformation des raidisseurs reste petite par rapport à la déformation maximum des panneaux partiels qu'ils servent à délimiter.

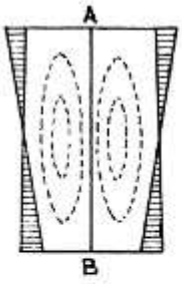
Si l'on considère une plaque rectangulaire soumise à la flexion pure, elle est susceptible de se voiler symétriquement, comme l'indique la figure ci-contre, où les projections des lignes de niveau de la plaque voilée sur son plan moyen initial sont représentées en pointillé.

(1) Ce mode de déformation, connu sous le nom d'"effet Wagner" n'a été qu'exceptionnellement constaté par M. Massonnet au cours de ses récents essais ; il semble qu'il ne se manifeste nettement que dans des conditions assez particulières de rapports entre les trois dimensions des plaques.



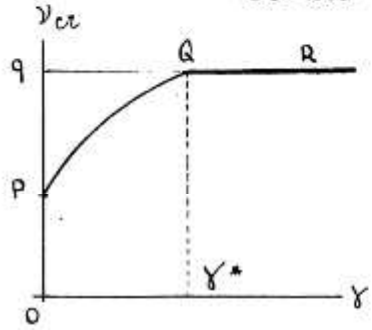
Si on lui adjoint un raidisseur transversal médian AB, dont la rigidité est faible, la plaque l'entraîne lorsqu'elle se voile, et la déformation conserve la même allure générale, bien qu'elle soit plus faible, toutes choses égales d'ailleurs.

Si l'on accroît la rigidité du raidisseur, il arrive un moment où l'énergie interne de la plaque n'est plus suffisante pour l'entraîner dans sa déformation : il reste rectiligne (au sens qui précède) et la plaque se voile symétriquement de part et d'autre, comme le montre la seconde figure.



La charge critique est alors celle d'une plaque de côtés $\frac{a}{2}$ et b.

Soit γ le rapport de la rigidité du raidisseur à celle de la plaque : $\gamma = \frac{EI}{b\,D}$; on peut représenter la variation de la contrainte normale critique de voilement ν_{cr} en fonction de la variation de l'inertie du raidisseur, ou de γ. C'est une courbe partant du point P qui correspond à l'absence de raidisseur, dont les ordonnées commencent par croître, tant que le premier mode de voilement est susceptible de se produire ; à partir du moment où la valeur de γ devient telle que le second mode de voilement se produit, la valeur de la contrainte critique est représentée par l'ordonnée Oq, et elle reste invariable, si la valeur de l'inertie du raidisseur continue à croître, c'est-à-dire quel que soit γ, puisque le raidisseur reste rectiligne. La courbe représentative est donc formée d'un arc PQ et d'une horizontale QR.



M. Massonnet désigne par γ^* la valeur de γ qui correspond à l'abscisse de Q ; le raidisseur qui correspond à la rigidité γ^* est celui qui possède la plus faible rigidité relative ; l'une ou l'autre forme de voilement peuvent d'ailleurs se produire. Il a dénommé γ^* la rigidité optimum, parce qu'elle correspond généralement aux conditions les plus économiques d'établissement de la poutre.

Tous les calculs qui précèdent ont été exécutés en supposant la plaque articulée sur ses 4 côtés ; l'âme de la poutre est cependant reliée aux semelles soit par des cordons de soudure, soit par des cornières ; elle est fixée soit aux nervures d'assemblage d'autres pièces, soit à des raidisseurs ; en outre, les divers panneaux séparés par les raidisseurs ne sont pas indépendants. Les conditions de stabilité sont d'ailleurs plus favorables pour les constructions rivées, les cornières assurant un encastrement plus ou moins parfait de la tôle qu'elles enserrent.

Aussi, depuis les travaux de M. Timoshenko, de nombreuses recherches théoriques ont été faites, dans le domaine élastique, sur le voilement des plaques, pour tenir compte des diverses conditions de leurs appuis, et des divers modes de sollicitation auxquels elles peuvent être soumises.

Le coefficient de sécurité qu'il convient de prendre à l'égard du voilement de l'âme ne doit pas être aussi élevé qu'à l'égard de la rupture, parce qu'il n'entraîne pas la ruine de la poutre si les charges ne sont pas accrues après son apparition.

Il résulte d'essais exécutés par M. Massonnet [1], sur des poutres soudées de grandes dimensions, que la charge critique expérimentale est toujours plus élevée que la charge critique théorique de M. Timoshenko; elle est du même ordre de grandeur que si les côtés d'un panneau adjacents aux semelles étaient parfaitement encastrés, les deux autres étant articulés. Il avait initialement conclu d'une première série d'essais d'adopter comme coefficients de sécurité pour l'âme, par rapport aux résultats de M. Timoshenko, dans les poutres soudées 1,15 pour la flexion pure, et 1,35 pour le cisaillement pur; il s'estimait alors très prudent; de la seconde série d'essais, il a déduit que ces coefficients pourraient même sans danger être réduits à l'unité. Pour les constructions rivées, c'est la pratique qui est suivie en France depuis longtemps déjà, et il n'y a vraiment aucune raison, après ce qui précède, de ne pas l'étendre aux constructions soudées.

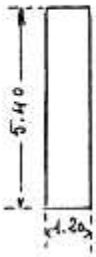
Ce résultat est applicable aux tôles du commerce telles qu'elles sont ordinairement livrées, malgré les légères imperfections que comporte leur planéité: leur rôle est très faible, et peut même être parfois favorable.

En ce qui concerne les raidisseurs, la conclusion de M. Massonnet est plus pessimiste; ayant poussé les essais de ses poutres jusqu'à la ruine, il en a déduit que pour obtenir un raidisseur longitudinal qui reste rectiligne jusqu'aux environs de la charge correspondante, il faut lui donner une rigidité égale à $k\gamma^*$, le coefficient k dépendant principalement de sa position, et variant de 3 s'il est au milieu de la hauteur, à 7 s'il est au cinquième. Aucune conclusion expérimentale n'est actuellement valable pour les raidisseurs transversaux; mais on peut observer qu'ayant trouvé $k = 20$ pour des panneaux comportant à la fois des raidisseurs longitudinaux et transversaux, alors que γ^* correspond à des raidisseurs transversaux seulement, il propose de prendre $k = 3$.

Ces conclusions paraissent passablement exagérées; pour l'utilisation normale d'une poutre, il n'est nullement nécessaire que les raidisseurs restent rectilignes jusqu'à sa ruine éventuelle. Calculant la résistance globale des poutres dans le domaine élastique et même largement à l'intérieur de ce domaine, il suffit que les raidisseurs restent rectilignes dans ces conditions et par conséquent, comme on l'a indiqué précédemment, il est suffisant de leur attribuer strictement la rigidité γ^*.

On peut notamment appuyer cette opinion sur la constatation suivante: le pont de l'Aiguillon, en fer, sur la ligne de la S.N.C.F. Bordeaux à Sète, est à trois travées solidaires de 47,40 m - 70,80 m - 47,40 m de portée; c'est un ouvrage à deux poutres maîtresses à âme pleine de hauteur constante, renforcée par des raidisseurs verticaux et, au voisinage des appuis, par des raidisseurs diagonaux. Près des appuis intermédiaires, dans le premier panneau sans

(1) Bulletin du C.E.R.E.S. Liège, Octobre 1951, pages 66 à 240 - 14ème Volume de Mémoires de l'Association internationale des Ponts et Charpentes - Fascicule C-10.1 de la Commission pour l'étude de la construction métallique (C.E.C.M).



raidisseurs diagonaux, ayant pour dimensions 1,20 x 5,40 m, l'épaisseur de l'âme est 6 mm. La contrainte critique normale de Timoshenko est de l'ordre de 1,5 kg/mm². On peut affirmer que les trains provoquent plusieurs fois par jour des contraintes 4 à 5 fois plus élevées sans que l'on ait pu constater après un siècle, de voilement de l'âme ou de flambement des raidisseurs; et cependant, le coefficient de sécurité est inférieur à l'unité.

L'expérimentation relative aux questions de voilement des âmes est d'ailleurs extrêmement difficile; en ce qui concerne les essais non destructifs auxquels il a procédé, qui dépassaient légèrement le domaine des charges "de service", M. Massonnet a signalé que "les essais ont été extrêmement décevants, en ce " "sens qu'ils ont été considérablement perturbés par des facteurs secondaires, tels " "que les imperfections initiales, et les tensions et déformations dues au soudage. Ces" "facteurs, qui varient d'un essai au suivant, ont entaché les valeurs expérimentales " "des charges critiques de voilement d'erreurs considérables, en sorte qu'on ne peut se" "fier suffisamment aux résultats obtenus ". Les âmes étaient d'ailleurs très minces, beaucoup plus que dans les constructions normales, pour permettre de déceler plus aisément les voilements, de sorte que les imperfections initiales des panneaux d'âme, comme les conséquences des opérations de soudage y prenaient d'autant plus d'importance.

Si intéressants et si instructifs que soient des essais poussés, dans ces conditions, jusqu'à la ruine, ce n'est pas par une sorte d'extrapolation à rebours, si l'on peut s'exprimer ainsi, qu'il est convaincant de chercher à fixer des coefficients de sécurité pour une utilisation qui reste très en-deçà du domaine d'expérimentation. L'expérience de nombreuses réalisations d'ouvrages qui ne donnent aucune inquiétude depuis longtemps, sans satisfaire aux conditions sévères indiquées ci-dessus montre qu'il est superfétatoire de se les imposer.

II - Les dimensions a et b à prendre en compte sont les longueurs libres; en construction rivée, ce sont les distances entre bords en regard des cornières; en construction soudée, ce sont les distances entre semelles ou entre nervures.

III - Pour déterminer l'épaisseur de l'âme d'une poutre, par exemple, on commence par considérer les régions où les moments fléchissants sont prédominants; on recherche ensuite si l'adjonction de raidisseurs est nécessaire. Puis l'on vérifie la stabilité des régions où les cisaillements sont les plus importants; on examine de même si des raidisseurs sont nécessaires. On vérifie enfin des régions intermédiaires, pour s'y assurer de la stabilité de l'âme.

M. Massonnet a publié des abaques qui facilitent la résolution de ce genre de questions - Voir Annales de l'Institut technique du Bâtiment et des Travaux publics - Novembre 1953 - Notes techniques du C.E.C.M. : C 10 et C 10-1. Ils sont établis dans les hypothèses suivantes :

- les panneaux de l'âme limités par les membrures de la poutre et les raidisseurs sont indépendants les uns des autres, et appuyés librement sur leurs bords.
- les raidisseurs, symétriques par rapport au plan de l'âme, ont des rigidités

suffisantes pour qu'ils restent rectilignes si l'âme subit un voilement.

- le coefficient d'élasticité de l'acier est 21.000 Kg/mm².
- deux nuances d'acier sont envisagées : A.37 et A.52 ; elles sont assez voisines respectivement de l'Ac.42 et de l'Ac.54 (les limites apparentes d'élasticité sont sensiblement les mêmes) pour que les abaques soient considérés comme valables pour ces deux dernières nuances d'acier.
- le danger de plastification de l'âme est supposé déduit du critère de Hencky et von Mises : ν_u et τ_u mesurant les contraintes critiques de flexion pure et de cisaillement pur ; la contrainte critique de référence est $\nu_c = \sqrt{\nu_u^2 + 3\tau_u^2}$; elle doit être inférieure à la limite élastique proportionnelle de l'acier pour que l'âme se voile dans le domaine élastique ; si elle lui est supérieure, on la réduit dans la même proportion que l'on réduit la contrainte critique de flambement d'une poutre dans les mêmes circonstances, ce qui est favorable à la sécurité.

Ces abaques permettent de résoudre les questions suivantes :

- un panneau d'âme ayant des dimensions données, est soumis à des contraintes ν et τ ; déterminer l'espacement des raidisseurs pour que l'on ait un coefficient de sécurité donné.
- l'âme ayant une largeur et une hauteur données et soumise à des contraintes dont le rapport est donné, déterminer son épaisseur pour que le coefficient de sécurité ait une valeur donnée.

Ils permettent également de déterminer soit les moments d'inertie des raidisseurs, soit le coefficient de sécurité au voilement d'un panneau muni de raidisseurs longitudinaux ou transversaux, et de déterminer la position optimum d'un raidisseur longitudinal lorsque le rapport $\frac{\tau}{\nu}$ est connu.

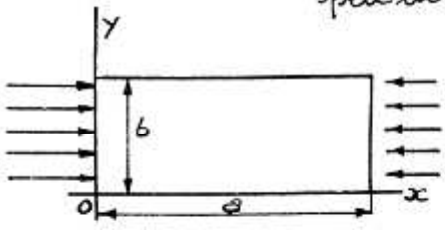
Dans le cas de la flexion pure, la position optimum est au 1/5 supérieur de la hauteur (poutre horizontale chargée de haut en bas) ; dans le cas du cisaillement pur, elle est au milieu de la hauteur.

Stabilité des membrures d'une poutre composée.

Les membrures d'une poutre à âme pleine peuvent être considérées comme uniformément comprimées. Il ne peut guère y avoir tendance au flambement, en pratique, que dans le cas des poutres à âme simple, plus particulièrement dans les poutres soudées.



Chaque demi-membrure AB est alors assimilable à une plaque libre suivant le bord B ; il ne serait pas prudent de la considérer comme encastrée le long du bord A dans le cas de la soudure, surtout si l'âme est mince ; enfin, si les raidisseurs sont assez écartés, les bords parallèles à AB sont souvent considérés comme articulés, la continuité ne majorant alors que peu la contrainte critique.



Par exemple, les côtés $x=0$, $x=a$ étant articulés, le côté $y=0$ est articulé, et le côté $y=b$ est libre (poutre soudée par exemple) ou encore : le côté $y=0$ est encastré et le côté $y=b$ est libre (poutre rivée avec forts raidisseurs d'âme, par exemple).

Dans ces deux cas, la surface élastique est définie par une fonction de la forme $w = f(y) \sin \frac{m\pi x}{a}$, la fonction $f(y)$ étant à déterminer pour satisfaire à l'équation générale de la surface élastique

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2\,\frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \frac{12(1-\sigma^2)}{E\,e^2}\left(N_1 \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + N_2 \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + 2T_3 \frac{\partial^2 w}{\partial x\,\partial y}\right)$$

compte tenu que dans le cas présent $N_2 = T_3 = 0$ et que $N_1 = -p$.

On obtient ainsi une équation linéaire et homogène du 4ième ordre en f, dont les constantes d'intégration sont déterminées par les conditions au contour pour $y = 0$, $y = b$.

Si le côté $y = 0$ est articulé, $w = 0$ $\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \sigma \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} = 0$ pour $y = 0$

pour le côté $y = b$ qui est libre $\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \sigma \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} = 0$, $\frac{\partial^3 w}{\partial y^3} + (2-\sigma)\frac{\partial^3 w}{\partial x^2 \partial y} = 0$ pour $y = b$.

la première de ces deux relations exprimant que le moment fléchissant est nul, et la seconde que la réaction d'appui par unité de longueur est nulle.

Si le côté $y = 0$ est encastré, les conditions correspondantes sont

$$w = 0, \quad \frac{\partial w}{\partial y} = 0 \qquad \text{pour} \qquad y = 0$$

ECOLE DES PONTS-ET-CHAUSSÉES BIBLIOTHÈQUE

Ces intégrations peuvent être poursuivies dans les deux cas, et la détermination des 4 constantes faite pour avoir une surface élastique différente d'un plan, au moyen d'équations linéaires et homogènes dont on annule le déterminant : il ne reste, en définitive, dans chaque cas, que deux constantes d'intégration indépendantes; le déterminant à annuler n'est donc que du second ordre, et permet le calcul de la contrainte critique au moyen d'une équation transcendante.

Cette contrainte est mise dans les deux cas sous la forme ordinaire

$$\nu_{cr} = K\,\frac{\pi^2 E}{b^2}\,\frac{e^2}{12(1-\sigma^2)}$$

M. Timoshenko a dressé les tables correspondantes des valeurs de K.

	$\frac{a}{b}$	0,5	1	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2	2,2	2,4	2,5	3	4	5
$y=0$ articulé	K	4,4	1,44	"	1,135	"	0,952	"	0,835	"	0,755	"	0,698	"	"	0,610	0,564	0,516	0,506
$y=0$ encastré	K	"	1,70	1,56	1,47	1,41	1,36	1,34	1,33	1,33	1,34	1,36	1,38	1,45	1,47	"	"	"	"

Pour des plaques de grande longueur, lorsque le côté $y = 0$ est articulé, on a sensiblement

$$K = 0{,}456 + \frac{b^2}{a^2}$$

D'ailleurs, pour a ∞, on a $K = \frac{6(1-\sigma)}{\pi^2}$

Un coefficient de sécurité de 1,5 est nécessaire en construction rivée; il faut le porter à 2 en construction soudée.

Remarque -

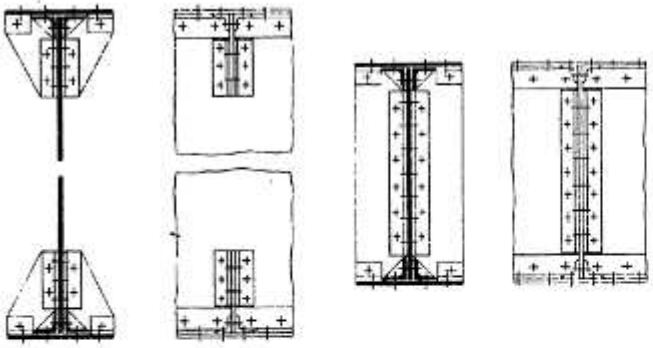
Toutes les fois que l'on s'écartera des règles habituelles, il sera nécessaire de faire des expériences sur modèles réduits, pour mesurer directement le coefficient de sécurité de la construction proposée, et le bien-fondé des théories émises.

Cette observation trouve plus particulièrement son application en ce qui concerne les constructions en acier Ac 54 et les constructions soudées, dans lesquelles l'accroissement des contraintes, ou l'absence de cornières d'assemblage, se manifeste par une moins bonne résistance au flambement des divers éléments comprimés.

Indications générales sur les dimensions relatives des éléments des poutres à âme pleine rivées.

Nous ne nous occuperons que des poutres à double té, les indications correspondantes pouvant être facilement adaptées aux autres types de poutres à âme pleine.

La largeur des platebandes est généralement voisine de 40/100 de la hauteur de l'âme, et ne dépasse pas couramment 0,40 m. Exceptionnellement, on dépasse 0,60 m.(1) Mais, comme le plat ou le paquet de plats constituant les platebandes, serait alors insuffisamment maintenu par les cornières d'attache sur l'âme, on s'oppose à son gondolement au moyen de raidisseurs équidistants en plats et cornières analogues à ceux qui sont représentés ci-contre : ils se rapportent à une poutre haute et à une poutre assez basse ; les cornières horizontales sont rivées sur les plats des semelles. En même temps ces dispositifs servent à raidir l'âme.



Cette jonction des platebandes et des cornières est toujours le point faible du profil ; aussi, les dimensions des cornières doivent croître avec le nombre des plats formant les platebandes, de manière à pouvoir s'y assembler avec des rivets dont la section par unité de longueur aille en croissant.

On donne aux cornières une épaisseur au moins égale à celle des plats ; ceux-ci doivent être, autant que possible, d'égale épaisseur. Si leur épaisseur est inégale, les moins épais sont placés sur la face extérieure.

La saillie des platebandes par rapport aux cornières ne dépasse que rarement le quart de leur largeur totale ; lorsqu'elle n'est pas très petite, et que chaque semelle comporte plusieurs plats, il convient de lui donner une dimension suffisante (au moins trois fois le diamètre d'un rivet) pour qu'on puisse y placer une file de rivets de bordure, de manière à éviter les bâillements. Si la saillie est supérieure au quart de la largeur de la semelle, il est bon de raidir celle-ci par des cornières de bordure, si elle est comprimée pour l'empêcher de se voiler.

(1) On a atteint 800 mm au pont d'Árpád, à Budapesth, avec des cornières de 200 mm ; le rivetage au pistolet automatique a été interdit ; les rivets incandescents ont été nettoyés au moyen de brosses tournantes automatiques.

© École nationale des ponts et chaussées

L'épaisseur de l'âme ne doit pas être inférieure au $\left(\frac{1}{160}\right)^{ème}$ de la hauteur libre entre cornières pour l'acier Ac. 42 ; avec le même coefficient de sécurité à l'égard du flambement, le rapport ne doit pas être inférieur à $\frac{1}{140}$ pour l'acier Ac. 54.

Sa hauteur est généralement voisine du 1/10 de la portée de la poutre, et varie habituellement entre 1/8 et 1/20 ; toutefois, pour les éléments des tabliers des ponts, où une grande rigidité est nécessaire, on atteint parfois 1/6.

Par raison d'économie, on fait souvent varier la section des profils, de manière à maintenir la contrainte du métal à un taux aussi voisin que possible de la limite de sécurité sur toute la longueur de la poutre ; on laisse toujours constantes les sections des cornières, l'épaisseur de l'âme, et la largeur des semelles ; on se borne à faire varier l'épaisseur de celles-ci, en utilisant plusieurs plats ; on peut également, faire varier la hauteur de l'âme.



Si l'âme de la poutre est trop haute pour être constituée par une seule tôle, on la forme au moyen de deux ou plusieurs tôles juxtaposées, et reliées par des assemblages longitudinaux à double couvrejoint. C'est une solution coûteuse, qu'il est préférable d'éviter.

Renforcement de l'âme au droit des charges concentrées - Raidissement des âmes.

Il est parfois indispensable de raidir les âmes pour les empêcher de se voiler sous l'action de charges concentrées. Cette mesure de prudence est motivée par ce fait que les calculs de la Résistance des matériaux supposent que les forces appliquées à une poutre sur sa surface extérieure ne provoquent qu'une contrainte locale négligeable.

Ils ne sont plus valables quand des forces isolées sont concentrées sur une région très restreinte de l'âme, (efforts reportés par d'autres pièces) ou d'une membrure, (réactions des appuis).

On comprend donc que si l'on ne prenait pas des dispositions spéciales, la tôle mince qui forme l'âme pourrait se déchirer à son attache sur une membrure, par suite d'une extension exagérée, ou se gondoler et flamber, sous l'influence d'une forte compression locale.

Pour s'y opposer, on raidit l'âme au moyen de nervures perpendiculaires à la fibre moyenne, constituées par des cornières jumelles ; elles servent en même temps à attacher les autres pièces qui reportent sur elles des efforts concentrés.

De plus, d'autres nervures, formées de cornières isolées ou jumelées en forme de simple té, sont parfois disposées dans l'intervalle des premières, et fixées sur l'âme au moyen de rivets distribués comme des rivets de bordure de platebandes (écartement 5 à 7 diamètres).

Ces nervures ne sont utilisées que si e étant l'épaisseur de l'âme et h sa hauteur libre, on a environ $h > 72\,e$; l'espacement maximum de deux raidisseurs ne doit pas dépasser $l = 0{,}5\,h + 100\,e$.

Ce sont là des règles empiriques, qui résultent de l'expérience.

Les premiers essais de flambement des âmes minces supportant des efforts de flexion et de cisaillement ont été exécutés par William Fairbairn, à propos de la construction des ponts tubulaires de Britania et de Conway[1] (1846-1849), sur un modèle réduit au $\frac{1}{6}$.

Les parois latérales, constituées par une tôle mince de résistance suffisante, ont dû être renforcées par des nervures, dont le poids représente plus du tiers du poids des parois elles mêmes, pour éviter leur flambement au passage des surcharges.

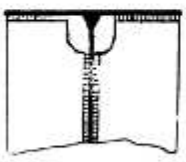
Indications générales relatives aux poutres soudées à âme pleine

Les règles empiriques relatives aux poutres soudées ne sont pas encore précisées. Les proportions entre la hauteur et la portée sont semblables à celles des poutres rivées: c'est, en effet, une question de rigidité qui les détermine.

On peut remarquer que lorsque l'on a à réaliser des profils variables, on peut ici, sans inconvénient, jouer sur tous les éléments: il n'y a aucune difficulté à assembler bout à bout des âmes d'épaisseur variable en taillant en biseau, dans le sens de l'épaisseur, l'âme la plus épaisse. On peut même épaissir l'âme au voisinage des semelles, pour assurer un bon assemblage avec les membrures; si une âme plus mince sur le reste de la hauteur permet d'assurer la résistance au cisaillement.

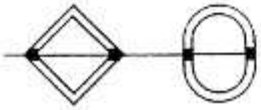
On peut faire varier à la fois la largeur et l'épaisseur des semelles, les raccordements étant faits par des soudures bout à bout; lorsque les semelles doivent être épaisses, on tend à les constituer par un premier plat de 20 mm, les autres plats étagés ayant une épaisseur au plus égale à 30 mm: les tensions tri-axiales, plus importantes pour les semelles épaisses, sont à redouter lorsqu'elles sont tendues.

Dans les petits ouvrages, où les efforts à transmettre sont faibles, on peut réaliser les assemblages en établissant d'abord un cordon d'étanchéité peu épais au moyen d'une électrode de petit diamètre, et, si possible, au moyen d'une machine automatique. On le "nourrit" ensuite avec une électrode normale, de place en place, de manière à obtenir au total la résistance voulue.



Pour éviter l'accumulation des contraintes de retrait à la jonction de l'âme et des semelles, on échancre les raidisseurs, pour laisser passer librement les cordons de soudure assemblant ces pièces.

Les raidisseurs d'une âme sont de simples tôles ou des **T**; il est préférable de les souder par leur aile  pour augmenter davantage la rigidité. Des raidisseurs tubulaires formés de cornières, ou de tôles cintrées seraient certainement plus efficaces pour s'opposer au voilement.



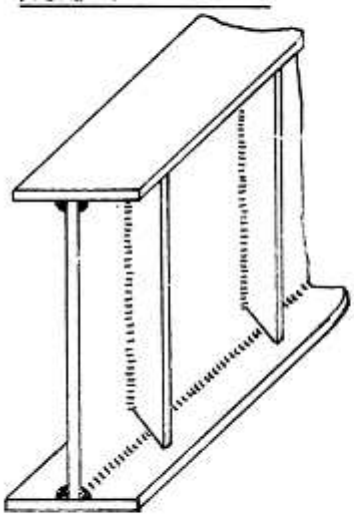
Mais, contrairement à ce qui se passe pour les constructions rivées, il est indiqué de ne pas disposer les raidisseurs sur les deux faces opposées dans une même section transversale, pour éviter l'accumulation des cordons de soudure, sauf précautions spéciales indiquées ci-après.

---

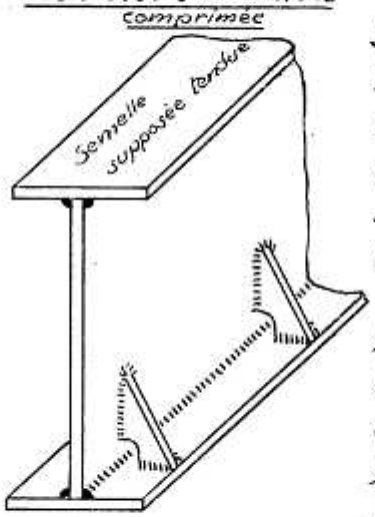
[1] Voir plus loin: Travées indépendantes.

Rappelons que, souvent, une âme un peu épaisse est finalement plus économique qu'une âme trop mince qu'il faut munir de raidisseurs.

Raidisseurs d'âme

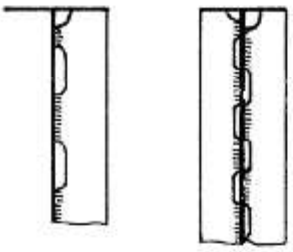


Raidisseurs de semelle comprimée

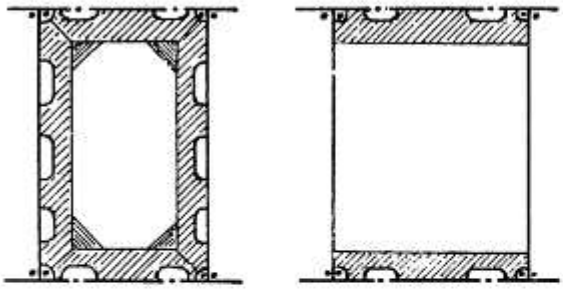


Lorsque les semelles sont larges, les contraintes se répartissent plus inégalement encore dans la largeur des ailes que dans les constructions rivées, car les extrémités des semelles sont plus "en l'air".

Il semble préférable, dans tous les cas, de dissocier les rôles du raidisseur d'âme et du raidisseur de la semelle comprimée; le premier pourrait être soudé d'une manière continue, mais la pièce qui le constitue peut comporter des échancrures en arc de cercle pratiquées au chalumeau oxycoupeur, comme il est indiqué ci-contre : on évite ainsi des déformations plus importantes, et le séjour de l'humidité qui se produirait au droit des parties non soudées si le raidisseur était de profil constant. Le raidisseur de la semelle lui sera fixé, mais ne sera relié à l'âme que sur une faible hauteur; il sera largement échancré à son angle.

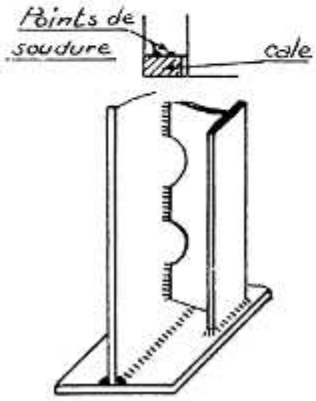


Les mêmes principes sont applicables aux poutres à caisson; deux dispositions de raidisseurs, évitant les accumulations des cordons, sont représentées ci-contre.



Remarque.

Il est recommandé, au point de vue de la limite d'endurance, de ne pas souder un raidisseur par une soudure transversale sur une membrure tendue; la liaison entre ces deux pièces peut être réalisée au moyen d'une cale bien ajustée, fixée au raidisseur par quelques points de soudure, s'il s'agit d'une tôle.

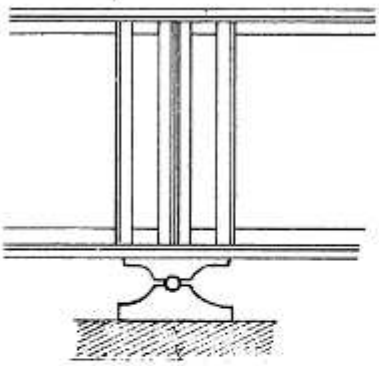


Un raidisseur en ⊥ peut être facilement réuni à la semelle par un cordon longitudinal, qui n'altère pas la résistance à la fatigue dans une mesure appréciable.

Nota - Il est arrivé que, pour des raisons d'aspect, et notamment dans le cas de ponts à poutres multiples sous chaussée, alors que les poutres intermédiaires comportent des raidisseurs d'âme symétriques, on s'est contenté de placer des raidisseurs sur la face intérieure des poutres de rive, en leur attribuant un moment d'inertie plus important. Une telle disposition semble devoir conduire à un voilement prématuré des âmes, en raison de la dissymétrie qui est ainsi créée.

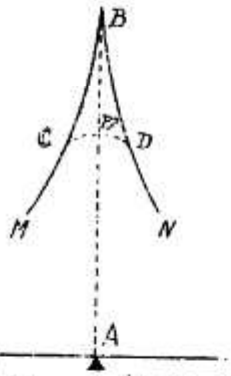
Panneaux d'appui.

Au droit d'une pile ou d'une culée, la réaction d'appui, toujours importante, est appliquée à une partie restreinte de la platebande inférieure ; il est indispensable de consolider l'âme par des nervures saillantes et rigides, au nombre de trois, qui font du panneau d'appui, considéré isolément comme un support, une pièce comprimée susceptible de résister sans danger de flambement à cette réaction.



Avec cette disposition, la platebande inférieure et l'âme renforcée jouent le rôle d'un répartiteur des charges, et étalent verticalement et horizontalement la force concentrée, autour de son point d'application, tout en la canalisant.

En conséquence, à mesure que l'on s'éloigne verticalement de l'articulation de l'appareil d'appui sur laquelle repose le balancier qui soutient la membrure inférieure, la réaction, force concentrée, se transforme en une charge répartie, dont la zone d'action va en s'élargissant. Pour la platebande supérieure, tout se passe donc comme si cette force était répartie sur une longueur assez notable de la poutre.



C'est en particulier, ce qui se produit dans les poutres à travées solidaires[1] ; on sait que la ligne enveloppe théorique des moments fléchissants présente, au droit d'un appui intermédiaire, une pointe extrêmement prononcée. Le moment A B figuré ci-contre est bien celui qui sollicite la section d'appui A ; mais si l'on mesure la contrainte de la platebande supérieure, on constate qu'elle ne correspond qu'à un moment fléchissant A B', et que tout se passe pour elle comme si les moments étaient représentés par la courbe obtenue en raccordant par un arc analogue à C D les deux branches de la courbe enveloppe théorique des moments fléchissants.

On peut donc considérer que la fraction A B' du moment fléchissant fait travailler simultanément les deux platebandes dans les conditions habituelles, tandis que la fraction B B' agit uniquement sur le balancier d'appui, la platebande inférieure et la région inférieure de l'âme.

Fréquemment, on calcule les platebandes au droit de l'appui pour qu'elles puissent résister au moment fléchissant déterminé en faisant passer une horizontale par les points d'intersection de la ligne enveloppe théorique avec les verticales passant par les extrémités du panneau d'appui ; on renforce la platebande inférieure par une tôle supplémentaire, pour éviter un écrasement local.

---

(1) Sur l'"état élastique à l'appui d'une poutre continue" consulter : Robinson (Annales des Ponts et Chaussées Juillet - Août 1947.)

Détermination des contraintes des poutres droites ou courbes à âme pleine

Poutres de hauteur constante ou lentement variable.-

Contrainte dûe à l'effort normal.-

Si S est la section nette du profil, et N l'effort normal, la contrainte correspondante est égale à $\frac{N}{S}$.

Contrainte dûe au moment fléchissant

On sait que si I est le moment d'inertie minimum de la section nette considérée (appelé par abréviation moment d'inertie net), si v et v' sont les distances des fibres extrêmes de la section à l'axe neutre, et M le moment fléchissant maximum produit dans la section, les contraintes maxima des fibres extrêmes sont:

$$\frac{Mv}{I} \text{ et } \frac{Mv'}{I} \quad (1)$$

La somme des contraintes dûes à l'effort normal et au moment fléchissant doit être inférieure aux limites de sécurité fixées par le Règlement; pour l'acier ces limites sont les mêmes à la traction et à la compression (art. 12).

Contrainte dûe à l'effort tranchant.

Soit m le moment statique par rapport à l'axe neutre de la partie de la section située d'un côté de cet axe, e, l'épaisseur de l'âme verticale, ou la somme des épaisseurs des âmes si la poutre est à caisson.

Si T est l'effort tranchant maximum, la contrainte maximum au cisaillement est $\frac{Tm}{Ie}$; elle doit être inférieure à la limite de sécurité fixée à l'article 12 du Règlement.

Très souvent, on se contente de la relation approchée $\frac{m}{I} \# \frac{1}{h}$ d'où: $\frac{Tm}{Ie} \# \frac{T}{he}$.

Elle conduit dans le cas des poutres à double-té à une valeur peu différente de la formule précédente, et non pas à la valeur moyenne du cisaillement de l'âme.

Il arrive fréquemment que l'épaisseur de l'âme d'une poutre droite déterminée par la valeur maximum de l'effort tranchant dans le but de satisfaire strictement aux conditions du Règlement est inférieure à 8 mm; on adopte alors, pour des raisons de bonne conservation, cette épaisseur de 8 mm; il en résulte que, ordinairement, dans les poutres de pont à âme pleine, la contrainte au cisaillement est très loin d'atteindre la limite permise, même dans les sections d'appui, où l'effort tranchant est maximum.

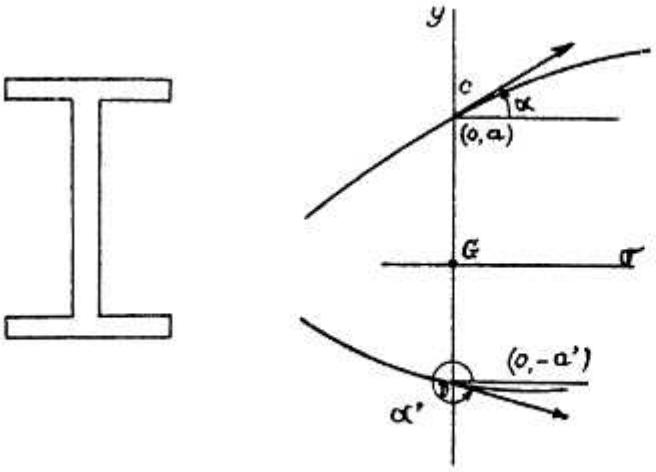
---

(1) Dans les charpentes métalliques autres que les ponts, les constructeurs majorent souvent $\frac{I}{V}$ de 10%, "pour tenir compte de la plasticité".

Poutres de hauteur rapidement variable.

Résal a indiqué le premier comment on peut calculer les contraintes d'une poutre à double té de hauteur rapidement variable, dont le profil se compose d'une âme et de deux platebandes.

Il a défini la fibre moyenne d'une telle poutre de la manière suivante: soit G l'un de ses points; considérons le plan normal à la fibre moyenne G C D, qui rencontre les fibres moyennes des platebandes en C et en D. Soient ω et ω' les aires des sections droites des platebandes en C et D.



Considérons les axes orientés $G\sigma$, coïncidant avec la tangente en G à la fibre moyenne et Gy coïncidant avec la section normale envisagée, et prenons pour sens des arcs croissants sur les fibres moyennes des platebandes le sens des abscisses curvilignes croissantes sur la fibre moyenne, comptées à partir de la position G_0 de G correspondant à un appui; les tangentes menées dans le sens des arcs croissants font avec $G\sigma$ les angles α et α'.

Le point G est défini comme étant le centre de gravité des aires $\omega.\cos\alpha$ et $\omega'\cos\alpha'$ projections des aires des sections droites des platebandes en C et D sur le plan normal C G D. On a donc la relation:

$$\omega\, a \cos\alpha = \omega' a' \cos\alpha'$$

Soit Ω l'aire "réduite" telle que $\Omega = \omega\cos\alpha + \omega'\cos\alpha'$

I le moment d'inertie "réduit" tel que

$$I = a^2 \omega \cos\alpha + a'^2 \omega' \cos\alpha'$$

Tenant compte de la relation précédente, ces expressions peuvent être mises sous les formes suivantes dans lesquelles $h = a + a'$ désigne la hauteur de la poutre

$$\begin{cases} \Omega = \dfrac{\omega h \cos\alpha}{a'} = \dfrac{\omega' h \cos\alpha'}{a} \\ I = \omega h a \cos\alpha = \omega' h a' \cos\alpha' = \Omega a a' \end{cases}$$

Envisageons l'action, sur la section G, du tronçon compris entre l'origine des abscisses curvilignes G_0 et cette section.

Supposons que les platebandes ne puissent résister qu'à des efforts normaux, dont les valeurs algébriques en C et D suivant les tangentes orientées sont F et F'; supposons, en outre, que l'âme est susceptible de transmettre uniquement des efforts tangentiels, dont la résultante a pour valeur algébrique W; elle est parallèle à la direction de l'effort tranchant T. Soient (0,a) les coordonnées de G; (0-a') celles de D.

Les 3 équations d'équilibre relatives à la section G sont les suivantes :

$$\begin{cases} N = F\cos\alpha + F'\cos\alpha' \\ M = Fa\cos\alpha - F'a'\cos\alpha' \\ T = W + F\sin\alpha + F'\sin\alpha \end{cases}$$

On tire des deux premières :

$$\begin{cases} Fb\cos\alpha = Na' + M \\ F'b\cos\alpha = Na - M \end{cases}$$

Soient $\underline{n}$ et $\underline{n'}$ les contraintes des platebandes ; on a : $F = n\omega$, $F' = n'\omega'$; d'où l'on déduit aisément, en tenant compte des expressions indiquées plus haut :

$$\begin{cases} n = \dfrac{N}{\Omega} + \dfrac{Ma}{I} \\ n' = \dfrac{N}{\Omega} - \dfrac{Ma'}{I} \end{cases}$$

Ces formules sont donc identiques à celles qui sont relatives aux poutres de hauteur constante, à condition d'envisager au lieu de la fibre moyenne réelle celle qui a été définie précédemment, et de remplacer l'aire de la section droite de la poutre par l'aire réduite Ω et son moment d'inertie réel par le moment d'inertie réduit I.

Déterminons maintenant la résultante des actions tangentielles W ; la dernière équation d'équilibre donne :

$$W = T - (F\sin\alpha + F'\sin\alpha') = T - (F\cos\alpha\, tg\alpha + F'\cos\alpha' tg\alpha') = T - \frac{1}{b}\left[(Na' + M)tg\alpha + (Na - M)tg\alpha'\right]$$

ou $$W = T - \frac{M}{b}(tg\alpha - tg\alpha') - \frac{N}{b}(a'tg\alpha + a\,tg\alpha')$$

Or on a : $\dfrac{da}{d\sigma} = tg\alpha$, $\dfrac{d(-a')}{d\sigma} = tg\alpha'$

d'où $$W = T - \frac{M}{h}\frac{db}{d\sigma} - \frac{N}{b}\left[a'\frac{da}{d\sigma} - a\frac{da'}{d\sigma}\right]$$

Lorsque N est nul (cas ordinaire des poutres droites) :

$$W = T - \frac{M}{b}\frac{db}{d\sigma}$$

La résultante des efforts tangentiels, à laquelle doit résister l'âme est donc égale à l'effort tranchant, diminué du terme $\dfrac{M}{b}\dfrac{db}{d\sigma}$ (au sens algébrique).

On peut mettre W sous une autre forme, en tenant compte de ce que $T = \dfrac{dM}{d\sigma}$. On a alors :

$$W = \frac{dM}{d\sigma} - \frac{M}{h}\frac{dh}{d\sigma} = h\frac{d}{d\sigma}\left(\frac{M}{b}\right)$$

La valeur de "l'effort tranchant réduit" W peut être très notablement différente de celle de l'effort tranchant T.

En particulier, on voit que si la hauteur est, dans chaque section, proportionnelle au moment fléchissant, W = 0. Ce serait, par exemple, le cas d'une poutre droite reposant sur deux appuis simples, portant une charge uniformément répartie, et dont la hauteur varierait suivant une loi parabolique.

On vérifierait aisément que le rapport $\frac{W}{T}$ prend la valeur 2 pour $h = \frac{K}{M}$, la valeur -1 pour $h = KM^2$, la valeur $-\frac{1}{2}$ pour $h = KM^3$, etc....

Dans le cas où N n'est pas nul (cas ordinaire des arcs), il faut retrancher de l'expression précédente le terme $\frac{N}{h}\left[a'\frac{da}{d\sigma} - a\frac{da'}{d\sigma}\right]$

Soit ρ le rayon de courbure de la fibre moyenne en G, φ l'angle de contingence correspondant; on a : $d\sigma = \rho\, d\varphi$; le terme correctif peut donc s'écrire:

$\frac{N}{h\rho}\left[a'\frac{da}{d\varphi} - a\frac{da'}{d\varphi}\right]$ ou, comme $a' = h - a$, et $\frac{da'}{d\varphi} = \frac{dh}{d\varphi} - \frac{da}{d\varphi}$;

$$\frac{N}{\rho}\left[\frac{da}{d\varphi} - \frac{a}{h}\frac{dh}{d\varphi}\right] = N \times \frac{h}{\rho} \times \frac{d}{d\varphi}\left(\frac{a}{h}\right)$$

On remarquera que ce terme correctif est nul si $\frac{a}{h}$ est constant; dans ce cas $\frac{a'}{h}$ l'est aussi, et par conséquent, il en est de même du rapport $\frac{a}{a'}$; en particulier, cette condition est réalisée si le profil est symétrique par rapport à sa fibre moyenne, ce qui se produit très souvent dans les arcs.

Dans les autres circonstances, ce terme est négligeable si le rayon de courbure de la fibre moyenne est très grand vis-à-vis de la hauteur de la poutre, ce qui est habituel.

On remarquera d'ailleurs que la contrainte dûe à l'effort tranchant dans les arcs à âme pleine est, en pratique, toujours très petite, de sorte que la considération de ce second terme correctif présente peu d'intérêt dans ce cas particulier.

Quoi qu'il en soit, la contrainte moyenne de l'âme dûe à l'effort tranchant réduit est égale à $\frac{W}{he}$, e étant son épaisseur et h sa hauteur.(1)

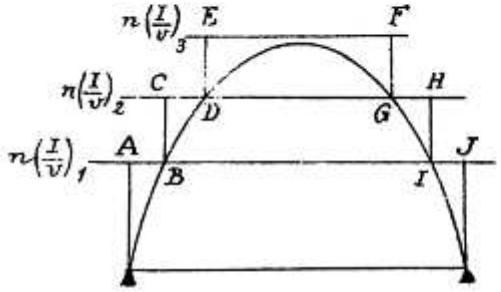
Epure de répartition des tôles.-

Si la longueur de la poutre est assez importante, on peut, comme nous l'avons indiqué, faire varier son profil en modifiant le nombre ou l'épaisseur des plats qui constituent les semelles; ce qui suit n'est valable que

(1) A la vérité, nous avons considéré une poutre travaillant dans des conditions très particulières; il est possible de traiter le problème plus complètement en employant une méthode analogue à celle qui est enseignée dans le Cours de Résistance des Matériaux pour le calcul des efforts normaux dans les poutres de hauteur rapidement variable.
On trouvera à ce sujet dans le Génie Civil du 10 Septembre 1932, un article de M. Déconffé; les résultats plus complets qu'il a obtenus confirment ceux de l'étude élémentaire qui précède.

si les autres éléments du profil restent constants.

On commence par tracer la courbe enveloppe des moments fléchissants totaux supportés par la poutre. La figure ci-contre représente le cas le plus simple d'une travée indépendante : la courbe enveloppe a sensiblement la forme d'une parabole.



La hauteur de l'âme de la poutre, l'échantillon des cornières (en construction rivée) et la largeur des semelles sont approximativement déterminés par des conditions de construction. Nous supposons, pour simplifier, la poutre symétrique.

Soit M_m le moment fléchissant maximum, $\underline{n}$, la contrainte acceptable ; le profil maximum à déterminer doit avoir un module d'inertie maximum $\left(\frac{I}{v}\right)_m$ tel que

$$\left(\frac{I}{v}\right)_m \geqslant \frac{M_m}{n}$$

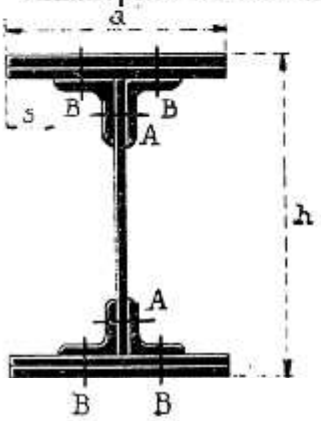
Le moment fléchissant maximum qu'il peut supporter, appelé "moment résistant" a pour valeur $n\left(\frac{I}{v}\right)_m$. Supposons que chaque platebande comporte 3 plats identiques superposés. On déterminera les longueurs d'application des profils dont chaque platebande comporte 1, 2 ou 3 plats, en traçant sur l'épure de la ligne enveloppe des moments fléchissants les horizontales [1] d'ordonnées $n\left(\frac{I}{v}\right)_1$, $n\left(\frac{I}{v}\right)_2$, $n\left(\frac{I}{v}\right)_3$ représentant les moments résistants des profils à 1, 2, ou 3 plats ; on déterminera alors le contour en gradins A B C D E F G H I J, qui enveloppe la courbe comme le montre la figure.

Ce tracé indique que l'on pourra se contenter d'un seul plat dans les parties AB et IJ, de deux dans les parties CD et GH ; seule, la partie centrale EF devra comporter trois plats pour chaque platebande.

Cette épure porte le nom d'"épure de répartition des tôles".

En exécution, chaque platebande supplémentaire est prolongée à ses deux extrémités pour la fixer sur les précédentes, soit par rivure, soit par soudure ; il faut donc vérifier que l'attache progressive de la platebande supplémentaire, réalisée par exemple par les rangées de rivets procure, au droit de chaque rangée, une valeur de $n\left(\frac{I}{V}\right)$ supérieure à l'ordonnée correspondante de l'enveloppe.

Dispositions relatives à la rivure.



Soit $\underline{n}$ le nombre, par unité de longueur de poutre, des rivets A reliant les cornières à l'âme, et $\underline{\omega}$ la section d'un rivet posé c'est-à-dire pratiquement la section du trou ; chacun de ces rivets comporte 2 sections de cisaillement. L'effort total de glissement supporté par les rivets A a pour valeur $\frac{T_m}{I}$ par unité de longueur de la poutre, expression dans laquelle $\underline{m}$ représente le moment statique des semelles et des cornières, par rapport à l'axe neutre.

(1) Si la hauteur de la poutre était variable ces horizontales seraient remplacées par des courbes, $\frac{I}{v}$ ne restant pas constant pour un profil déterminé ; mais le principe de la construction de l'épure ne serait pas modifié.

Le nombre z de rivets dont la contrainte admissible est égale à τ doit être tel que l'on ait :

$$2z\,\tau\,\omega = \frac{Tm}{I}$$

Comme $\frac{m}{I} \# \frac{1}{h}$, il vient : $z \# \frac{T}{2\tau\omega h}$

Cette formule met en évidence que, plus la hauteur de la poutre est petite, plus la rivure doit être serrée ; il faut y prendre garde.

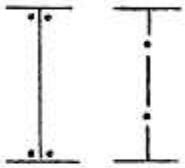
On base toujours le calcul de la rivure sur l'effort tranchant maximum que doit supporter la poutre, lequel se produit sur un appui.

Théoriquement, on aurait le droit de réduire l'importance de la rivure au fur et à mesure que l'on s'éloigne de l'appui, soit en écartant davantage les rivets, soit en diminuant leur diamètre.

Mais, pour ne pas compliquer le travail à l'atelier (traçage et poinçonnage), et de même que l'on attribue à l'âme une épaisseur constante, on préfère conserver le même diamètre et le même espacement ; la rivure présente donc, en dehors des régions des appuis, une résistance trop forte, ce qui est sans inconvénient.

Les deux files de rivets B, reliant les cornières à la platebande, ont à transmettre un effort par unité de longueur un peu plus faible que celui de la file de rivets A ; comme ils n'ont plus qu'une seule section de cisaillement, sur la face de contact de la cornière et de la platebande, on attribue à chaque file B le même nombre z de rivets qu'à la file A ; on leur donne le même diamètre, et on les dispose en quinconce avec ceux-ci.

Dispositions relatives à la soudure.



Quelle que soit la disposition relative aux cordons (cordons d'angle assemblant l'âme aux semelles, ou cordons bout à bout assemblant l'âme sur des embouts laminés avec les semelles), les principes du calcul de la contrainte de cisaillement sont ceux qui viennent d'être indiqués à propos de la rivure (m est alors le moment statique soit d'une plate-bande, soit d'un té). Il faut également tenir compte de la contrainte normale, au niveau des cordons.

Si les épaisseurs théoriques de cordons ainsi déterminées sont faibles et inacceptables pour des raisons de construction, on donnera toujours aux deux soudures d'angle une section théorique au moins égale à celle de l'âme : une âme de 10 mm d'épaisseur sera assemblée au moyen de cordons d'angle de 5 mm au moins.

Joints dans les poutres à âme pleine.

Si la longueur d'une poutre dépasse celle des tôles, des plats ou des profilés fournis par les forges, l'ouvrage comporte nécessairement des assemblages de joints.

On peut également être amené à diviser une poutre en plusieurs parties, pour la commodité ou la possibilité du transport ; il faut alors faire l'assemblage de ces diverses parties sur place

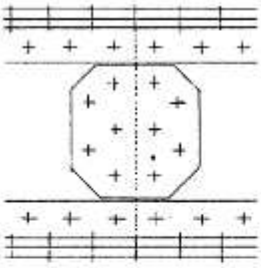
Dans tous les cas, on doit s'arranger de manière à avoir le moins d'assemblages possible à faire sur le chantier, car la rivure ou la soudure de chantier coûte plus cher que celle faite à l'atelier et parce qu'elle est généralement moins bien exécutée, faute de moyens mécaniques assez puissants, ou de commodités suffisantes pour l'ouvrier.

Poutres rivées.

Couvrejoints d'âme.

L'assemblage des tronçons de l'âme est à double couvrejoint, c'est-à-dire qu'il est constitué par deux couvrejoints placés de part et d'autre de l'âme (couvrejoints jumeaux).

On pourrait calculer la section et la rivure des couvrejoints d'après la valeur de l'effort tranchant maximum au droit de chaque joint. Mais en général, on donne à tous les couvrejoints les mêmes dimensions, leur épaisseur étant telle que leur section nette soit au moins égale à celle de l'âme dans sa partie courante ; on les fixe au moyen d'un nombre de rivets tel que l'effort de cisaillement qu'ils peuvent supporter soit équivalent à l'effort de traction que peut transmettre l'âme.



Dans la figure ci-contre, la section nette courante de l'âme devra être évaluée en déduisant 2 trous de rivets, et la section nette de chaque couvrejoint en déduisant 3 trous de rivets. Enfin, les 5 rivets fixant les couvrejoints sur l'âme, de part et d'autre du joint ont deux sections de cisaillement chacun.

Si l'âme de la poutre doit résister à la flexion, il faut, en outre, que le moment d'inertie net des couvrejoints et que le moment d'inertie de la section des rivets, réduite dans le rapport des contraintes admissibles au cisaillement et à la traction, soient au moins égaux au moment d'inertie de la section nette de l'âme. Il est parfois difficile de réaliser cette double condition théorique ; le calcul montre qu'elle conduit, pour les poutres dont la hauteur d'âme est faible, à l'emploi d'un nombre considérable de rivets, et à de fortes épaisseurs de couvrejoints ; aussi est-il préférable de s'en tenir aux premières conditions énoncées, et de compenser l'insuffisance de la résistance de l'âme à la flexion par un renforcement des semelles, et de soulager les cornières et leur rivure par l'adjonction de couvrejoints en plats sur leur aile verticale.

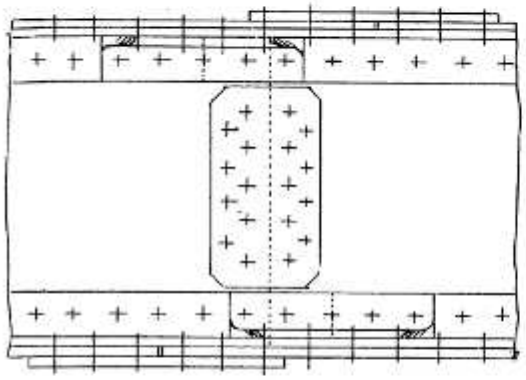
Couvrejoints de cornières.

Les forges peuvent fournir pour les cornières des couvrejoints spéciaux, qui s'emboitent exactement dans leur angle rentrant.

Mais, à la vérité, on réalise souvent le couvrejoint de cornières au

moyen d'une cornière de même échantillon, dont on se contente d'arrondir l'angle vif par meulage, pour l'emboîter dans l'angle rentrant.

Le couvrejoint doit être assez long pour pouvoir être relié aux ailes par deux files de rivets en quinconce comportant, pour les cornières à une file de rivets, l'une 2 rivets, et l'autre 3. pour que la résistance de la rivure soit comparable à celle des cornières.



Quand on se sert de grandes cornières, dont la largeur d'aile est supérieure à 100mm, on pose 2 files de rivets en quinconce sur chaque aile, ce qui permet de réduire la longueur de l'assemblage.

Notez. Il n'existe pas de couvrejoints spéciaux pour les cornières biaises, ni pour les divers profilés; on assure leur continuité au moyen de plats, appliqués sur les différentes faces des pièces à assembler. Ce mode d'assemblage ne donne pas de résultats bien satisfaisants.

Couvrejoints de semelles.

Les semelles sont réunies d'après le mode d'assemblage à gradins, ou encore à dents de scie, avec couvrejoint unique, placé sur la face extérieure de la semelle; le décalage qui en résulte est favorable à l'homogénéisation des contraintes des rivets.

Si, en particulier, l'épaisseur du paquet de plats constituant la platebande doit varier dans le voisinage d'un joint, on en profite pour supprimer le couvrejoint correspondant, en prolongeant le plat à supprimer au delà du joint, de manière à réaliser un assemblage à recouvrement.

On utilise quelquefois les saillies de la platebande sur les cornières d'attache avec l'âme pour placer symétriquement sur sa face intérieure de petits couvrejoints. On peut alors diminuer la section du couvrejoint supérieur. Au total, l'assemblage est moins dissymétrique que le précédent

Vérification de la résistance des joints. Il faut rechercher toutes les surfaces de rupture qui peuvent prendre naissance dans les joints, et vérifier que leur résistance est suffisante.(1)

Poutres soudées.

La question des joints est beaucoup plus facile à résoudre qu'en rivure: tous les éléments doivent être reunis par des soudures bout à bout, dans les conditions indiquées précédemment.

On évitera de faire les coupures de l'âme et celles de chaque semelle dans une même section, ou dans des sections très voisines.

Calcul des joints

On a indiqué précédemment comment les joints des semelles doivent être calculés. (page 75).

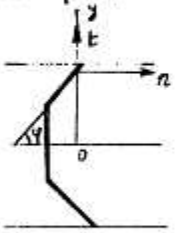
1) On trouvera dans l'ouvrage de M. Koechlin "Applications de la statique graphique" des exemples intéressants de calculs de joints de cornières et de platebandes (page 547 et suivantes) avec justification de la résistance des surfaces de rupture possibles.

On peut soulager le joint de semelle, s'il en est besoin, en intercalant sur une certaine longueur de part et d'autre, un morceau d'âme plus épais, raccordé par des biseaux ; on a ainsi utilisé une tôle de 40 mm, l'âme courante étant de 15 mm.

Pour les âmes, qui peuvent travailler à la fois à l'effort normal et au cisaillement, on vérifie que, en tout point où la coupure est perpendiculaire à la fibre moyenne, le point représentatif du vecteur (n, t) est à l'intérieur de la courbe caractéristique, c'est-à-dire qu

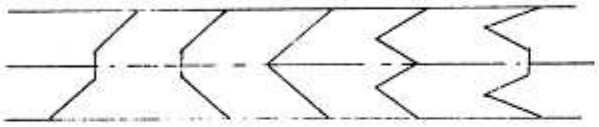
$$t^2 \leqslant \frac{\gamma^2}{\alpha\beta}\left(\alpha R - n\right)\left(\beta R + n\right)$$

Mais ce mode de vérification n'est pas applicable lorsque le joint est oblique par rapport à la fibre moyenne, c'est-à-dire aux contraintes n' et t' relatives à la direction correspondante, que l'on peut déterminer à partir de $\underline{n}$ et $\underline{t}$. La théorie de la courbe caractéristique, basée sur la considération du cercle de Mohr construit à partir des valeurs $\underline{n}$ et $\underline{t}$ déterminées par les règles de la Résistance des Matériaux, envisage en effet un élément perpendiculaire à la fibre moyenne, sur lequel s'exercent la contrainte normale $\underline{n}$ et la contrainte tangentielle $\underline{t}$, tandis que l'élément parallèle à la fibre moyenne au même point ne supporte que la contrainte tangentielle $\underline{t}$.



On appliquera conventionnellement la même règle de vérification, en un point du joint oblique, aux contraintes $\underline{n}$ et $\underline{t}$ déterminées en ce point pour un élément perpendiculaire à la fibre moyenne, en multipliant les coefficients réglementaires β et γ par le facteur $\left[1{,}16 - 4\left(\frac{\varphi - 45}{225}\right)^2\right]$ dont la forme a été expliquée à la page 75.

L'angle φ, variable avec la position de la section droite considérée, doit être déterminé pour réduire autant qu'on le peut la longueur du cordon de soudure. Le joint est symétrique quand la poutre à âme pleine travaille effectivement comme une poutre ; il peut être dissymétrique quand il s'agit d'un arc qui travaille à la fois à la compression (ou la traction) et à la flexion.



On peut donner au joint, s'il est symétrique, l'une des formes représentées ci-contre, le choix étant fixé par la nécessité de ne pas faire voisiner les soudures correspondantes avec celles des semelles, et de ne pas affaiblir les sections droites du métal de base.(1)

Au pont de Neuilly, qui comporte des arcs dont la section est en caisson, on a adopté pour les joints de chantier un système permettant l'emboîtement des tronçons ; un manchon de jonction avec dépouille était soudé à l'atelier sur l'un des tronçons.



Avantages des poutres à âme pleine

Les poutres à âme pleine constituent en principe le type de construction le plus satisfaisant. Leur supériorité sur les autres types de poutres (poutres articulées, poutres à assemblages rigides) provient

(1) En Angleterre, le joint d'âme est réalisé au moyen de soudures d'angle sur un raidisseur transversal qui traverse l'âme ; les soudures sur l'une des faces du raidisseur sont faites à l'atelier.

des causes suivantes:

– elles résistent mieux aux chocs et aux vibrations et sont moins exposées à être endommagées accidentellement

– elles comportent moins de points où des efforts excessifs peuvent se produire par suite d'erreurs dans la construction, ou de malfaçons.

– le coût de leur fabrication au kilog. est un peu moindre, la main d'oeuvre nécessaire étant moins importante.

– le prix de mise en place au kilog est notablement moindre.

– le prix de leur peinture est relativement faible.

– elles offrent, à poids égal, une marge de sécurité plus importante.

– elles sont plus accessibles, et par conséquent, peuvent être mieux surveillées, et mieux entretenues, pour une dépense moindre.

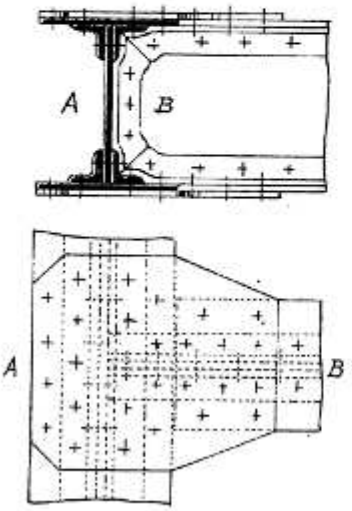
La soudure convient particulièrement bien pour la construction de poutres à âme pleine.

Assemblage de deux poutres à âme pleine l'une sur l'autre.

Poutres rivées.

1° Assemblage à angle droit

1°) Les deux poutres sont de même hauteur (ou de hauteurs très peu différentes).



Assemblage de deux poutres de hauteur égale.

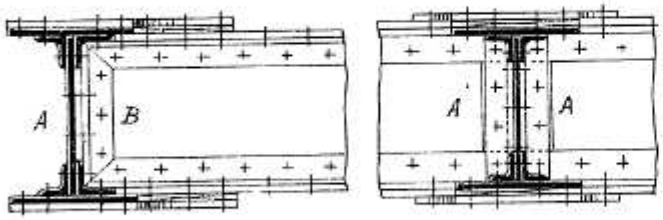
Assemblage de B sur A continue.

Platebandes – On les relie par des couvre-joints appliqués sur les faces extérieures. On interpose une fourrure entre les faces de la poutre la moins haute et les couvre-joints si elles ne sont pas exactement au même niveau; les rivets correspondants travaillent au cisaillement, quelle que soit la nature de l'effort que l'une des poutres transmet à l'autre.

Âmes et cornières.

Pour que l'assemblage soit robuste, il faut que les cornières des deux poutres soient reliées ensemble.

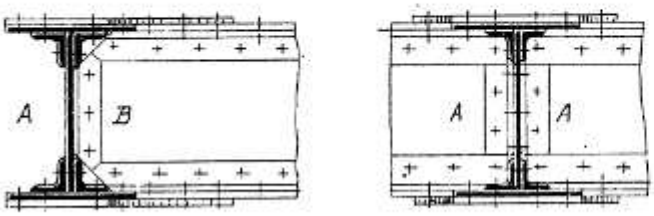
Si les poutres ont exactement la même



Assemblage de deux poutres dont la hauteur diffère de l'épaisseur de deux plats.

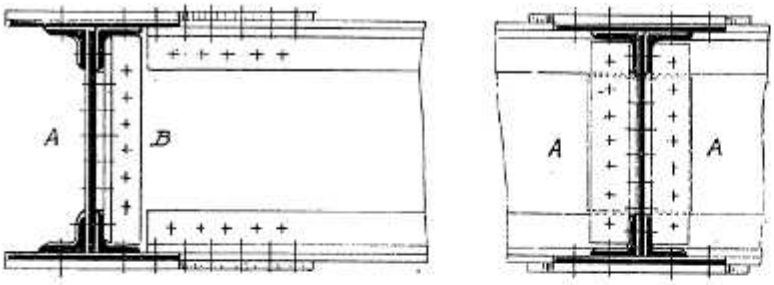
hauteur, le seul moyen d'y parvenir consiste à découper l'âme de la poutre B de manière à ce qu'elle épouse la forme du profil de la poutre A ; chaque cornière d'attache est alors soumise à un emboutissage simple.

Si la hauteur d'âme de la poutre B est inférieure à celle de la poutre A de l'épaisseur de deux plats, on coupe carrément l'âme de B, et on la borde à son extrémité de cornières que l'on rive sur l'âme de la poutre A, en interposant une fourrure. Les cornières de la poutre B sont rivées sur celle de la poutre A.



Assemblage de deux poutres de même hauteur sans assemblage des cornières et sans fourrures.

Si l'on peut se contenter d'un assemblage moins robuste, on taille l'âme de B carrément, avec pans coupés permettant le passage des cornières de la poutre A. On assemble les âmes des poutres par des cornières jumelles encadrant l'âme de A.



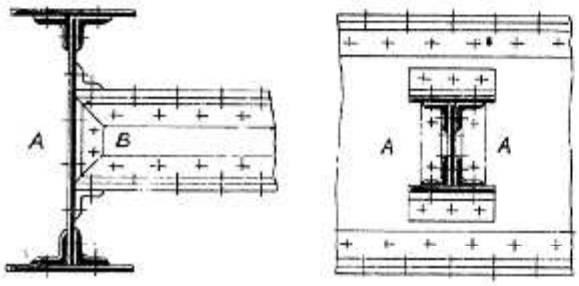
Assemblage du même genre avec fourrure sur l'âme.

On peut aussi ne pas abattre les angles de l'âme de B, et relier les âmes au moyen de cornières jumelles ayant pour hauteur la distance entre l'intérieur des ailes des cornières de A.

2° Les deux poutres sont de hauteurs très différentes.

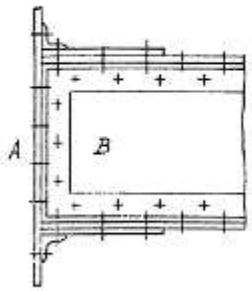
a) Les platebandes ne sont pas dans le prolongement l'une de l'autre.

On peut d'abord relier les éléments de la poutre B à l'âme de la poutre A par l'intermédiaire de cornières : 2 cornières jumelles fixent l'âme de B et une cornière fixe chaque semelle.

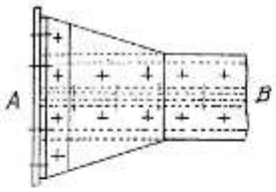


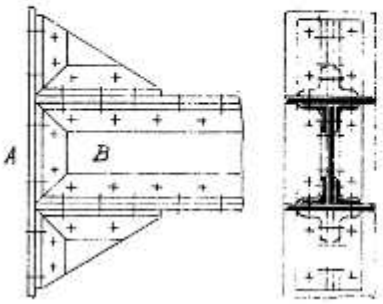
Mais cet assemblage très simple n'est convenable que pour la transmission des efforts tranchants.

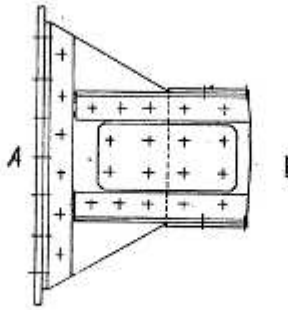
Il est insuffisant pour transmettre un effort de flexion de quelque importance, car les rivets correspondant à la partie tendue de B et travaillant à l'arrachement des têtes sont en petit nombre.



On peut améliorer la résistance de l'assemblage en fixant sur chaque semelle de B un gousset trapézoïdal, dont la base la plus large, reliée à l'âme de A par des cornières, permet d'accroître le nombre de rivets travaillant à l'arrachement des têtes. Toutefois ce dispositif peut conduire à exagérer la largeur du gousset, parce que le bras de levier de tous les rivets étant le même, ils équilibrent tous un même moment de flexion.







On a donc intérêt à remplacer les cornières fixées aux semelles par deux goussets qui permettent d'accroître dans telle mesure qu'on le désire le bras de levier de l'ensemble des rivets et leur nombre.

On peut souvent simplifier cet assemblage et faciliter l'usinage en remplaçant les deux goussets par un gousset unique : on coupe alors carrément l'âme de B pour l'amener au contact de ce gousset, sur lequel ses cornières sont rivées. Sa continuité est assurée au moyen d'un double couvrejoint.

b- <u>L'une des platebandes (la platebande supérieure par exemple) est dans le plan de l'autre.</u>-

L'assemblage est alors une combinaison des deux types qui viennent d'être étudiés : à la partie supérieure, on fera une adaptation de l'assemblage de deux poutres d'égale hauteur ; à la partie inférieure, on s'inspirera de l'assemblage de deux poutres de hauteurs différentes.

Nous en trouverons des exemples caractéristiques en étudiant la constitution des tabliers des ponts.

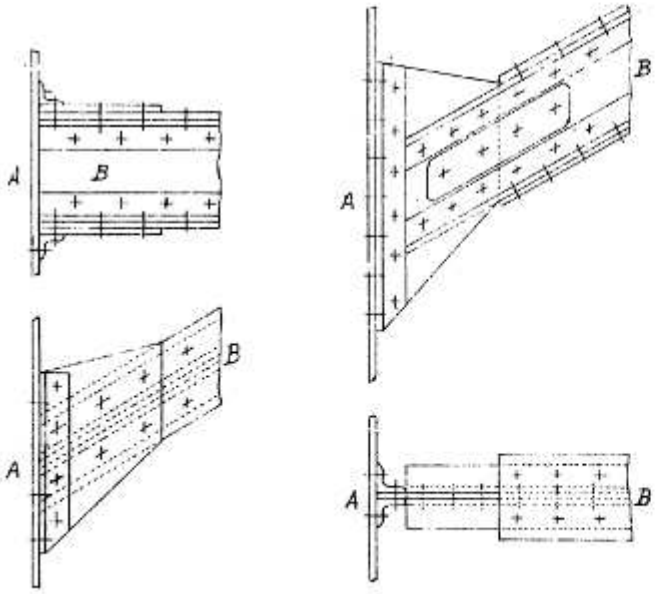
2° Assemblage à croisement oblique.

Quand les âmes de deux poutres se rencontrent obliquement, on peut encore réaliser tous les assemblages qui viennent d'être décrits à condition d'employer des cornières biaises. Mais il est difficile de bien exécuter ces assemblages et leur calcul est assez incertain.

Il vaut mieux tenir compte de ce fait que l'obliquité n'existe pas pour tous les éléments des poutres, et exécuter des assemblages tels qu'ils viennent d'être décrits, en supprimant systématiquement les cornières

biaises et les goussets coudés. On maintiendra donc seulement les éléments de l'assemblage qui ne sont pas atteints par l'obliquité.

Mais on aura ainsi des assemblages moins résistants que ceux qui ont été étudiés précédemment. On obtiendrait un résultat plus satisfaisant en évitant, par l'emploi de cordons de soudure, les cornières biaises et les goussets coudés. C'est une solution recommandable, très employée aujourd'hui, même dans les ponts rivés.



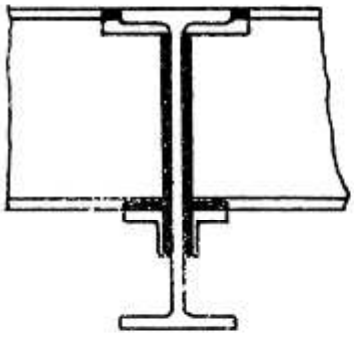
Les figures ci-contre en donnent deux exemples : à gauche, les poutres ont leurs plans moyens verticaux, et ces deux plans sont obliques l'un par rapport à l'autre ; on a supprimé les cornières reliant les âmes verticales, qui seraient biaises ; à droite, les plans verticaux contenant les âmes des poutres sont rectangulaires, mais les fibres moyennes des deux poutres font un angle différent de 90° ; les seules différences avec l'assemblage droit analogue étudié précédemment sont que les semelles de la poutre B ne sont plus arrêtées à un plan perpendiculaire à sa fibre moyenne, et que l'âme de B est coupée obliquement, et non plus carrément.

Poutres soudées.

Les principes à respecter sont les mêmes que lorsqu'il s'agit de charpentes rivées ; les assemblages sont généralement plus faciles à réaliser, en raison de la suppression des cornières. En particulier, les assemblages biais peuvent être construits comme les assemblages droits.

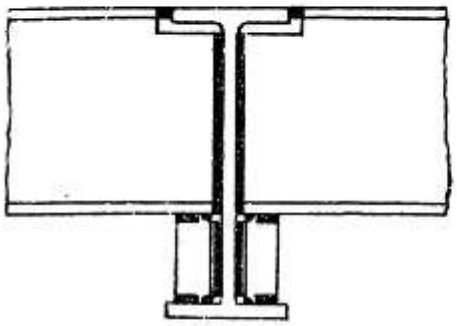
De plus, les assemblages sont simplifiés parce que l'on peut découper aisément au chalumeau, suivant tel contour que l'on désire, l'extrémité d'une pièce qui vient au contact d'une autre pièce sur laquelle elle doit être assemblée ; on peut ainsi supprimer les goussets, et fréquemment les fourrures. D'autre part, il est facile de perforer les tôles au chalumeau, de manière à réaliser des assemblages à entailles soudées.

Nous ne donnerons ci-dessous que quelques exemples, sauf à revenir ultérieurement sur les assemblages que l'on rencontre dans la construction des ponts. Le profil des pièces a été schématisé et on a seulement représenté les cordons nécessaires à la résistance de l'assemblage, à l'exclusion des autres.



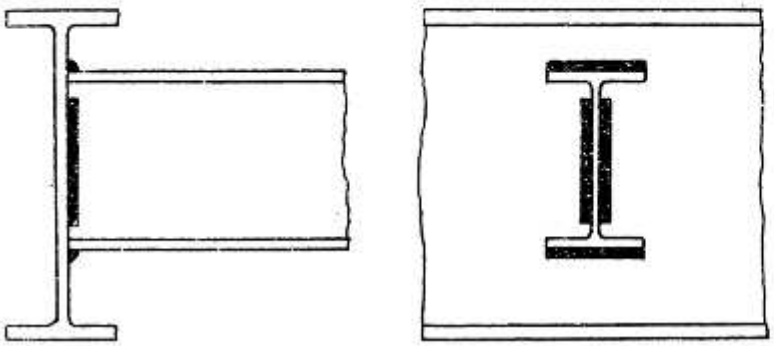
La première figure représente l'assemblage de deux poutres de hauteur inégale, les semelles supérieures étant au même niveau ; des cordons de soudure bout à bout assurent la transmission

des efforts de traction produits dans les semelles supérieures des pièces les moins hautes par le moment d'encastrement. L'assemblage est complété par 2 cornières horizontales, servant à fixer les semelles inférieures après les avoir supportées pendant le montage.



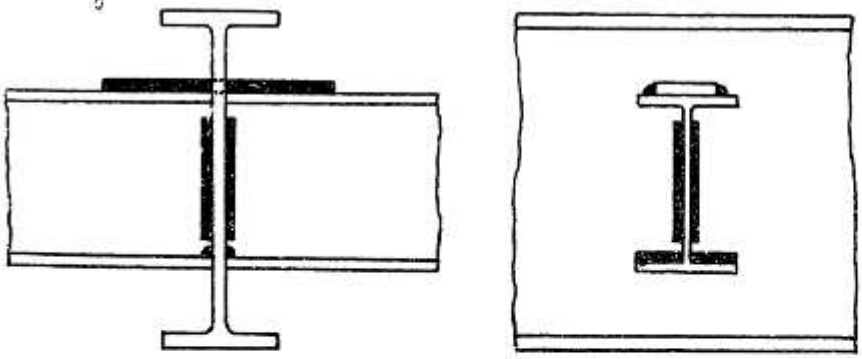
Ces cornières pourraient être remplacées par des I verticaux, suffisamment longs pour que la pièce la moins haute prenne appui sur leur âme reposant sur la semelle inférieure de la pièce la plus haute, comme on l'a représenté sur la seconde figure.

La troisième figure représente l'assemblage de deux poutres de hauteurs très différentes.

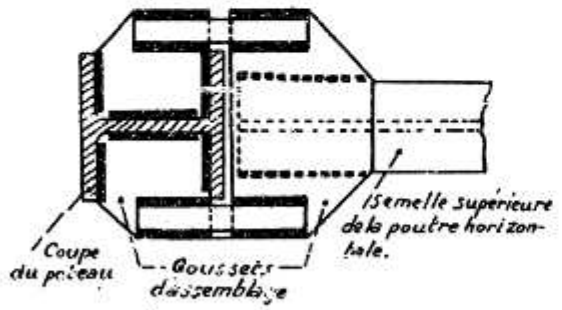


On pourrait, comme dans les exemples correspondants de la construction rivée, utiliser des goussets, pour obtenir les longueurs nécessaires pour les cordons de soudure.

On remarquera combien il serait facile, dans le cas du dernier assemblage, d'assurer encore la continuité de la semelle supérieure des poutres les moins hautes par l'intermédiaire d'un plat passant dans une entaille de la poutre la plus haute. C'est ce qui a été représenté sur la quatrième figure.

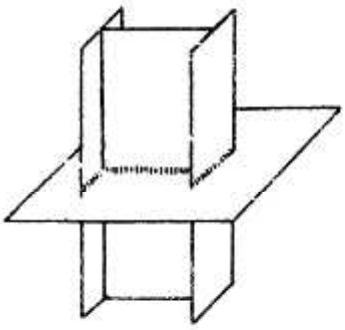


Dans les assemblages de poutres horizontales sur poteaux verticaux, les efforts de traction développés dans la partie supérieure de la poutre pourront être reportés sur le poteau au moyen d'un plat soudé sur la semelle supérieure, et convenablement relié au poteau, comme l'indique schématiquement la figure ci-contre (plan-coupe).



Assemblage bout à bout de deux poutres à âme pleine de même section.

Pour assembler bout à bout deux poutres à âme pleine de même section, on soude parfois chacune d'elles au moyen de cordons d'angle sur une tôle dispo-



perpendiculairement à leur axe longitudinal ; cet assemblage dit "en croix" convient autant pour des pièces comprimées.

La résistance est sujette à caution dans d'autres circonstances, parce que pour toutes les soudures, la tôle de liaison travaille dans le sens perpendiculaire à son épaisseur. Si des efforts de traction peuvent s'y produire, il faut être assuré qu'aucune discontinuité provenant de la retassure de la tête de lingot dont la tôle peut provenir n'existe dans cette pièce.

En tous cas, il est prudent de découper la tôle pour réduire ses dimensions au minimum strictement nécessaire.

Déformation élastique des poutres à âme pleine

Dans la détermination de la déformation élastique des poutres à âme pleine, on ne tient généralement pas compte de la déformation verticale dûe à l'effort tranchant ; Résal a montré que, dans les conditions ordinaires de la construction, elle est toujours inférieure au dixième de la déformation dûe au moment fléchissant, et du même ordre de grandeur que l'erreur que l'on peut commettre sur le calcul de la flèche.(1)

Pour se mettre à l'abri de tout mécompte, les constructeurs ont l'habitude de réduire la valeur du coefficient d'élasticité de l'acier, et de prendre $E = 2 \times 10^{10}$ Kg/m² au lieu de $E = 2{,}2 \times 10^{10}$ Kg/m². Il en résulte une légère majoration de la flèche calculée, qui est supérieure à 1/10, et plus grande, a fortiori, que la flèche dûe à l'effort tranchant.

Remarque.

Ce qui précède se rapporte à la déformation élastique de la fibre moyenne ; mais, dans les épreuves des ouvrages, on mesure en réalité la flèche des fibres supérieures ou inférieures de la poutre

Mesnager a montré que dans le problème de l'élasticité plane, la flèche de ces fibres est indépendante de l'effort tranchant ; les flèches de la fibre moyenne calculées sans tenir compté de l'effort tranchant, coïncident alors très sensiblement avec les résultats donnés par la théorie de l'élasticité pour les fibres extrêmes (Compte-rendus de l'Académie des Sciences. Séance du 9 Mars 1931).(2)

Il paraît indiqué, néanmoins, pour les constructions rivées, de conserver la valeur $E = 2 \times 10^{10}$ Kg/m² pour calculer les flèches que l'on doit observer au cours des épreuves, afin de tenir compté de ce que l'ossature de la poutre n'est pas continue, mais est formée de pièces assemblées les unes aux autres.

Si l'ouvrage est bien exécuté, l'écart entre les résultats du calcul et l'expérience ne doit pas dépasser 1/10.

---

(1) Ceci tient essentiellement à ce que la section de l'âme étant constante, tout au moins dans les poutres rivées, la contrainte subie n'a pas la valeur maximum : la matière est, en fait, assez mal utilisée.
(2) Voir également dans le Génie Civil sur la même question un article de M. Bertrand de Fontviolant (23 Janvier 1932) et un article de Mesnager (20 Février 1932).

Chapitre II

Etude Générale des Poutres à assemblages rigides

En Europe, on emploie exclusivement des poutres dont les éléments (membrures, et barres de triangulation) sont assemblés, soit au moyen de rivets soit moins fréquemment par soudure ; les assemblages obtenus sont rigides.(1)

On distingue les poutres triangulées, dont la triangulation comporte des montants et des diagonales, et les poutres échelle ou à arcades (dites poutres Vierendeel), qui ne comportent pas de diagonales.

Types de poutres triangulées à assemblages rigides

On distingue les poutres simples, les poutres dérivées et les poutres composées.

Poutres simples de hauteur constante.

Dans les poutres simples ou articulaires, de hauteur constante, la figure géométrique formée par les axes des barres est un trapèze dont la surface intérieure est découpée en triangles par une ligne brisée unique, ayant des sommets sur le périmètre du trapèze. Les barres formant cette ligne brisée portent le nom de barres de triangulation ; les barres formant le périmètre sont les membrures.



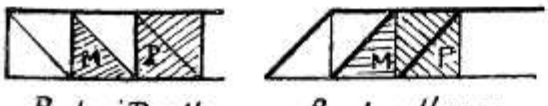
Poutre Warren

Les nœuds sont les points d'intersection des axes des différentes barres.

On emploie habituellement 3 systèmes de triangulation :

le Système <u>Warren</u>, dont les côtés successifs sont symétriquement inclinés sur la verticale,

le Système <u>Pratt</u> et le Système <u>Howe</u> dans lesquels les barres sont alternativement verticales et inclinées. On nomme montants les barres verticales et diagonales les barres inclinées.



Poutre Pratt Poutre Howe

On a représenté en traits gras, sur les 3 types de poutre, les barres qui seraient comprimées dans la moitié gauche

(1) Nous laissons ici de côté l'étude des poutres articulées ou "américaines", qui ne sont pas utilisées en Europe ; elles ne répondent d'ailleurs que d'une manière très imparfaite à leur définition car elles ne sont nullement composées d'éléments qui sont tous articulés les uns sur les autres.

d'une poutre de hauteur constante reposant à ses extrémités sur 2 appuis simples, et portant une charge uniformément répartie (il y correspondrait un effort tranchant positif dans une poutre à fibre moyenne).

Les montants y sont comprimés dans le système Pratt et tendus dans le système Howe.

On appelle maille le triangle limité par une barre de membrure et deux barres successives de triangulation.

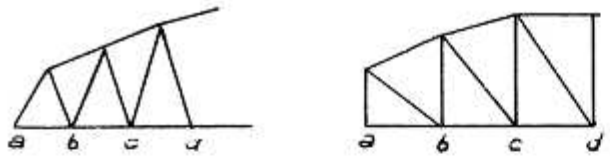
On nomme panneau l'ensemble formé par deux mailles juxtaposées; dans les poutres Pratt et Howe, c'est le rectangle limité par 2 montants successifs.

Remarque.

En Amérique où le bois est abondant et où le fer était autrefois très coûteux, on donnait aux montants tendus (en fer) la longueur minimum, en les disposant perpendiculairement aux membrures, tandis que les diagonales, comprimées, étaient en bois. Telle est l'origine de la poutre Howe, qu'il serait peu logique de construire en métal, puisque les barres comprimées sont les plus longues.

Poutres simples de hauteur variable.

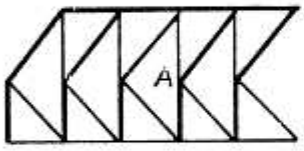
Lorsque la poutre est de hauteur variable, l'inclinaison des pièces obliques varie également, suivant la hauteur de la poutre, de manière que la largeur horizontale d'une maille reste généralement constante: $ab = bc = cd$.



Cette mesure a pour but de permettre de construire le tablier du pont, supposé ici accolé à la membrure inférieure, au moyen d'éléments identiques sur toute la longueur.

Poutres en K.

On peut rattacher aux poutres simples les poutres à treillis en K, dans lesquelles chaque montant vertical, sauf les montants extrêmes, reçoit deux diagonales au milieu de sa longueur.



Les efforts qui se produisent dans les deux diagonales d'une maille sont égaux et de signe contraire, quelles que soient les charges appliquées à la poutre.

Il suffit d'envisager l'équilibre d'un nœud tel que A pour s'en rendre compte; l'effort développé par les deux éléments du montant est vertical; leur résultante doit donc être équilibrée par la résultante des efforts dans les deux diagonales, qui ne peut être que verticale.

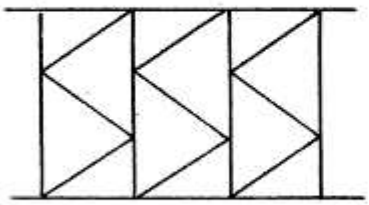
Si les deux barres sont également inclinées, les efforts qu'elles subissent doivent par conséquent être égaux et de sens contraire; l'une **sera** donc comprimée et l'autre tendue.

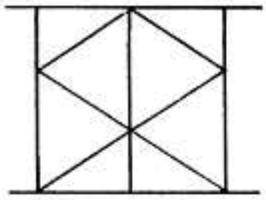
Poutres en double K.

On utilise parfois des poutres triangulées en double K, comme au pont du Midi sur le Danube, à Budapest, reconstruit en 1947 (4 travées

solidaires de 96,00 m. de portée). On utilise ainsi des éléments plus légers, et les assemblages sont plus faciles à réaliser.

Le système de triangulation est renversé au milieu de la portée ce qui donne aux panneaux centraux l'aspect ci-contre.

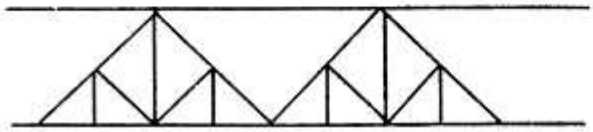


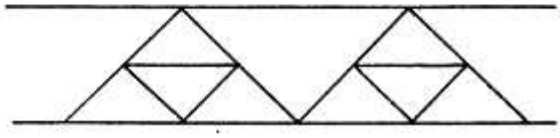


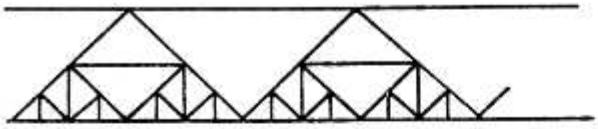
Poutres dérivées.

Pour obtenir le tracé d'une poutre dérivée, à partir d'une poutre simple, on crée des nœuds secondaires sur certains éléments de membrure ou de triangulation, et on les réunit entre eux, ou avec les nœuds principaux, au moyen de barres additionnelles.

On peut procéder ensuite de la même manière en créant sur les barres additionnelles des nœuds tertiaires, que de nouvelles barres relient à d'autres nœuds, de..





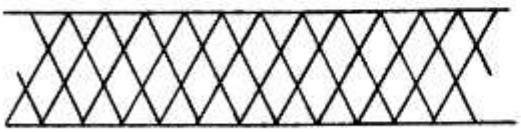


Les schémas ci-contre représentent des poutres dérivées de la poutre Warren simple; les deux premiers ne comportent que des nœuds secondaires, le troisième comporte des nœuds tertiaires.

Ces nœuds ont l'avantage de constituer pour le tablier autant de points d'appui supplémentaires; les éléments le constituant sont ainsi un peu moins lourds.

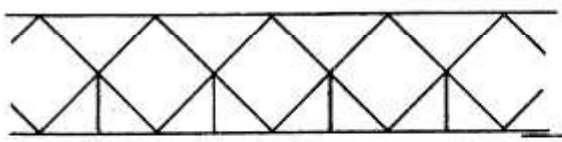
Poutres composées.

Une poutre composée est constituée par deux membrures, reliées par plusieurs triangulations distinctes, qui se chevauchent les unes les autres, et n'ont pas de sommets communs.



On peut dire que la triangulation complète est obtenue en déplaçant parallèlement à elle-même une triangulation simple; la poutre est dite composée d'ordre n si chacune des barres de triangulation est coupée en n tronçons par les barres disposées en sens inverse.

La plus simple des poutres composées est la poutre dite "en losange", dérivée du type Warren.



Détermination des efforts dans les poutres triangulées dont les barres sont articulées les unes sur les autres.

Le calcul des poutres triangulées à assemblages rigides est tout d'abord exécuté comme si les différentes barres qui les composent étaient parfaitement articulées à leurs extrémités, c'est-à-dire que l'on ne tient compte tout d'abord ni de l'influence des assemblages des extrémités, ni des liaisons intermédiaires qui peuvent exister.

Nous rappellerons d'abord les principes des méthodes de calcul applicables aux systèmes articulés; nous examinerons ensuite quelles modifications il convient d'apporter aux résultats qu'elles procurent pour tenir compte de la rigidité des assemblages; nous indiquerons enfin comment ces résultats doivent être complétés en raison des conditions dans lesquelles travaillent certaines barres et des conditions de la construction.

Rappel des méthodes de calcul propres aux systèmes articulés

On admet que les forces extérieures sont appliquées aux centres des articulations ou nœuds de l'ossature.

Les appuis correspondent à des nœuds.

Chaque barre travaille soit à l'extension simple, soit à la compression simple.

On dispose, pour exécuter les calculs, de 2 séries d'équations distinctes:

1°) les équations d'équilibre des nœuds, qui expriment que toutes les forces dont les lignes d'action convergent en un même nœud (forces extérieures et forces intérieures) ont une résultante nulle.

2°) les équations de déformation élastique des barres, qui expriment que la variation de longueur éprouvée par chaque barre, sous l'action de la traction ou de la compression qu'elle subit, est égale à la variation de la distance de ses nœuds d'extrémité, exprimée en fonction des déplacements élastiques de ces nœuds.

On substitue parfois à ces équations de déformation des équations équivalentes, déduites du principe du travail minimum.

Si les réactions d'appui sont complètement déterminées au moyen des équations d'équilibre des nœuds, le système est isostatique; dans l'hypothèse contraire, le système est hyperstatique.

Supposons que les réactions d'appui soient déterminées; si l'on peut calculer les forces intérieures de toutes les barres au moyen des équations d'équilibre des nœuds, la poutre est dite complète. Une telle poutre ne comporte que les éléments strictement nécessaires pour assurer son équilibre.

Dans l'hypothèse contraire, on doit recourir aux équations de déformation, ou à des équations équivalentes ; le système est alors dit surabondant ou "intérieurement hyperstatique".

Dans le premier cas, il est possible de déterminer la section de chaque barre indépendamment de celle des autres barres ; dans le second cas, on ne le peut plus, et les efforts dans l'une des barres dépendent des sections qui sont attribuées à cette barre et aux autres.

La résolution des systèmes isostatiques complets (ou canoniques) peut s'effectuer soit graphiquement, soit numériquement (méthodes de Ritter, Culmann, Cremona, etc...).

La résolution des systèmes hyperstatiques complets est relativement simple, si l'on emploie les formules analogues aux formules de Bresse, relatives aux systèmes articulés, pour déterminer les réactions des appuis, ou les équations équivalentes, déduites du principe du travail minimum.

Par contre, le calcul des systèmes surabondants est toujours assez pénible ; pour les cas les plus simples, des méthodes de calcul ont été établies (Mohr, Müller-Breslau, de Fontviolant, etc...).

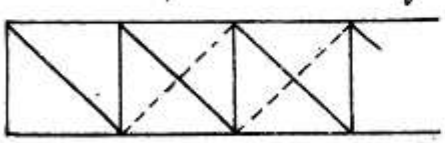
Renversement du sens des efforts dans les poutres triangulées.

L'aspect des lignes d'influence des tensions dans les poutres triangulées droites ou courbes montre que, suivant l'importance relative de la charge permanente et des surcharges, et suivant la disposition des surcharges, une même barre peut être parfois tendue et parfois comprimée.

Ce fait est désigné couramment sous le nom de "renversement des efforts" ; en particulier, dans une poutre triangulée reposant sur appuis simples, le renversement des efforts ne peut se produire que dans les barres de triangulation des panneaux peu éloignés du milieu de la portée.

Or les assemblages, de quelque nature qu'ils soient (articulés, rivés, soudés), se prêtent assez mal au renversement des efforts : à la longue, ils sont désorganisés, soit par suite du glissement des rivets, soit par suite de la fatigue des cordons de soudure.

Aussi, a-t-on cherché à remédier à cet inconvénient, tout au moins dans les poutres triangulées du système Pratt : on complète la triangulation dans la région critique par des barres, nommées parfois "contre-tirants", tracées suivant les secondes diagonales de chaque panneau.



On admet, souvent, pour calculer la triangulation, que les deux triangulations simples formées d'une part par les montants, d'autre part par l'un ou l'autre système de diagonales fonctionnent alternativement, et jamais ensemble.

Les montants subissent, toujours, dans ces deux hypothèses des efforts de compression.

La réalité est très différente, évidemment. Mais on admet que l'effort accessoire de compression subi tantôt par le tirant et tantôt par le contre-tirant est pratiquement négligeable, et l'on n'en tient pas compte.

D'ailleurs, lorsque l'effort de compression que doit éventuellement supporter une barre ne dépasse pas le cinquième de l'effort de traction maximum auquel elle doit résister, on s'abstient de munir le panneau correspondant d'une contrebarre; on donne à la diagonale unique une rigidité suffisante pour qu'elle puisse supporter l'effort de compression sans risque de flambement.

Poutres à montants et Croix de Saint-André.

Ce sont des poutres dont tous les panneaux sans exception comportent deux diagonales, même dans les régions où il n'y aurait pas à craindre de renversement d'effort dans la triangulation.

Il faut, pour obtenir quelque précision dans la détermination des efforts, employer les méthodes particulières relatives au calcul des systèmes surabondants [1].

Ce type de construction est d'ailleurs peu économique; il conduit à exécuter des poutres lourdes, qui n'offrent pas une meilleure stabilité que les poutres simples déjà examinées.

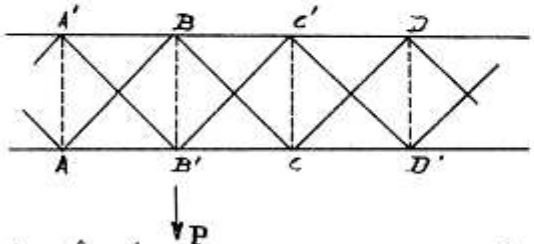
Toutefois, son emploi peut être justifié dans deux cas:

1° S'il s'agit de renforcer une triangulation Warren double par l'adjonction des montants;

2° Si la poutre doit être mise en place par voie de lancement, parce que les efforts supportés par les barres de triangulation changent de sens dans chaque panneau, pendant cette opération.

Remarque.

Considérons un pont à poutres "Warren double", dont le tablier est au niveau de la membrure inférieure. Ses charges sont alors transmises aux nœuds de la membrure inférieure qui appartiennent, dans l'ordre où on les rencontre à partir d'une extrémité, à l'une, puis à l'autre triangulation.



Complétons le système par des montants verticaux auxiliaires AA', BB', CC', DD'. Une charge additionnelle P appliquée au nœud B' après modification de la poutre ne sera plus transmise uniquement à la triangulation A'B'C'D', mais répartie entre les deux triangulations. Le montant BB' reportera au nœud B la moitié de la charge P, et sera soumis à un effort de traction égal à $\frac{P}{2}$.

Ce montant n'ayant, dans la stabilité de la poutre, qu'un rôle assez accessoire, n'aura qu'une faible section par rapport à celle des barres obliques.

---

[1] On constate alors dans une poutre sur appuis simples que pour la charge permanente, les résultats obtenus sont à peu près concordants pour les membrures (de −2 à +4 % près par exemple); la méthode simpliste donne des résultats exagérés pour les montants à mesure que l'on va vers le milieu (de 2 à 90 % par exemple); pour les diagonales, les résultats sont irréguliers et très variables (de −28 à +66 % par exemple).
La conclusion est la même pour les surcharges, bien que les écarts soient moins importants que ceux qui viennent d'être indiqués.
Montants: +2 à 56 % pour les surcharges continues; −2 à +31 % pour les surcharges isolées. Diagonales: −9 à +10 % et −11 à +13.

Si l'on effectuait le calcul du système surabondant formé par la poutre ainsi modifiée, et devenue, en fait, une poutre à montants et Croix de Saint-André, soumise en B et en B' aux forces $\frac{P}{2}$, on verrait que l'effort principal de compression supporté par ce montant est alors très faible, sa valeur absolue pouvant être inférieure à $\frac{P}{2}$.

En définitive, on trouverait alors que la pièce BB' est tendue, comme le montre l'expérience.

Ceci permet de comprendre que l'on ait observé pendant les épreuves de ponts à poutres droites à montants et Croix de Saint-André, des tractions dans des pièces qui, d'après un calcul simpliste apparaissaient comme devant être fortement comprimées. Cela provient du fait que le rôle du répartiteur de charge joué par le montant se trouve négligé dans ce calcul simpliste.

Remarquons que si le tablier du pont était au niveau de la membrure supérieure, la charge transmise $\frac{P}{2}$ par le montant serait une compression: les indications du calcul simpliste, bien qu'il soit tout aussi peu exact, seraient de même sens que les faits observés.

Efforts dûs à la rigidité des assemblages.

Lorsqu'on détermine expérimentalement les contraintes des barres constituant une poutre à assemblages rigides, les résultats obtenus peuvent être très différents des contraintes calculées en la supposant articulée.

Quelques expérimentateurs n'hésitent pas à déclarer que, pour certaines barres de triangulation, les efforts mesurés valent 2 fois au moins les efforts calculés; d'autres ont signalé que les appareils de mesure des efforts indiquent des compressions, là où l'on devrait trouver des tractions, ou inversement.

Nous pensons que de pareils écarts, et de semblables anomalies ne peuvent avoir pour origine que la superposition d'erreurs, parmi lesquelles les suivantes peuvent être retenues: erreurs de calculs, fautes de conception dans la forme attribuée aux barres, fautes de construction, mauvais emploi des appareils de mesure.

On ne peut pas en effet, incriminer la Résistance des Matériaux, si l'ouvrage construit n'est pas conforme à l'ouvrage calculé; pour fixer les idées, si l'on calcule par la méthode simpliste de Résal applicable aux poutres composées une poutre à montants et Croix de Saint-André, il est bien évident que les efforts mesurés dans les diagonales, ou dans les montants, peuvent n'avoir aucun rapport avec les efforts calculés, pour certaines distributions des surcharges.

De même on a construit pendant assez longtemps les poutres triangulées sans attacher une importance suffisante à certaines règles qui sont généralement observées aujourd'hui; comme nous le justifierons plus loin, la seule

dissymétrie des barres de triangulation par rapport au plan moyen de la poutre introduit des perturbations considérables dans la répartition des contraintes le long d'une même barre et permet d'expliquer les anomalies constatées.

Quoi qu'il en soit, ces discordances avaient attiré l'attention des Ingénieurs, et les avaient conduits, du point de vue théorique, à une distinction, un peu arbitraire, entre ce qu'on a appelé et que l'on nomme encore assez fréquemment les efforts "principaux" et les efforts "secondaires".

On pourrait dire, d'une manière un peu sommaire, que les efforts principaux sont ceux que l'on calcule habituellement en supposant la poutre parfaitement articulée et parfaitement constituée, et que les efforts secondaires sont ceux dont on ne tient pas compte parce qu'on ne sait pas le faire, ou que les recherches correspondantes seraient trop compliquées; cette terminologie n'est pourtant pas très satisfaisante, puisque nous venons de voir que dans certains cas, l'importance des efforts dits "secondaires" l'emporte sur celle des efforts dits "principaux".

En réalité, la plupart des efforts dits "secondaires" sont des efforts "parasites", que l'on peut éviter pour la plus grande partie, par des dispositions rationnelles de construction; ce qui en subsiste alors ne représente plus que des efforts véritablement secondaires, dont on peut souvent déterminer une limite supérieure.

Efforts dûs à la rigidité même des assemblages, à l'exclusion de toute autre cause.

On admet toujours que chaque assemblage est rigoureusement indéformable, et que, par conséquent, les angles mutuels que font entre elles les différentes barres se conservent dans les déformations. Les longueurs des barres se modifiant sous l'influence des tractions ou des compressions qu'elles subissent, ces barres s'incurvent. Tout triangle rectiligne est ainsi transformé en un triangle curviligne, les angles étant conservés; on peut avoir les deux formes suivantes, les barres présentant une inflexion étant 2 ou zéro:



Chaque barre supporte donc, en outre d'un effort de traction ou de compression, des moments fléchissants et des efforts tranchants.

On a appris à déterminer, dans le Cours de Résistance des Matériaux, les limites supérieures des angles de déformation et des efforts correspondants (1).

Les contraintes qui en résultent sont indépendantes du moment d'inertie de la section de la barre, pris par rapport à un axe perpendiculaire au plan de la poutre.

Elles sont proportionnelles au rapport $\frac{b}{l}$ de leur hauteur en élévation (largeur) à leur longueur, dans le cas de barres symétriques, et au rapport $\frac{2v}{l}$ dans le cas des barres dissymétriques, v étant la distance à l'axe neutre de la fibre la plus éloignée.

---

(1) Les méthodes d'approximation pour le calcul des systèmes de poutres enseignées dans ce Cours permettent un calcul plus précis; il est toujours assez long, quelle que soit la méthode utilisée.

On réduira donc ces contraintes en attribuant aux barres une largeur aussi réduite que possible en élévation; le flambement éventuel des barres comprimées et les nécessités de la construction imposent cependant des limites.

Différents Ingénieurs ont fait une étude assez détaillée de la question; nous citerons notamment Dupuy [1], Résal [2] Jacquier [3]

Ce dernier, en supposant que dans une poutre sur appuis simples, toutes les barres subissent simultanément la même contrainte, que le rapport de la demi-hauteur d'une barre à sa longueur est 1/30 et que les membrures sont infiniment plus rigides que les barres de triangulation, est arrivé aux résultats suivants:

La majoration de contrainte dûe à la rigidité même des assemblages est:

pour la triangulation d'une poutre Warren	27%
pour les barres tendues des poutres Pratt et Howe	47%
pour les barres comprimées	60%

Ces résultats impressionnants sont très exagérés, en raison des hypothèses faites sur la rigidité des membrures et sur l'égalité des contraintes dans toutes les barres: on sait, en effet que les efforts maxima dans les différentes barres d'une poutre droite triangulée ne peuvent être réalisés pour une même disposition des surcharges, et que, d'autre part, des raisons de construction obligent à donner à certaines barres des dimensions surabondantes qui limitent à une valeur très basse les contraintes correspondantes.

En fait, les nombreux travaux et les essais exécutés dans ces dernières années en Amérique et en Suisse ont montré que les efforts, dûs à la rigidité d'assemblages convenablement conçus et bien exécutés, sans être négligeables, sont loin d'atteindre les valeurs qu'on leur attribuait autrefois.

Le Règlement fixe, d'une manière uniforme, à 10% des efforts calculés en supposant la poutre articulée, la valeur des efforts dûs à la rigidité des assemblages pour les barres de triangulation; il ne prescrit aucune majoration pour les barres constituant les membrures - (art. 8).

Il faut comprendre que cette règle simple, à laquelle on pourrait sans difficulté trouver des exceptions, n'est acceptable que si les assemblages sont correctement réalisés, et si l'on ne s'écarte pas des règles habituelles de la bonne construction. Il est toujours possible, d'ailleurs, de se rendre compte dans un cas particulier exceptionnel, de la validité de la majoration de 10%, et de la modifier si elle est reconnue insuffisante; ce serait en particulier le cas pour des poutres composées, ou à treillis multiple.

---

(1) Etude d'un panneau de poutre à assemblages rigides (Annales des Ponts et Chaussées 1895 - fascicule II. Pont de Cosne).

(2) Cours de Ponts métalliques (tome I, page 120)

(3) Annales des Ponts et Chaussées - 1873.

Procédés employés pour réduire l'importance des efforts dûs à la rigidité des assemblages.

Joints flexibles de Mesnager.

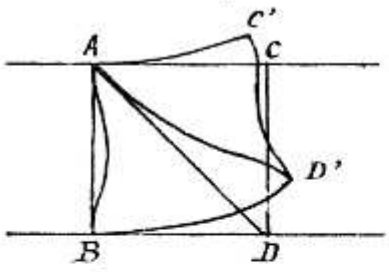
M. Mesnager s'est proposé de substituer à l'assemblage rigide une articulation dont le frottement soit aussi réduit que possible, en la constituant par une ou deux lames métalliques, réunissant les pièces les unes aux autres, suivant la nature des efforts à transmettre.

Quelques ponts ont été construits dans ces conditions, parmi lesquels celui sur le Beuvron, pont pour voie ferrée de 40,00 m d'ouverture, sur la ligne de St Aignan à Blois, près de Cellettes (1).

Il est difficile de réaliser correctement les assemblages correspondants, notamment lorsque les efforts à transmettre sont importants; on perd, d'autre part, le bénéfice de la rigidité dûe à la raideur des assemblages; enfin, l'ouvrage vibre beaucoup plus. Aussi, ce mode d'assemblage est-il abandonné aujourd'hui.

Procédé récemment employé en Amérique.

Pour la construction du pont Alfred-Smith, sur l'Hudson, qui comporte, en particulier, une poutre droite de 183,00 m de portée et du Viaduc de San Francisco à Oakland, les Américains ont employé la méthode suivante pour compenser partiellement les efforts dus à la rigidité des assemblages.



Considérons un panneau de poutre droite ABCD, dans la situation qu'il occupe avant toute mise en charge, et représentons sa déformation relative après mise en charge par rapport à la partie située à gauche de AB. Les membrures occuperont la position AC' (compression) BD' (tension); la diagonale occupera la position AD'.

Pour atténuer les efforts résultant des déformations provenant de la rigidité des assemblages, on a construit la poutre en donnant à chaque barre non pas la longueur résultant du schéma des fibres moyennes, mais cette longueur modifiée en tenant compte des allongements ou des raccourcissements, changés de sens, des barres, dus à l'action simultanée de la charge permanente et de la moitié des surcharges. Par contre, les trous de rivets des assemblages furent percés conformément au schéma théorique de la poutre.

Dans ces conditions, l'ouvrage, une fois monté, présente sur échafaudage une déformation égale mais de sens contraire à celle que prendrait la poutre théorique sous l'action de la charge permanente et de la moitié des surcharges; il en est de même en ce qui concerne les efforts de flexion développés dans les différentes barres.

---

(1) Annales des Ponts et Chaussées 1898. Tome II, page 300

Lorsque la charge permanente et la moitié des surcharges sont appliquées, la poutre construite prend la forme de la poutre théorique, les diagonales et les montants deviennent rectilignes, et les efforts dûs à la rigidité des assemblages disparaissent.

Ils demeurent très atténués lorsque la surcharge maximum est appliquée à l'ouvrage.[1]

Autre méthode. On a également proposé de réaliser des articulations provisoires au montage des poutres principales ; on charge ensuite l'ouvrage, en lui faisant porter les surcharges et la totalité de la charge permanente prévue. La déformation maximum étant réalisée, on boulonne les articulations. En enlevant les surcharges, l'ouvrage terminé ne supportera que des contraintes secondaires de sens contraire à celles qui pourront se produire en service.

L'articulation d'un assemblage pourrait être réalisée en disposant les axes des trous de rivets sur des circonférences concentriques ayant pour centre le nœud théorique ; les trous devraient être ovalisés suivant ces circonférences, et l'assemblage maintenu au moyen de boulons peu serrés, permettant le jeu de l'articulation.

Il ne semble pas que cette conception rationnelle, conduisant à un usinage compliqué, ait été appliquée.

Efforts provenant des conditions dans lesquelles travaillent certaines barres.

Efforts dûs à la continuité des charges.

Les méthodes de calcul des poutres articulées supposent que les charges sont exclusivement appliquées aux nœuds.

Cette hypothèse est inexacte pour le poids propre des barres elles-mêmes. Il peut en être de même si, par exemple, certaines charges sont directement appliquées sur l'une des membrures.

Il en résulte des moments de flexion et des efforts tranchants, supportés par les barres.

Dans les poutres à assemblages rigides, une membrure rectiligne supportant directement des charges se comporte comme une poutre à travées solidaires, dont les nœuds de la triangulation formeraient les appuis.

Si l'on envisage une poutre droite à triangulation simple de grande ouverture, et par conséquent de grande hauteur, la portée de chaque tronçon de membrure est très importante, ainsi que la longueur de chaque barre de triangulation. Les efforts dont il vient d'être question peuvent devenir eux-mêmes importants, et on est conduit à renforcer les différentes barres de manière à leur permettre de résister à la

[1] La même méthode a été utilisée pour le cantilever sur le Gange, à Calcutta (Pont de Howrah) de 655,30 m de longueur totale

fois à l'effort de traction ou de compression simple qu'elles subissent comme éléments du système articulé, et à l'effort de flexion dû à leur poids propre et aux charges qui peuvent leur être directement appliquées entre leurs extrémités.

On conçoit donc que les poutres à triangulation simple puissent être une solution peu économique pour les ponts de grande portée.

Flambement des barres comprimées.

Les barres comprimées doivent avoir des dimensions telles qu'elles ne soient pas sujettes au flambement.

L'art. 9 du Règlement spécifie que toute pièce comprimée fera l'objet d'une vérification complémentaire, destinée à justifier qu'elle n'est pas exposée à flamber.

Nous insistons sur le mot "complémentaire" qui différencie nettement les calculs de résistance proprement dits de ceux qui sont relatifs au flambement. En d'autres termes, si une pièce est convenablement conçue pour résister au flambement, il n'y a pas à se préoccuper de la contrainte supplémentaire, qui pourrait en résulter au moment où le flambement serait supposé amorcé.

Les Commentaires de l'art. 9 n'imposent aucun choix aux Ingénieurs en ce qui concerne la méthode à employer pour vérifier qu'une pièce comprimée n'est pas exposée à flamber. Ils en signalent cependant deux : l'une se réfère à la théorie d'Euler, l'autre est une application de la formule de Rankine [1].

Théorie d'Euler.

On définit d'abord la contrainte critique d'Euler, par l'expression

$$C = m\,\pi^2\,E\,\frac{r^2}{l^2}$$ que l'on exprime en Kg/mm².

E est le coefficient d'élasticité du métal.
l est la distance entre les nœuds auxquels aboutit la barre considérée.
r^2 est le carré du rayon de giration de la section de la barre relatif à l'axe principal d'inertie perpendiculaire à la direction de flambement envisagée.
m est un coefficient variable avec la rigidité de l'assemblage de la barre à ses extrémités.

Voici les valeurs qu'on peut lui attribuer, suivant que l'on envisage le flambement dans le plan de la poutre, ou dans un plan perpendiculaire.

Flambement dans le plan de la poutre.

Membrures : leur rigidité étant beaucoup plus importante que celle des barres de triangulation, il est prudent de ne compter sur aucun encastrement : $m = 1$.

Diagonales : la rigidité des âmes des membrures dans leur plan est considérable, on peut compter sur un encastrement presque

---

(1) Nous signalerons une autre méthode, dûe à M. Dutheil, contenue dans les "Règles d'utilisation de l'acier applicables aux travaux dépendant du Ministère de la Reconstruction et de l'Urbanisme et aux travaux privés" (Décembre 1946). Elle est valable pour les pièces simples ou composées, fléchies ou non, et admet des coefficients de sécurité plus faibles que ceux des autres méthodes. Voir également, du même auteur : "L'évolution des règles d'utilisation de l'acier" Mémoires de la Soc. des Ingénieurs civils de France - Fascicule III. Juillet - Septembre 1951.

parfait si le treillis est simple : $m = 3$,
si le treillis est double, pour chaque moitié on prendra : $m = 2$
si le treillis est multiple, ne compter sur aucun encastrement aux points de croisement ; pour la longueur l correspondant à la distance entre deux points de croisement : $m = 1$.

Montants : on peut compter sur un encastrement presque parfait : $m = 3$.

Flambement dans un plan perpendiculaire au plan de la poutre.

Membrures : on ne peut pas compter sur un encastrement à deux nœuds consécutifs du contreventement transversal ; pour la longueur correspondante : $m = 1$.

Diagonales : la rigidité transversale des âmes des membrures étant très faible, on ne comptera sur aucun encastrement aux extrémités, ou aux croisements : $m = 1$.

Montants : si le contreventement longitudinal est simple, le montant est considéré comme encastré sur les pièces de pont, et libre à la partie opposée : $m = \frac{1}{4}$
si le contreventement longitudinal est double, le montant est considéré comme à peu près parfaitement encastré à chaque extrémité : $m = 3$.

Pour l'acier doux de la qualité "Ponts et Chaussées", on prend habituellement $E = 2{,}2 \times 10^4$ Kg/mm².

Pour l'acier de la qualité Ac. 54, l'Annexe de la Circulaire du 7 Février 1933 prescrit de prendre $E = 2{,}1 \times 10^4$ Kg/mm².

La contrainte rapportée à la section brute S de la barre, dûe à la force de compression F qu'elle subit doit satisfaire à certaines conditions, définies de la manière suivante : soit N la limite d'élasticité du métal (acier de la qualité "Ponts et Chaussées" : 24 Kg/mm², Acier Ac. 54 : 36 Kg/mm²), R sa limite de rupture à la compression (acier de la qualité "Ponts et Chaussées" : 42 Kg/mm², acier Ac 54 : 54 Kg/mm²), R_1 la limite de sécurité, ces 3 limites étant exprimées en Kg/mm². On doit avoir :

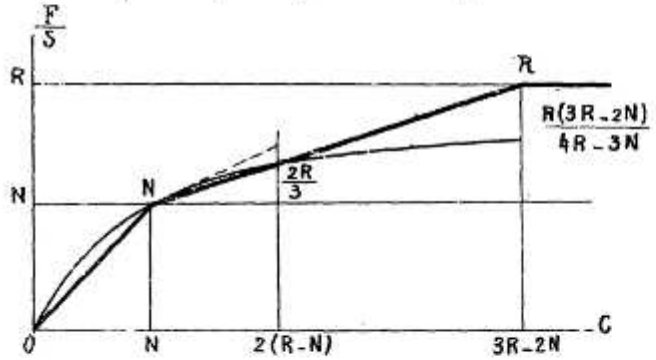
$$\begin{cases} \text{si } C \leq N & \dfrac{F}{S} \leq C \times \dfrac{R_1}{R} \\ \text{si } N \leq C \leq 3R - 2N & \dfrac{F}{S} \leq \dfrac{C + 2N}{3} \times \dfrac{R_1}{R} \\ \text{si } 3R - 2N \leq C & \dfrac{F}{S} \leq R \times \dfrac{R_1}{R} \end{cases}$$

Pour interpréter ces formules, dont l'aspect paraît a priori assez arbitraire, on se reportera à une représentation graphique des résultats obtenus au cours des expériences relatives aux phénomènes de flambement.

Soient 2 axes rectangulaires portant en abscisses les valeurs de la force critique C, et en ordonnées les valeurs de la contrainte $\frac{F}{S}$, la force F étant celle qui correspond au commencement du flambement.

On constate que, pour des pièces relativement longues, telles que la

force critique d'Euler soit inférieure à la limite d'élasticité du métal-N, les points d'abscisses C et d'ordonnées $\frac{F}{S}$ sont sensiblement situés sur une droite, dite droite d'Euler, inclinée à 45° [1]. Au-delà, les points figuratifs sont très sensiblement groupés autour d'une courbe moyenne, concave vers le bas, qui se raccorde plus ou moins loin avec l'horizontale d'ordonnée R, puisque, pour les pièces très courtes, la charge de flambement devient égale à la charge de rupture.



(Graphique correspondant à l'acier de la qualité "Ponts et Chaussées")

Cette courbe moyenne a sensiblement l'allure d'une hyperbole ; effectivement, on sait que M. Vierendeel l'a remplacée par l'hyperbole d'équation

$$\frac{F}{S} = \frac{R}{1 + \frac{R-N}{C}}$$

et Rankine par l'hyperbole d'équation $\frac{F}{S} = \frac{R}{1+\frac{N}{C}}$.

Il est à remarquer que, dans le cas de l'acier de la qualité "Ponts et Chaussées", ces deux hyperboles sont à peu près confondues, parce que l'on a environ $R = 2N$. On a représenté sur la figure l'hyperbole de Vierendeel, qu'il n'est intéressant de considérer qu'à droite du point d'abscisse N.

Les règles indiquées précédemment reviennent à substituer à la branche d'hyperbole dont la pente est $\frac{R-N}{R}$ au point (N, N) soit sensiblement $\frac{1}{2,33}$ dans le cas de l'acier de la qualité "Ponts et Chaussées", et $\frac{1}{3}$ dans le cas de l'acier Ac 5H, une droite de coefficient angulaire $\frac{1}{3}$. Pour l'acier de la qualité "Ponts et Chaussées", elle est située au-dessous de l'hyperbole pour $N \leq C \leq 2(R-N)$ et au-dessus pour $C > 2(R-N)$; pour l'acier Ac 5H, elle est tout entière au-dessus de l'hyperbole. Cette droite est ensuite remplacée par l'horizontale d'ordonnée R, à partir du point où elle la rencontre.

Le coefficient $\frac{R_1}{R}$ qui apparaît dans le second membre de chacune des inégalités à vérifier, est assimilable à un coefficient de sécurité vis-à-vis de la limite de flambement, définie par la ligne polygonale tracée en traits pleins. Ce coefficient, variable avec la qualité d'acier employé est voisin de $\frac{1}{3,23}$ pour l'acier de la qualité "Ponts et Chaussées" et de $\frac{1}{3}$ pour l'acier Ac 5H.

Si la ligne polygonale considérée représentait exactement les résultats des expériences, on pourrait dire que les formules du Règlement conduisent à prendre, vis-à-vis du flambement le même coefficient de sécurité que vis-à-vis de la limite de rupture par traction, puisque dans les deux cas la contrainte est égale à la limite de rupture multipliée par le rapport $\frac{R_1}{R}$.

---

[1] Dans le domaine élastique, la force de flambement est donc égale à la force critique d'Euler ; au-delà, elle est plus faible.

Formule de Rankine.-

Il en est de même si l'on emploie l'autre méthode de vérification, relative à la formule de Rankine ; l'inégalité à vérifier est :

$$\frac{F}{S} \leq \frac{R}{1+\frac{N}{C}} \times \frac{R_1}{R}$$

La différence essentielle avec la méthode précédente provient de la substitution de l'hyperbole de Rankine à la droite d'Euler, tant que $C \leq N$.

Cette hyperbole ne passe d'ailleurs par le point de coordonnées (N, N) que si $R = 2N$. Son coefficient angulaire à l'origine est alors égal à 2.

Elle se trouve d'ailleurs constamment au-dessus de la droite d'Euler tant que $C < R - N$; la sécurité qu'elle offre vis-à-vis de la règle d'Euler est ainsi plus faible pour les petites valeurs de C, c'est-à-dire pour les pièces longues, qui sont le plus sujettes à flamber.

Cette méthode de vérification présente l'avantage d'avoir recours à une inégalité unique, quelle que soit la valeur de C ; elle est plus stricte que la précédente pour les pièces courtes.

Remarques.-

I.) Les deux méthodes ne donnent une même sécurité que si $\frac{l}{r} = 109,6$ pour l'acier Ac 42 et $\frac{l}{r} = 115,2$ pour l'acier Ac 5H.

II.) La sécurité obtenue n'est pas la même pour l'acier Ac 42 et l'acier Ac 5H, que l'on emploie l'un ou l'autre mode de calcul, en raison des valeurs différentes de E, N, et des rapports $\frac{R_1}{R}$.

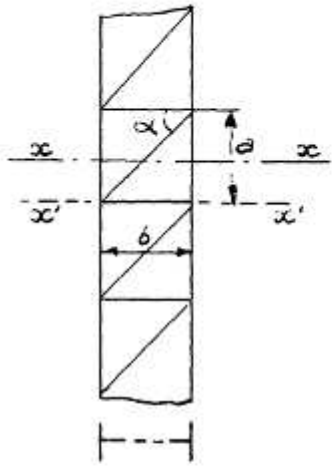
Vérification au flambement des barres de triangulation dont l'âme ou les faces sont triangulées.

Les règles ci-dessus font usage de la contrainte critique d'Euler, qui est déterminée en faisant abstraction de l'action de l'effort tranchant dans la déformation par flambement. Tant qu'il s'agit de poutres à âme pleine, la chose est légitime, parce que la réduction de la force critique qui en résulte est relativement faible.

Il n'en est plus de même si une âme se trouvant dans le plan de flexion est remplacée par une triangulation ; il faut alors tenir compte dans l'équation fondamentale de déformation de la courbure additionnelle due à la déformation des barres de triangulation. La force critique F calculée en se basant sur le moment d'inertie de la section droite de la barre est alors réduite à une valeur F_1, et c'est cette valeur qu'il convient de prendre en compte dans la vérification réglementaire relative au flambement.

Voici les cas qui se présentent ordinairement.

1°) La barre est formée de 2 membrures réunies par une triangulation, ou de 4 arêtiers réunis par des triangulations, ou comporte deux faces munies d'une

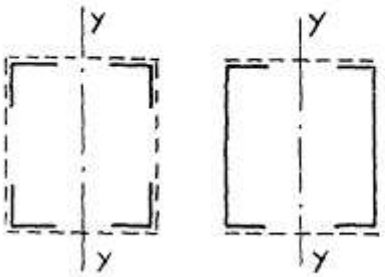


triangulation. La triangulation est uniforme.

On suppose que le flambement peut se produire dans le plan de la feuille.

Soit α l'angle des diagonales avec les montants, ω_d l'aire de la section droite de l'ensemble des diagonales parallèles au plan de la feuille coupées par la section droite $x\,x$, a la distance entre les axes de deux montants, b la distance entre les centres de gravité des membrures, ω_m l'aire de la section droite de l'ensemble des montants parallèles au plan de la feuille situés dans la section droite $x'x'$.

On démontre que l'on a : $F_1 = F \times \dfrac{1}{1+\dfrac{F}{E}\left[\dfrac{1}{\omega_d \sin\alpha \cos^2\alpha} + \dfrac{1}{\omega_m \operatorname{tg}\alpha}\right]}$

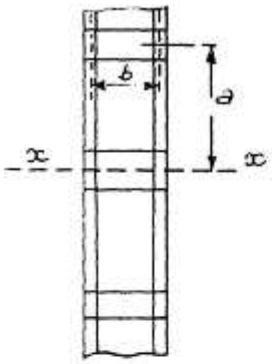


On voit par là que si ω_d et ω_m sont relativement petits devant le moment d'inertie I de la section de la barre pris par rapport à l'axe $y\,y$, le terme correctif peut être très inférieur à l'unité.

Si chaque panneau comporte deux diagonales au lieu d'une seule, on peut admettre que les montants n'interviennent pas pour équilibrer l'effort tranchant; alors $\omega_m = 0$.

Si la triangulation est du type Warren, la relation ainsi obtenue reste valable.

2°) Si la triangulation des faces est remplacée par une série d'entretoisements égaux et équidistants, il faut alors tenir compte de la rigidité des assemblages. Supposons encore que le flambement se produit dans le plan de la feuille.

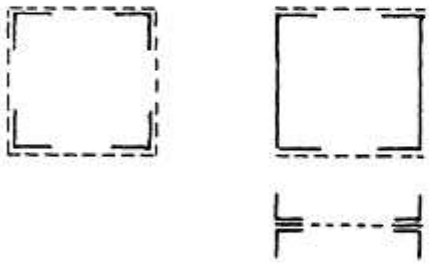


Soit I_e le moment d'inertie de la section droite des entretoisements, relatif à leur flexion dans le plan de la feuille, et situés dans le plan $x\,x$.

I_c le moment d'inertie de la section droite d'une membrure, des 2 arêtiers ou d'une face par rapport à leur centre de gravité relatif à leur flexion dans le plan de la feuille.

ω_e la section droite des entretoisements (supposée rectangulaire) situés dans le plan $x\,x$.

On démontre que :



$$F_1 = F \times \frac{1}{1+\dfrac{F}{E}\left[\dfrac{a\,b}{12\,I_e} + \dfrac{a^2}{24\,I_c} + \dfrac{3\,a}{\omega_e\,b}\right]}$$

Le dernier terme tient compte de l'effet de la déformation de l'entretoisement sous l'action de l'effort tranchant.[1]

Il convient toujours d'examiner si un flambement local d'une face latérale, d'un arêtier, ou d'une membrure, ne peut pas se produire entre deux entretoisements : ce pourrait être le cas s'ils étaient très flexibles ou encore si la distance entre deux entretoisements était importante. Si la part de la force critique que l'on peut affecter proportionnellement à son aire à une face, à un arêtier ou à une membrure

(1) Tous ces résultats ont été rétablis par M. Courbon à partir de la considération des énergies de déformation (Application de la résistance des matériaux au calcul des ponts).

n'est pas petite vis-à-vis de la force de flambement relative à la partie de ces éléments comprise entre deux entretoisements, la formule précédente ne suffit plus. Il faut tenir compte de la possibilité de ce flambement.

On peut mettre l'expression de la force critique sous la forme :

$$F_1 = F \times \frac{1}{1 + \frac{F}{E}\left[\frac{ab}{12 I_e} + \frac{a^2}{24 I_c} \times \frac{1}{1-\alpha} + \frac{3a}{\omega_{eb}}\right]}$$

Dans laquelle

$$\alpha = \frac{F_1}{\text{force de flambement d'une face latérale de longueur } a}$$

Si par exemple la rigidité des entretoises était très grande, la force de flambement en cause aurait pour valeur $\frac{2\pi^2 E I_c}{a^2}$

La dernière expression ne donne des résultats concordant avec l'expérience que si le nombre des panneaux formé par les entretoisements est au moins égal à 6. α étant proportionnel à F_1, la recherche de la valeur de F_1 sera faite par itération.

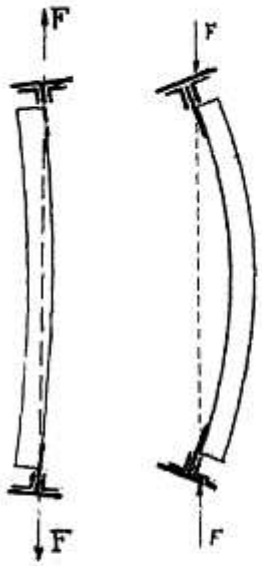
Efforts parasites pouvant résulter des conditions de la construction.

Efforts parasites dûs à l'excentricité des barres de triangulation.

On entend par là, le défaut de symétrie de ces barres par rapport au plan moyen de la poutre.

Ce défaut se rencontre assez fréquemment dans les ponts qui n'ont pas été construits dans ces dernières années ; on peut le constater dans la plupart des autres charpentes métalliques.

La triangulation se compose alors de fers ⌊⌋, de ⊥ ou de L fixés sur l'une des faces des âmes, comme l'indiquent les schémas ci-après, qui représentent les déformations d'ensemble produites dans le cas d'une barre tendue (à gauche) et d'une barre comprimée (à droite)



Pour se rendre compte des conséquences de cette disposition, on peut admettre que la transmission des efforts se fait de l'une à l'autre barre dans le plan de contact de l'âme et de la barre [1]. L'excentricité de la force F à laquelle serait soumise la barre de triangulation, si les axes neutres de toutes les barres constituant la poutre étaient dans le même plan moyen, est alors égale à la distance entre ce plan de contact et la fibre moyenne de la barre. Nous la désignerons par b ; il y correspond un moment de flexion Fb.

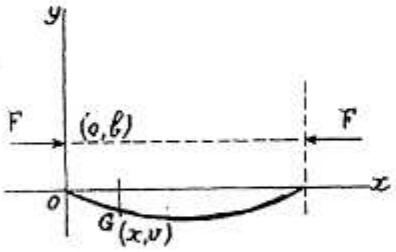


En raison de la rigidité de l'assemblage de la barre de triangulation et de la membrure, les déformations angulaires de la barre sont limitées par celles que peut prendre la membrure. Au moment de flexion Fb, il est donc nécessaire d'adjoindre un couple de réaction mutuelle des deux éléments.

C'est un couple de flexion pour la barre et un couple de torsion pour la membrure.

Soit ω_0 la déviation angulaire de la membrure au droit du nœud d'extrémité de la barre, sous l'action de ce couple de torsion ; une étude préalable de la résistance de la membrure à la torsion permet de déterminer un coefficient k, tel que le couple de torsion soit mesuré par $k\omega_0$.

En raison de la rigidité de l'assemblage, nous supposerons que les déformations angulaires de la barre par flexion et de la membrure par torsion sont égales [2].



Prenons pour origine le nœud d'extrémité considéré de la barre de triangulation et pour axe des x la droite joignant les nœuds de la barre : soit G la section d'abscisse x de la barre de triangulation, dont l'ordonnée après déformation est v. La déformation angulaire à l'origine a pour valeur $\left(\frac{dv}{dx}\right)_0 = \omega_0$, et le couple d'encastrement de la barre a pour expression

$$k\left(\frac{dv}{dx}\right)_0$$

Si M est le moment fléchissant produit dans la section G, et I le moment d'inertie brut de la barre, on sait que :

$$\frac{d^2v}{dx^2} = \frac{M}{EI}$$

---

(1) C'est d'ailleurs l'hypothèse la plus défavorable que l'on puisse faire ici.

(2) Nous admettrons également que la déviation angulaire ω_0 est la même aux deux extrémités de la barre. Ceci est vrai pour un montant, mais approché seulement pour une diagonale.

Le moment fléchissant peut être représenté par l'expression

$$M = \mu + k\left(\frac{dv}{dx}\right)_0$$

μ étant le moment fléchissant qui se produirait dans la section G sous l'influence de la force F, si la barre était articulée à ses extrémités ; c'est-à-dire, en désignant par X la valeur algébrique de la force considérée, comptée positivement suivant ox : $\mu = X(b - v)$

On en déduit l'équation différentielle suivante en v, linéaire du second ordre à coefficients constants dont le second membre contient l'inconnue auxiliaire k :

$$EI\frac{d^2v}{dx^2} + Xv = X\left[b + \frac{k}{X}\left(\frac{dv}{dx}\right)_0\right]$$

Nous distinguerons maintenant deux cas, suivant que la barre est comprimée, ou bien qu'elle est tendue.

Barre comprimée.

Soit F la grandeur de la force de compression : $X = F$. Posons $\alpha^2 = \frac{F}{EI}$

L'équation différentielle devient :

$$\frac{d^2v}{dx^2} + \alpha^2 v = \alpha^2\left[b + \frac{k}{F}\left(\frac{dv}{dx}\right)_0\right]$$

Pour écrire son intégrale, nous remarquerons que, par raison de symétrie, $\frac{dv}{dx} = 0$ pour $x = \frac{l}{2}$.

On aura donc :

$$v = A\cos\alpha\left(x - \frac{l}{2}\right) + b + \frac{k}{F}\left(\frac{dv}{dx}\right)_0$$

La constante d'intégration A sera obtenue, au moyen des conditions à l'extrémité origine, qui serviront en même temps à éliminer $\left(\frac{dv}{dx}\right)_0$.

Ce sont :

$$x = 0 \begin{cases} v_0 = 0 = A\cos\frac{\alpha l}{2} + b + \frac{k}{F}\left(\frac{dv}{dx}\right)_0 \\ \left(\frac{dv}{dx}\right)_0 = A\alpha\sin\frac{\alpha l}{2} \end{cases}$$

On en déduit :

$$\begin{cases} A = \dfrac{-b}{\cos\frac{\alpha l}{2} + \frac{k\alpha}{F}\sin\frac{\alpha l}{2}} \\ \left(\dfrac{dv}{dx}\right)_0 = \dfrac{-b\alpha\sin\frac{\alpha l}{2}}{\cos\frac{\alpha l}{2} + \frac{k\alpha}{F}\sin\frac{\alpha l}{2}} \end{cases}$$

En un point quelconque, le moment fléchissant provenant de l'excentricité a donc pour valeur :

$$M = EI\frac{d^2v}{dx^2} = \frac{Fb}{\cos\frac{\alpha l}{2} + \frac{k\alpha}{F}\sin\frac{\alpha l}{2}}\cos\alpha\left(x - \frac{l}{2}\right)$$

Il est maximum au milieu de la longueur de la barre, comme la symétrie permettait de le prévoir, et a pour expression :

$$M_{max} = \frac{Fl}{\cos\frac{\alpha l}{2} + \frac{k\alpha}{F}\sin\frac{\alpha l}{2}}$$

Le Règlement indique la formule:

$$M_{max} = \frac{Fl}{\cos\frac{\alpha l}{2} + \delta\,\frac{\sin\frac{\alpha l}{2}}{\frac{\alpha l}{2}}} \quad \text{(art 8 - Commentaires)}$$

L'identification avec l'expression précédente montre que $\frac{\delta}{\frac{\alpha l}{2}} = \frac{k\alpha}{F}$, d'où l'on déduit:

$$\delta = k\,\frac{\alpha^2 l}{2F} = \frac{kl}{2EI}$$

Pour nous rendre compte de l'importance du moment complémentaire, envisageons deux cas extrêmes.

Si la barre de triangulation était parfaitement articulée sur les membrures, le moment d'encastrement aux extrémités serait nul quelle que soit la déformation angulaire $\left(\frac{dv}{dx}\right)_0$. Donc $k=0$ (ou $\delta=0$); $M_{max} = \frac{Fl}{\cos\frac{\alpha l}{2}}$.

Si elle était parfaitement encastrée, la déformation angulaire $\left(\frac{dv}{dx}\right)_0$ serait nulle, quelle que soit la grandeur du couple d'encastrement; cette circonstance ne peut se produire que si $k=\infty$ (ou $\delta=\infty$).

Or, si k croît indéfiniment dans l'expression du moment fléchissant relatif à une section quelconque, on voit que celui-ci tend vers zéro: tout se passe comme si la force F était transmise suivant l'axe neutre de la barre.

Remarquons que, en général, le moment de flexion maximum et la contrainte correspondante peuvent théoriquement dépasser toute limite dans le cas où:

$$\frac{\alpha l}{2}\cos\frac{\alpha l}{2} + \delta\sin\frac{\alpha l}{2} = 0$$

Si la barre est articulée, $\delta=0$, $\cos\frac{\alpha l}{2}=0$; la plus faible valeur de $\frac{\alpha l}{2}$ est $\frac{\pi}{2}$, et celle de F est $\frac{\pi^2 EI}{l^2}$.

Si la barre est encastrée, $\delta=\infty$, $\sin\frac{\alpha l}{2}$ tend vers 0 par valeurs négatives; donc $\frac{\alpha l}{2}$ tend vers π, et F a pour limite $\frac{4\pi^2 EI}{l^2}$.

Nous retrouvons ainsi les forces critiques de flambement, relatives à la poutre articulée et à la poutre encastrée.

Si l'on nomme demi-encastrement un encastrement partiel des extrémités de la barre, tel que la force critique de flambement soit égale à: $F = \frac{2\pi^2 EI}{l^2}$
on voit que $\alpha^2 = \frac{F}{EI} = \frac{2\pi^2}{l^2}$ c'est-à-dire $\frac{\alpha l}{2} = \frac{\pi\sqrt{2}}{2} = 2,2214 \# \frac{3\pi}{4} (= 2,3562)$

La valeur de δ correspondante est

$$\delta = -\frac{\frac{\alpha l}{2}}{\operatorname{tg}\frac{\alpha l}{2}} = +\frac{3\pi}{4}$$

Telle est la justification de la valeur de δ indiquée dans le Règlement pour le cas des barres de triangulation assemblées d'un seul côté de l'âme, au moyen de 2 rangées de rivets au moins, sans organes spéciaux de raidissement, et qui correspond à ce que l'on nomme généralement un demi-encastrement, ou un encastrement imparfait.

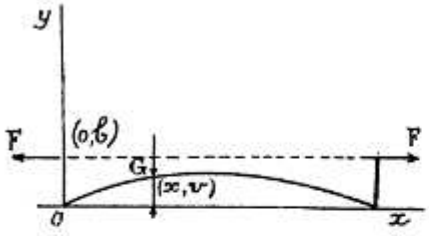
Il va de soi que la contrainte totale d'une barre de triangulation telle que celle que l'on vient d'étudier doit toujours être calculée par la formule $n = \frac{F}{S_n} \pm \frac{M v}{I_n} \frac{v}{}$ représentant la distance maximum d'une fibre à l'axe neutre, S_n la section nette et I_n le moment d'inertie net de la barre, si sa section droite présente deux axes de symétrie, dont l'un est parallèle au plan de contact de l'âme de la membrure et de la barre de triangulation, ou un seul axe de symétrie perpendiculaire à ce plan. Sinon, il faudrait faire intervenir la formule de la flexion déviée.

Barre tendue.

Soit F la grandeur de la force de traction : $X = -F$.

En posant $\alpha^2 = \frac{F}{EI}$, on a cette fois l'équation différentielle

$$\frac{d^2v}{dx^2} - \alpha^2 v = -\alpha^2 \left[b - \frac{k}{F}\left(\frac{dv}{dx}\right)_0 \right]$$



d'où $v = A \operatorname{ch}\alpha\left(x - \frac{l}{2}\right) + b - \frac{k}{F}\left(\frac{dv}{dx}\right)_0$

et $A = -\dfrac{b}{\operatorname{ch}\frac{\alpha l}{2} + \frac{k\alpha}{F}\operatorname{sh}\frac{\alpha l}{2}}$

Le moment maximum de flexion se produit cette fois à l'extrémité de la pièce ; il a pour valeur :

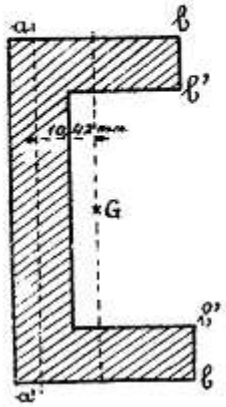
$$M_{max} = \frac{Fb}{1 + \delta \dfrac{\operatorname{th}\frac{\alpha l}{2}}{\frac{\alpha l}{2}}}$$

δ ayant la même signification que précédemment.

Il n'y a plus ici aucune tendance au flambement ; si la pièce est parfaitement articulée, le moment fléchissant maximum est égal à Fb ; si elle est parfaitement encastrée, il est nul, et l'on voit, ici encore, que l'effet de l'excentricité est exactement compensé par l'effet du couple d'encastrement.

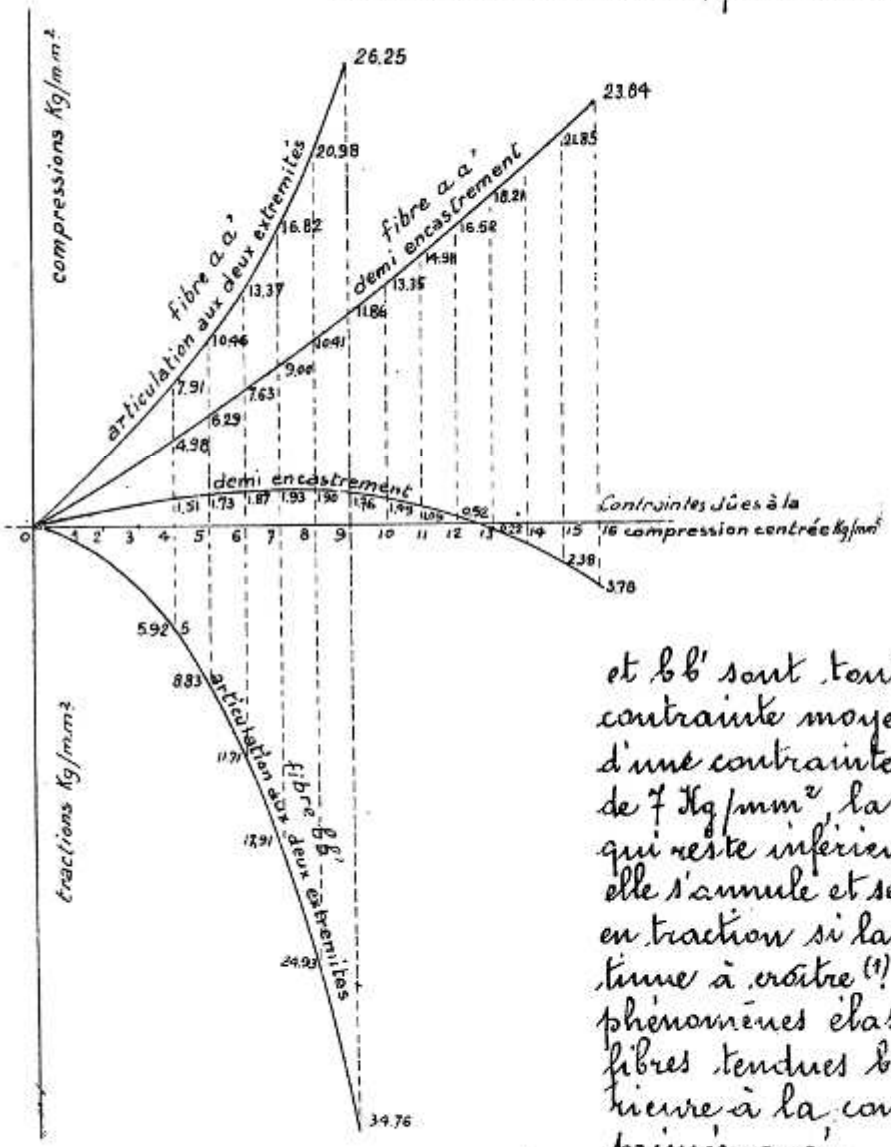
Exemple.

Nous avons représenté sur les figures ci-après, les résultats obtenus avec un fer [de 140 x 51 x 8, dont la longueur de 1 m 70 correspond aux conditions dans lesquelles il a été utilisé dans un ouvrage (acier de la qualité Ponts et Chaussées).



On s'est placé dans un cas aussi favorable que possible, en supposant que la transmission des efforts s'effectue au niveau de l'axe de l'âme, et non pas sur sa surface extérieure : c'est à peu près le cas qui correspondrait à un assemblage réalisé avec des chevilles très rigides. Le désaxement de la force est alors 10,42 mm par rapport au plan parallèle à l'âme passant par le centre de gravité de l'⌊.

On voit sur la figure ci-contre relative au cas où la barre est comprimée que, si elle est parfaitement articulée à ses deux extrémités, pour la section médiane, où les contraintes sont maxima, la fibre a a' est comprimée, mais les fibres b b' sont tendues.(1) C'est même pour ces fibres tendues que la limite d'élasticité, conventionnelle, soit 24 kg/mm² est atteinte tout d'abord, pour une contrainte moyenne de compression qui serait un peu inférieure à 8 Kg/mm².



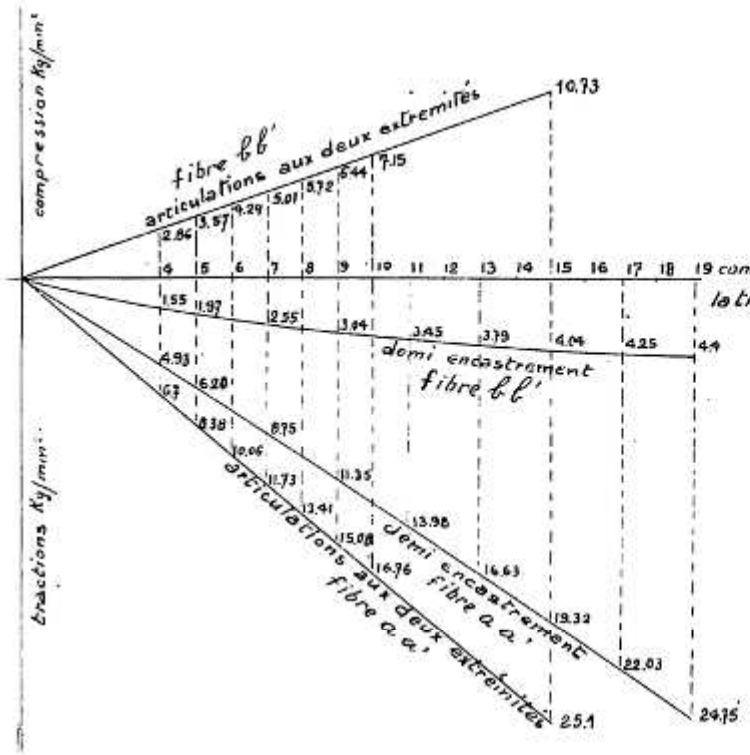
Si la pièce est demi-encastrée à ses extrémités, les fibres extrêmes a a' et b b' sont toutes deux comprimées si la contrainte moyenne reste faible ; au-delà d'une contrainte moyenne de compression de 7 Kg/mm², la contrainte des fibres b b' qui reste inférieure à 2 Kg/mm², décroît, elle s'annule et se transforme finalement en traction si la contrainte moyenne continue à croître.(1) Dans le domaine des phénomènes élastiques, la contrainte des fibres tendues b b' reste toujours très inférieure à la contrainte de la fibre comprimée a a'.

La limite d'élasticité est atteinte pour la fibre a a' quand la contrainte moyenne à la compression est voisine de 16 kg/mm².

Ces phénomènes qui viennent d'être décrits se produisent d'ailleurs avant tout flambement, car la contrainte critique déduite de la formule d'Euler (contrainte moyenne de compression) est de 15,2 Kg/mm² pour la pièce articulée à ses extrémités, et 30,4 Kg/mm² pour la pièce demi-encastrée.

(1) On s'explique ainsi que l'on puisse rencontrer dans les épreuves faites sur des ouvrages, certaines barres de triangulation qu'un calcul sommaire indique comme comprimées, et dont certaines parties sont effectivement tendues.

La figure ci-contre est relative au cas où la barre est tendue ; les contraintes maxima produites dans la section d'extrémité varient linéairement si elle est articulée à ses deux extrémités ; la fibre a a' est tendue, les fibres b b' sont comprimées, mais beaucoup moins ; la limite d'élasticité conventionnelle est atteinte à la traction, pour une contrainte de 11,5 Kg environ par mm².



Si la pièce est demi-encastrée, toutes ses fibres sont tendues, et la limite d'élasticité correspond à une contrainte moyenne de traction de 13,5 Kg/mm².

Ce seul exemple met nettement en lumière les effets produits dans des barres de triangulation, disposées dissymétriquement par rapport au plan moyen des poutres.

Si l'on s'en tient au cas du demi-encastrement, qui est communément réalisé, et que l'on désire avoir un coefficient de sécurité de 2 par rapport à la limite d'élasticité conventionnelle, on voit que les contraintes moyennes, calculées comme si la barre était contenue dans le plan moyen de la poutre ne devraient pas dépasser 9 Kg/mm² à la compression et 9,5 Kg/mm² à la traction.

En outre, les figures mettent bien en évidence tout l'intérêt qu'il y a à raidir les attaches des pièces dissymétriques, puisque les contraintes moyennes qui viennent d'être indiquées tomberaient respectivement, pour le même coefficient de sécurité à moins de 6 kgs dans le premier cas et à un peu plus de 7 Kg dans le second, si ces pièces étaient parfaitement articulées.

Remarques.

I. D'après ce que nous avons dit, en étudiant les poutres à âme pleine, de la flexion sans torsion des profils dissymétriques, on se rend compte que si, dans une poutre à assemblages rigides, certaines barres se trouvent soumises à des forces excentrées pour des raisons de construction, il est logique d'employer pour ces barres des profils dissymétriques convenablement disposés.

II. Poutres à triangulation composée.

Le Règlement ne précise pas quelle doit être, dans ce cas, la longueur l

à introduire dans les formules donnant le moment fléchissant maximum.

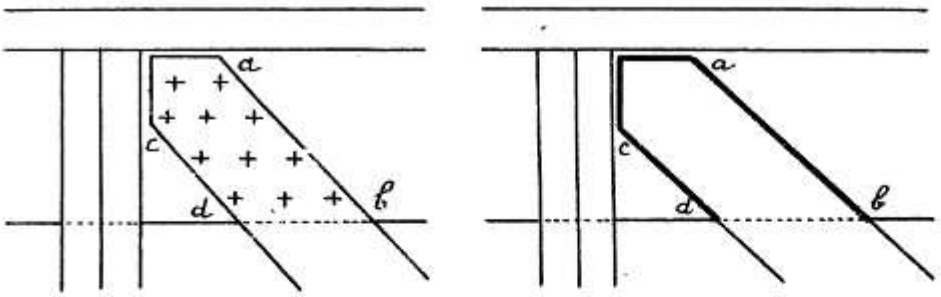
On peut prévoir que c'est la longueur libre des barres, c'est-à-dire la distance entre les points de croisement ; le fait de relier à leur croisement une barre tendue et une barre comprimée diminue en effet notablement les efforts parasites dûs à l'excentricité des attaches, ainsi que l'a montré Dupuy[1].

M. Tournayre, Ingénieur des Arts et Manufactures, a démontré[2] que dans le cas d'une poutre à montants et croix de Saint-André, il est légitime de prendre pour l la longueur libre des diagonales, et que les efforts parasites réels dans la barre comprimée sont légèrement inférieurs à ceux qui résultent de la formule réglementaire.

La plus grande contrainte est supportée par la diagonale tendue ; elle est légèrement supérieure à celle qui correspond à la formule réglementaire ; la différence peut d'ailleurs être négligée, d'autant plus que l'on donne habituellement aux deux barres d'un même panneau la même section, qui est souvent déterminée par la considération de la diagonale comprimée.

Efforts parasites produits dans les barres de triangulation par un assemblage dissymétrique.

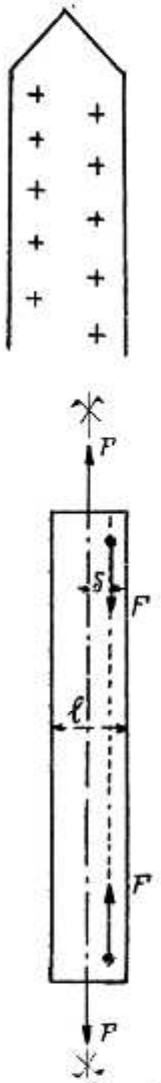
Envisageons le cas d'une barre de treillis dont la fibre moyenne se trouve dans le plan moyen des poutres maîtresses, sur les membrures desquelles elle est rivée ou soudée. La liaison est assez fréquemment disposée comme l'indiquent les figures ci-contre ; l'assemblage rivé répond aux règles d'espacement des rivets, qui sont disposés de manière à utiliser la plus grande surface possible de la barre de treillis ; pour l'assemblage soudé, on a réuni les faces communes par des cordons d'angle.



On remarque que ces liaisons sont dissymétriques par rapport à l'axe longitudinal de la barre de treillis : il y a plus de rivets du côté a b que du côté, c d ; le cordon ab est plus long que le cordon cd ; à l'autre extrémité de la barre, assemblée d'une manière analogue, la disposition est inversée. Il en résulte que 2 couples de même sens sont appliqués aux extrémités de la barre : ils aggravent les contraintes le long de la fibre ab et de la fibre correspondante à l'autre extrémité.

(1) Annales des Ponts et Chaussées - Septembre 1896.
(2) Annales des Ponts et Chaussées - Septembre-Octobre 1930.

Il en serait de même si le nombre des rivets étant le même à droite qu'à gauche, leur disposition était dissymétrique par rapport à la fibre moyenne de la barre comme l'indique la figure ci-contre.



Le seul moyen d'éviter les efforts parasites correspondants est de réaliser une rivure ou une soudure entièrement symétriques par rapport à la fibre moyenne de la barre de triangulation.

On peut apprécier de la manière suivante l'importance de la majoration de contrainte qui résulte d'une dissymétrie de la rivure.

Considérons par exemple, le cas extrême d'une barre plate, d'épaisseur e, de largeur l, fixée à chaque extrémité par un rivet distant de δ de la fibre moyenne et soumise à un effort de traction F appliqué dans son plan moyen; la contrainte correspondante a pour valeur $n=\frac{F}{le}$ (calculée sur la section brute); mais la dissymétrie a pour effet de créer un couple de flexion équivalent au moment $F\delta$.

La contrainte de flexion a pour valeur: $F\delta \times \frac{1}{e\frac{l^2}{6}} = \frac{6F\delta}{el^2}$.

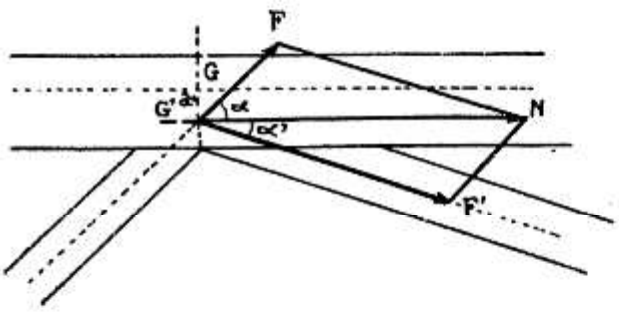
La contrainte maximum est donc:

$$\frac{F}{le} + \frac{6F\delta}{el^2} = \frac{F}{le}\left[1 + \frac{6\delta}{l}\right]$$

Cette expression montre qu'il suffit que le désaxement de la ligne de rivure atteigne le sixième de la largeur de la barre pour que la contrainte maximum devienne le double de la contrainte moyenne.

Efforts parasites dûs au fait que les fibres moyennes de toutes les barres situées dans un même plan, ne sont pas concourantes.

Les méthodes de calculs supposent que les fibres moyennes des barres concourent aux nœuds. Cette condition n'est pas toujours exactement réalisée; il en résulte alors des efforts parasites d'autant plus importants que le défaut de convergence est plus accusé.



Considérons, par exemple, une poutre triangulée telle que les fibres moyennes de deux barres de triangulation se rencontrent à une distance a de la fibre moyenne de la membrure. Soient F et F' les efforts exercés sur la membrure par ces deux barres; elle est soumise à un effort normal N, que

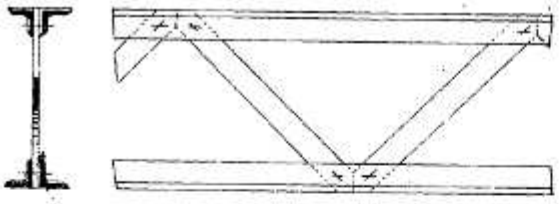
l'on déterminera en écrivant que le nœud G' est en équilibre. Cet effort normal, ne passant pas par le centre de gravité G de la section droite G' de la membrure provoque l'apparition d'un couple de flexion égal à Na qui produit dans cette barre des déformations et des contraintes parasites ; car en raison de sa grande rigidité par rapport aux barres de triangulation elle résiste à peu près seule à ce moment de flexion : la répartition du couple Na est en effet, en première approximation, proportionnelle aux valeurs de $\frac{I}{l}$ des différentes barres.

Constitution des poutres triangulées à assemblages rigides.

Poutres rivées.

Poutres de faible portée.

Le type de poutre à triangulation le plus léger se compose de 4 cornières formant les deux membrures ; dans le vide laissé entre les ailes verticales pénètrent des barres plates dessinant une triangulation du type Warren. L'assemblage de chaque barre sur les cornières ne comporte qu'un seul rivet, offrant 2 sections de cisaillement.



On adopte souvent ce type de poutre pour réaliser les barres de triangulation tendues ; les barres de triangulation comprimées ne sont ainsi construites que lorsqu'elles n'ont que de très faibles efforts à supporter.

Il est essentiel que la triangulation n'ait à jouer qu'un rôle tout-à-fait secondaire, car dans l'hypothèse contraire, la solidité de la pièce ne reposerait que sur la bonne tenue d'un seul rivet, ce qui serait tout-à-fait insuffisant.

Parfois cette triangulation en plats, qui porte aussi le nom de "lattis", est double. Dans ce cas, pour éviter de déformer les plats à leurs points de croisement, on interpose une rondelle entre l'extrémité de chacune des barres plates et les cornières ; on lui donne une épaisseur égale à celle d'un plat.

La largeur minimum attribuée aux barres de lattis est de 20mm + 2 fois le diamètre du rivet d'attache ; l'épaisseur minimum est 1/40 de la plus courte distance d'attache dans le cas du lattis simple, et 1/60 de cette distance dans le cas du lattis double, rivé aux points d'intersection des barres.

Les barres sont généralement inclinées à 60° sur les membrures pour le

lattis simple, et à 45° pour le lattis double.

Dans les pièces comprimées, le lattis doit être établi pour résister sur toute la longueur de la pièce à un effort tranchant au moins égal à 2,5 fois l'effort de compression déterminé suivant l'axe de la pièce.

Poutres de petite ou moyenne portée.

Ces poutres se composent de deux membrures en simple té, et d'une triangulation en plats ou en profilés.



Membrures

Chaque membrure est constituée par une âme verticale, réunie à la semelle formée de un ou plusieurs plats, au moyen de 2 cornières.

En ce qui concerne la membrure comprimée, les dimensions relatives des différents éléments doivent être telles que non seulement elle n'ait pas tendance à flamber entre deux nœuds, mais que l'âme elle-même ne puisse pas se voiler.

Le problème de la stabilité de l'âme et des ailes des barres comprimées a été étudié par différents Ingénieurs, dont M. Bleich [1] et M. Timoshenko.

Le premier, en s'imposant la condition que le coefficient de sécurité vis-à-vis du voilement de l'âme ou des ailes soit égal au coefficient de sécurité vis-à-vis du flambement d'ensemble [2] de la barre comprimée, a traduit en formules simples le résultat de ses travaux, dans les cas principaux qui peuvent se présenter de pièces comprimées en acier de la qualité "Ponts et Chaussées" dans le domaine élastique.

Soit l la longueur de la barre, r son rayon minimum de giration, b la longueur de l'âme ou de l'aile, considérée, e son épaisseur.

Les membrures des poutres de petite ou de moyenne portée doivent satisfaire aux conditions suivantes:



$$\text{si } \frac{l}{r} \leq 100 \quad , \quad \frac{b}{e} \leq 6{,}6 + 0{,}134\ \frac{l}{r}$$

$$\text{si } \frac{l}{r} > 100 \quad , \quad \frac{b}{e} \leq 0{,}2\ \frac{l}{r}$$

Le rapport $\frac{b}{e}$ peut être doublé si la partie inférieure de l'âme est bordée de cornières.

Pratiquement, avec l'acier Ac 42, la largeur libre de la tôle ne dépasse pas 35 fois son épaisseur.

Dans le cas de l'emploi d'aciers Ac. 54, on utilisera les résultats donnés

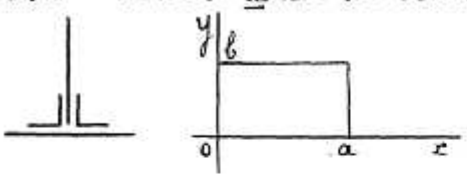
---

(1). Publication du 1er Congrès de l'Association internationale des Ponts et Charpentes - Paris 1932 -

(2). Il importe de signaler que cette condition n'est pas toujours nécessaire: les conditions de la construction peuvent conduire à établir des profils qui présentent une résistance d'ensemble au flambement considérable, qu'il n'est nullement nécessaire d'exiger de chacune de leurs parties (profils tubulaires, par exemple).

par M. Timoshenko, et indiqués précédemment, en tenant compte du fait que l'un des bords de la plaque formée par une demi-membrure, ou l'âme, sur leur largeur libre, étant libre, le bord opposé peut être considéré comme articulé ou comme encastré.

On peut même, en ce qui concerne l'âme, pousser le calcul plus loin, et la considérer comme encastrée élastiquement. En effet, la rigidité de son assemblage sur la semelle fait que pendant son flambement, sa rotation autour du bord assemblé entraîne celle de la semelle, et éventuellement des cornières, qui se déforment par torsion. Soit C leur rigidité de torsion, φ l'angle de rotation de la section d'abscisse x de la semelle dû au flambement; w étant la déformation transversale du point d'ordonnée y, on a $\varphi = \frac{\partial w}{\partial y}$ pour $y = 0$. Le couple de torsion à l'abscisse x a pour valeur $C\frac{d\varphi}{dx} = C\frac{\partial^2 w}{\partial x\,\partial y}$



Si le moment d'encastrement élémentaire de la plaque à l'abscisse x est $M_y\,dx$, M_y étant relatif à l'unité de longueur, on a pour expression du couple de torsion à l'abscisse $x + dx$

$$C\frac{\partial^2 w(x+dx)}{\partial x\,\partial y} = C\frac{\partial^2 w}{\partial x\,\partial y} - M_y\,dx$$

d'où l'on déduit $$M_y = \frac{-C\,\partial^3 w}{\partial x^2\,\partial y},$$

puis $$C\frac{\partial^3 w}{\partial x^2\,\partial y} = \frac{-Ee^3}{12(1-\sigma^2)}\left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \sigma\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}\right)$$

Comme $w = 0$ pour $y = 0$[1], et que $w = f(y)\sin\frac{m\pi x}{a}$, $\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}$ est également nul, et l'on a pour $y = 0$: $C\frac{\partial^3 w}{\partial x^2\,\partial y} = \frac{-Ee^3}{12(1-\sigma^2)}\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}$

ou, puisque $\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} = -\frac{m\pi^2}{a^2}w$, $C\frac{m^2\pi^2}{a^2}\frac{\partial w}{\partial y} = \frac{+Ee^3}{12(1-\sigma^2)}\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}$ pour $y = 0$

Cette condition au contour remplace la condition $\frac{\partial w}{\partial y} = 0$ pour $y = 0$ que l'on avait envisagée dans la plaque encastrée. On voit que le moment fléchissant est proportionnel à l'angle de rotation. Les calculs se poursuivent comme précédemment, et la contrainte critique de flambement peut être mise sous la forme habituelle, le coefficient dépendant, en outre des variables ordinaires, de C.

Dans le cas où l'on ne peut donner à l'âme une épaisseur suffisante pour avoir la sécurité voulue, on borde le côté libre d'un raidisseur formé par une cornière ou un plat disposé perpendiculairement à l'âme.

Soit J son moment d'inertie par rapport à un axe parallèle au plan de la tôle, Ω sa section. M. Jungelson, Ingénieur des Ponts et Chaussées, a établi la relation suivante :

$$p_{cr} = \frac{\pi^2 E}{12(1-\sigma^2)}\left(\frac{e}{a}\right)^2 \cdot \frac{1 + 6\,\frac{(1-\sigma)}{\pi^2}\,\frac{a^2}{b^2} + \frac{36J(1-\sigma^2)}{be^3}}{1 - \frac{3\alpha}{4} + 3(1-\alpha)\frac{\Omega}{be}}$$

qui correspond au flambement à une demi-onde, le plus à craindre ($\alpha = 0$ en compression simple)

Ce raidisseur déterminé, il faut ensuite vérifier la stabilité de la plaque qu'il limite, par les formules données antérieurement dans l'étude des poutres à âme pleine (les 4 côtés étant fixes et plus ou moins encastrés).

Barres de triangulation.

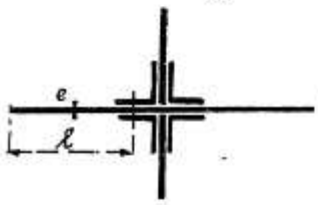
Les barres de triangulation étaient souvent constituées autrefois, par des plats dans les poutres composées. Ce n'est d'ailleurs que dans ces

[1] On suppose les semelles assez rigides pour qu'il n'y ait pas de flexion latérale.

dernières poutres que les plats sont employés comme barres comprimées.

Aujourd'hui dans toutes les poutres, les barres tendues, aussi bien que les barres comprimées, sont des profilés, ou mieux des assemblages de cornières, avec ou sans interposition de plats.

En particulier, les barres comprimées doivent avoir un profil qui leur assure une rigidité suffisante pour résister au flambement; aussi les profils composés de cornières juxtaposées (avec ou sans interpositions de plats) sont-ils très avantageux pour ces barres.



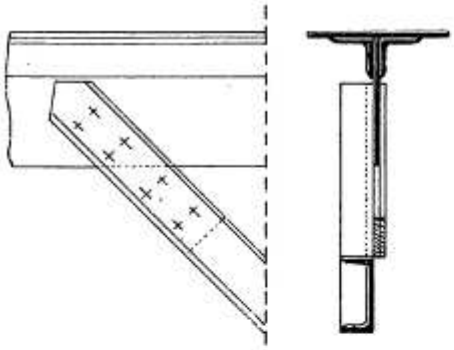
Les formules de M. Bleich relatives à ces profils sont les formules indiquées ci-dessus.

Attaches des barres de triangulation.

Les barres de triangulation sont attachées à leurs extrémités sur les âmes des membrures.

Barres dissymétriques.

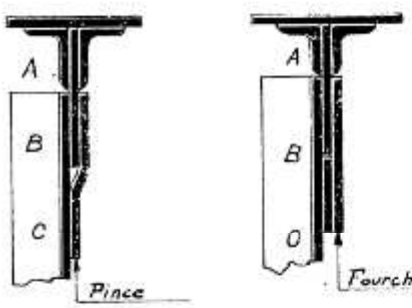
Lorsque l'âme de la membrure n'a pas une hauteur suffisante pour que l'on puisse y loger le nombre de rivets jugé nécessaire, ce qui est fréquent, on a recours au mode d'assemblage dit "à pince" ou "à fourche" qui permet de doubler le nombre des sections de cisaillement des rivets placés sur l'âme. En plaçant sur la partie BC, située en dehors de l'âme, autant de rivets qu'il y en a sur la partie AB, directement reliée à l'âme, on voit que chacun de ces derniers rivets travaille effectivement au double cisaillement.



Il est d'ailleurs toujours possible d'allonger et d'élargir le couvrejoint formant pince, ou fourche, de manière à obtenir la surface de contact nécessaire pour placer tous les rivets dont on a besoin.(1)

La rivure doit toujours être disposée symétriquement par rapport à l'axe de la barre de triangulation.

On ne fait exception à cette règle que pour les cornières isolées que l'on emploie parfois dans les poutres peu importantes, pour constituer les barres de triangulation au milieu de la portée: leur contrainte étant généralement très faible, on peut, sans grand inconvénient, renforcer l'assemblage, s'il en est besoin, au moyen d'un bout de cornière, rivé sur l'âme de la membrure et sur l'aile



(1) Les goussets, les pinces et les fourches doivent avoir la résistance voulue soit au cisaillement suivant les

© École nationale des ponts et chaussées

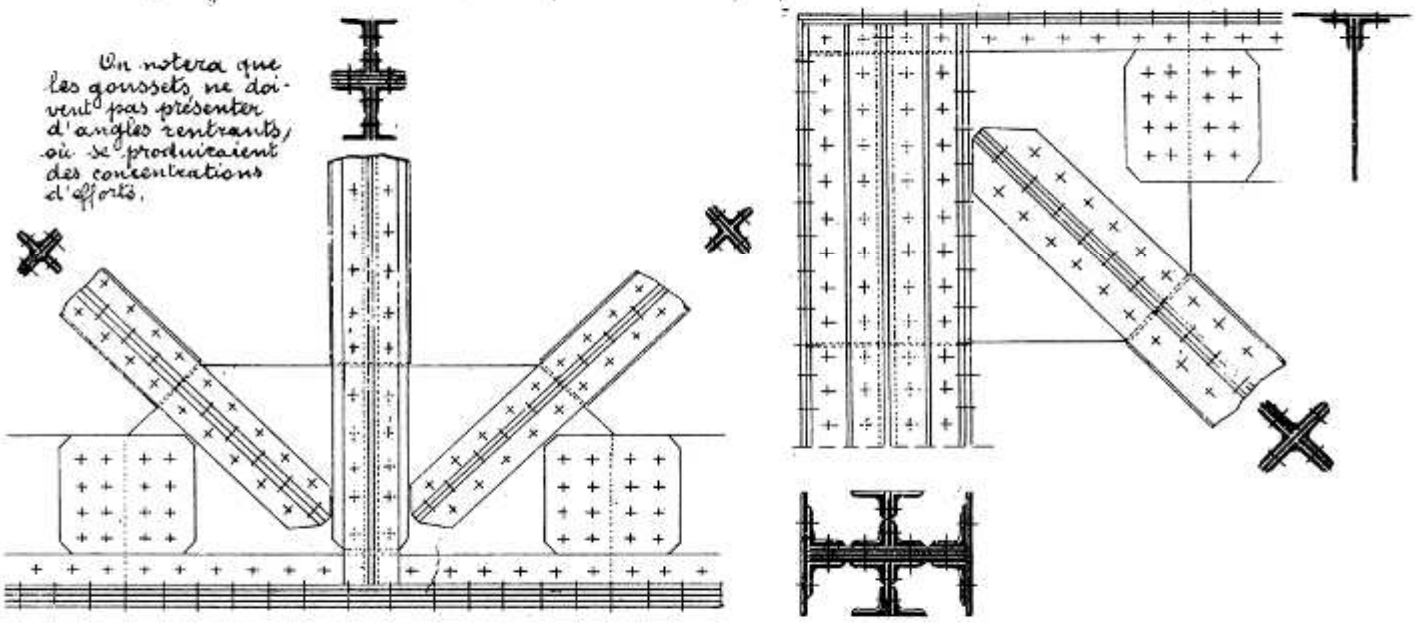
saillante de la barre de treillis.

On calcule souvent la contrainte en ne comptant que pour moitié la section de l'aile saillante. C'est une manière détournée de tenir compte de la dissymétrie

Barres symétriques.

Lorsque les barres de triangulation sont à profil symétrique par rapport au plan moyen de la poutre, tous les rivets d'attache travaillent au double cisaillement ; c'est un avantage supplémentaire qui permet de réduire de moitié le nombre des rivets et l'importance des gousset.

On peut lorsque l'on est gêné par l'exiguité de l'âme de la membrure, remplacer une certaine longueur de l'âme par un gousset présentant les dimensions voulues pour que l'on puisse y loger tous les rivets nécessaires pour assembler les diverses barres aboutissant au nœud. Si cette disposition conduit à développer exagérément les goussets, on peut limiter leurs dimensions en employant, ici encore, des pinces ou des fourches. (Voir Nota page 179).



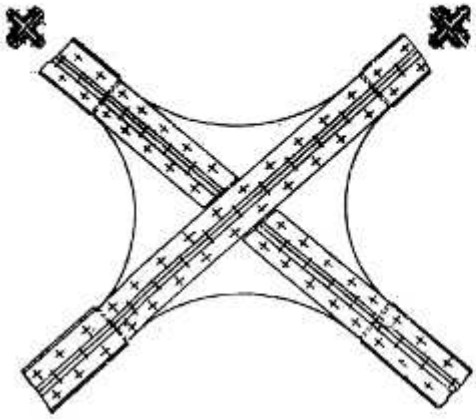
Lorsque les barres comprimées sont des montants de poutres, on les relie parfois non seulement avec l'âme de la membrure, mais aussi avec les cornières, et même avec les semelles, lorsque leur largeur est suffisante. C'est, en particulier, ce que l'on fait pour les montants d'extrémité des poutres, comme le montre la figure ci-contre.

Croisement des barres de triangulation.

Dans les anciennes poutres composées où l'on ne se préoccupait pas de donner aux barres de triangulation des profils symétriques, on plaçait les barres tendues d'un même côté de l'âme, et les barres comprimées de l'autre, pour qu'elles puissent se croiser aux points de rencontre des différentes triangulations sans qu'il soit nécessaire de

---

fourches doivent avoir une section suffisante pour transmettre un effort égal à la différence entre l'effort total appliqué à la barre et la part de cet effort que sont susceptibles de transmettre les rivets situés sur l'âme ou éventuellement sur le gousset, et travaillant au simple cisaillement. Leur épaisseur doit être suffisante pour que la pression d'appui des rivets sur leur tranche ne soit pas excessive ; on est ainsi souvent conduit à allonger les pinces ou les fourches pour y disposer un peu plus de rivets qu'il n'y en a sur l'âme ou sur le gousset.



les couper.

Dans le cas où les profils des barres de triangulation sont symétriques, on laisse généralement continue la barre qui doit transmettre le plus grand effort de compression; on coupe l'autre, et l'on rétablit sa continuité par l'intermédiaire d'un gousset fixé à l'autre barre.

Les barres de triangulation doivent être rivées les unes sur les autres en tous leurs points de croisement en utilisant des goussets dont le contour recouvre au moins leur surface commune en élévation : c'est une condition indispensable pour éviter le flambement des barres qui pourrait se produire sous l'action du renversement des efforts et pour réduire leurs vibrations.

Poutres de grande portée.

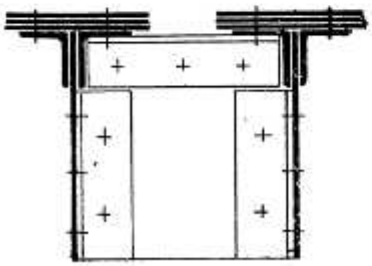
Les poutres de grande portée ont toujours des membrures à profil en ⊔, avec âme double (parfois même triple), ce qui permet d'élargir la platebande suivant les besoins.

Membrures.

Tant que les platebandes ne sont pas trop larges (0,60 m environ), on les constitue au moyen d'un seul plat, ou de plats de même largeur superposés. Mais, si leur largeur est importante, on dédouble les platebandes, de manière à former deux profils jumeaux à simple té, au lieu d'un profil en ⊔.

Par ce procédé, on simplifie beaucoup le montage et on le rend plus précis, car il est assez difficile d'ajuster exactement de très larges platebandes sur 4 rangées de cornières. En outre, pour les membrures inférieures, on évite ainsi de former une boîte qui sert de réceptacle aux détritus et à l'eau de pluie.

Toutefois, en divisant chaque membrure en deux parties indépendantes, on diminue beaucoup son moment d'inertie minimum, et la membrure comprimée peut risquer de flamber.



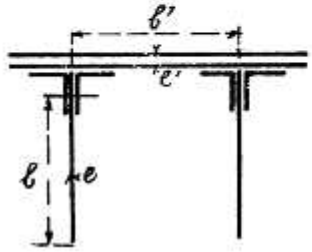
Dans ce cas, on réunit les deux simples tés, dans l'intervalle de 2 nœuds de triangulation par des diaphragmes transversaux constitués par une tôle assemblée sur les âmes et les platebandes. Ces organes, employés parfois même pour la membrure tendue, ont en outre l'avantage de participer à une meilleure répartition des efforts entre les deux profils à simple té. Ils ne retardent que peu le voilement des âmes.

Il est préférable, pour cet objet, de border la partie libre de chaque âme par une cornière placée à l'extérieur. On relie parfois ces cornières par un treillis en plats, disposé en montants et diagonales, pour former un système

© École nationale des ponts et chaussées

rigide ; on a tendance à employer maintenant exclusivement des montants.

Lorsque les platebandes ne comportent qu'un seul cours de plats, les formules de M. Bleich relatives aux barres comprimées sont les suivantes :

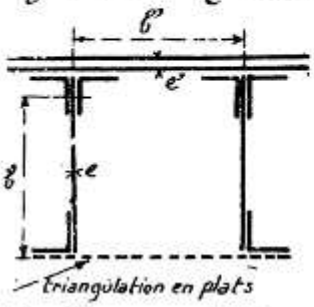


1er Cas - (profil sans cornières de bordure des âmes)

si $\frac{l}{r} \leq 100$ $\qquad \frac{b}{e} \leq \left(33+0{,}67\,\frac{l}{r}\right)\left(0{,}34-0{,}14\,\frac{e^3 b'}{e'^3 b}\right)$

si $\frac{l}{r} > 100$ $\qquad \frac{b}{e} \leq \left(0{,}34-0{,}14\,\frac{e^3 b'}{e'^3 b}\right)\frac{l}{r}$

Si les platebandes sont faibles, c'est-à-dire si $\frac{e^3 b'}{e'^3 b} < 1$, il est recommandable de raidir le profil par des entretoisements intermédiaires, placés à la distance a l'un de l'autre. On doit alors avoir, si $\frac{l}{r} \leq 100$: $\frac{b}{e} \leq \left(10+0{,}2\,\frac{l}{r}\right)\sqrt{\frac{k}{2a}+0{,}112}$.



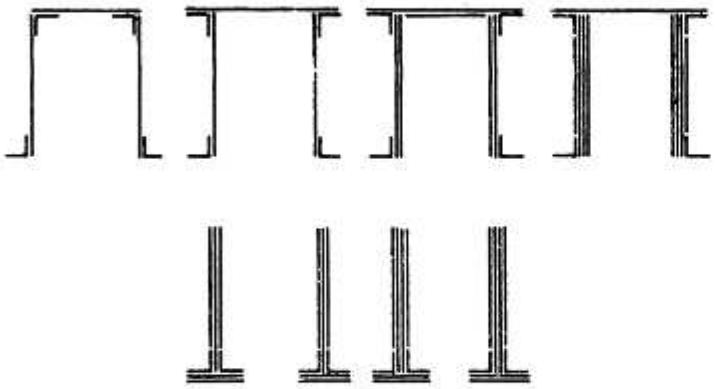
2e Cas (profil avec cornières de bordure des âmes).

si $\frac{l}{r} \leq 100$ $\qquad \frac{b}{e} \leq \left(33+0{,}67\,\frac{l}{r}\right)\left(0{,}7-0{,}1\,\frac{e^3 b'}{e'^3 b}\right)$

Pratiquement les cornières de raidissement ne sont guère utilisées que lorsque la hauteur libre des âmes est supérieure à 40 fois leur épaisseur si les membrures ne supportent pas directement des charges.

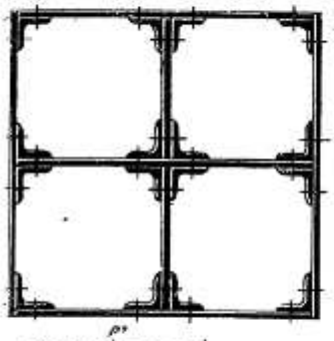
Une évolution se manifeste actuellement, de ne pas agir exclusivement sur les semelles pour obtenir les sections de membrures désirées.

On a représenté ci-contre quelques profils fréquemment adoptés aujourd'hui, soit pour des membrures comprimées, soit pour des membrures tendues. L'adjonction de plats dont les dimensions peuvent n'être pas identiques permet une plus grande souplesse dans la variation des sections que le renforcement des semelles. La répartition des contraintes dans l'ensemble de la section est plus uniforme. Le centre de gravité du profil est mieux placé que s'il ne comportait, pour les membrures comprimées, ni cornières de bordure d'âme, ni renfort d'âme ; il en résulte un accroissement des moments d'inertie et une meilleure rigidité contre le flambement. Si, en particulier, la membrure comprimée est directement chargée, les contraintes dues à la flexion locale entre deux nœuds sont moindres. L'assemblage des barres de triangulation sur les membrures est meilleur, car sauf dans le premier type, il intéresse les cornières, sans interposition de fourrures.

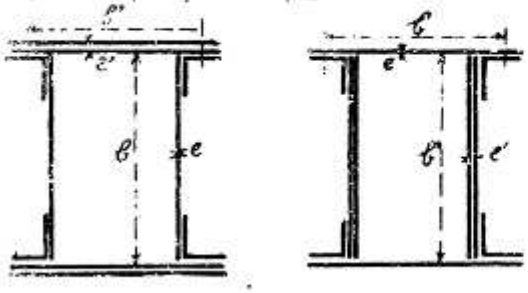


Enfin, l'aspect du pont est plus satisfaisant si l'épaisseur des semelles des membrures est constante.

Pour les très grands ouvrages, on peut être embarrassé pour réaliser des profils de membrures en ⌊ : on leur attribue alors un profil en caisson, ou même un profil cellulaire. Ses dimensions doivent être telles que l'on puisse circuler assez aisément à l'intérieur, pour la pose et l'entretien de la rivure et pour la peinture. Avec un pareil dispositif, on peut toujours attribuer à la membrure une section et un moment d'inertie minima en rapport avec les efforts à transmettre, si importants soient-ils. Toutes les faces étant planes, l'assemblage avec les barres de triangulation ne présente aucune difficulté.



Voici les formules de Mr. Bleich relatives aux membrures comprimées à caisson.



si $\frac{l}{r} \leq 100$ $\qquad \frac{b}{e} \leq \left(33+0{,}67\frac{l}{r}\right)\left(0{,}8-0{,}2\,\frac{e^3 b'}{e'^3 b}\right)$

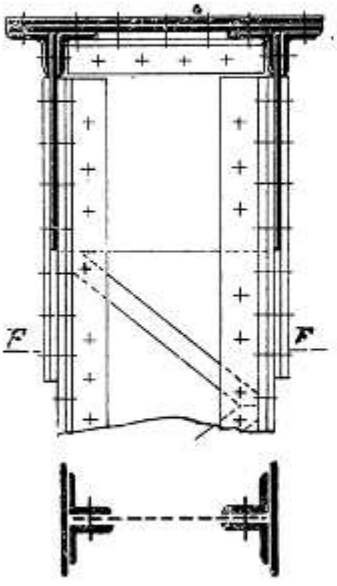
si $\frac{l}{r} > 100$ $\qquad \frac{b}{e} \leq \left(0{,}8-0{,}2\,\frac{e^3 b'}{e'^3 b}\right)\frac{l}{r}$

Dans tous les profils envisagés les entretoisements transversaux sont nécessaires au voisinage des nœuds.

Barres de triangulation.

Les barres de triangulation sont composées de plats et de cornières ; la présence de 2 âmes permet de leur donner très aisément des profils symétriques par rapport au plan moyen de la poutre.

Les cornières, formant éventuellement avec des plats rivés sur elles, les membrures de ces barres, sont réunies par un treillis pour les barres tendues et, de préférence, par une tôle pleine, pour les barres comprimées ; cette liaison est indispensable pour augmenter la rigidité des barres, et éviter les flottements.



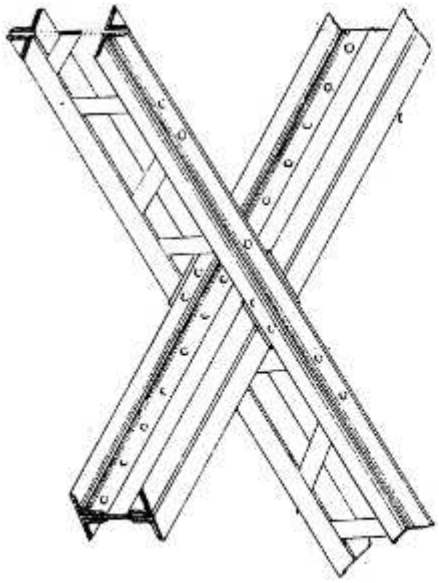
Toutes les barres de triangulation peuvent être insérées entre les deux âmes des membrures, et on ne saurait faire autrement lorsque les bords de leurs âmes sont raidis extérieurement par des cornières. Il arrive également quand il n'en est pas ainsi, que l'on place à l'intérieur des âmes les pièces comprimées et à l'extérieur les pièces tendues.

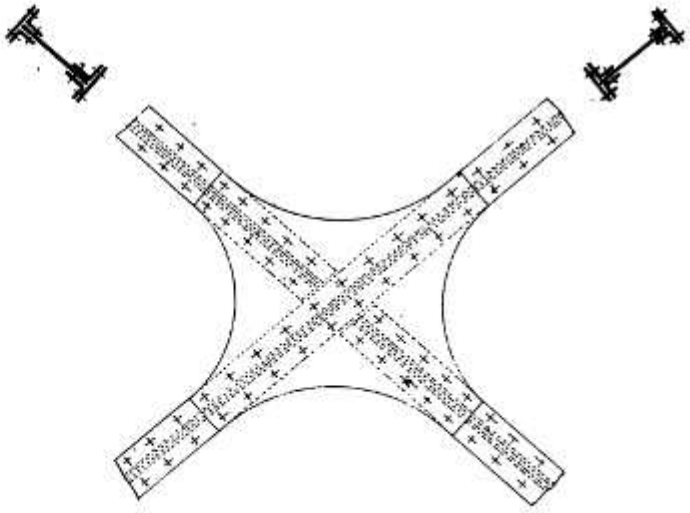
Dans tous les cas, les extrémités de ces barres sont toujours reliées par une âme pleine, sur toute la hauteur des âmes des membrures[1] dans le but de raidir les assemblages et d'éviter les déformations locales qui pourraient se produire en raison de la concentration des efforts ; on réalise en même temps une meilleure répartition des efforts entre tous les éléments qui composent la barre. On crée enfin un encastrement mutuel des âmes des membrures et de la barre.

(1) Ou sur toute la hauteur des goussets qui leur sont substitués. On remarquera que l'assemblage représenté en contre-bas est un assemblage à fourche comme celui décrit à propos des barres dissymétriques : il y a une fourche

© Ecole nationale des ponts et chaussées

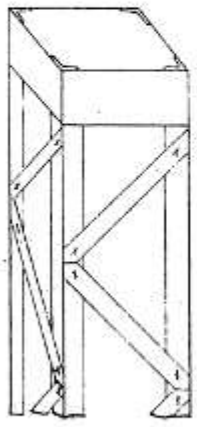
Les croisements se font suivant les indications données précédemment; en particulier, dans les poutres composées, le croisement d'une barre tendue et d'une barre comprimée, l'une étant à l'extérieur, l'autre à l'intérieur de l'⌴ se fera comme il est indiqué sur la figure ci-contre, les deux barres restant continues.





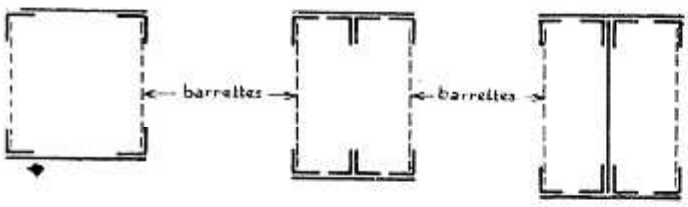
Si les barres sont toutes deux à l'intérieur de l'⌴, on interrompra l'une d'elles, en rétablissant sa continuité au moyen de gousset formant couvre-joints, comme il a été expliqué précédemment.

Dans les très grands ouvrages, on est conduit à adopter pour les barres de triangulation des profils à caisson, dont une ou plusieurs parois peuvent être remplacées par une triangulation: ce sera, en particulier, le cas des barres tendues, ou faiblement comprimées: une disposition analogue à celle de la figure ci-contre, où la barre est composée de 4 cornières réunies sur les 4 faces par un lattis simple, permet d'obtenir une pièce à la fois très légère et très rigide.

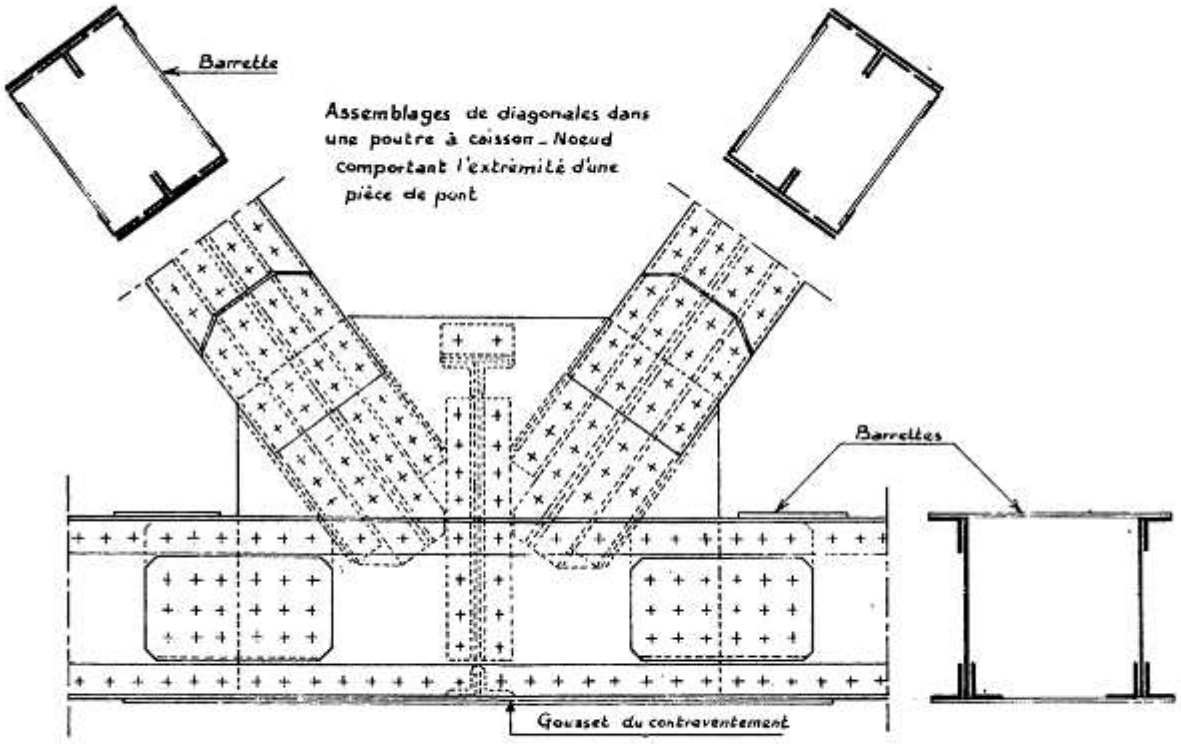


Pour les barres comprimées, on emploie souvent l'un des trois profils ci-contre, suivant les circonstances et l'importance des efforts; les semelles peuvent comporter plusieurs plats.

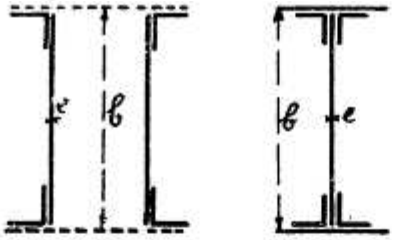
On doit toujours s'efforcer de réaliser des profils tels que les contraintes susceptibles d'être imposées à la barre ne soient pas limitées par les conditions de flambement; ces profils, surtout les deux derniers, permettent d'y parvenir assez aisément et d'économiser ainsi de la matière.



On a représenté ci-après un nœud d'assemblage d'une poutre de triangulation Warren comportant deux diagonales du second type.



Voici les formules de M. Bleich relatives aux deux types de barres de triangulation comprimées représentés ci-contre.



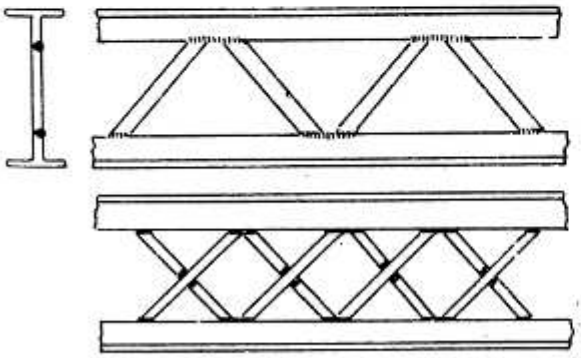
$$\text{si } \frac{l}{r} \leq 100 \quad \frac{b}{e} \leq 20 + 0{,}4\,\frac{l}{r}$$

$$\text{si } \frac{l}{r} > 100 \quad \frac{b}{e} \leq 0{,}6\,\frac{l}{r}$$

Poutres soudées.

Poutres de faible portée.

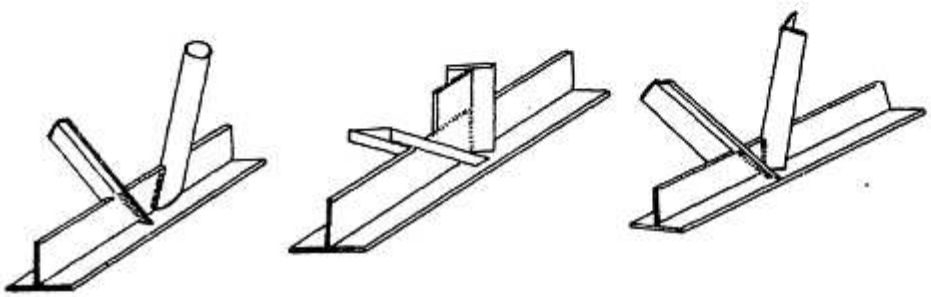
Le type de poutre le plus léger se compose de 2 membrures formées par un ⊥ laminé ; la triangulation est réalisée au moyen de barres plates soudées sur la tranche de l'aile, et placées par conséquent dans le plan moyen de la poutre. Dans les constructions où l'on accepte la dissymétrie, les treillis sont soudés par points (pylônes, potences à signaux, hangars). Les poutres triangulées légères se comportent ordinairement bien parce qu'elles sont assez facilement déformables, ce qui atténue les inconvénients des contraintes résiduelles dûes à la soudure.



On peut réaliser également un lattis double, situé dans le plan moyen en assemblant par soudures bout à bout les barres tendues, coupées, sur les barres comprimées ; aucune fourrure n'est à prévoir.

Poutres de petite ou de moyenne portée.

Dans ces poutres, la triangulation est composée de profilés. Les membrures peuvent être constituées par des ⊥ ; des I ou des ⌊⌋, laminés et bien dressés.



Lorsque les membrures sont des ⊥, la solution la plus satisfaisante consiste à employer l'assemblage par entailles soudées pour y fixer les barres de triangulation formées chacune d'un seul profilé : on obtient ainsi une poutre complètement symétrique, avec des assemblages d'encombrement très réduit et de grande résistance, que ne permettrait pas de réaliser la construction rivée.

Lorsque les membrures sont en ⌊⌋ ou en I on peut encore plus aisément réaliser chaque barre de triangulation au moyen d'un seul profilé, disposé de manière que son plan moyen coïncide avec celui de la poutre.

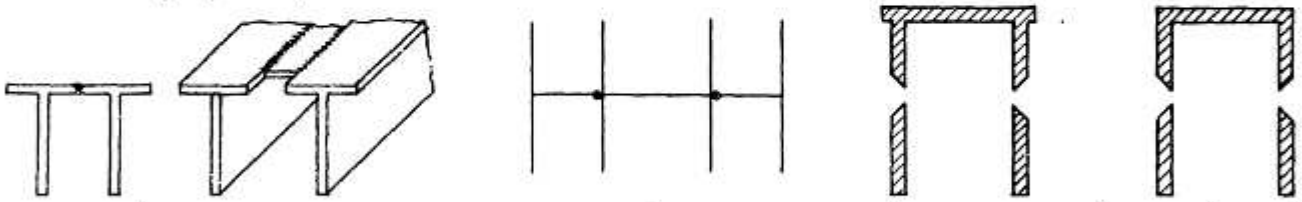


La membrure peut aussi être constituée par 2 ⌊⌋, soudés sur une tôle qui formera le gousset d'assemblage de la triangulation comme il est indiqué ci-contre.

On peut également utiliser, dans tous les cas, des barres de triangulation constituées chacune au moyen de 2 profilés identiques, disposés symétriquement par rapport au plan moyen de la poutre. Ces dernières poutres sont tout-à-fait comparables aux poutres rivées.

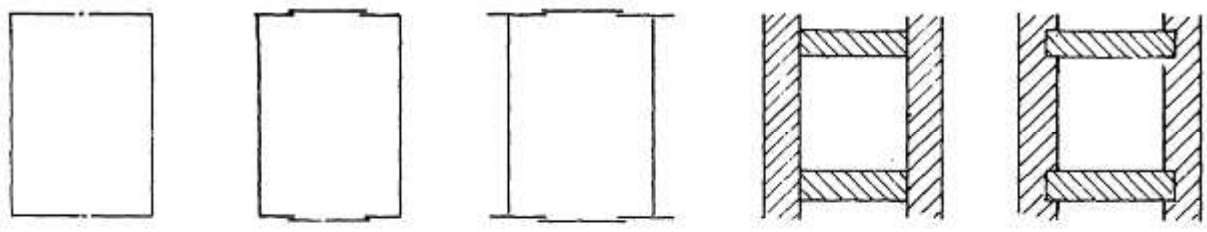
Poutres de grande portée.

Pour les poutres de grande portée, on construira des membrures à caisson, par soudure de tôles et de plats, suivant les principes indiqués à propos des poutres à âme pleine, ou par réunion de 2 profilés en té, ou en ⌐¬ ou encore en utilisant des profilés spéciaux.



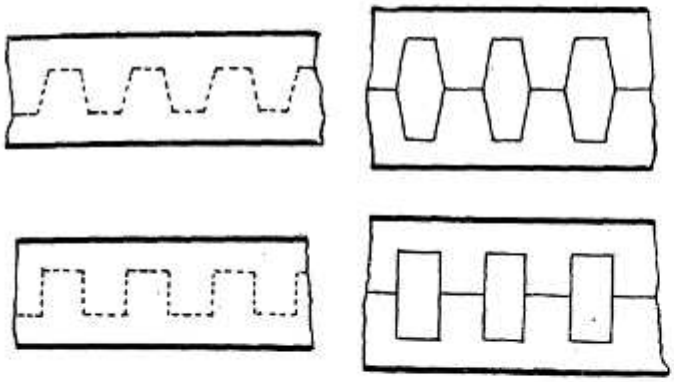
Une membrure tendue pourrait être constituée par un plat, si les diagonales ont une section conçue pour la réalisation de l'assemblage sur ce plat.

Les barres de triangulation pourront être établies, soit à partir de profilés

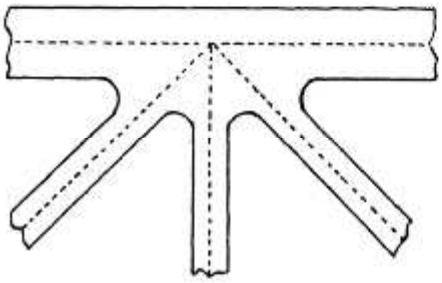


soudés entre eux, soit à partir de profilés reliés par des plats, tels que les sections ci-dessus formant soit des caissons entièrement fermés, soit des sections ouvertes dont les éléments sont reliés par des plats transversaux.

On les constitue parfois au moyen de poutres obtenues par découpage de I et décalage longitudinal des deux moitiés, comme le représentent les figures ci-contre.

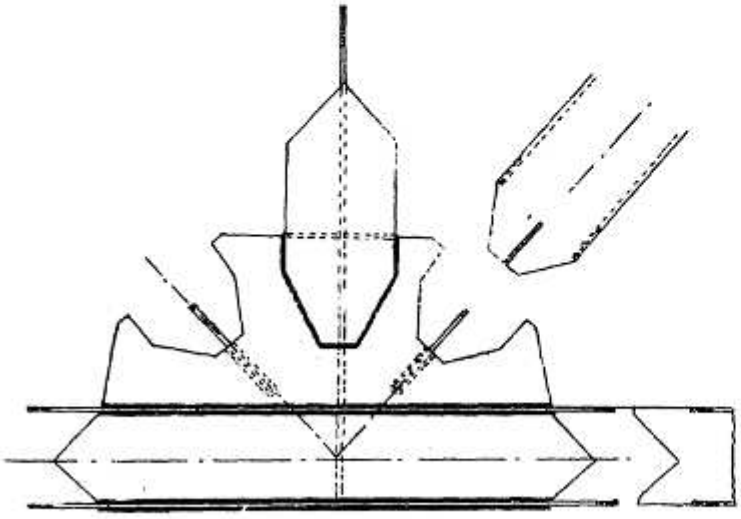


Les difficultés que l'on rencontre dans les poutres triangulées soudées concernent l'assemblage des barres de triangulation sur les membrures ; il faut que le caisson soit assez large pour que les soudures à exécuter puissent l'être commodément. D'autre part, on doit autant que possible employer des soudures bout à bout, de préférence à des soudures d'angle.



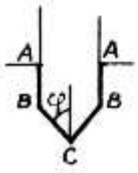
A cet égard, il faut s'efforcer de concevoir les sections des membrures et des barres de triangulation de telle manière que les assemblages puissent être réalisés en assurant la continuité des formes à chaque nœud, parce qu'elle assure une meilleure transmission des efforts.

Mais, si l'on ne le peut pas, le chalumeau oxy-coupeur permet d'obtenir des formes de goussets se prêtant bien à la soudure bout à bout et permettant d'éviter l'accumulation des cordons de soudure aux nœuds. L'exemple représenté ci-contre met bien ce fait en évidence : toutes les semelles des pièces sont réunies par des soudures bout à bout ; les petits goussets en attente sur lesquels seront soudées bout à bout les âmes des barres de triangulation sont fixés au gousset général par des soudures d'angle, exécutées à l'atelier.



Lorsque l'assemblage est terminé, son contour général est convexe, et ne présente aucun des angles rentrants qui existeraient si, au lieu d'échancrer le gousset général, pour rece-

voir les pointes des barres de triangulation, on l'avait au contraire taillé avec des pointes recevant les extrémités chanfreinées en biseau de ces barres. L'assemblage est donc plus satisfaisant; l'encombrement pour le transport est moindre, et les efforts secondaires dûs à la rigidité de l'assemblage sont un peu moins importants.



Pour calculer les cordons de soudure dans lesquels se trouvent ainsi des soudures latérales et obliques, on opère conventionnellement de la manière suivante : l'effort total est réparti proportionnellement à la longueur des cordons AB et BC.

On calcule les cordons AB au cisaillement.

Les cordons BC travaillent simultanément à l'effort normal et au cisaillement : on vérifie leur stabilité comme on l'a indiqué précédemment.

A vrai dire, la soudure ne se prête pas aussi aisément que la rivure à la construction des poutres maîtresses triangulées des ponts, les assemblages des barres de triangulation étant difficiles à réaliser correctement. Si la construction n'est pas bien conçue et est médiocrement exécutée, des marques de fatigue apparaissent parfois assez rapidement par suite des contraintes secondaires qui résultent de la rigidité des assemblages.

Le montage sur place pose d'ailleurs des problèmes assez délicats.

Quoiqu'il en soit, les Ingénieurs suédois (c'est en Suède qu'est née la soudure) affirment que, moyennant certaines précautions, il est possible d'exécuter des poutres triangulées soudées en toute sécurité.

Voici comment la question a été résolue — en France, à propos de la construction du pont-rails des Joncherolles. C'est une travée indépendante de 39,86 m de portée construite en acier Ac. 54, supportant une voie ferrée en courbe, dont les poutres-maîtresses sont à triangulation "Warren"[1] (Acier Thomas).

Pour réduire les effets dûs à la rigidité des attaches, les barres de triangulation sont de faible largeur; pour éviter l'accumulation des soudures aux nœuds et des contraintes résiduelles importantes, on a d'abord choisi la poutre Warren, sans montants, et on a multiplié le nombre des sections à assembler en même temps que l'on diminuait leur épaisseur. En même temps, on a réalisé ainsi une bonne aération des nœuds de la membrure inférieure.

La membrure inférieure, tendue, est formée d'un plat disposé horizontalement, renforcé par 2 plats dès le second panneau, dont les dimensions varient suivant la position du panneau dans la poutre.

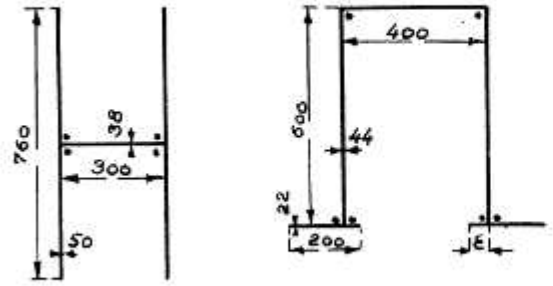
La membrure supérieure est formée d'une poutrelle H dont l'âme est horizontale, comportant des nervures intermédiaires, en plats de dimensions variables suivant les panneaux

La triangulation est formée d'une poutrelle H à laquelle sont soudés deux demi-profils H de section variable dont les âmes comportent des évidements pour les barres tendues ou faiblement comprimées; les plans des différentes nervures coïncident avec ceux des membrures.

Le plus grand pont soudé triangulé (en K) est le pont sur le Hawkesbury (près de Sydney) qui comporte une travée de 133,25 m. de portée. La hauteur

---

[1] Technique des Travaux - Juillet 1939.



des poutres est nulle sur les appuis ; la distance verticale maximum entre fibres moyennes est 19,80 m. La travée, complétement soudée à l'atelier présente des membrures du type ci-contre (section maximum). Le nombre des cordons est aussi restreint que possible.

Tendances actuelles dans la construction des poutres triangulées soudées

En raison des précautions qu'il faut prendre sur le chantier pour la réalisation des assemblages soudés et du coût de la main d'œuvre, les tendances actuelles sont, pour les ouvrages de moyenne importance, de souder à l'atelier des éléments complets de poutres dont les joints sont rivés sur le chantier, et pour les ouvrages importants, de river sur le chantier les éléments de membrures et les barres de triangulation constitués par soudure à l'atelier.

Déformation élastique des Poutres à assemblages rigides

On a appris dans le Cours de Résistance des Matérioux, que dans une poutre à assemblages rigides, déformée élastiquement, les différents nœuds occupent les mêmes positions que s'il s'agissait de la poutre articulée représentée par le même schéma et soumise au même système de forces.

Ce fait tient à ce que les variations de distances entre les nœuds provenant de la courbure des barres ont une valeur négligeable.

On déterminera donc la déformation élastique d'ensemble des poutres à assemblages rigides par les méthodes applicables aux systèmes articulés, sans tenir compte de la rigidité des assemblages.

Assemblages de deux Poutres triangulées

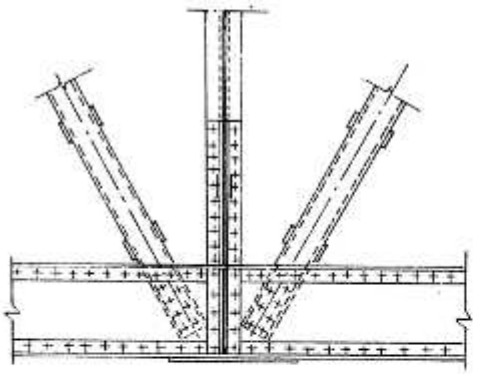
Lorsqu'on a à assembler deux poutres triangulées, soit à angle droit, soit de biais, on transforme ces poutres dans la partie où doit se faire l'assemblage, en poutres à âme pleine, en substituant aux triangulations des portions d'âme pleine en tôle.

On est ainsi ramené à assembler deux poutres à âme pleine.

Nota – L'importance des goussets dans les poutres triangulées provient non seulement du nombre de rivets nécessaires à l'attache des barres de triangulation mais encore de la condition que l'on s'impose de faire converger les fibres

moyennes de toutes les barres en chaque noeud.

S'affranchissant de cette dernière condition, MM. Robert et Musette, Ingénieurs belges, ont imaginé pour la poutre à travée indépendante à membrure supérieure parabolique, et de hauteur nulle sur les appuis, un système de triangulation dit à "diagonales décentrées" et "moments compensés" qui permet d'éviter les goussets.



On introduit ainsi des moments secondaires, qui affectent surtout les membrures. On les annule en appliquant à certaines barres de triangulation convenablement choisies, avant leur assemblage à une de leurs extrémités laissée libre, des précontraintes de sens convenable pour réaliser dans les membrures des moments fléchissants égaux et de sens contraire à ceux qui se produiraient dans un état de surcharge donné.

Indépendemment de la complexité des calculs de ces systèmes, se rencontrent des difficultés d'ordre pratique : conception et réalisation des vérins pour appliquer les précontraintes, élimination des frottements des diagonales sur les membrures, influence des variations de la température, et de l'action de la pesanteur au cours de leur mise en tension.

Ce type de construction est encore au stade d'essai [1].

---

[1] Voir à ce sujet "l'Ossature métallique" Mars-Avril 1946. Les méthodes de calcul de semblables système se trouvent dans l'ouvrage "Le Calcul des systèmes hyperstatiques" de ces deux Ingénieurs. Voir également "l'Ossature métallique" - Juillet-Août 1946.

Chapitre III

Considérations générales sur l'emploi comparé ou simultané de la soudure et de la rivure dans les ponts et charpentes métalliques.

Différences essentielles entre les constructions rivées et soudées.

Les constructions soudées sont, toutes choses égales d'ailleurs, plus rigides que les constructions rivées, car les liaisons moléculaires établies dans les assemblages ne permettent pas des glissements et des déformations locales comparables à ceux des assemblages rivés.

Dans une construction rivée, une pièce est généralement soumise à un système de forces situé dans son plan principal ; il n'en est pas de même dans une construction soudée, où les contraintes résiduelles ont souvent une direction différente de celles des contraintes dues aux charges. Il peut en résulter un état de contraintes bi ou tri-axial, qui est de nature à faciliter la décohésion.

La flexion des sections massives, les effets d'entaille agissent de même.

Il résulte d'autre part, de l'opération même de la soudure, que le métal de base subit un traitement métallurgique pouvant donner naissance à des régions dans lesquelles il est fragile, et prématurément vieilli parce qu'il a subi un traitement thermique sous tension.

Rien de semblable ne se rencontre dans les constructions rivées, qui sont à l'abri des ruptures par décohésion, et se prêtent mieux aux déformations plastiques.

Comparaison des ponts rivés et des ponts soudés au point de vue de l'économie.

Les ponts et les constructions soudés présentent par rapport aux ponts et aux constructions rivés différents avantages, dont il devrait résulter ordinairement une économie.

La soudure permet d'abord de réaliser une économie de poids : la suppression des trous de rivets permet de baser la résistance des pièces sur leur section brute et non pas sur leur section nette ; la rivure représente environ 5% du poids de la construction, tandis que le métal d'apport n'en représente guère que 1 à 1,5 % ; les goussets peuvent être réduits lorsqu'il n'est pas possible de les supprimer complètement ; les couvrejoints sont supprimés, et les fourrures réduites au strict minimum.

Cette économie de poids est au minimum de l'ordre de 15% ; certains Ingénieurs indiquent même qu'elle dépasse 20 % ; on peut mesurer par là tout l'intérêt que présente l'utilisation de la soudure pour la construction des ponts mobiles, notamment si l'on fait emploi d'aciers à haute résistance[1].

---

(1) Il est intéressant de constater que l'Administration des Ponts et Chaussées suédoise n'a construit qu'un seul pont-route en acier soudé à haute résistance, parce que le gain de poids ne compense pas, à ses yeux, les difficultés de mise en œuvre.

A cette économie vient s'ajouter celle qui résulte de la réduction des dépenses de traçage, de transport, et de la suppression des dépenses résultant du poinçonnage et de l'alésage.

Mais ces économies sont partiellement compensées par le prix plus élevé du métal d'apport et l'opération de la soudure, ainsi que par l'ajustage qui doit être beaucoup plus soigné. (Voir Montage des Ponts). Le métal de base est plus cher aussi car c'est, pour les ponts, de l'acier Martin tandis que la construction rivée utilise ordinairement l'acier Thomas.

Aussi, à l'heure actuelle, l'économie de poids et la réduction des autres dépenses ne sont pas encore suffisantes pour que l'économie en argent soit aussi importante, sauf dans certains pays : les Ingénieurs suédois indiquent que cette économie varie, suivant les cas, de 12 à 15 % ; ils mettent le progrès résultant de l'emploi de la soudure en parallèle avec la substitution de l'acier moulé à la fonte et l'apparition du béton armé comme concurrent de l'acier.

Là où les ponts soudés sont plus chers que les ponts rivés, ce qui leur ôte d'ailleurs à peu près tout intérêt, ceci paraît dû principalement au défaut d'expérience, inhérent à tout procédé de construction nouveau, à l'amortissement des installations, au temps nécessaire à l'instruction du personnel des bureaux d'étude et des ouvriers soudeurs.

En général la soudure paraît d'autant plus avantageuse que les charpentes à construire sont plus légères.

L'économie ira certainement en croissant à mesure que les Ingénieurs arriveront à créer des profilés et des ensembles dans lesquels la soudure pourra être utilisée avec tous ses avantages.

Au début, on a suivi les errements habituels de la charpente rivée, en utilisant les mêmes profilés, en remplaçant simplement la rivure par la soudure.

On s'est libéré aujourd'hui de cette tradition, en concevant des ouvrages tels que les assemblages soient spécifiques de la soudure : assemblages par soudures bout à bout, assemblages par pénétration ; on a été ainsi amené à rechercher et à créer des types nouveaux de profilés (tés, cornières à angles vifs, doubles tés à faces parallèles, profilés à un ou plusieurs tétons, etc).

Nous avons signalé à plusieurs reprises l'emploi du chalumeau pour la préparation de certaines pièces. L'oxy-coupage est en effet une opération intimement liée aux conceptions de la construction soudée. Leur association permet d'obtenir une variété de formes beaucoup plus grande que la rivure ; les ossatures les plus compliquées, celles des appuis de ponts, des bâtis de machines, peuvent être réalisées avec facilité.

L'oxycoupage, qui permet d'utiliser les pièces sans rabotage ultérieur, s'il altère légèrement le métal au voisinage du plan de coupe, ne modifie pas dans l'ensemble, ses propriétés mécaniques ; en particulier, la résistance aux efforts alternés ne paraît pas diminuée [1]. Il n'en est pas toujours ainsi lors de la coupe à la cisaille, qui peut donner naissance à des fissures microscopiques perpendiculaires à la direction de coupe.

---

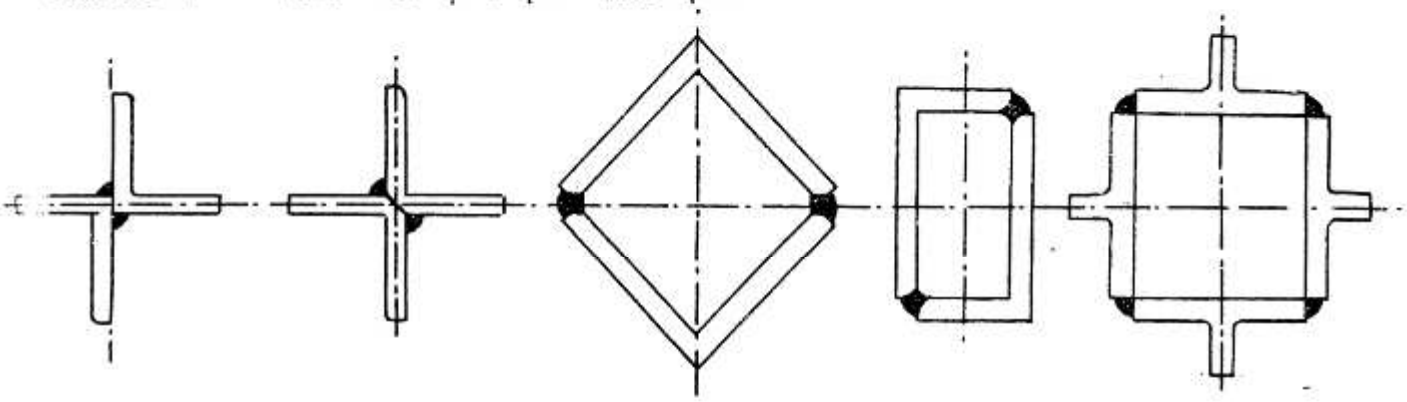
[1] Voir la Revue Générale des Chemins de fer Novembre-Décembre 1940 (page 319).

Quelques avantages de la soudure.

D'une manière générale, on peut dire que, fréquemment, dans les charpentes rivées, le choix des profilés est déterminé par la possibilité de réaliser les assemblages. Il serait plus logique d'adopter d'autres profilés, déterminés d'après la nature des efforts à transmettre.

On sait quelles difficultés de construction et d'assemblage a dû surmonter l'Ingénieur Baker au pont du Forth, dont les éléments comprimés sont tubulaires, dans le but de résister au flambement dans les conditions les plus économiques.

La soudure permet, au contraire, l'adaptation souhaitée ; en particulier, on peut réaliser très facilement des profils tubulaires ou cruciformes, à la fois très rigides et très légers ayant une résistance élevée au flambement, qui, par leur résistance plus uniforme dans toutes les directions, sont en outre moins sensibles que les autres aux déformations thermiques provenant de l'exécution des cordons. En voici quelques exemples.



On emploie aussi des tubes de section circulaire ; certains pylônes de T. S. F. en France, des tours en Italie, sont entièrement construits en tubes, et l'on a même utilisé des tubes rebutés de foyers de locomotives pour édifier des hangars. Outre une résistance optimum au flambement, ces constructions ont un coefficient aérodynamique faible.

On peut parfois disposer les cordons d'assemblages des éléments d'un profil d'après la nature de l'effort transmis ; pour les faire travailler dans les conditions les plus favorables

Au point de vue de la réalisation des assemblages, la soudure permet des simplifications de forme importantes, et un encombrement plus réduit(1)

L'emploi des organes raidisseurs, destinés à s'opposer au voilement des tôles minces est très grandement facilité ; ils sont d'ailleurs plus légers.

Les assemblages biais sont réalisés plus facilement que dans les constructions rivées, surtout quand le biais est très prononcé.

On peut enfin, exécuter au moyen de la soudure, des assemblages qu'il serait impossible d'exécuter par rivure, et auxquels on devrait substituer des pièces intermédiaires de réunion en acier moulé.

Dans le cas où les assemblages sont compliqués, et où leur calcul serait douteux, il est presque toujours facile de donner aux cordons de soudure un surcroît de résistance important, tandis que le manque de place ne permettrait pas de le faire aussi aisément par rivure.

(1) Ces avantages peuvent être décisifs pour fixer le choix d'un type de poutre déterminé, permettant d'éviter des assemblages compliqués (bow-string, poutres échelles).

La charpente une fois terminée, il est plus facile de la peindre et de l'entretenir en bon état qu'une charpente rivée en raison de la simplicité de ses formes, de l'absence des têtes de rivets et des tranches des tôles juxtaposées. Les ravages de la rouille, qui a plus tendance à se produire sur les cordons sont moindres.

L'aspect des ouvrages soudés est beaucoup plus net que celui des ouvrages rivés : au pont de Neuilly, on a meulé les soudures apparentes, et le résultat obtenu est remarquable.

Dans le cas où l'on désire faire des expériences sur modèles réduits, l'assemblage par soudure se prête beaucoup mieux que l'assemblage par rivure à la construction de ces modèles.

Remarque.

On notera que les assemblages soudés peuvent être exécutés sans bruit, contrairement aux assemblages rivés ; cette considération n'est pas sans intérêt quand on se trouve à l'intérieur d'une ville, ou à proximité d'habitations.

Comparaison des deux modes de construction au point de vue des efforts alternés.

On a constaté que seul, l'assemblage par soudure d'angle a une limite d'endurance inférieure à l'assemblage rivé classique ; il vaut donc mieux utiliser la soudure bout à bout. Pour celle-ci, M. Rös estime que le coefficient de sécurité est supérieur de 10% à celui de la rivure [2].

Voici des résultats comparatifs de la résistance de ponts rivés et de ponts soudés aux efforts dynamiques. Ils ont été obtenus par une série d'épreuves exécutées sur deux ponts métalliques entièrement comparables par des Ingénieurs ukrainiens en 1930 [3].

Les deux ouvrages avaient la même portée : 12,00 m ; les poutres-maîtresses formées par 6 panneaux comportant la même triangulation Warren avaient la même hauteur : 1,75 m ; les barres correspondantes étaient identiques.

Le pont rivé pesait 2983 kg, le pont soudé 2564 kg (économie de poids 14%) ; ils reposaient l'un à côté de l'autre sur des culées identiques.

Les ouvrages étaient soumis à des vibrations forcées ; les essais consistaient à leur imposer de fortes impulsions pendant une série de cycles d'épreuve. Après chacun des cycles, on procédait à des mesures destinées à mettre en évidence les modifications des caractéristiques dynamiques, et notamment de la fréquence propre du pont. Celle-ci était déterminée en arrêtant le moteur du vibrateur, et en laissant osciller l'ensemble du pont et du vibrateur ; la masse de ce dernier étant négligeable devant celle de l'ouvrage, on mesurait ainsi, sensiblement, la fréquence propre du pont.

---

(1) Dans les ouvrages hydrauliques rivés, l'eau peut arriver à s'infiltrer sous les têtes de rivets et dans les joints des tôles assemblées : cet inconvénient est évité d'une manière absolue par la soudure.
(2) Voir également sur cette question "Les essais de fatigue sur joints soudés à l'arc électrique" (Dutilleul). (Soudure et techniques connexes. Mai - Juin 1951).
(3) Académie des Sciences de l'Ukraine : Comité pour l'électrosoudure. Etude expérimentale par MM. Paton, Borchted, Tchoudnowsky, publiée en 1933 à Kiew.

On a constaté que celle du pont soudé était plus élevée que celle du pont rivé, et qu'elle restait constante pendant toute la durée des épreuves, tandis que la fréquence propre du pont rivé décroissait un peu au cours des essais. Le pont soudé était donc plus rigide que le pont rivé, et ne se désorganisait pas : ceci tient à ce que les assemblages sont plus rigides quand ils sont soudés que lorsqu'ils sont rivés (1).

La rupture du pont soudé s'est produite après 215.000 impulsions, celle du pont rivé après 250.000 ; mais après 30.000 impulsions, les assemblages rivés ont commencé à se relâcher, tandis qu'au moment de la rupture les assemblages soudés étaient intacts, la rupture s'étant produite en dehors des assemblages.

Austin a exécuté des essais comparatifs sur un nœud de poutre échelle réduit dans la proportion de 1 à 2,5 ; cette proportion avait été choisie de manière que les cordons de soudure aient une épaisseur d'au moins 4 mm ; les conditions de leur exécution étaient ainsi comparables à celles de l'ouvrage réel.

Les contraintes calculées pouvaient être réalisées au moyen d'un effort de traction pulsatoire de 4,1 T, agissant sur la section d'un montant ; le pulsateur utilisé permettait de répéter la charge 500 fois par minute, en exerçant un effort toujours de même sens.



Ces conditions expérimentales ne correspondent pas aux efforts réels subis par le montant, qui peuvent changer de sens ; mais on sait que l'on peut remplacer, du point de vue de l'endurance, un cycle donné d'efforts alternés variant de $-\underline{a}$ à $+\underline{b}$ par un cycle d'efforts dit "d'égale fatigue" variant de $\underline{0}$ à $+\underline{c}$, $\underline{c}$ ayant une valeur convenablement choisie.

Après un nombre de répétitions égal à 1 million et demi ou 2 millions, suivant les expériences, l'effort de 4,1 T a été porté à 4,75 T puis à 5,45 T, correspondant à des contraintes calculées de 14 et 16 kg/mm².

Sous ces derniers efforts, la rupture s'est produite après

1.672.600 pulsations dans le nœud soudé
1.696.500 pulsations dans le nœud rivé.

Les résultats sont pratiquement équivalents ; au total, le nœud soudé avait supporté 4.907.600 efforts supérieurs de 50 à 100 % aux efforts maxima en service, et le nœud rivé 5.002.300.

On constata d'ailleurs que la rupture se produisait en dehors des régions que les calculs de M. Vierendeel révèlent comme dangereuses ; en réalité, la cause originelle de la rupture a été la production d'efforts secondaires dûs au voilement de l'âme dans l'assemblage soudé et au droit d'un raidisseur de la membrure tendue pour l'assemblage rivé.

(1) Ces ponts soudés sont plus sonores que les ponts rivés au passage des surcharges : l'amortissement des vibrations y est donc plus faible.

Utilisation simultanée de la rivure et de la soudure.

Renforcement des ponts rivés au moyen de la soudure.

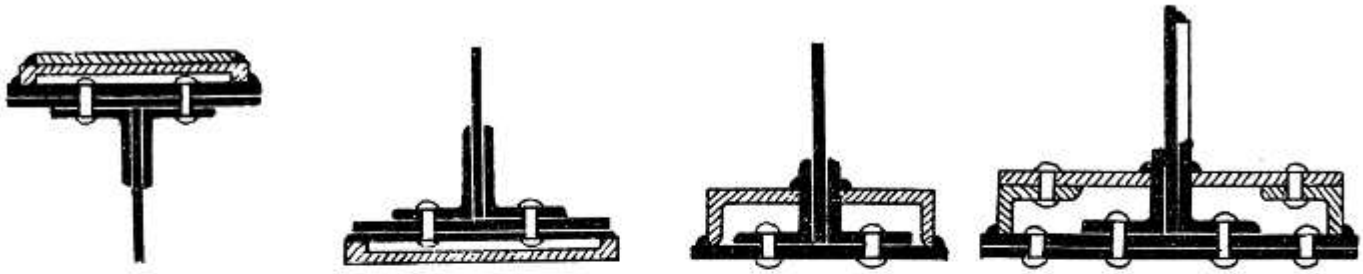
La première application de la soudure électrique à la construction des ponts a été le renforcement de ponts rivés.

Bien qu'il soit toujours possible de renforcer un pont ou une charpente rivée en utilisant la rivure, l'emploi de la soudure est particulièrement commode et économique lorsqu'il s'agit d'ouvrages en service : on évite ainsi le dérivetage des parties à renforcer, les opérations de renforcement ou de remplacement des pièces reconnues insuffisantes, et enfin le rivetage définitif des nouveaux éléments introduits dans la charpente, après réalésage des trous.

On peut même, et on l'a fait, "recharger" par soudure les pièces très atteintes par la corrosion en des régions très localisées, ainsi que les têtes des rivets.

Il est très facile de renforcer les semelles d'une poutre, en y soudant des larges plats supplémentaires, de renforcer les âmes, d'introduire des raidisseurs : il suffit de percer les tôles ajoutées pour permettre le passage des têtes de rivets déjà en place, s'il y a lieu.

En ce qui concerne les semelles, on a également employé parfois des ⌴ ou des L, (associés ou non à des plats) pour échapper aux têtes de rivets, comme le représentent les figures ci-contre.

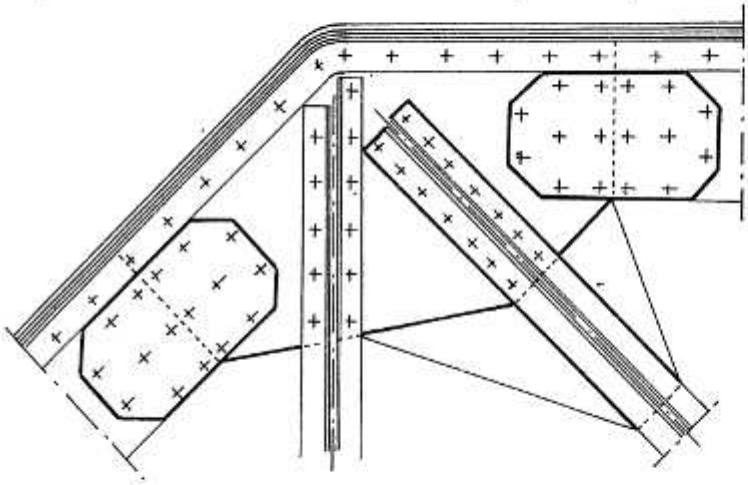


Dans les deux premières figures, on a réduit la hauteur des ailes des ⌴ par rabotage ; pour la membrure supérieure, la largeur de l'⌴ de renforcement est inférieure à celle de la semelle ; pour la membrure inférieure, elle est un peu plus grande ; dans les deux cas, on a voulu faciliter l'exécution des cordons.

On a parfois soudé des barres rectangulaires ayant jusqu'à 70 x 140 mm² ou carrées (jusqu'à 130 x 130 mm²) sur les membrures entre les lignes de rivets (Viaduc d'Austerlitz (1). Pont tournant de Brest sur la Penfeld)(2). (Renvois (1) et (2) page 184).

Des renforcements aussi importants que ceux de ces deux ouvrages exigent une préparation mécanique très précise des surfaces à mettre en contact ; il faut un usinage par meulage de la surface devant recevoir la pièce de renforcement, l'établissement de gabarits donnant le profil en long des zones meulées, et éventuellement, le cintrage à la forge des barres à rapporter. Une tolérance de 0,5 mm peut être admise, en ce qui concerne le contact.

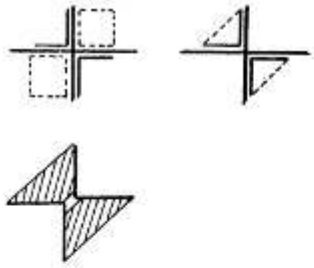
On peut également soulager les rivures insuffisantes, en déposant des cordons sur le pourtour des couvrejoints, pour les assemblages des pièces du tablier ou des membrures, ou des cordons latéraux pour des barres de triangulation.



On peut d'ailleurs agrandir les goussets si l'on ne dispose pas de la longueur suffisante pour placer les cordons de renforcement.

Il est désirable d'opérer sur des assemblages supportant la charge permanente de manière à éviter des ruptures de cordons qui pourraient se produire par suite de glissements avant intervention des rivets, si les soudures étaient exécutées l'ouvrage étant sur échafaudage. Ces assemblages rivés empêchent le métal de base de se prêter aux déformations provenant du retrait de la soudure.

Ces barres de triangulation peuvent être aisément renforcées par l'adjonction d'éléments analogues à ceux qui les constituent (plats, tôles ou cornières), comme il est figuré ci-contre en pointillé.



Si une pièce formée de cornières non jointives a une section suffisante pour supporter les efforts, mais risque de flamber, il est particulièrement facile d'accroître sa raideur en soudant de place en place des éléments de tôle perpendiculaires à son axe longitudinal, réunissant en un seul faisceau les éléments susceptibles de flamber isolément.

Divers expérimentateurs ont cherché à se rendre compte de la résistance des assemblages complexes ainsi réalisés

Mr Bryla, professeur à l'École polytechnique de Lwow a notamment exécuté des expériences sur des assemblages combinés, conçus de telle manière que la rupture de l'assemblage se produise soit par destruction des rivets, soit par destruction de la soudure.

Au cours d'expériences préliminaires, il a déterminé, pour chacune des éprouvettes, la charge de rupture de l'assemblage comportant simplement la rivure correspondante : P_r ; puis celle de l'assemblage comportant simplement la soudure correspondante : P_s ; enfin celle de l'assemblage complet : P_c.

---

(1) Le viaduc d'Austerlitz, ouvrage de 140,00 m de longueur entre appuis de rives (arc parabolique à triple articulation, à tablier suspendu a été construit _____ pour supporter des trains de 121 T ayant 50 m de longueur (surcharge de 2,42 T/mc); son poids propre est de 800 tonnes; le renforcement lui permet de supporter des trains de 420 T. de 105 m. de longueur (surcharge de 4 T/mc); la section de l'arc est accrue de 60% ; le poids de l'ouvrage est accru de 275 T, les travaux ont été exécutés sans troubler une circulation de 700 trains par jour. Ceci donne une idée de la puissance et de la souplesse du procédé. Le métal de renforcement a été choisi extra-doux 37 kg/mm² à la rupture, 34% d'allongement, teneur en carbone inférieure à 0,10%. Le métal d'apport a une résistance de 48 kg/mm² à la rupture et 20% d'allongement. On a utilisé 1,49 m³ de soudure.

Il a opéré tantôt avec des cordons frontaux, tantôt avec des cordons latéraux, en faisant varier le rapport entre le diamètre des rivets et l'épaisseur et la longueur des cordons de soudure. Il a trouvé que dans tous les cas la résistance totale de l'assemblage combiné est inférieure à la somme des résistances offertes isolément par la rivure et par la soudure qui le composent.

Mr Bryla a donné les deux formules suivantes, qui résument assez bien les résultats expérimentaux qu'il a obtenus:

pour un assemblage rivé renforcé par cordons frontaux:

$$P_c = P_s + 0{,}6\ P_r$$

pour un assemblage rivé renforcé par cordons latéraux:

$$P_c = P_s + 0{,}7\ P_r$$

En réalité, les valeurs des coefficients sont variables avec le rapport des sections totales de la soudure et de la rivure, et le rapport des résistances à la rupture des métaux employés pour la soudure et pour la rivure.

D'autres expérimentateurs ont obtenu des résultats analogues (Rös, Kayser, Bübler).

Il importe de remarquer toutefois que les essais en question ont porté sur des assemblages rivés, puis renforcés par des cordons de soudure avant d'être mis en charge. Les conditions sont toutes différentes quand il s'agit du renforcement d'un pont en service. De nouveaux essais, portant sur des assemblages préalablement mis en charge seraient nécessaires pour élucider complètement la question.

Les conditions dans lesquelles a été exécutée la rivure à renforcer jouent évidemment ici un rôle considérable sur la valeur du résultat final.

La règle édictée par le Règlement allemand prévoit que la soudure de renforcement devra pouvoir supporter la totalité des efforts produits par les surcharges, ou tout au moins les deux tiers.(1)

Quelques précautions relatives à l'exécution des cordons de soudure doivent être prises pour obtenir un renforcement convenable: le métal des électrodes doit être très ductile, pour favoriser le travail des rivets, qui ont souvent joué dans leurs trous; il est donc recommandé de ne pas associer des cordons de soudure frontaux avec des rivets, car, comme ils sont très rigides, ils travailleraient sensiblement comme s'ils étaient isolés.

Les cordons de renforcement doivent être disposés de telle manière que non seulement on puisse les exécuter correctement, mais que les goussets existants ne risquent pas d'être déformés par la chaleur de la soudure, et que le serrage des rivets ne soit pas détruit.

---

(1) Pour le renforcement du pont (en fer) de Douarnenez (Ossature métallique - Septembre-Octobre 1953), on a supposé que les efforts dus aux surcharges et au poids mort additionnel étaient supportés par l'ensemble, supposé homogène, des sections renforcées, tandis que l'ossature primitive portait la charge permanente préexistante. Cette hypothèse n'est acceptable que si les modifications apportées à l'ouvrage ne correspondent qu'à un accroissement de charge permanente relativement faible.

Pour que la disparition des contraintes résiduelles puisse s'effectuer, comme on se trouve en présence de pièces maintenues en place par les pièces voisines, il faut que la ductilité du métal de base, celle du métal de renforcement et celle du métal d'apport soient aussi grandes que possible, et du même ordre de grandeur ; l'égale répartition des contraintes dans une section dépend essentiellement de l'aptitude du métal de base aux déformations plastiques, et c'est un point qu'il ne faut pas perdre de vue quand on se propose de renforcer un ouvrage par soudure (1).

Les opérations de renforcement doivent toujours être précédées d'un décapage des surfaces sur lesquelles le métal doit être rapporté ; on amorce ordinairement le nettoyage au moyen d'un marteau écouleur pneumatique à air comprimé, d'un poids de 2 kg, frappant 50 à 60 coups par seconde ; ensuite, on décape au jet de sable et enfin, s'il y a lieu, on meule la surface décapée, au moyen d'une meule de corindon.

On peut avoir à renforcer un pont en fer au moyen d'acier ; une des difficultés rencontrées tient à ce que l'alliage du fer puddlé et de la soudure est relativement fragile au cours de son refroidissement, entre 600° et 400°, et à ce que le fer l'avoisinant passe de l'état lamellaire à l'état nodulaire en devenant fragile. Les lamelles ne sont pas arrachées si les contraintes de retrait leur sont parallèles. Un faible rechargement préalable du fer au moyen de soudure permet d'éviter de le soumettre à la température critique (2).

Sensibilité des constructions soudées au froid.

On sait que lorsque la température s'abaisse, la limite de rupture et la limite élastique des aciers de construction augmentent, tandis que l'allongement de rupture diminue ; ces modifications se produisent d'une manière discontinue.

En outre, si les aciers n'ont pas été suffisamment calmés, leur résilience décroît brusquement à des températures voisines de 0° ; les cassures des éléments tendus se produisent sans allongement appréciable.

Les constructions soudées présentent, en particulier, une très grande sensibilité ; comme la plasticité du métal de base décroît, ses facultés d'adaptation tendent à disparaître, et les contraintes résiduelles peuvent entraîner des conséquences plus importantes qu'à la température ordinaire, ou à une température plus élevée. Un faible accroissement de la surcharge peut provoquer une fissuration, qui paraît produite sur un métal sans plasticité.

C'est un désavantage de la soudure, par rapport à la rivure ; on a vu là l'une des causes de la rupture des ponts du Canal Albert pendant l'hiver 1939-1940. Toutefois il est intéressant de constater que sur 60 ponts soudés (Acier Martin calmé) en Suède à la date de 1950, un seul accident s'est produit dans l'extrême nord, le métal de base présentant une faible résilience à − 30° (3).

Ceci paraît confirmer le point de vue des Ingénieurs français, que les qualités d'ordre métallurgique du métal de base jouent un rôle essentiel, et que l'Acier Martin, bien calmé et convenablement chuté ne peut guère donner lieu à de graves accidents.

Il peut d'ailleurs être nécessaire de réchauffer les pièces à assembler avant soudure s'il fait très froid.

---

(1) On a parfois imposé que les soudures puissent faire librement leur retrait : on soude alors l'une des extrémités de l'élément rapporté en laissant l'autre libre ; on rive ensuite cette dernière.
(2) Reconstruction du pont d'Oissel sur la Seine. Publication préliminaire du troisième Congrès de l'Association internationale des Ponts et Charpentes - septembre 1948).

(3) Le pont Duplessis sur la rivière St Maurice au Canada s'est rompu le 31 Janvier 1951 sous une température de − 34° ; on aurait constaté des concentrations de carbone atteignant 0,4 % et de soufre atteignant 0,116 %. Le pont était à 8 travées solidaires continues : 6 de 54,86 m et 2 de 45,72 m ; on se demande si certains appareils n'ont pas été bloqués par la glace.

Ponts comportant à la fois des parties rivées et des parties soudées.

On prépare parfois par soudure à l'atelier des éléments de construction aussi volumineux que possible, pour les assembler sur place par rivetage, afin d'éviter les soudures de chantier et notamment les soudures au plafond, que l'on a longtemps tenues pour suspectes.

Cette solution peut être justifiée par certaines circonstances locales, notamment lorsqu'il s'agit de transporter aux colonies des pièces usinées dans la Métropole pour être mises en place par rivetage faute de main d'œuvre apte à la soudure au lieu d'emploi, ou pour du matériel de guerre, dont les éléments soudés sont assemblés par boulons; ou si l'on peut craindre un retrait trop important. On obtient ainsi une construction dans laquelle la raideur des assemblages est variable avec leur situation. Enfin, on a pu craindre que l'opération du rivetage ébranle les cordons de soudure existants, et donne naissance à des fissures.

Mais, comme on l'a indiqué au chapitre précédent, la tendance actuelle est de souder le moins possible sur le chantier, tant pour des raisons de facilité d'exécution que d'économie; cette indication est d'ailleurs valable pour les poutres à âme pleine, comme pour les poutres triangulées, en ce qui concerne les joints.

Dans les ponts rivés dont le biais est un peu prononcé, il est très commode d'employer la soudure pour réaliser la réunion des éléments biais des assemblages.

Ouvrages construits par soudure.

Il esciste aujourd'hui un nombre considérable de charpentes et de ponts métalliques assemblés par soudure.

On rencontre maintenant un peu partout des charpentes de toits, de hangars, de ponts-roulants dans les usines, de pylônes pour lignes électriques.

C'est en 1928 qu'a été construit, aux Etats-Unis[1], le premier pont soudé important: c'est le pont de Chicopee Falls, pour voie ferrée, à poutres droites de hauteur constante, triangulée dans le système Warren complexe, de 40,80 m. de portée, pesant 80 tonnes.

Le premier pont soudé français a été le pont d'Ours-camps, bow-string de 40,50 m de portée, construit en 1935, aujourd'hui détruit.

Il y a en service en Europe des ponts soudés fixes ou mobiles, à fermes principales à âme pleine, rarement triangulées, souvent à échelle en Belgique, pour route ou voie ferrée, à travées indépendantes et à travées solidaires, des ponts à béquilles et des ponts en arc.

L'un des plus grands ponts soudés est le pont Ste Rose, au Canada, de 450 m de portée, ouvrage à travées solidaires avec 13 piles intermédiaires[2].

On a signalé antérieurement que, dans certains pays, on recommandait de ne pas construire de ponts triangulés soudés; en Suisse, on n'admet pas de souder les ponts-rails triangulés; pour les ponts-routes, on réduit les contraintes

(1) Après 3 ouvrages moins importants et appartenant à la période des premiers tâtonnements: un transbordeur en poutres à treillis, construit à Louvain en 1922 (poids 19 tonnes), une passerelle en arc construite à Zurich en 1926 (portée 52,00 m.) un pont de chemin de fer, avec poutres à âme pleine de 19,00 m de portée, construit à Brude-Creek aux Etats-Unis (portée 19,00 m, poids 18 tonnes).
(2) Eng. News Record 2 Mai 1946.

ordinairement admises pour les ponts rivés dans une proportion importante.

Les exemples du pont-rails des Joncherolles, du pont tournant des Transatlantiques au Hâvre, et du pont basculant Scherzer à St. Nazaire, construits à la veille de la guerre en acier Ac. 54, et calculés comme les ponts rivés montrent qu'avec des produits de qualité, et un contrôle sérieux, les craintes manifestées sont certainement excessives.

En Australie, aucun pont rivé n'a été construit depuis 1935 dans l'Etat de la Nouvelle Galles du Sud, bien que la concurrence ait été libre entre la rivure et la soudure; 7 ponts soudés ont été construits, permettant une économie en poids de 20% et une économie en argent de 13%. Les assemblages de chantier ont été parfois rivés (facilité d'exécution et économie). Parmi ces ouvrages, le plus grand est le pont de Sydney à Newcastle qui comporte 2 travées indépendantes triangulées (K) de 133,50 m. de portée sur la Hawkesbury River.

Section III

Classification des Ponts métalliques
Forces appliquées à ces ouvrages.

Chapitre I

Constitution Générale et Classification des Ponts métalliques

Dans un pont métallique, on distingue trois parties:

Les fermes principales, que l'on appelle aussi poutres principales ou poutres-maîtresses dans les ponts à poutres droites.

Le tablier.

Le contreventement.

Fermes principales.

Les fermes principales sont l'organe essentiel et caractéristique de l'ouvrage; leur rôle est de reporter sur les appuis les efforts produits par la charge permanente, ou poids propre du pont, et par les surcharges stationnant ou circulant sur le pont. Leur nombre est égal ou supérieur à deux.

Une ferme principale est, soit une pièce prismatique, dont le plan principal est vertical, ou sensiblement vertical, soit un système à triangulation rigide, dont toutes les barres ont leurs axes situés dans un plan vertical, ou sensiblement vertical.

Il n'y a guère d'exception à cette règle que pour les ponts courbes. Le plan dont il vient d'être parlé est alors remplacé par une surface cylindrique, ou même une surface gauche.

Les fermes reposent sur les supports du pont, piles et culées, par l'intermédiaire des appareils d'appui. Les supports sont, le plus souvent en maçonnerie, ou en béton, armé ou non. Ils peuvent aussi former des ossatures métalliques, indépendantes des fermes principales, ou parfois liées invariablement avec elles; dans ce dernier cas, on doit les considérer et les étudier comme des éléments des fermes principales.

On dit qu'une ferme est articulée sur un support si la réaction correspondante est une force passant par un point fixe connu à l'avance et qui est le centre de l'articulation.

Elle est encastrée si sa section terminale est d'orientation invariable; le point de passage de la réaction est alors inconnu a priori: celle-ci est équivalente

à une force appliquée au centre de gravité de la section et à un couple d'encastrement.

Classification des Ponts métalliques d'après la nature des fermes principales.-

On peut diviser les ponts métalliques en deux classes d'après la nature de leurs fermes principales:

1°) les ponts à fermes principales rigides,

2°) les ponts à fermes principales souples.

La première classe comprend les charpentes composées d'éléments rigides, susceptibles de supporter indifféremment des efforts de traction et de compression, sans autre déformation de figure que la déformation élastique correspondante : elles sont même susceptibles de supporter des efforts transversaux d'une certaine importance.

La deuxième classe comprend les fermes dont tous les éléments principaux sont composés de câbles, ou de chaînes, qui ne peuvent supporter que des efforts de traction.

1ère Classe.-

La division des ponts de cette classe en deux groupes est basée sur l'orientation des réactions d'appui, dans le cas où l'ouvrage est exclusivement soumis à l'action de forces extérieures verticales : charge permanente et surcharges immobiles.

1er Groupe.- Quand les réactions d'appui sont d'orientation fixe, le pont est dit " à poutres ".

2ème Groupe.- Quand les réactions d'appui sont d'orientation variable le pont est dit " en arc ".

2ème Classe.-

Cette classe comprend les ponts suspendus que l'on peut diviser en deux groupes.

1er Groupe.- Ponts suspendus à poutres de rigidité.

2e Groupe.- Ponts suspendus rigides, type Gisclard, dont la rigidité résulte du tracé des fermes principales.

Tablier [1]

Le tablier est une plateforme qui relie entre elles les fermes principales. Dans les ponts-rails, il porte les voies ferrées ; dans les ponts-routes et les passerelles, il porte la chaussée et les trottoirs ; dans les ponts-canaux et les ponts-aqueducs, il porte la cuvette du canal ou les conduites d'eau.

On distingue dans le tablier, l'ossature, et la couverture, qui repose directement sur l'ossature.

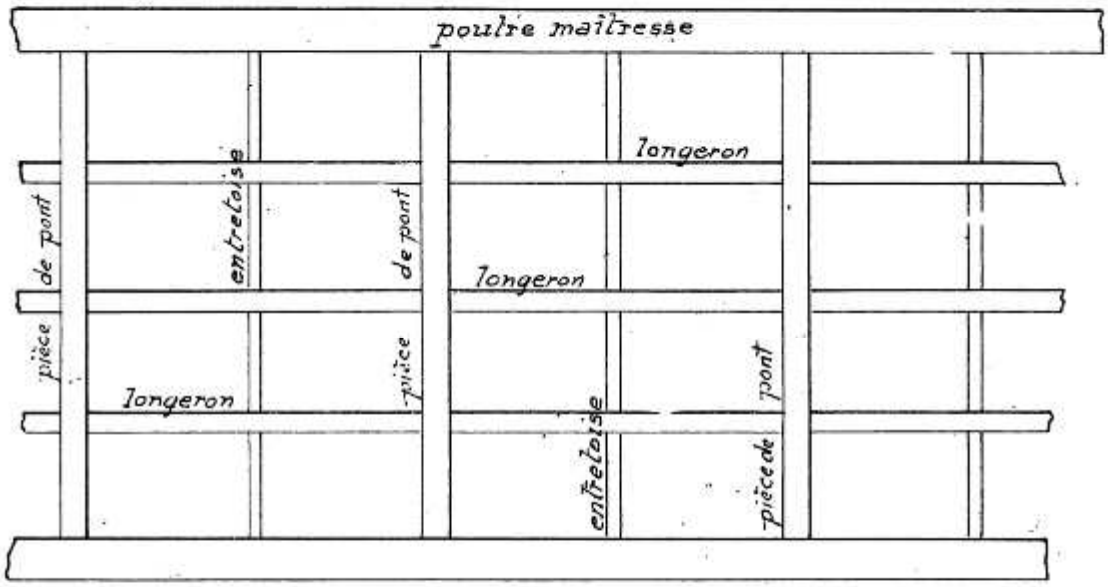
---

[1] On se borne, dans ce qui suit, à considérer les ponts "droits", dans lesquels les fermes principales et les éléments du tablier sont soit parallèles, soit rectangulaires, suivant leur destination. On suppose qu'il n'y a que deux fermes principales.

Les éléments essentiels de l'ossature sont les pièces de pont, poutres disposées perpendiculairement à l'axe longitudinal du pont, qui reportent sur les fermes principales le poids du tablier et des surcharges.

Les pièces de pont peuvent être assemblées directement avec les fermes (ponts à poutres), ou reliées à elles par des pièces comprimées (tympans des ponts en arc à tablier supérieur), ou par des pièces tendues (tiges de suspension des ponts suspendus ou des ponts en arc à tablier suspendu, montants répartiteurs des charges dans les poutres composées, à tablier inférieur, etc .....).

L'ossature du tablier comporte généralement des longerons, pièces longitudinales disposées parallèlement aux fermes principales, qui reportent sur les pièces de pont les charges appliquées dans l'intervalle de deux d'entre elles.

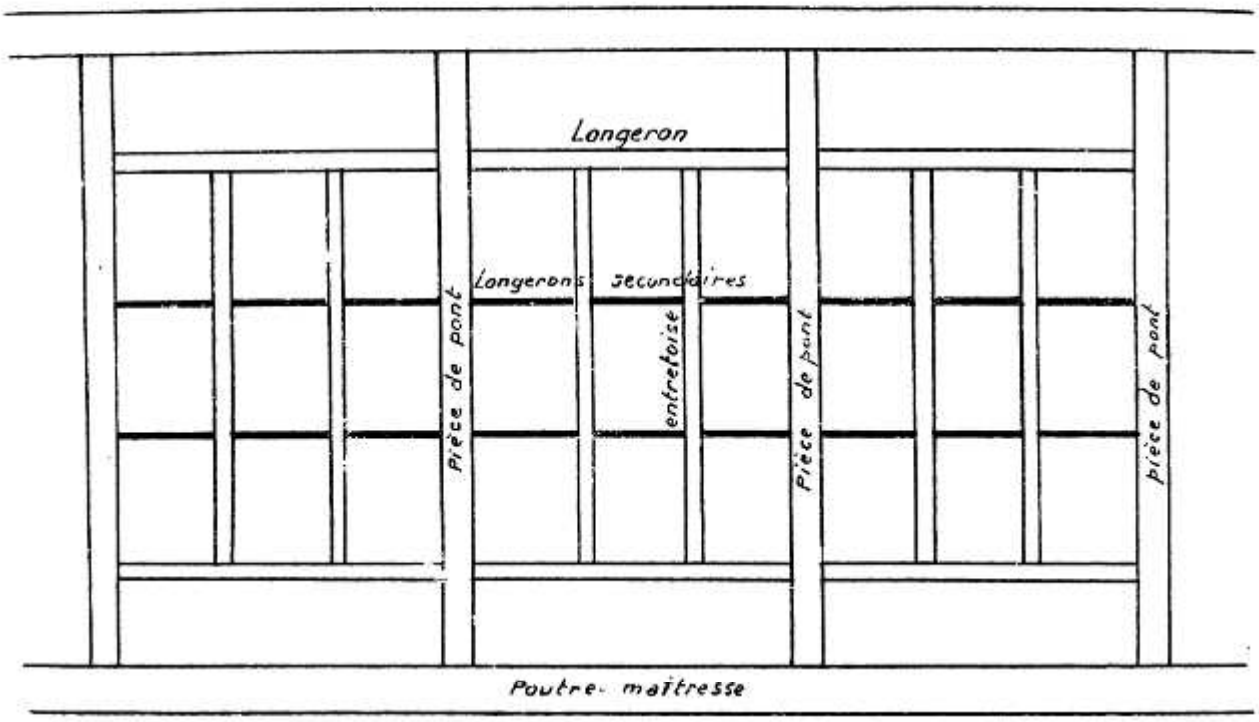


Les longerons et les pièces de pont forment ainsi une sorte de quadrillage dont les mailles sont plus ou moins grandes, suivant la nature de l'ouvrage et suivant l'importance des surcharges auxquelles il doit résister.

Quand les pièces de pont sont très espacées, il peut se faire que les mailles du quadrillage soient trop grandes pour que l'on puisse y adapter facilement le mode de couverture choisi : on subdivise alors chaque maille en deux ou plusieurs autres, au moyen d'entretoises, parallèles aux pièces de pont, et réunissant les longerons entre eux.

On peut également concevoir une autre disposition des éléments formant l'ossature métallique du tablier, lorsque la largeur du pont est très importante et les pièces de pont très écartées : celles-ci ont alors une très grande portée, et l'on pourrait éprouver quelques difficultés à leur attribuer un profil convenable, si la chaussée était très lourde, et si les charges s'y trouvaient reportées sur toute leur longueur, comme dans le dispositif précédent.

Le schéma ci-contre montre que l'on peut conserver seulement 2 longerons latéraux, reliés par des entretoises, placées entre les pièces de pont; des longerons secondaires réunissant ces entretoises peuvent, le cas échéant, servir à réduire les dimensions des mailles du quadrillage ainsi réalisé.



La couverture du tablier peut être en bois, en maçonnerie, en métal, en béton armé; ce n'est que par ses bords latéraux qu'elle repose éventuellement sur les fermes principales.

Il arrive parfois que l'ossature du tablier, telle qu'elle vient d'être décrite, n'existe pas: ceci se produit dans le cas où le nombre de fermes principales est suffisamment grand pour que la couverture repose directement sur elles. Dans ce cas, les pièces de pont sont supprimées. les fermes principales remplissent l'office de longerons et on les réunit entre elles par des éléments destinés à les solidariser, qui jouent le rôle d'entretoises.

Contreventement

On appelle contreventement l'ensemble des dispositifs dont le rôle est de solidariser entre elles les fermes principales d'un pont (en nombre égal ou supérieur à deux), de manière à en former une construction suffisamment rigide, c'est-à-dire capable de résister sans déformations transversales importantes aux charges verticales et aux actions transversales, généralement horizontales, que l'ouvrage est exposé à subir.

D'une des plus importantes des actions transversales est l'ensemble des forces dues au vent, d'où le nom de "contreventement" donné au dispositif en

cause.

Cependant il convient de remarquer, dès maintenant, que ce ne sont pas seulement les organes constituant le contreventement qui entrent en jeu pour résister à l'action du vent, mais la presque totalité des éléments de la construction.

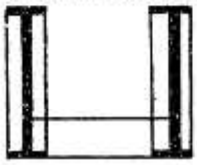
On distingue deux sortes de contreventement:

1°). Le contreventement transversal, dont le but principal est de limiter les déformations des fermes principales par torsion.

2°) Le contreventement longitudinal, qui solidarise entre elles les fermes principales, de manière à en former un ensemble susceptible d'opposer une grande résistance aux déformations par flexion latérale.

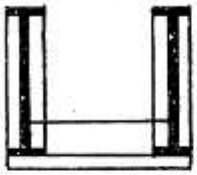
Le contreventement transversal est constitué par des organes isolés les uns des autres, et placés au droit de chaque pièce de pont; on peut le représenter schématiquement par la figure ci-contre, sur laquelle les fermes principales sont des poutres indiquées en traits gras, et les organes formant le contreventement transversal en traits fins (tablier inférieur); on remarquera que la pièce de pont est l'un des organes du contreventement transversal.

Contreventement transversal



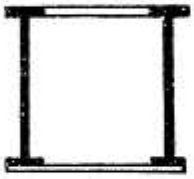
Le contreventement longitudinal forme au contraire une poutre longitudinale à éléments continus, généralement placée au niveau du tablier; c'est alors le contreventement longitudinal simple, auquel on doit toujours associer le contreventement transversal.

Contreventement longitudinal simple avec contreventement transversal



Il peut former aussi deux poutres longitudinales continues, la seconde étant placée alors au niveau des membrures non accolées au tablier; c'est le contreventement longitudinal double.

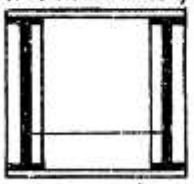
Contreventement longitudinal double



Les membrures des fermes principales forment les membrures des poutres de contreventement longitudinal.

On peut, enfin, associer le contreventement longitudinal double avec le contreventement transversal; on réalise ainsi le contreventement complet.

Contreventement complet



Chapitre II

Nature des forces agissant sur les ponts métalliques. Leur définition aux termes du Règlement du 10 Mai 1927

Nature des forces agissant sur les ponts métalliques.

Les forces agissant sur les ponts métalliques sont :

1°) des forces verticales, provenant :

a) de la charge permanente, c'est-à-dire du poids du tablier et des fermes principales, en y comprenant non seulement l'ossature et la couverture, mais tous les organes qui sont portés par le pont : tuyaux d'eau, canalisations électriques, conduites de gaz, avec leurs supports spéciaux, voies de chemins de fer, voies de tramway, etc....

b) des surcharges immobiles ou se déplaçant sur le pont

2°) des forces horizontales, provenant :

a) des surcharges circulant sur l'ouvrage : effort de freinage des véhicules ; force centrifuge dans les ponts portant des voies en courbe ; effets de roulis dans les ponts portant des voies ferrées, dûs au jeu entre les bandages des roues et les bords intérieurs des rails ; effets de lacet (Voir le Cours de Chemins de fer)(1)

b) de l'action du vent.

c) éventuellement, des tremblements de terre (2)

d) enfin, pour le calcul des pylônes de grands ponts suspendus, les Américains ont envisagé le cas d'un choc qui serait produit par un avion heurtant le pylône à son sommet (force statique de 1154 tonnes au pont de Philadelphie).

Dans le cas des ouvrages hyperstatiques, il faut ajouter à l'action de ces forces les effets produits par des variations de la température.

Il est relativement aisé de calculer les efforts théoriques produits par ces forces sur l'ensemble de l'ossature lorsque toutes les dimensions des éléments constituant le pont sont connues. Mais, lors que l'on étudie un projet, il s'agit

---

(1) L'effort de freinage est souvent estimé égal à 10% ou 15% du poids des convois de chemins de fer ; la force centrifuge est généralement calculée en admettant une vitesse de 60 km/heure pour les trains de banlieue, et de 100 km/heure pour les trains des grandes lignes.

(2) Signalons que pour les bâtiments antisismiques à ossature métallique, en Italie, on majore de 50% les charges statiques verticales et que l'on tient compte, en outre, d'une accélération horizontale comprise entre 0,12 g et 0,16 g (Décret-loi du 3 Avril 1930 - Loi du 6 Janvier 1931). On a constaté au tremblement de terre de Long-Beach (Californie) le 10 Mars 1933 une accélération horizontale de 0,25 g.

précisément de déterminer les dimensions des diverses parties du pont, en fonction des forces qui agissent sur lui.

A défaut de précédents, l'Ingénieur ne peut donc arriver que par approximations successives à calculer un ouvrage ; aussi, a-t-il recours, pour les recherches préliminaires, à des méthodes simplifiées, et à des règles sommaires, destinées à faciliter et à abréger les calculs, dans le but d'obtenir rapidement les renseignements et les résultats numériques dont il a besoin.

Définition des diverses forces aux termes du Règlement du 10 Mai 1927.

Charge Permanente.

Il n'y a rien de particulier à dire du mode d'action de la charge permanente. L'art. 1 précise seulement que l'on introduira dans les calculs la charge permanente effective, et que la justification en sera donnée.

On la suppose généralement de répartition uniforme, tant au moins en première approximation : cette hypothèse est souvent très voisine de la vérité. on ne l'abandonnerait que s'il en résultait une erreur sensible par défaut sur les efforts correspondants, dans les ouvrages de moyenne importance.

Dans les ouvrages importants, il faut tenir compte de sa répartition réelle.

Surcharges

Ponts-rails supportant des voies ferrées de largeur normale. (1)

On distingue les lignes à grand trafic et les autres lignes. Les trains-types correspondants sont définis à l'art. 2.

Le train-type pour lignes à grand trafic comporte essentiellement 2 locomotives de 200 tonnes sur 8 essieux, attelées à 2 tenders de 100 tonnes sur 4 essieux, suivis de wagons de 100 tonnes sur 4 essieux. Tous les essieux du train ont un poids de 25 tonnes.

Les train-type pour les autres lignes est géométriquement identique au précédent, mais le poids de chaque essieu est seulement de 20 tonnes.

---

(1) La rédaction de l'art. 2 du Règlement du 10 Mai 1927 a été modifiée par la circulaire du 14 Octobre 1944

Le premier train-type ne correspond pas à un train réel, mais ses dispositions ont été choisies de manière qu'il produise des effets assez notablement supérieurs à ceux des trains devant circuler en 1950-1960 sur le réseau français, de manière à réserver une certaine marge d'avenir d'une part, et à simplifier les calculs d'autre part. Il est d'ailleurs possible de remplacer le train-type par une surcharge fictive à répartition continue, dite surcharge "virtuelle", ce qui, dans certains cas, permet d'abréger les calculs de recherche.

Pour chaque élément de l'ouvrage, la disposition du train-type doit être telle que l'effort calculé soit maximum; cette disposition est donc différente pour un élément déterminé, suivant qu'il s'agit du moment fléchissant, ou de l'effort tranchant; dans les poutres triangulées elle dépend de la barre envisagée.

On notera qu'il est parfois plus défavorable que le train-type ne comporte qu'une seule locomotive avec ou sans tender; enfin, dans certains cas, par exemple, lorsque les lignes d'influence d'un effort déterminé comportent des régions positives et des régions négatives, on doit rechercher s'il est plus défavorable d'envisager un train avec wagons chargés, dont la longueur est limitée, ou un train de longueur illimitée, dans lequel on intercalerait des wagons vides, dont le poids serait de 1250 kg au mètre courant.

Ponts-rails supportant des voies ferrées étroites à la largeur d'un mètre.

Le train-type correspondant est défini à l'art. 31; il se compose essentiellement de 2 locomotives de 50 tonnes sur 5 essieux, attelées à des wagons de 20 tonnes, sur 2 essieux; le poids des essieux est uniformément fixé à 10 tonnes.

Cette définition appelle les mêmes remarques que celle du train-type de la voie normale; mais, lorsque des wagons vides doivent être intercalés dans le convoi, leur poids par mètre courant est ramené à 750 kg par mètre courant.

Ponts supportant une ligne de tramways urbains (Commentaires de l'art. 31).

Un convoi spécial est prévu, pour ces lignes, lorsqu'elles forment un réseau isolé, et seulement dans ce cas; ce convoi formé d'automotrices toutes identiques, dont la longueur entre tampons est 15,00m., a une longueur totale qui doit être fixée dans chaque cas d'espèce.

Le poids total de l'automotrice est de 24,6 T sur 3 essieux distants de 5,00m, le poids de l'essieu central étant de 12,6 T, et celui de chacun des autres essieux 6 tonnes seulement.

Ponts-routes (Art. 33)[1]

Deux systèmes de surcharges sont envisagés pour les ponts-routes.

L'un ne comporte que des surcharges uniformément réparties, l'autre comporte, en outre, des surcharges isolées.

Système A.

La chaussée est surchargée à raison de p kilogs par mètre carré ; p est déterminé par la formule $p = 1200 - 8l$, l étant la portée de la travée de pont soumise au calcul exprimée en mètres ; toutefois, on a fixé à la valeur de p une limite inférieure, égale à 500 kg/m², qui est atteinte pour $l = 87{,}50$ m.

En outre, les trottoirs sont surchargés à raison de 400 kg/m².

Les régions surchargées doivent être déterminées de manière à provoquer les efforts maxima dans l'élément du pont soumis au calcul.

Système B.

Les trottoirs sont surchargés à raison de 400 kg/m² sur toute leur largeur et sur la longueur le plus défavorable pour l'élément soumis au calcul.

La surcharge de la chaussée est remplacée par des convois-types formés chacun de 2 camions, pesant chacun 25 tonnes, les essieux arrière distants de 1,50 m pesant chacun 10 tonnes ; la longueur d'encombrement est de 10,50 m, la largeur totale 2,50 m, la distance entre l'essieu avant et le premier essieu arrière 4,50 m.

La distance d'axe en axe des roues d'un essieu est 1,70 m ; enfin, la largeur de jante d'une roue est 0,30 m.

On suppose, circulant côte à côte, autant de convois-types que la largeur de la chaussée le permet, et on les place toujours dans la situation la plus défavorable pour l'élément du pont soumis au calcul.

On remarquera que la largeur fixée pour la jante est inférieure à celle des véhicules de même poids autorisés à circuler : elle correspond, pour l'essieu le plus lourd à un effort de 167 kg par centimètre de largeur de bandage, alors que le Code de la Route limite cet effort à 150 kg ; on admet souvent, en outre, que la zone de contact de la roue a une longueur de 0,0[illegible] m, dans le sens du mouvement.[2]

D'autre part, le Code de la Route limite à 10 tonnes la charge maximum par essieu.

Les Commentaires de l'art. 33 indiquent que, dans des circonstances exceptionnelles seulement, la surcharge des trottoirs pourrait être abaissée à moins de 300 kg/m², et le poids d'un camion à moins de 18 tonnes. Ce sont là des chiffres qu'il est bon de considérer comme des minima, si l'on veut éviter de construire des ouvrages qui seraient rapidement démodés.

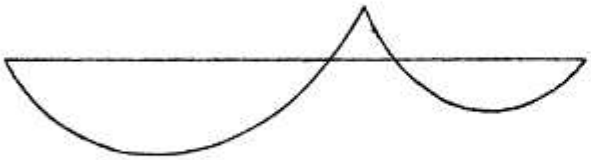
---

(1) La rédaction de l'art. 33 du Règlement du 10 Mai 1927 a été modifiée par la Circulaire du 29 août 1940.

(2) Les dimensions du rectangle d'impact 0,30 × 0,05 supposent qu'il s'agit de bandages pleins ; la surface de contact de bandages pneumatiques avec le sol est tout-à-fait différente.

Le système B sera seul à envisager ordinairement pour le calcul des pièces du tablier, mais en principe, les deux systèmes de surcharge sont à envisager pour chacun des éléments de l'ouvrage. Il est possible, d'ailleurs que pour une même poutre, l'un ou l'autre de ces systèmes soit le plus défavorable suivant l'élément envisagé (membrures, âmes ou triangulation).

En ce qui concerne le convoi de 2 camions, il est également nécessaire de faire une remarque à son sujet : le schéma le représentant dans le Règlement montre ces véhicules accolés l'un à l'autre ; mais il faut noter que cette situation n'est pas nécessairement la plus défavorable qui puisse se présenter. Dans le cas, par exemple, où la ligne d'influence de l'effet envisagé aurait la forme représentée ci-contre, l'effet négatif maximum pourrait être obtenu en écartant l'un de l'autre les deux camions, de manière à en placer un sur chaque zone, dans la situation la plus défavorable.



Enfin, et c'est une remarque de bon sens, applicable à tous les genres de surcharges mobiles, il est bien entendu qu'elles peuvent circuler de droite à gauche, ou de gauche à droite, et se déplacer dans le sens transversal de la chaussée, pour serrer les bordures de trottoir.

On retiendra des quelques observations qui précèdent qu'il convient, comme toujours en pareille matière, de s'attacher à l'esprit du Règlement, et non pas à la lettre.

Surcharges militaires

Pour les ponts situés sur certains itinéraires particuliers, il y a lieu d'envisager des surcharges spéciales, définies par la Circulaire ministérielle du 11 Février 1946 et formant, suivant les cas des convois de véhicules de 44 tonnes avec tracteurs de 9 tonnes (2ème classe) ou de chars de 70 tonnes (3ème classe) ou de chars de 100 tonnes (4ème classe)

Coefficient de majoration dynamique applicable aux surcharges

Le Règlement stipule (art. 2) que les efforts produits par les surcharges en mouvement devront être calculés en frappant les surcharges statiques d'un coefficient de majoration, dit "coefficient de majoration dynamique", destiné à tenir compte des effets particuliers produits sur l'ouvrage par leur déplacement.

Deux causes fondamentales sont à considérer pour justifier l'existence d'un tel coefficient : d'une part la vitesse propre des surcharges, d'autre part les chocs qu'elles produisent sur les ouvrages.

Nous examinerons successivement les effets résultant de ces deux causes.

---

(1) Sur ce sujet, on consultera en particulier l'article de M. Desprets, Professeur à l'Université de Bruxelles (Annales des Ponts et Chaussées 1932. Fascicule IV page 325).

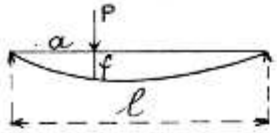
Remarque préliminaire relative aux problèmes dans lesquels les surcharges ne restent pas immobiles.

Les méthodes de calcul de la Résistance des Matériaux supposent que les poutres et les surcharges sont immobiles ; on peut dire qu'elles sont également valables lorsque les surcharges sont appliquées aux poutres avec une lenteur suffisante pour que, à chaque instant le système total puisse être considéré comme étant en état d'équilibre et que l'on puisse, en conséquence, négliger les forces d'inertie des poutres et des surcharges. On traduit parfois brièvement cette idée en disant que les surcharges sont appliquées "graduellement".

Mais les surcharges des ponts sont très généralement mobiles et appliquées instantanément; sur un pont de la S.N.C.F., la fréquence du passage d'une série d'essieux les plus lourds peut atteindre 1/22ème de seconde.

Un calcul complet des conditions de résistance des ouvrages exigerait donc que l'on tienne compte des forces d'inertie.

Pour faire ressortir la différence entre les deux modes d'action des surcharges, nous prendrons le cas d'une poutre de masse négligeable, à laquelle est appliquée une surcharge de poids P, assimilable à une charge ponctuelle.



Au sens ordinaire de la Résistance des Matériaux, la déformation verticale de la poutre au droit de la surcharge est f.

$\left[f = \dfrac{Pa^2(\ell-a)^2}{3EI\ell}\right.$ si elle repose, par exemple, sur 2 appuis simples, E étant le coefficient d'élasticité, et I le moment d'inertie de la poutre supposé constant.$\left.\right]$

Supposons que la surcharge P est appliquée instantanément, mais sans vitesse, donc sans choc ; si les déformations restent dans le domaine élastique, à toute déformation y au droit de P correspond une réaction de la poutre sur la surcharge égale à $\dfrac{Py}{f}$; l'équation différentielle du mouvement de P est donc

$$\frac{P}{g}\frac{d^2y}{dt^2} = P\left(1-\frac{y}{f}\right)$$

qui, intégrée avec les conditions initiales $t=0$, $y=0$, $y'=0$, donne

$$y = f\left(1-\cos\sqrt{\frac{g}{f}}\,t\right)$$

Le mouvement de P est donc périodique, de période $T = 2\pi\sqrt{\dfrac{f}{g}}$. l'amplitude maximum est égale à $2f$: la déformation "dynamique"

peut donc atteindre le double de la déformation statique.

Ce résultat met en évidence l'importance qu'il faut attacher à la question de la rapidité d'intervention des surcharges : il y correspond ici une contrainte égale au double de celle qui est calculée par les règles ordinaires de la Résistance des Matériaux. L'intervention d'un choc aggraverait évidemment le résultat.

Nous allons examiner maintenant comment se présente la question dans les ponts.

Influence de la vitesse des surcharges sur les ponts[1]

Imaginons qu'un pont métallique soit en équilibre, alors qu'il ne porte aucune surcharge ; il y a équilibre, dans chaque section, entre le système des forces extérieures correspondant et les contraintes s'exerçant au travers de cette section.

Si un train arrive sur le pont, l'équilibre est rompu, car l'inertie de la construction ne lui permet pas de se trouver à chaque instant dans l'état d'équilibre qui correspond à la situation de la surcharge à cet instant.

Il va donc se produire des mouvements oscillatoires, dans lesquels les forces d'inertie relatives à l'ensemble du pont et les forces d'inertie relatives

---

(1) On peut se demander si des actions dynamiques produites sans chocs ont une influence sur la ruine des poutres. On a constaté sur des profilés en I de la nuance d'acier A d x, que, lorsque le nombre des cycles de chargements répétés ou alternés n'est pas suffisamment élevé pour créer l'effet de "fatigue", la ruine des poutres expérimentées se produit sous des charges comparables à celles qui amènent la ruine au cours d'essais statiques, même si les poutres comportent des sections affaiblies par des rangées de trous (A.I.T.B.T.P. février 1955 - Davance).

à la surcharge vont intervenir, ainsi que les forces élastiques.

L'étude de ces mouvements conduit, en général, à des équations aux dérivées particlles parce que les forces élastiques font intervenir la dérivée seconde de l'ordonnée par rapport à l'abscisse, tandis que les forces d'inertie s'expriment au moyen de la dérivée seconde de l'ordonnée par rapport au temps.

Le problème de la recherche analytique des efforts produits sur un pont par des surcharges en mouvement est extrêmement compliqué.

Si l'on se borne au cas d'une poutre droite reposant sur appuis simples supportant directement des surcharges mobiles de répartition simple, le problème, facile à mettre en équation, est difficile à résoudre complètement, car l'intégration des équations aux dérivées partielles obtenues n'est pas toujours possible en termes finis; le recours aux développements en série est alors indispensable, et l'on se trouve en présence de solutions renfermant un nombre infini de constantes arbitraires; même lorsqu'on obtient l'intégrale générale sous forme finie, elle contient des fonctions arbitraires que l'on doit déterminer ensuite, ce qui constitue souvent un problème assez difficile.

Les premières recherches ont été faites en Angleterre par Stokes, en 1847; il s'était proposé deux problèmes en envisageant seulement une surcharge mobile isolée, et en supposant successivement que la surcharge était assez petite pour que sa masse soit négligeable vis-à-vis de celle de la poutre, ou bien que la masse de la poutre était assez petite pour être négligeable vis-à-vis de celle de la surcharge.

Phillips, Ingénieur des Mines français, a étudié la même question quelques années plus tard, en tenant compte à la fois de la masse de la surcharge isolée et de celle de la poutre.

Il est arrivé au résultat suivant, dans le cas où la poutre est posée sur appuis simples.

Soit Q la valeur de la surcharge isolée, V sa vitesse supposée constante, l la longueur de la poutre, dont le poids constant est p par unité de longueur, I son moment d'inertie supposé constant.

Le moment fléchissant est maximum dans la section médiane, et a pour valeur :

$$M_{max} = \frac{pl^2}{8}\left(1+\frac{Ql}{2EI}\times\frac{V^2}{2g}\right)+\frac{Ql}{4}\left(1+\frac{2}{3}\,\frac{Ql}{EI}\times\frac{V^2}{2g}\right)$$

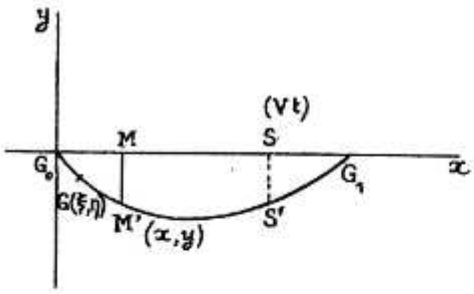
Les coefficients de $\frac{pl^2}{8}$ et de $\frac{Ql}{4}$ sont très voisins de l'unité, et la formule ci-dessus n'est valable que dans ce cas.

Problème de Renandot.

Renandot a traité le problème dans le cas d'une surcharge

uniforme de poids q par unité de longueur, s'avançant sur la poutre droite $G_0 G_1$ à partir de l'une de ses extrémités, avec la vitesse constante $\underline{V}$. (1)

Ce problème étant particulièrement intéressant, nous indiquerons sa mise en équation, qui fait bien ressortir les circonstances dans lesquelles interviennent la vitesse des surcharges mobiles.



Nous supposerons que la surcharge s'avance de G_0 vers G_1, et qu'à l'instant initial, la tête se trouve en G_0 ; à l'instant $\underline{t}$, elle est en S, à l'abscisse $\underline{Vt}$; la poutre a fléchi, et sa fibre moyenne décrit la courbe $G_0 S' G_1$.

Ecrivons qu'il y a équilibre dans chaque section entre les forces élastiques, les forces extérieures et les forces d'inertie, conformément au principe de d'Alembert.

Soit $\underline{y}$ la déformation verticale de la section M d'abscisse $\underline{x}$.

On aura pour équation d'équilibre $\frac{\partial^2 y}{\partial x^2} = \frac{\mu}{EI}$, μ étant le moment fléchissant en M, dû à l'ensemble des forces considérées.

Il y aura 2 équations à envisager, l'une se rapportant à la zone surchargée à l'instant $\underline{t}$, l'autre à la zone non surchargée.

Evaluons le moment fléchissant dû aux différentes forces, dans une section d'abscisse x, comprise entre G_0 et S.

Charge permanente : $\mu_p = -p \frac{x^2}{2}$

Surcharge : $\mu_q = -\frac{q x^2}{2}$

Pour calculer les forces d'inertie de la poutre, nous admettrons que tous les points de la poutre se déplacent suivant une verticale ; la force d'inertie d'un élément de longueur $d\xi$ relatif à la section $G(\xi,\eta)$ a pour expression $-\frac{p\,d\xi}{g} \cdot \frac{\partial^2 \eta}{\partial t^2}$; le moment fléchissant correspondant est : $-\frac{p\,d\xi}{g} \frac{\partial^2 \eta}{\partial t^2} (x-\xi)$, et pour l'ensemble des sections comprises entre G_0 et M : $-\int_0^x \frac{p\,d\xi}{g} \frac{\partial^2 \eta}{\partial t^2} (x-\xi)$

Pour calculer les forces d'inertie de la surcharge mobile, remarquons que puisque nous avons supposé que M se déplace suivant la verticale, le mouvement d'entraînement de chaque élément $q\,d\xi$ de la surcharge mobile est un mouvement de translation. L'accélération de la masse $\underline{q\,d\xi}$ est donc la somme géométrique de son accélération relative et $\underline{g}$ de son accélération d'entraînement.

Dans le mouvement relatif du train par rapport à la poutre, l'accélération tangentielle est nulle, puisque $\underline{V}$ est constante ; la seule force d'inertie correspondante est la composante centrifuge, soit $-\frac{q\,d\xi}{g} \times \frac{V^2}{\rho}$,

(1) Annales des Ponts et Chaussées 1861 - Tome I page 145.

ρ étant le rayon de courbure en G de la fibre moyenne déformée à l'instant t. (1)

Dans le mouvement d'entraînement, la force d'inertie a pour valeur $-\frac{q}{g} d\xi \frac{\partial^2 \eta}{\partial t^2}$.

La déformation élastique de la poutre restant faible, on peut admettre que ces deux vecteurs sont parallèles (2); on aura donc au total pour expression de la force d'inertie de l'élément $q\, d\xi$:

$$-q \frac{d\xi}{g} \left(\frac{\partial^2 \eta}{\partial t^2} + \frac{V^2}{\rho} \right)$$

On voit ainsi très nettement s'introduire l'effet de la force centrifuge dans l'action dynamique des surcharges.

Or, on a très sensiblement $\frac{1}{\rho} = \frac{\partial^2 \eta}{\partial \xi^2}$; d'autre part, le moment élémentaire sera obtenu en multipliant cette force élémentaire par $(x - \xi)$ et le moment total sera :

$$-\int_0^x \frac{q\, d\xi}{g} \left(\frac{\partial^2 \eta}{\partial t^2} + V^2 \frac{\partial^2 \eta}{\partial \xi^2} \right) (x - \xi)$$

Le moment provenant de la réaction R de l'appui origine est égal à Rx. Remarquons que R est indépendant de x, mais qu'il dépend de la longueur occupée par la surcharge $G_0 S = Vt$; R est donc fonction de t, de p et de q.

En définitive, l'équation du mouvement vibratoire de la poutre, relative à toute la région occupée par la surcharge sera :

$$EI \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} = Rx - \frac{1}{2}(p+q)x^2 - \frac{p+q}{g} \int_0^x \frac{\partial^2 \eta}{\partial t^2} (x - \xi)\, d\xi - \frac{qV^2}{g} \int_0^x \frac{\partial^2 \eta}{\partial \xi^2} (x - \xi)\, d\xi$$

En différentiant deux fois par rapport à x, on obtient l'équation aux dérivées partielles :

$$EI \frac{\partial^4 y}{\partial x^4} = -(p+q) - \frac{p+q}{g} \frac{\partial^2 y}{\partial t^2} - \frac{qV^2}{g} \frac{\partial^2 y}{\partial x^2}$$

Posons avec Renaudot $h^2 = \frac{qV^2}{p+q}$ et $k^2 = \frac{EIg}{p+q}$, il vient :

$$\frac{\partial^2 y}{\partial t^2} + g + h^2 \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} + k^2 \frac{\partial^4 y}{\partial x^4} = 0$$

Dans la région non surchargée, $q = 0$: $h = 0$, $k_1^2 = \frac{EIg}{p}$

---

(1) Il faudrait tenir compte, en toute rigueur, non pas de la courbure de la fibre moyenne elle-même, mais de celle de la trajectoire du centre de gravité de l'élément de surcharge; la seconde est plus faible que la première, en raison de la suspension élastique des véhicules.

(2) Ces raisonnements ne sont qu'approchés et on devrait tenir compte de rotations élémentaires autour d'axes horizontaux perpendiculaires au plan de la figure. Renaudot a vérifié que ce n'est que pour de très faibles portées que l'approximation admise ici ne serait pas suffisante.

Si l'on compte les abscisses à partir de l'extrémité G_1, l'équation correspondante sera :

$$\frac{\partial^2 y}{\partial t^2} + g + k_1^2 \frac{\partial^4 y}{\partial x_1^4} = 0$$

On intègre ces équations en se débarrassant de g, au moyen de solutions particulières ; on les complète par des solutions constituées par des développements en série, en tenant compte des conditions de fixité de G_0 et G_1 et du raccordement des deux tronçons de poutres en $\underline{S'}$, à l'instant $\underline{t}$.

Renaudot a développé la solution, et en a tiré un certain nombre de conséquences pratiques.

Il a trouvé que la contrainte maximum développée par suite du mouvement est égale au produit de la contrainte statique par le facteur : $\left(1 + \frac{1}{6} \frac{q l^2 V^2}{E I g}\right)$.

En discutant les valeurs de ce facteur pour un grand nombre de ponts métalliques sous voies ferrées existants, il est arrivé aux conclusions suivantes, dont la première ne peut plus être retenue aujourd'hui :

1°) L'influence de la vitesse des trains sur l'augmentation des contraintes statiques est, en général, insignifiante.

2°) pour des valeurs données de $\underline{q}$ et de $\underline{V}$, le facteur est d'autant plus voisin de l'unité que la portée est plus grande (I croît beaucoup plus vite que l^2).

3°) pour de grandes vitesses et de faibles portées, l'influence de la vitesse sur l'accroissement des contraintes statiques n'est pas négligeable ; mais elle est peu à redouter au point de vue de la stabilité.

4°) la contrainte maximum se produit un peu plus loin que le milieu de la portée dans le sens de la marche du train, à une distance du milieu égale à $\frac{q V^2}{8 E I g} \times \frac{l^3}{8}$

Renaudot estimait qu'un ouvrage est dans de bonnes conditions de résistance, si la valeur du facteur ne dépasse pas $\frac{4}{3} = 1,333$, c'est-à-dire si $\frac{1}{6} \frac{q l^2 V^2}{E I g} = \frac{1}{3}$. Pour un ouvrage déterminé, il existerait donc, d'après cette hypothèse, une limite à partir de laquelle la vitesse deviendrait dangereuse ; ce serait :

$$V_{lim} = \frac{1}{l} \sqrt{\frac{2 E I g}{q}}$$

Problème de Bresse.

Bresse a étudié le problème analogue relatif au cas d'une surcharge indéfinie, de poids constant q par mètre courant. On peut observer que la surcharge, bien que mobile, est permanente, ce qui simplifie très notablement la question, parce que la déformation de la poutre est indépendante du temps. C'est là un problème analogue à ceux que l'on

rencontre en hydraulique, dans l'étude des régimes permanents.

L'équation aux dérivées partielles devient alors une équation différentielle

$$EI\frac{d^4y}{dx^4} = -(p+q) - q\frac{V^2}{g}\frac{d^2y}{dx^2}$$

On peut la ramener à une équation du second ordre en intégrant deux fois :

$$EI\frac{d^2y}{dx^2} = -(p+q)\frac{x^2}{2} - q\frac{V^2}{g}y + Cx + D$$

Les constantes C et D se déterminent au moyen des conditions aux limites :

pour $x=0$, et $x=l$, on a $y = \frac{d^2y}{dx^2} = 0$

D'où $D=0$ et $C = (p+q)\frac{l}{2}$

On obtient en définitive :

$$EI\frac{d^2y}{dx^2} = \frac{p+q}{2}x(l-x) - \frac{qV^2}{g}y$$

L'intégration de cette équation ne présente aucune difficulté ; en posant avec Bresse $\frac{qV^2}{g} = \frac{4EIn^2}{l^2}$, on vérifierait aisément que le moment fléchissant maximum produit dans la poutre a pour valeur :

$$M_{max} = (p+q)\frac{l^2}{8} \times \frac{2}{n^2}\left(\frac{1}{\cos n} - 1\right)$$

Il a pour valeur le produit du moment fléchissant statique pour le facteur $\frac{2}{n^2}\left(\frac{1}{\cos n} - 1\right) = 1 + \frac{11n^2}{12} + \frac{61}{360}n^4 + \ldots$ qui représente l'effet produit par la vitesse V de la surcharge.

Ce facteur croît indéfiniment quand n tend vers $\frac{\pi}{2}$; la poutre est donc en danger certain de rupture lorsque :

$$\frac{qV^2}{g} = \frac{\pi^2 EI}{l^2}$$

$$\text{ou } V = \frac{\pi}{l}\sqrt{\frac{EIg}{q}}$$

On remarquera que la valeur de cette vitesse critique peut être obtenue immédiatement en mettant l'équation différentielle sous la forme

$$EI\frac{d^2y}{dx^2} + \frac{qV^2}{g}y = \frac{p+q}{2}x(l-x)$$

et en la comparant à l'équation de flambement d'une poutre droite :

$$EI\frac{d^2v}{dx^2} + Fv = f(x)$$

$$\text{ou : } \frac{d^2v}{dx^2} + \alpha^2 v = \frac{1}{EI}f(x) \quad \text{avec } \alpha^2 = \frac{F}{EI}$$

On sait que si la poutre est articulée à ses deux extrémités, la déformation peut croître sans limite si $\alpha l = \pi$ ou $F = \frac{\pi^2 EI}{l^2}$. Tout se passe donc ici comme si l'on avait affaire à une poutre droite comprimée par les forces $\frac{qV^2}{g}$ agissant à ses extrémités ; la vitesse critique correspondante est ainsi déterminée par la condition $\frac{qV^2}{g} = \frac{\pi^2 EI}{l^2}$, indiquée précédemment.

Bresse admettait que l'on peut accepter, avec sécurité pour $\underline{V}$ la valeur limite définie par l'équation $\frac{qV^2}{g} = \frac{\pi^2 EI}{4l^2}$.

Il en résulte que $w = \frac{\pi}{4}$ et que la valeur du moment fléchissant maximum admissible est :

$$M_{max} = (p+q)\frac{l^2}{8} \times 1,343$$

Détermination de l'ordre de grandeur de quelques vitesses critiques au sens de Bresse.

Pour avoir une idée de l'ordre de grandeur des vitesses acceptables, nous transformerons la formule de Bresse, en introduisant l'expression de la contrainte brute du métal, dans le cas où les surcharges sont supposées immobiles.

Si $\underline{h}$ est la hauteur de la poutre, $\underline{n}$ la contrainte normale admissible à la flexion, le profil de la poutre doit satisfaire à l'équation :

$$n = \frac{Mh}{2I} = \frac{(p+q)l^2 h}{16 I}$$

La vitesse critique est définie par la relation :

$$\frac{qV^2}{g} = \frac{\pi^2 EI}{4l^2} = \frac{\pi^2 E (p+q) h}{64 n}$$

$$\text{d'où } V = \frac{\pi}{8}\sqrt{\frac{E}{n} \times \frac{p+q}{q} \times gh}$$

Or, on a constaté que, pour les poutres-maîtresses des ponts-rails, le rapport $\frac{1}{n} \times \frac{p+q}{q}$ est sensiblement constant et égal à 0,155, si $\underline{n}$ est exprimé en kilogrammes par millimètre carré ; d'autre part $E = 2,2 \times 10^4$ Kg/mm². On obtient ainsi :

$$V = 16,22\sqrt{2gh}$$

En donnant à h diverses valeurs, on obtient les résultats suivants :

h	V m/sec	V kilomètres / heure. (nombres arrondis)
0,50m	50,80 m	183 km.
1,00m	71,84 m	259 km.
2,00m	101,60 m	366 km.
3,00m	124,44 m	448 km.

Ce tableau montre que les vitesses réalisées par les surcharges sur les voies ferrées ne peuvent être dangereuses que pour les poutres de hauteur très petite; on a donc intérêt, indépendamment de toute autre considération, à construire des poutres un peu hautes, c'est-à-dire rigides, pour une portée donnée.

Remarques.-

I - On peut réduire une partie de l'effet produit par le passage des surcharges en vitesse sur une poutre en agissant sur la force centrifuge; il suffit de construire la poutre avec une contreflèche, c'est-à-dire de faire décrire à sa fibre moyenne, lorsqu'elle n'est soumise qu'à la charge permanente, une courbe concave vers le bas. On peut ainsi réduire ou annuler, ou même faire changer de sens l'action de la force centrifuge, suivant l'importance donnée à cette contreflèche.

II - On retiendra que, conformément aux résultats indiqués à propos du problème de Kennedy, le facteur par lequel les contraintes produites par les surcharges immobiles doivent être multipliées pour tenir compte de leur vitesse, est d'autant plus voisin de l'unité que la portée est plus grande, pour des surcharges données, et une vitesse donnée.

Influence des Chocs

Les surcharges mobiles n'agissent pas seulement sur les ponts comme il vient d'être dit : aux déformations dues à la vitesse s'ajoutent d'autres déformations, produites par les chocs qui peuvent se produire entre les véhicules et la voie qui les porte.

On se rendra compte de l'importance que peuvent avoir les chocs en se souvenant que l'épreuve de résilience des métaux est basée sur la rupture d'un barreau entaillé, soumis au choc d'un mouton, tombant d'une certaine hauteur; ce mouton, agissant statiquement sur le barreau, n'aurait déterminé qu'une contrainte assez modérée.

Examinons les circonstances dans lesquelles peuvent se produire les chocs dans les ponts.

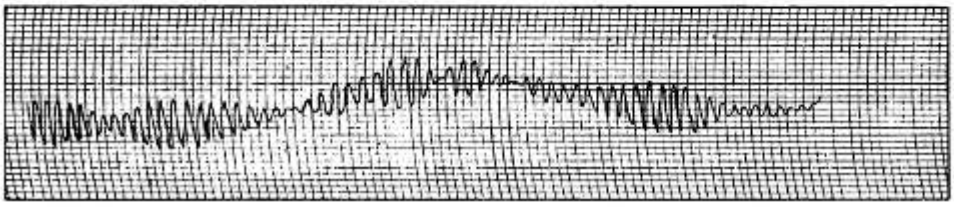
Chocs dans les ponts-routes.

Dans les ponts-routes, le passage d'une voiture attelée, d'un cheval au trot, de piétons, d'une troupe marchant au pas cadencé, d'une voiture mûe par des moyens mécaniques, produit des chocs très appréciables.

La chaussée, formant matelas élastique, absorbe une partie de la force vive provenant de ces chocs ; d'autre part, l'importance des surcharges est relativement faible par rapport à la charge permanente, tout au moins dans le cas où les ponts ne sont pas de très faible longueur.

Aussi, les chocs ne peuvent-ils prendre quelque importance que pour les surcharges lourdes, si la chaussée est en assez mauvais état, ou bien si les bandages et la suspension des véhicules laissent fortement à désirer. (1)

Dans les conditions ordinaires, les surcharges lourdes, circulant à assez faible vitesse, ont des effets propres peu apparents. L'auscultation des ouvrages montre qu'elles provoquent des oscillations dont l'amplitude est plus grande que la flèche statique correspondante ; leur période est invariable, et dépend presque uniquement du pont lui-même.



Ces oscillations sont reproduites par l'enregistreur de flèches sous la forme d'une courbe sinusoïdale très régulière, dont l'amplitude varie en suivant les rythmes des chocs produits par les surcharges. Le pont éprouve, en définitive, des vibrations élastiques de part et d'autre de la position d'équilibre qui correspondrait à sa déformation statique.

La figure ci-dessus représente les résultats obtenus au pont du Carrousel (2), en temps ordinaire, au moyen de l'enregistreur de flèches Rabut.

Chocs dans les ponts-rails.

Les conditions sont assez différentes dans les ponts-rails : les vitesses sont plus considérables, l'importance relative des surcharges, par rapport à la charge permanente est plus grande, et il peut se produire des chocs susceptibles de provoquer des suppléments de contraintes importants, parce qu'ils sont rythmés.

Ces chocs proviennent principalement de l'excentricité des roues des

---

(1) En ce qui concerne ce dernier point, les résultats suivants, obtenus lors d'un Concours institué par la Ville de Paris pour déterminer la qualité de différents systèmes de suspension, mettent bien en évidence toute son importance.

Le choc était produit par la chute des roues de l'essieu arrière, après franchissement d'un demi-rond de 0,06 m d'épaisseur. Le coefficient de majoration dynamique correspondant à chaque cas est indiqué ci-dessous :

Car à 6 roues pour transport de voyageurs Camion léger à suspension pneumatique	1,11
Voiture de tourisme à pneus ballon	1,31
Camionnettes légères	1,60 à 2,74
Camions à bandages pleins	5,75 à 5,93

(2) Il s'agit de l'ancien pont en fonte (pont en arc).

wagons et des locomotives, de leurs méplats, des joints des rails, des impulsions des organes moteurs, des masses non équilibrées des roues motrices et des roues couplées des locomotives.

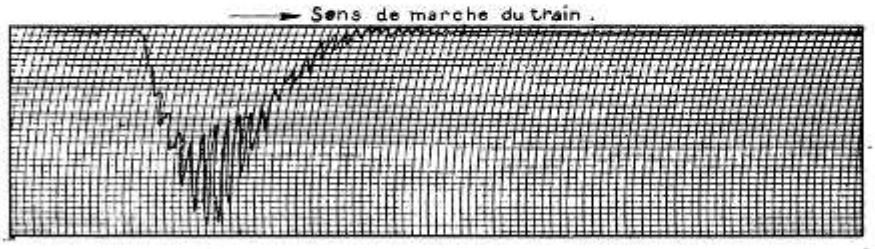
Les coups de frein produisent un effet analogue, et on a constaté qu'ils peuvent accroître de 10 à 15% l'effet statique des surcharges en raison des déformations de la suspension.

On peut éliminer à peu près complètement les chocs provenant des trois premières causes.

Les méplats proviennent de l'usure des bandages, dûe au glissement sur les rails, qui se produit à la suite de coups de frein trop énergiques. Chaque fois qu'un méplat vient au contact avec le rail, il se produit un choc, qui, en raison de la vitesse, a un effet très supérieur à celui qui serait produit par une chute du centre de la roue dont la hauteur serait égale à la flèche du méplat. On s'aperçoit très vite de la présence des méplats, car ils contribuent à désorganiser rapidement les voies; les visites d'entretien permettent de retirer les véhicules de la circulation avant qu'ils aient commis trop de dégâts.

Les chocs dûs aux joints des rails proviennent de ce que les 2 rails n'ont pas leurs faces supérieures exactement au même niveau, au moment où une roue, sur le point de quitter le rail amont va aborder le rail aval; on remédie très facilement aujourd'hui à cet inconvenient en soudant bout à bout les coupons de rails par le procédé aluminio-thermique, et en établissant des joints compensateurs de dilatation au droit des appareils d'appui mobiles des fermes principales.

Contrairement à ce qui se passe dans les ponts-routes, les surcharges impriment ici leur caractère à la déformation; elles produisent une flèche statique relativement importante; les vibrations qui s'y superposent sont beaucoup plus petites, mais sont brusques et irrégulières: elles sont l'image des chocs qui se produisent entre le train et le pont. Le pont ne repasse d'ailleurs par sa position d'équilibre que lorsqu'il est déchargé, sauf dans le cas où sa portée est très faible.



Période du mouvement vibratoire : 25/100 de seconde.

La figure ci-contre, obtenue avec l'enregistreur de flèches Rabut au pont d'Asnières met bien en évidence les différences que nous venons de signaler.

Résonance - Vitesse critique -

Le phénomène de la résonance se produit lorsque les chocs se succèdent

de manière qu'il y ait synchronisme entre leur période et la période vibratoire du pont portant les surcharges.

La vitesse correspondante des surcharges porte le nom de "vitesse critique".

Il paraît peu vraisemblable que le phénomène de la résonance puisse se produire dans les ponts-routes, en raison de la diversité des surcharges, qui ne produisent pas, en général, dans leur ensemble, des chocs rythmés.

Mais il n'en est pas de même en ce qui concerne les ponts-rails ; on a constaté expérimentalement que la résonance se produit effectivement pour certaines vitesses ; elle se traduit par une plus grande déformation des ouvrages.

Il faut remarquer, d'ailleurs, que la vitesse critique théorique de résonance, telle qu'elle a été définie plus haut ne correspond pas exactement aux vitesses critiques déterminées expérimentalement ; la période de vibration du tablier portant les surcharges se modifie en effet tandis qu'elles se déplacent, et les conditions d'existence du phénomène ne peuvent être réalisées que partiellement et pendant un temps relativement très court.

Les résistances passives de l'ouvrage et des organes de suspension des surcharges contribuent d'ailleurs à éteindre assez rapidement les oscillations, qui ne sont entretenues que par des chocs dont le nombre est très limité par la longueur des ouvrages.

A titre d'indication, nous reproduisons ci-dessous les résultats obtenus par l'Association des Ingénieurs de Chemins de fer Américains, au cours d'expériences faites de 1907 à 1911. Les vitesses critiques ont été trouvées égales à :

104,55 km à l'heure	pour une portée de	18,28 m
40,00	"	"	"	"	91,44 m
32,00	"	"	"	"	134,00 m

C'est en somme, pour les portées moyennes et pour les grandes que le phénomène de résonance peut avoir des effets assez importants.

On peut se rendre compte aisément de l'ordre de grandeur de la période vibratoire d'un ouvrage dans le cas d'une poutre droite reposant sur deux appuis simples, de portée l, de moment d'inertie constant I, et de poids p par mètre courant (poids propre et poids porté, supposés constants).

La durée θ de la période de vibration simple de la poutre est :

$$\theta = \frac{2l^2}{\pi}\sqrt{\frac{p}{gEI}}$$

Pour apprécier l'ordre de grandeur de θ, introduisons la flèche statique : $f = \frac{5pl^4}{384EI}$.

On a alors: $\theta = 5{,}57\sqrt{\frac{f}{g}}$

Or, f est de l'ordre de quelques centimètres, sauf pour les très grandes poutres : soit par exemple $f = 0{,}03\,m$, ce qui correspondrait à une portée de l'ordre de 45,00m ; on aurait sensiblement $\theta = \frac{3}{10}$ de seconde ; une vibration produite se renforcera donc si, à des intervalles égaux à $\frac{3}{10}$ de seconde, se produisent des chocs rythmés.

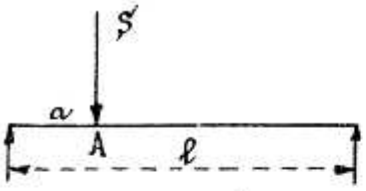
On voit ainsi que, plus la flèche est petite, c'est-à-dire plus l'ouvrage est rigide, ou plus il est court, moins il est vraisemblable que les actions rythmées puissent se reproduire avec la période voulue, car celle-ci devient extrêmement faible.

Variable du coefficient de majoration destinée à tenir compte des chocs.

Il est très difficile de déterminer complètement, du point de vue théorique, la forme que devrait présenter un coefficient de majoration destiné à tenir compte des chocs dans les ponts.

L'exemple très simple qui suit mettra ce fait en évidence.

Considérons une poutre droite à travée indépendante, de longueur l et de poids total P, disposée horizontalement, et heurtée par un mouton de poids S, animé à l'instant où le contact se produit en A, d'abscisse a, d'une vitesse V.



La somme des percussions des réactions peut être déterminée par le théorème des quantités de mouvement relatif à la théorie des percussions ; mais, cette relation unique ne permet pas de déterminer les effets du choc dans la barre, car les vitesses de ses différents éléments après le choc ne sont pas connues.

Appliquons le théorème de Carnot entre l'instant initial où a lieu le contact, et un instant final tel que la vitesse du point A et celle du mouton soient égales. Soit alors V_1 leur valeur commune.(1)

La force-vive du système poutre-mouton est, avant le choc $\frac{SV^2}{g}$.

Soit w la vitesse d'un élément de la poutre de poids dp à l'instant final ; la force vive du système à cet instant est $\frac{SV_1^2}{g} + \int w^2 \frac{dp}{g}$

La force vive perdue est donc $\frac{S}{g}(V^2 - V_1^2) - \frac{1}{g}\int w^2\,dp$

Elle est égale à la force vive dûe aux vitesses perdues, soit

$$\frac{S}{g}(V - V_1)^2 + \frac{1}{g}\int w^2\,dp$$

---

(1) Le théorème de Carnot n'est applicable qu'aux liaisons "persistantes" ; il faut donc supposer ici que non seulement les liaisons extérieures sont persistantes, mais qu'il en est de même des liaisons intérieures, c'est-à-dire que l'on peut négliger les variations de longueur des éléments de la poutre, ou encore que sa déformation reste très petite.

On en déduit :

$$S V_1 (V - V_1) = \int w^2 dp = P V_1^2 \int \frac{w^2 dp}{V_1^2 P}.$$

Posons $k = \int \frac{w^2 dp}{V_1^2 P}$, qui représente le rapport entre la force vive acquise par la poutre et celle qui serait la sienne si tous ses éléments avaient la vitesse du point A. On tire de la relation précédente :

$$V_1 = V \times \frac{1}{1 + k \frac{P}{S}}$$

Barré de Saint-Venant a déterminé la valeur de k en supposant que, pendant le choc, la déformation produite en une section quelconque se déduit de celle produite en A par les formules relatives à l'état d'équilibre ; ceci revient à négliger l'influence des forces d'inertie de la poutre, ou encore à supposer que $\frac{P}{S}$ est très petit.

A titre d'indication, si A est au milieu de la poutre, $k = \frac{17}{35}$.

Proposons-nous de calculer la flèche correspondante en A, ou flèche dynamique : f_d, en fonction de la flèche statique f_s produite par S, c'est-à-dire de la flèche qui se produit quand S agit graduellement et sans choc.

Appliquons le théorème des forces vives entre l'instant où le point A de la poutre et le mouton ont la même vitesse V_1 et l'instant où la flèche de la poutre est maximum ; les vitesses sont alors nulles. La variation de la demi-force vive se réduit à la valeur qu'elle possède à l'instant initial, déterminée plus haut :

$$\frac{S V_1^2}{2g} + \frac{1}{2} \int \frac{w^2 dp}{g} = \frac{V_1^2}{2g} (S + k P)$$

Dans l'évaluation du travail des forces appliquées au système, nous négligerons celui des forces élastiques, et nous supposerons que la poutre prend, au cours de ses déformations, des formes successives identiques à celles qu'elle aurait si, au cours de déformations statiques, elle était soumise à une force appliquée en A, et variant de 0 à S, proportionnellement à la déformation.

Si une force statique d'intensité S appliquée en A, y produit un déplacement vertical f_s la force correspondant à la valeur v du déplacement de A aura pour expression : $\frac{S}{f_s} v$.

Le travail élémentaire de la réaction élastique de la poutre correspondant à la déformation v a pour expression $\frac{S}{f_s} v \, dv$, et le travail total

$$\frac{S}{f_s} \int_0^{f_d} v \, dv = \frac{S}{2 f_s} f_d^2$$

On aura donc : $\frac{S}{2 f_s} f_d^2 = \frac{V_1^2}{2g} (S + k P)$

d'où l'on déduit, en remplaçant V_1 par la valeur trouvée précédemment :

$$\left|f_d\right| = V\sqrt{\frac{f_s}{g}} \times \frac{1}{\sqrt{1+k\frac{P}{S}}} \quad \text{avec} \quad \left|f_s\right| = \frac{Sa^2(l-a)^2}{3EIl}$$

Plusieurs expérimentateurs ont cherché à déterminer l'effet d'un choc sur une barre, notamment Willis, Tredgold et Hodgkinson ; Hodgkinson avait trouvé pour k la valeur 0,47.

Des expériences plus complètes ont été reprises par Barré de Saint-Venant, qui s'est proposé, à l'aide de la relation donnée plus haut pour f_d, (et de relations analogues correspondant à des cas différents), de déterminer la valeur du coefficient d'élasticité E, par la mesure des flèches dynamiques, k étant déterminé théoriquement à l'avance

Les valeurs qu'il a trouvées, et qui concordaient entre elles avec la même approximation que lorsque l'on détermine E au moyen d'expériences statiques, ont mis en évidence que les données variables de la question : longueur, dimension transversale, rapport $\frac{P}{S}$ "se trouvent engagées entre elles dans les formules comme elles doivent l'être pour représenter les faits", suivant sa propre expression.

Ce résultat est d'autant plus remarquable que le rapport $\frac{P}{S}$ variait de 0,21 à 2,5, et même a atteint la valeur 4,9.

Remarque.

On retiendra, en particulier, de ce qui précède, que les phénomènes de choc font apparaître le facteur $\frac{1}{1+k\frac{P}{S}}$, qui est fonction du rapport de la masse heurtée à la masse heurtante, c'est-à-dire dans le cas des ponts, de la charge permanente à la surcharge.

Mais il faut remarquer que, dans cette dernière circonstance, la question est beaucoup moins simple, car il ne s'agit plus du choc d'une surcharge déterminée, mais de surcharges qui interviennent successivement sur l'ouvrage, et s'y déplacent en produisant des chocs.

On conçoit que, dans ce cas, le coefficient de majoration dynamique correspondant puisse être plus faible que si l'on envisageait les chocs produits simultanément par l'ensemble des surcharges S. C'est ainsi que, si la durée de la mise en charge totale est supérieure à la période de vibration du pont, il faut réduire notablement la valeur du coefficient de majoration, parce que la partie de la surcharge qui intervient pendant une demi-période quelconque atteint l'effet produit pendant la demi-période précédente.(1)

C'est ce qui se produit généralement.

Résal a montré que, pour une poutre de 100,00m de portée, parcourue par un train circulant à 120 kilomètres à l'heure, la durée de la mise en charge est égale à plus de 4 fois la période de vibration ; pour une poutre de 36,00m, elle est 3 fois supérieure, et pour une poutre de 4,00m, elle est encore 1,33 fois plus grande que la période de vibration.

(1) Ce sujet a été traité par M. Delpuech : "Flexion dynamique et oscillations des ponts (A. P.C. I et II 1951), où l'auteur propose un type de formule de coefficient de majoration dynamique autre que celui du Règlement, où figure, notamment, la vitesse des surcharges, mais non pas le rapport $\frac{P}{S}$, l'effet d'un choc étant considéré comme accidentel dans les ponts-rails.

Complexité du problème de l'établissement d'une formule théorique susceptible de représenter le coefficient de majoration dynamique

D'après ce qui précède, on se rend compte que la formule susceptible de représenter le coefficient de majoration dynamique doit contenir deux paramètres principaux, la portée de la poutre provenant de la considération de la vitesse des surcharges, et le rapport $\frac{P}{S}$ de la charge permanente à la surcharge, provenant de la considération des chocs susceptibles de se produire entre ces deux éléments.

Mais à la vérité, une analyse complète des phénomènes conduirait à faire intervenir bien d'autres paramètres.

En effet, lorsqu'une pièce est reliée à d'autres pièces, ou à des appuis élastiques, les vibrations que l'on peut y provoquer s'amortissent plus rapidement que si elle était isolée, parce qu'il y a transmission d'énergie de la pièce vibrante aux autres pièces.

Il en est de même lorsqu'une pièce n'est pas directement soumise à l'action des chocs, c'est-à-dire lorsque l'action des surcharges lui est transmise par l'intermédiaire d'autres pièces, ou encore quand un matelas présentant quelque élasticité est interposé entre la pièce et la surface recevant les chocs: l'ensemble des organes intermédiaires joue le rôle d'amortisseur, qui intercepte une partie importante de l'énergie. Ce fait est bien mis en évidence dans les ponts de chemins de fer dont la voie est établie sur ballast, qui est cependant le matériau inélastique par excellence : il se pulvérise peu-à peu, ce qui prouve bien qu'il y a dispersion de l'énergie dans sa masse.

Enfin, si une pièce fait partie d'une poutre, sa période de vibration propre, c'est-à-dire celle qu'elle aurait si elle était isolée, est masquée et altérée par la période de vibration relative à l'ensemble de la poutre.

On voit donc que, abstraction faite de la nature des surcharges elles-mêmes et des conditions de leur mise en action, il faudrait, pour déterminer le coefficient de majoration dynamique applicable à un élément déterminé, tenir compte de la fonction remplie par cet élément (ferme principale, longeron, pièce de pont, etc...), de sa nature, caractérisée surtout par sa déformabilité, par son poids propre, sa section, son moment d'inertie et sa longueur, de ses liaisons avec les autres pièces, et de la nature et de l'importance des éléments interposés entre lui et les pièces qui reçoivent directement les surcharges. Encore faudrait-il distinguer, dans les fermes principales, entre les membrures et la triangulation.

Le problème est donc extrêmement complexe, et il est nécessaire de recourir à l'expérience pour le résoudre, en tenant compte des indications théoriques exposées précédemment.

Mais, encore, faut-il se rendre compte que les résultats déduits d'expériences faites dans des conditions bien déterminées ne sont valables que pour des cas analogues : il serait illogique d'appliquer pour le calcul d'un pont de chemin de fer dont la voie est établie sur ballast reposant dans un encuvement en béton armé la valeur numérique du coefficient de majoration dynamique déduite d'expériences faites sur un pont dont la couverture est une simple tôle.(1)

De plus, les résultats expérimentaux dépendent de l'état du matériel roulant, de celui de la voie, et de l'état d'entretien des ouvrages eux-mêmes. Ajoutons enfin que des expériences n'ont été faites systématiquement que pour des ponts sans voie ferrée.

C'est donc avec une certaine réserve qu'il faut considérer les formules proposées : elles sont fort nombreuses, et donnent des résultats assez dissemblables.

A quelques exceptions près, elles sont uniquement des fonctions de la portée, et peuvent être mises sous la forme

$$1 + \frac{a}{b + cl} + \varepsilon \qquad \text{ou} \qquad 1 + \frac{a}{b + cl^2} + \varepsilon \text{ ; } \underline{b} \text{ étant d'ailleurs fréquemment égal à } \underline{a}, \text{ et } \underline{\varepsilon} \text{ variant de 0 à 0,20, suivant les cas.}$$

Elles ont donc pour caractère commun de donner une valeur du coefficient de majoration dynamique voisine de 2 pour les portées très faibles, valeur qui décroît très rapidement lorsque la portée augmente, pour tendre asymptotiquement vers $(1+\varepsilon)$ pour une portée théoriquement infinie.

Elles présentent l'inconvénient de ne pas tenir compte explicitement de l'influence des chocs, puisque le rapport $\frac{P}{S}$ n'y figure pas ; on y remédie dans certains pays en employant des coefficients a, b, c, dont la valeur varie avec la nature de la couverture des ponts envisagés.

Formule réglementaire

La formule réglementaire se présente, au contraire, sous la forme suivante :

$$1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2l} + \frac{0,6}{1 + 4\frac{P}{S}} \qquad \text{(art. 2)}$$

Ses conditions d'emploi sont les suivantes : elle constitue une règle unique, applicable à tous les éléments d'un ouvrage, quelle que soit sa

(1) Des essais, relatés dans « Railway Age » du 24 février 1910, ont mis en évidence que, pour des ponts sans voie ferrée, les contraintes subies par les ponts à tablier non ballasté sont de 20 à 25 % plus élevées que celles des ponts à tablier ballasté.

nature, quel que soit le matériau dont il est constitué (acier AC 42 ou AC 52), et quelles que soient les surcharges considérées, surcharges isolées ou uniformément réparties. Il y a un coefficient distinct pour chaque espèce de surcharge.

Le poids des essieux, ou l'intensité des surcharges uniformes, doivent être multipliés par ce coefficient.

Le nouveau système de forces extérieures ainsi obtenu est utilisé pour calculer chaque élément de l'ouvrage, comme si celui-ci ne supportait que des surcharges immobiles.

Dans cette formule, $\underline{l}$ est la portée de l'élément soumis au calcul, exprimée en mètres; $\underline{P}$ est le poids total des charges permanentes qu'il supporte, y compris son poids propre; $\underline{S}$ est le poids maximum des surcharges qu'il peut être appelé à supporter, au total, surcharges isolées ou uniformes, ou combinaison des deux.

La valeur de $\underline{S}$ n'est donc pas celle qui correspond soit au moment fléchissant maximum, soit à l'effort tranchant maximum, soit au maximum de tout autre effet; elle peut différer d'une manière assez notable de l'une quelconque d'entre elles.

En ce qui concerne les éléments du tablier: pièces de pont, longerons, entretoises, chacun d'eux a un coefficient de majoration dynamique distinct[1]

Mais, par raison de simplicité on admet que pour les fermes principales d'un pont d'une seule travée, le coefficient de majoration dynamique est le même pour tous les éléments, qu'ils appartiennent aux membrures ou à la triangulation. Si les fermes principales sont séparées en plusieurs travées par des appuis intermédiaires, chaque travée a un coefficient de majoration dynamique particulier, calculé comme si elle était isolée.

Remarque

Il peut paraître étrange, après tout ce qui a été dit précédemment, d'appliquer aux ponts-routes et aux ponts-rails la même formule pour calculer le coefficient de majoration dynamique; il semble que toutes choses étant égales par ailleurs, les ponts-routes devraient être moins frappés que les ponts-rails par ce coefficient.

La première justification que l'on puisse en donner est une raison de simplicité.

Il convient, d'autre part, de remarquer que les ponts-routes sont généralement moins surveillés et souvent moins faciles à entretenir que les ponts-rails.

De plus, sur un pont-route, la principale éventualité à redouter est

---

(1) En ce qui concerne les dalles reposant sur 4 côtés, employées dans les couvertures des ponts métalliques, la longueur l n'est pas fixée par le Règlement.
Si la liaison entre la dalle et l'ossature métallique du tablier est bien établie, il semble qu'il n'y aurait pas d'inconvénient sérieux à employer un coefficient de majoration dynamique dont la valeur serait comprise entre celle qui est utilisée pour les longerons et celle qui est utilisée pour les pièces de pont, valeurs qui sont d'ailleurs très voisines l'une de l'autre.

le passage clandestin de véhicules notablement plus lourds que ceux qui ont servi de base aux calculs. Un pareil fait n'est pas à redouter pour les ponts-rails.

Il y a d'ailleurs une compensation provenant du fait que, pour des éléments semblables, le rapport $\frac{P}{S}$ est, en général, plus grand pour les ponts-routes que pour les ponts-rails : il en résulte une réduction assez importante du coefficient de majoration dynamique pour les ponts-routes.

Origine des coefficients numériques figurant dans la formule.

Dans le Règlement du 8 Janvier 1915 qui a précédé le Règlement actuel, figurait déjà, mais d'une manière dissimulée, un coefficient de majoration dynamique des surcharges, qui avait été déduit des observations d'une longue pratique, et de la théorie que Résal avait établie sur les mouvements vibratoires des barres métalliques (1)

Si l'on prend, en effet, la première des formules de vérification imposées par ce Règlement $0{,}4\,c + d \leq 8$ kg, dans laquelle c représente la contrainte dûe à la charge permanente et d la contrainte dûe aux surcharges immobiles, on peut la mettre sous la forme

$$c + d(1+\alpha) \leq 12 \text{ kg}$$

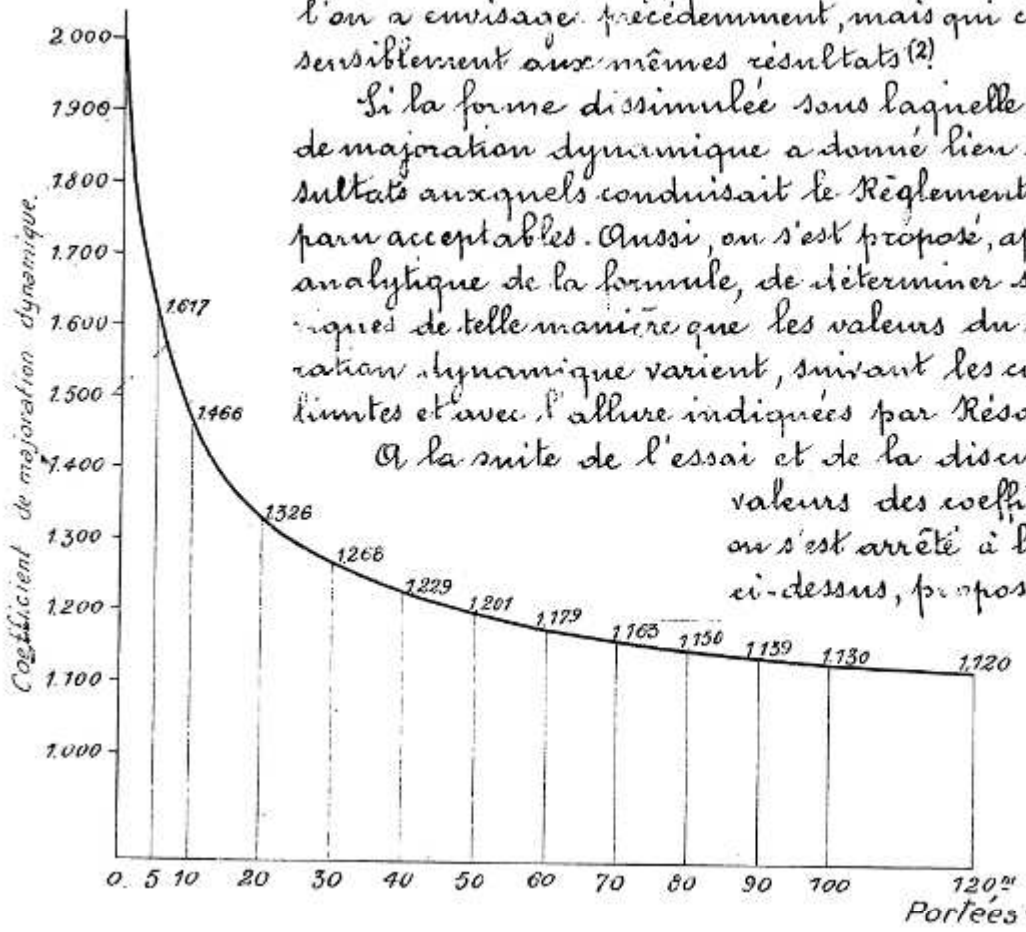
en posant :

$$1+\alpha = 1{,}5 - 0{,}4\,\frac{c}{d} \; ; \; \left(\frac{c}{d} \leq 1{,}25\right)$$

coefficient dont la forme est un peu différente de celle que l'on a envisagée précédemment, mais qui conduit, en définitive, sensiblement aux mêmes résultats (2)

Si la forme dissimulée sous laquelle figure le coefficient de majoration dynamique a donné lieu à des critiques, les résultats auxquels conduisait le Règlement de 1915 ont toujours paru acceptables. Aussi, on s'est proposé, après avoir fixé la forme analytique de la formule, de déterminer ses coefficients numériques de telle manière que les valeurs du coefficient de majoration dynamique varient, suivant les circonstances, dans les limites et avec l'allure indiquées par Résal.

A la suite de l'essai et de la discussion de différentes valeurs des coefficients numériques, on s'est arrêté à la formule indiquée ci-dessus, proposée par le Réseau des Chemins de fer du Nord qui a paru le mieux répondre aux divers points de vue envisagés. La courbe représentative ci-contre, tracée



(1) Ponts Métalliques. Tome II, 2ème fascicule.
(2) Voir la discussion correspondante dans l'Annexe N° 3 à la Circulaire du 10 Mai 1927.

au moyen des valeurs de $\frac{P}{S}$ déduites de l'examen de divers ouvrages de cette Compagnie permet de se rendre compte de la rapidité de la variation du coefficient en fonction de la variation de la portée.

Elle ne représente d'ailleurs que des résultats relatifs à des poutres-maîtresses et non pas aux éléments des tabliers ; on l'emploiera néanmoins pour ceux-ci.

Remarque concernant les éléments de faible portée dans les ponts.

On remarquera que les éléments ou les poutres de faible portée sont traités avec une sévérité particulière, tant en raison de la nature des surcharges qu'ils supportent, que de l'intervention du coefficient de majoration dynamique.

Pour les ponts-rails, ce fait tient à ce qu'ils sont calculés pour supporter les locomotives, notablement plus lourdes que le reste du train, en raison de la concentration des essieux ; pour les ponts-routes, c'est parce qu'on envisage le passage des convois de camions, plus défavorables que les surcharges uniformes, en raison de leur assimilation à des surcharges isolées, et d'autre part, parce que l'intensité des surcharges uniformes décroît lorsque la portée va en croissant.

En outre, la valeur du coefficient de majoration dynamique accentue encore la sévérité pour les éléments courts, et les ponts de faible portée.

Cette sévérité est justifiée, parce qu'un élément court ou un pont de faible portée travaille généralement dans des conditions très voisines de celles pour lesquelles il a été calculé : la réalisation de la surcharge maximum pour un longeron ou pour une pièce de pont n'est pas un fait purement hypothétique, mais fréquemment réalisé ; il en est de même pour les poutres-maîtresses des ponts de très faible portée.

Mais, dès que la portée s'accroît, la probabilité pour que les surcharges correspondant aux efforts maxima dans un élément déterminé se trouvent simultanément sur l'ouvrage, et dans les positions requises diminue très rapidement ; elle est plus faible, toutes choses égales d'ailleurs, pour un pont-route que pour un pont-rail, en raison de la nature même des surcharges : les poids-lourds ne circulent ni très rapidement, ni en files serrées ; ils s'espacent pour manœuvrer avec plus de sécurité, et lorsqu'ils rencontrent un pont étroit, ils évitent de s'y croiser.

Quelques valeurs du coefficient de majoration dynamique dans les ponts-routes.

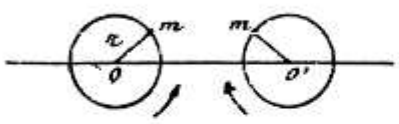
Voici, à titre de renseignement, quelques valeurs de coefficients de majoration dynamique relatifs aux éléments principaux de ponts de 31,00 m à 45,00 m d'ouverture, comportant une chaussée moderne sur dalle en béton armé.

		Double voie chaussée (6,00 m + 2 x 1,00)	Double voie chaussée (7,00 m + 2 x 1,00)
Longerons		1,50 à 1,44	1,49 à 1,44
Pièces de pont		1,33 à 1,31	1,30 à 1,28
Poutres maîtresses	Système de surcharges A	1,16 à 1,13	1,16 à 1,13
	Système de surcharges B	1,15 à 1,10	1,13 à 1,09

Étude systématique de l'influence des actions dynamiques sur les ponts

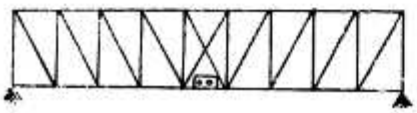
Depuis quelques années on a employé à l'étranger des machines dites "d'oscillation" ou "vibrateurs", permettant d'exercer sur des ponts, des efforts dynamiques, dans des conditions bien déterminées.

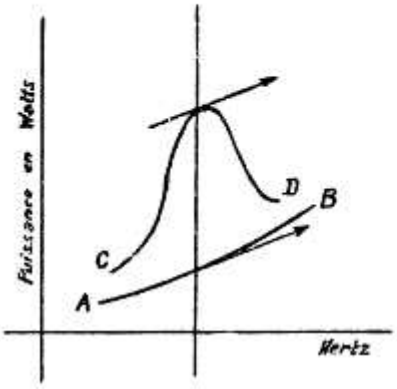
Leur principe est le suivant: considérons une masse excentrée m, de faibles dimensions, tournant dans un plan vertical autour d'un axe O avec une vitesse angulaire ω; soit r la distance mo: la force centrifuge correspondante a pour valeur $m\omega^2 r$.



On monte sur un même bâti deux dispositifs identiques, dont les centres sont sur une même horizontale; si les masses tournent en sens inverse avec la même vitesse angulaire dans le même plan vertical, et occupent à chaque instant des positions symétriques par rapport au plan vertical médian, les composantes horizontales des forces centrifuges se font équilibre sur le corps du bâti, tandis que les composantes verticales s'ajoutent, sous forme d'une force verticale variant suivant une loi sinusoïdale.

Cet appareil permet de déterminer la période propre d'oscillation d'un pont de la manière suivante: on fixe invariablement le vibrateur au milieu du pont; les masses excentrées sont entraînées par un moteur, dont la vitesse angulaire variable est déterminée à l'aide d'un tachymètre. On constate, en la faisant croître lentement, que l'ouvrage entre en vibration et que les vibrations sont maxima pour une valeur de ω que l'on peut mesurer facilement.





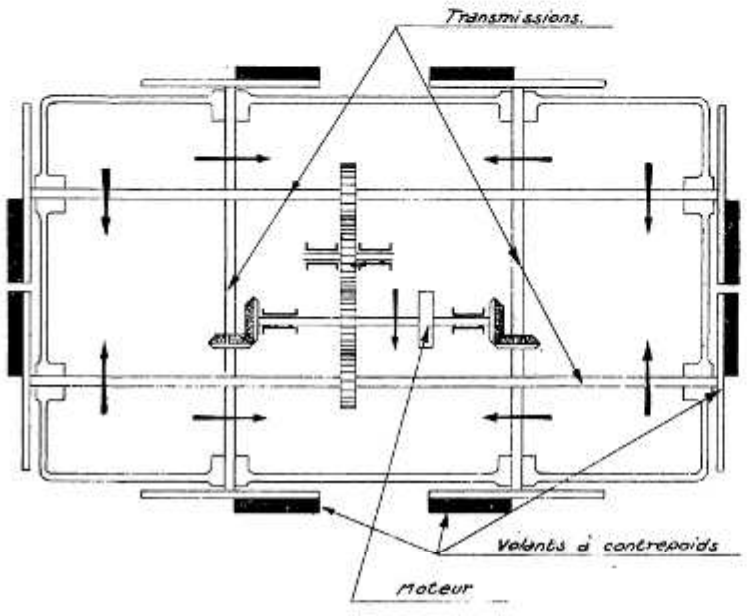
Sur un graphique, on porte en abscisses le nombre de tours du moteur par seconde (Hertz), et en ordonnées la puissance du moteur à vide suivant la courbe AB, puis la puissance dépensée lorsqu'il est relié au pont, suivant la courbe C.D.

La puissance utilisée pour entretenir le pont en vibrations est mesurée par la différence des ordonnées des deux courbes ; au moment où la vitesse angulaire correspond à la période propre de vibration du pont, cette puissance passe par un maximum ; le graphique permet de déterminer le nombre d'hertz correspondant, et par conséquent la période propre de vibration du pont.

Le vibrateur peut également servir à l'étude de l'état d'un pont au cours de son existence : une altération de sa période de vibration propre peut révéler des désordres survenus dans ses éléments, ou ses assemblages

Enfin, il permet de réaliser d'autres modes de vibration que celui qui vient d'être envisagé ; à cet effet, il est conçu de manière à exercer des efforts et des moments périodiques dans trois directions perpendiculaires entre elles ; il permet de produire, par exemple, des vibrations transversales agissant surtout sur les contreventements, ou des oscillations de torsion autour de l'axe du pont.

Le vibrateur Rosenhausen, dont le plan est schématiquement figuré ci-après, est une robuste caisse de véhicule, munie de roues de wagon, et pouvant circuler sur voie ferrée.



A l'intérieur de la caisse est placé un moteur électrique qui actionne, à l'aide d'engrenages, quatre arbres portant des volants à contre-poids disposés en dehors de la caisse, au nombre de deux sur chaque face. Les deux volants de chaque face du véhicule tournent en sens contraire. L'excentricité des masses tournantes pouvant être modifiée à volonté, les forces centrifuge peuvent avoir des valeurs variables ; en outre, on peut décaler chaque contre-poids de 180° pour obtenir

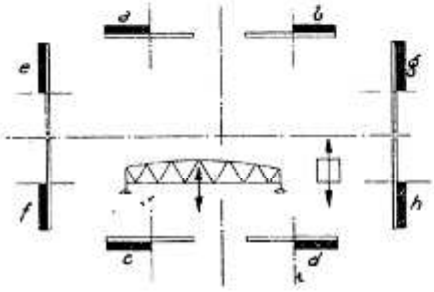
différentes directions d'oscillation.

Le véhicule portant le vibrateur est fixé invariablement sur le pont à examiner. Une batterie qu'il transporte ou un groupe électrogène avec moteur à essence fournit le courant nécessaire. La vitesse de rotation des volants est réglée à l'aide d'un régulateur de précision.

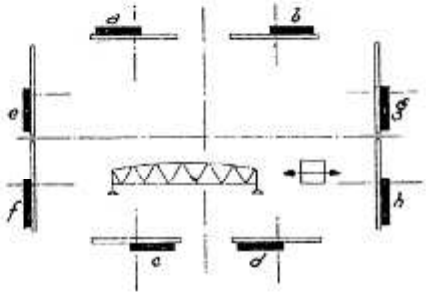
Les appareils de manœuvre et de lecture peuvent être commandés à distance, de sorte que on peut effectuer les mesures en se tenant dans une voiture fermée, placée à proximité du pont, à l'abri des intempéries.

La puissance du moteur est de 8 Kw., le nombre maximum de tours de 15 hertz; la plus grande force centrifuge réalisable pour une masse tournante est de 625 kgr., de sorte que, quand toutes les masses agissent dans le même sens, le maximum de la force périodique peut atteindre 5 tonnes.

On a reproduit ci-dessous, à titre d'indication, deux des dispositions qu'il est possible de réaliser en plaçant convenablement les 8 masses excentrées.



Les masses a à d et e à h ne sont pas décalées entre elles sur les volants; elles produisent des oscillations verticales dans le plan longitudinal axial du pont.



Les masses a et b sont décalées de 180° par rapport à c et d, il en est de même des masses e et g par rapport à f et h. Oscillations transversales perpendiculaires au plan longitudinal axial du pont.

Pression du vent

Indications générales.

Le Règlement suppose essentiellement que la direction du vent est horizontale. La pression maximum à considérer est de 250 kg/m² de surface verticale, la pression minimum de 150 kg/m².

On suppose ici qu'il s'agit d'efforts statiques, les pressions indiquées, à moins de circonstances exceptionnelles, auxquelles il faut toujours prendre garde, tenant implicitement compte des rafales, et même d'une action plus ou moins en synchronisme avec la période propre d'oscillation du pont sous l'influence de forces horizontales. (1)

(1) Comme circonstance exceptionnelle, on peut signaler la situation d'un pont dans une région où les cyclones sont fréquents. A Madagascar, les ponts sont calculés en tenant compte d'une pression de 300 kg/m²; sur la côte Est de l'île, plus particulièrement exposée, on se base même sur une pression de 400 kg/m².

Ces pressions statiques, supposées agir sur un ouvrage constamment en équilibre ont été déduites de l'interprétation sommaire de quelques faits d'observation, et en particulier, d'accidents causés par des bourrasques ; elles sont utilisées depuis longtemps, sans avoir causé de déboires, et c'est la meilleure justification que l'on puisse en donner, tout au moins pour les ponts autres que les ponts suspendus. Pour ces derniers, lorsqu'ils atteignent de très grandes portées, il est nécessaire de se préoccuper de leur stabilité en tenant compte de leurs vibrations de flexion et de leurs vibrations de torsion.

Toutefois, il est nécessaire de rappeler qu'il n'est pas conforme à l'expérience d'adopter une pression maximum uniforme quelle que soit l'importance de la surface de l'ouvrage offerte au vent.

Il semble que ce soit en Angleterre que l'on ait eu pour la première fois l'idée de fixer une pression uniforme pour calculer l'effet du vent : Tredgold avait posé en principe, en 1840, qu'on devait calculer les constructions pour une pression de 40 livres par pied carré, soit sensiblement 200 kg/m², et cela, parce que c'était la pression maximum constatée en Angleterre sur une planchette d'épreuve mesurant à peine 1 pied carré (environ 0,0929 m²) ce qui représente un carré ayant un peu moins de 30,5 cm de côté.

Il pensait que la pression du vent sur une surface est proportionnelle à l'aire de cette surface.

Après la chute du pont du Tay, en 1879, dont les piles n'étaient probablement pas en état de résister à un effort très inférieur à celui qui vient d'être indiqué, le Board of Trade fixa à 56 livres par pied carré, soit environ 275 kg/m², la pression à prendre en compte dans les calculs.

On soupçonnait cependant, avant cette époque, que des expériences faites sur des surfaces très faibles ne méritaient pas grande confiance ; effectivement, on constata, au pont du Forth, en Ecosse, avec des écrans dont les surfaces étaient de 28 m² et de 0,14 m², c'est-à-dire dans le rapport de 200 à 1, que dans des conditions identiques, la pression moyenne déterminée au moyen de l'écran le plus grand n'était que les 60 centièmes environ de la pression moyenne déterminée au moyen du plus petit.

D'autres expériences faites au Tower-bridge de Londres, montrèrent que, alors que la pression déterminée au moyen d'anémomètres variait de 30 à 45 kg/m², la valeur moyenne de la pression qui s'exerçait sur les travées basculantes du pont, d'une surface de 500 m², ne dépassait pas 6 à 7,5 kg/m², c'est-à-dire qu'elle était 5 à 6 fois plus faible.

Voici quelques indications relatives à l'ordre de grandeur de la pression du vent, déduites de vitesses enregistrées pendant la construction du pont de Plougastel sur l'Elorn.

Les mesures de la vitesse du vent étaient faites au moyen d'anémomètres à moulinet, et d'un anémomètre à tube de Pitot.

Pendant les vents les plus violents, on a enregistré, à plusieurs reprises, de 1922 à 1927, des vitesses de l'ordre de 40 mètres par seconde (144 km/heure) à une quinzaine de mètres au-dessus du sol ; ces vitesses se maintenaient, à chaque fois, pendant plusieurs secondes.

On sait que la pression dynamique du vent correspondant à la vitesse V est égale à $q = \rho \frac{V^2}{2}$, ρ désignant la masse spécifique de l'air $\frac{\Delta}{g}$, Δ étant le poids spécifique.

On a : $\Delta = 1{,}225$ Kg/m³, $g = 9{,}81$ m/sec². Si V est exprimée en mètres par seconde, il en résulte sensiblement que $q = \frac{V^2}{16}$ Kg/m².

Pour V = 40 m/sec, on aurait donc :

$$q = 100 \text{ Kg/m}^2$$

La pression réglementaire de 250 kg/m² présente donc, à première vue, une marge de sécurité très importante.

Mais il ne faut pas oublier qu'on l'assimile à une force statique, alors que les effets du vent peuvent se traduire par des chocs présentant une certaine périodicité ; que la pression peut ne pas être horizontale, et que l'on néglige les effets de surpression qui peuvent se produire à l'intérieur de certains éléments, et les effets de dépression qui se produisent à l'arrière des obstacles.(1)

Dans certaines circonstances, le vent peut produire des efforts verticaux importants : il se peut que, rencontrant des obstacles, le vent se redresse, et vienne frapper presque verticalement, et par le dessous, le tablier d'un pont ; ce sera, par exemple le cas d'un pont jeté sur une vallée encaissée, lorsque le vent se réfléchit sur les rives.

Mais le vent horizontal lui-même, soufflant avec une certaine incidence sur la direction des génératrices d'extrados ou d'intrados d'un arc, donne naissance à des efforts verticaux.

On a même constaté, au cours d'expériences faites au laboratoire Eiffel, sur une maquette du cintre du pont de Plougastel, qu'un vent horizontal, parallèle aux génératrices du cylindre formant l'intrados, produisait un effort de soulèvement qui, pour une vitesse du vent de 10 mètres par seconde, était compris entre le tiers et la moitié de la poussée horizontale.

Voici, pour terminer, les vitesses, en mètres par seconde, des plus forts coups de vent qui ont été observés sur les Iles Britanniques pendant une période de 10 années.

1905	46,0	1911	40,2
1906	38,4	1912	43,8
1907	36,2	1913	38,4
1908	37,6	1914	41,0
1909	40,2	1915	40,0
1910	38,9		

Elles sont de l'ordre de grandeur du maximum observé à Plougastel.

Au mont Washington (Etats-Unis), on a enregistré la vitesse de 107 m/sec soit environ 386 Km/heure ; c'est la plus grande des vitesses enregistrées jusqu'ici ; il y correspond une pression de 716 Kg/m².

---

(1) Le Ministère de la Reconstruction et de l'Urbanisme (M.R.U.) a publié en Janvier 1947 des "Règles définissant les effets de la neige et du vent sur les constructions", applicables aux travaux dépendant du M.R.U. et aux travaux privés. On y trouvera des Commentaires intéressants sur l'intensité du vent et son action sur des constructions diverses.

Remarques relatives au calcul des ouvrages.

I. A l'encontre de ce qui se passe pour les surcharges, les efforts dûs au vent, qui sont négligeables pour les ponts de petite et de moyenne ouverture, deviennent très importants pour les grandes ouvertures ; il serait donc très désirable d'avoir des renseignements plus précis sur la valeur moyenne des pressions exercées sur de grandes surfaces pendant les ouragans. Il ne paraît pas douteux, en effet, que la pression de 250 kg/m² est très exagérée pour les très grands ouvrages, et qu'elle conduit à des renforcements qui alourdissent la construction et grèvent fortement son prix, sans grande utilité.

Aux Etats-Unis, on admet que la pression du vent est plus faible lorsqu'il s'agit de grands ouvrages ; c'est ainsi que pour le pont suspendu de Bronx-Whitestone sur l'East-River à New-York, qui a trois travées de 224,50 m - 701,50 m - 224,50 m, la pression du vent a été prise égale à 150 kg/m² seulement.

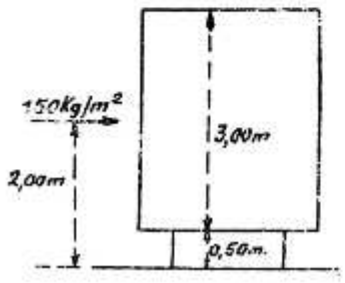
II. Bien que, en principe, la pression du vent soit assimilée à une force horizontale perpendiculaire au plan moyen des fermes principales, il faut toujours examiner, si, en raison de la situation de l'ouvrage, certaines directions d'action ne sont pas plus défavorables : ce peut être le cas pour des pylônes présentant une rigidité moindre dans le sens longitudinal de l'ouvrage que dans le sens transversal.

III. Lorsqu'une poutre est évidée, il se produit en aval des remous qui atténuent les effets de la pression du vent sur les obstacles qu'elle protège ; on admet que la pression p' en aval de la poutre est reliée à la pression p existant en amont par la formule : $p' = p\left(1 - \frac{B}{A}\right)$ dans laquelle A est la surface brute de la poutre, vides compris et B la surface nette correspondante, vides déduits. Cette formule est également applicable pour calculer les pressions sur des obstacles successifs, se masquant partiellement les uns les autres.

Ponts-rails à voie normale (art. 3).

On envisage pour les ponts-rails à voie normale deux intensités du vent correspondant à deux cas de surcharge différents : celui où aucun train ne circule sur l'ouvrage, la pression admise étant 250 kg/m² de surface verticale, et celui où un train circule sur l'ouvrage, la pression admissible ne pouvant alors dépasser 150 kg/m².

Le matériel roulant est assimilé à un écran de 3,00 m de hauteur, situé à 0,50 m au-dessus du rail ; on remarque que, dans ces conditions, le Règlement a fixé le poids des wagons vides à 1.250 kg. au mètre courant, qui est le minimum strictement acceptable.



Le moment de stabilité a en effet pour valeur

$$1,250 \times \frac{1,44}{2} = 900 \text{ kgm.}$$

et le moment de renversement :

$[150 \times 3{,}00] \times 2 = 900$ kgm: l'équilibre est donc strictement réalisé.

La longueur du train est déterminée dans chaque cas pour réaliser l'effet maximum que l'on a en vue; en particulier, pour la vérification de l'équilibre statique de l'ouvrage et de ses supports, on suppose que le train couvre tout l'ouvrage, et se compose uniquement de wagons vides.

Ponts-rails supportant des voies ferrées étroites à la largeur de 1,00m.

Les règles sont les mêmes que celles qui viennent d'être indiquées, avec cette différence que la pression maximum compatible avec la circulation des trains est limitée à 100 kg/m², le poids des wagons étant réduit à 1.200 kg au mètre courant, limité stricte également, au sens où on l'a indiqué dans le paragraphe précédent.

Ponts-routes.

Le cas d'action du vent à envisager est celui où la pression est de 250 kg/m², aucune surcharge ne séjournant ou ne circulant sur l'ouvrage.

Ponts mobiles

Tout ce qui précède concerne les ponts fixes. Dans le cas des ponts mobiles, on admet généralement les bases suivantes:

Ouvrage en cours de manœuvre : pression de 60 kg/m².
Ouvrage ouvert : pression de 150 kg/m².
Ouvrage fermé, livré à la circulation: pression réglementaire.

Température - Influences diverses

Température.

On ne cherche à évaluer l'action de la température que dans le calcul des ouvrages hyperstatiques qui ne sont pas librement dilatables; les autres sont munis d'appareils qui sont supposé permettre la dilatation.

En pratique, on considère que seuls, les portiques, les ponts en arc et les ponts suspendus sont sensibles à l'action de la température. On admet, dans les conditions habituelles, un écart de ± 27° par rapport à la température de réglage, ce qui, pour l'acier laminé employé dans la construction des ponts, correspond à une variation de longueur de $\pm 27 \times 0{,}000\,011 \# \pm 0{,}0003$m par mètre.

Influences diverses.

L'article 4 du Règlement prescrit, en outre, de faire intervenir, dans les calculs, les influences diverses tenant principalement à ce que les ouvrages peuvent être exécutés dans des circonstances exceptionnelles; on cite notamment dans les Commentaires les cas suivants: ponts courbes, défaut d'invariabilité dans la direction horizontale ou la direction verticale d'appuis sur piles ou culées que le calcul théorique suppose absolument fixes, dissymétrie des surcharges dans un pont biais, ou dans un pont droit portant une voie en courbe, etc....

Cette énumération suffit à montrer qu'il ne s'agit là que

d'influences résultant de la définition mécanique du type d'ouvrage envisagé, et non pas des dispositions de détail réalisées dans sa construction.

L'effet de ces influences est à prendre en compte avec celui de la charge permanente, ou des surcharges, ou de la température, ou du vent, suivant qu'il peut être rattaché à l'une de ces causes.

Par exemple, dans un pont droit supportant une voie en courbe, il conviendra de tenir compte de l'action de la force centrifuge pour déterminer complètement l'influence des surcharges.

Efforts anormaux ou temporaires

On appelle efforts anormaux ceux que l'ouvrage peut être appelé à supporter accidentellement mais qu'il ne subit pas en période d'utilisation normale.

Certains d'entre eux ne sont pas pris en compte dans les calculs ; par exemple, un tel effort anormal sera un ouragan exceptionnel, au cours duquel la pression du vent sera, dans certaines parties de l'ouvrage, supérieure à celle qui est inscrite au Règlement ; l'écart entre la limite de sécurité et la limite d'élasticité permet précisément à l'ouvrage de résister sans dommage à de tels efforts exceptionnels, s'il est bien conçu.

Par contre, un ouvrage peut, au cours de sa mise en place, être soumis à des efforts qui ne sont pas tous de même nature que ceux qu'il aura à supporter en service : ceci se produira, en particulier, pendant les opérations de lancement, de montage par encorbellement, etc... On considère ces efforts comme anormaux, et l'on doit vérifier (art. 5) que l'ouvrage peut effectivement les supporter ; on peut ainsi être conduit à renforcer ou à modifier certaines parties, dont les dimensions ont été d'abord déterminées par la considération des seuls efforts que l'ouvrage doit supporter en service.

Il en est de même, par exemple, pour les ponts mobiles dont les conditions de stabilité sont toutes différentes, suivant qu'ils sont dans leur position d'ouverture, situation dans laquelle ils ne subissent d'autre action que celle de leur charge propre, du vent, et, éventuellement, de la température, ou dans la position de fermeture, dans laquelle ils portent en outre les surcharges. Leur définition mécanique n'est d'ailleurs pas la même dans les deux cas, et les calculs complets sont en réalité relatifs à deux ouvrages dont la définition mécanique est toujours différente.

On conçoit que l'on puisse adopter des limites de sécurité un peu plus élevées, lorsqu'il s'agit des efforts anormaux ou temporaires, surtout s'ils ne se produisent qu'au cours du montage de l'ouvrage.

Section IV

Tabliers des Ponts métalliques

Chapitre I

Couverture des Tabliers

Ponts-Routes

On distingue les couvertures en bois (sans ou avec câbles d'aloès), en maçonnerie, en béton armé, et les couvertures métalliques.

Couvertures en bois.

Les couvertures en bois étaient autrefois les plus employées ; elles étaient composées de madriers longitudinaux reposant sur les pièces de pont ; sur cette plateforme était établie la chaussée empierrée. En raison de l'humidité permanente de leur face supérieure, les madriers pourrissaient rapidement et provoquaient la rouille de l'ossature métallique ; aussi, on se borne maintenant à recouvrir les madriers (en chêne) d'un plancher mince d'usure (en sapin), dont les éléments jointifs sont parallèles aux pièces de pont, ou inclinés sur elles.

On trouve encore en France quelques ponts suspendus dont la couverture est en bois ; on cherchait en effet autrefois à les construire très économiquement, et par conséquent, à les rendre aussi légers que possible.

Le défaut de ces couvertures est de durer peu, d'exiger constamment des travaux d'entretien et fréquemment des travaux de réfection, qui gênent la circulation et sont très onéreux ; elles sont devenues tout-à-fait insuffisantes pour les véhicules modernes. On ne les utilise plus que pour les ouvrages provisoires.

Les tabliers à couverture en bois ne comportent souvent pas de longerons ; leur ossature doit toujours être complétée par une triangulation de contreventement longitudinal.

Couvertures en bois avec câbles d'aloès.

Pour les ponts mobiles (tournants, levants, basculants), où l'on recherche la légèreté, on emploie très fréquemment des couvertures en bois, notamment en bois coloniaux (azobé) ou en bois recouvert de vieux câbles de mine, d'aloès ; ils résistent mieux que le bois, à l'usure et à la pourriture.

Leur épaisseur est comprise entre 35 et 50 mm.

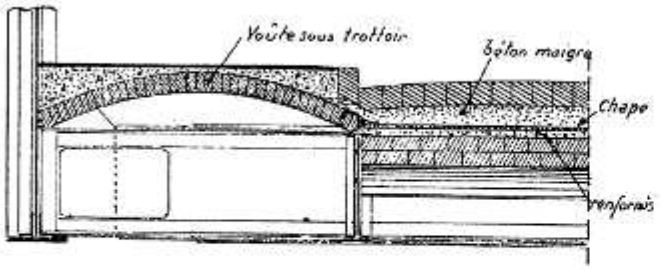
On les cloue sur une pontraison en chêne, transversalement à l'axe du pont, en les serrant les uns contre les autres, après avoir pris soin de les

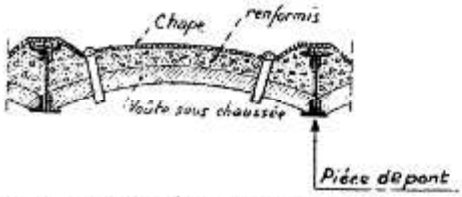
goudronner sur leurs deux faces.

Les chaussées ainsi constituées sont résistantes, élastiques et ne sont pas glissantes. Mais leur prix de revient est relativement élevé. On trouve d'ailleurs de plus en plus difficilement des câbles d'aloès, les mines employant des câbles métalliques.

Couvertures en maçonnerie

Dans les couvertures en maçonnerie aujourd'hui démodées et que l'on ne rencontre plus que sur de très vieux ouvrages, les pièces de pont étaient reliées par l'intermédiaire de voûtelettes en maçonnerie de briques, au ciment, qui protège le métal; la chaux l'oxyderait.





Coupe suivant l'axe longitudinal du pont

Sous les trottoirs, les retombées de ces voûtes étaient généralement placées sur les platebandes supérieures de deux longerons; sous la chaussée, on les appuyait, soit sur les platebandes inférieures des pièces de pont lorsque leur hauteur n'était pas trop grande, soit sur des cornières rivées sur les âmes parallèlement aux platebandes, lorsqu'elle était plus importante.

On a fait des voûtelettes dont l'ouverture atteint 2,00 m; leur flèche, qui dépend de la hauteur des pièces de pont, ne descend ordinairement pas au-dessous de 1/10 de l'ouverture.

Ce mode de couverture est très lourd : alors que l'on peut estimer à 150 kg/m² le poids d'une couverture en bois; il faut compter ici 400 kg à 700 kg/m², suivant que la voûte est en briques de 0,11 m ou de 0,22 d'épaisseur.

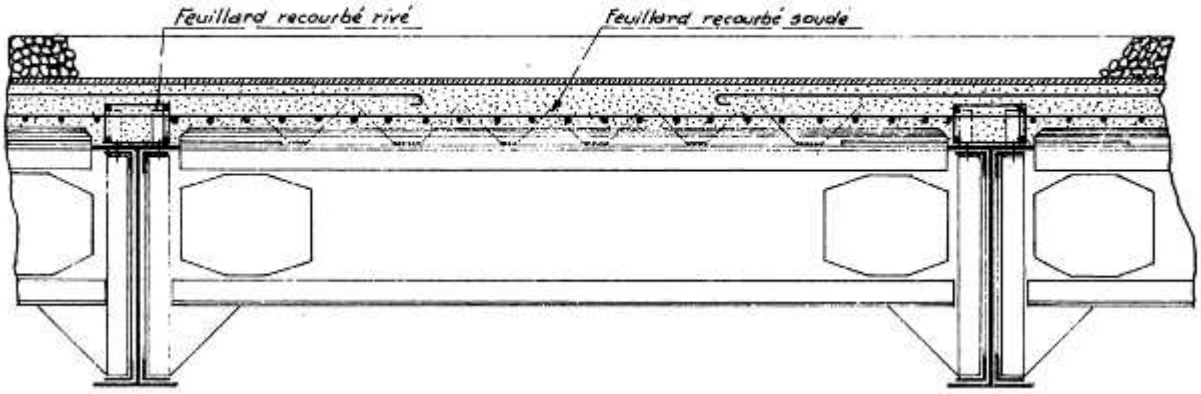
La plateforme rigide en maçonnerie tenait lieu de triangulation de contreventement longitudinal; cependant, il était nécessaire de relier par une triangulation, les deux pièces de pont voisines de chaque extrémité du pont, de manière à constituer un panneau horizontal rigide, susceptible de résister à la poussée de la dernière voûtelette. Sur les autres pièces de pont les poussées de deux voûtes contiguës se compensent toujours, au moins partiellement, et on ne se préoccupait pas de leur effet.

Couvertures en béton armé.

Les couvertures en béton armé sont constituées par des dalles en béton armé, portées par le quadrillage, plus ou moins serré, formé par les longerons et les pièces de pont; elles reposent sur la partie supérieure de cette ossature; dans les ponts à poutres multiples sous chaussée, elles reposent sur la semelle supérieure des poutres. La liaison est assurée par des feuillards recourbés de 3 mm à 4 mm d'épaisseur et de 30 à 50 mm de largeur; ils sont fixés par une rivure ou par soudure [1].

(1) On a préconisé également (système breveté Alpha) des barres rondes tordues en hélice, et soudées sur les semelles supérieures des poutres ou des longerons; le pas de l'hélice doit être assez grand pour que le métal travaille surtout à la traction; avec des surcharges importantes, il est alors difficile d'assurer la soudure de liaison. Ce système ne s'est pas répandu pour les ponts, mais a été utilisé pour des planchers.

A l'étranger, on réalise d'autres types de liaisons, par barrettes transversales aux pièces portées, par des plats entaillés soudés sur l'ossature, par des armatures soudées recourbées, etc... (Constructions mixtes, voir plus loin).



On a redouté, au début de l'emploi des dalles en béton armé leur fissuration sous l'influence du retrait et des changements de température; l'expérience actuelle semble montrer que ces craintes ne sont pas fondées. Il n'est même pas nécessaire de ménager dans la dalle au moment où on la coule des joints de retrait, placés à l'aplomb d'une pièce de pont et remplis ultérieurement d'une matière asphaltique, comme on l'a fait souvent : la tendance à la fissuration de la dalle s'en trouve fort peu réduite, et la dalle perd une partie de son efficacité dans son rôle d'organe du contreventement.

Même sur les ponts suspendus, localement plus déformables que les autres ponts métalliques, la couverture en béton armé est éminemment recommandable; le dosage du béton est ordinairement de 400 Kg, et en raison de la vibration, on ne prévoit généralement plus de chape de protection sur la dalle.

On remarquera que, pour se rapprocher des conditions théoriques du calcul, il est désirable d'avoir le même pourcentage d'armatures dans les deux sens; les plans moyens des armatures ne coïncidant pas, il est plus avantageux de donner à la dalle une forme rectangulaire, plutôt que carrée.

Parfois, on a enrobé la partie supérieure de l'ossature métallique dans la dalle. On observe alors des décollements entre les âmes et la dalle; ils sont dûs à un défaut d'adhérence pouvant notamment provenir des variations de la température. L'humidité se condense dans l'intervalle resté vide, et la rouille s'y produit. Ce système est à proscrire absolument.

Lorsque les dalles reposent sur l'ossature métallique, on leur attribue en principe une épaisseur constante, variable de 0,15 m à 0,18 m, suivant leurs dimensions et l'épaisseur de la chaussée; leur face supérieure épouse le profil transversal de la chaussée; les différences de niveau entre les diverses parties de leur face inférieure et les pièces métalliques du tablier sont rachetées au moyen de renformis rectangulaires; une armature est nécessaire si leur hauteur est importante.

Les couvertures en béton armé sont faciles à exécuter; elles procurent une résistance et une rigidité au moins équivalentes, à celles des couvertures métalliques, et protègent très bien l'ossature métallique contre la rouille [1].

On a commencé à employer en Amérique des éléments préfabriqués et précontraints ayant la largeur de l'ouvrage et réunis par des câbles produisant une précontrainte longitudinale.

Généralement, en France, on ne tient pas compte de l'association réalisée entre la dalle en béton armé et l'ossature métallique par l'intermédiaire des armatures de liaison; la dalle, d'une part, les éléments de l'ossature, d'autre part, sont donc calculés indépendamment les uns des autres. Mais comme la dalle forme, très généralement,

[1] On a fait observer qu'il est impossible avec une couverture en béton armé, de remplacer un rivet de semelle rompu ou relaché; cette observation paraît être du domaine théorique.
En vue d'économiser la main d'œuvre, les Américains, qui considèrent d'ailleurs que les dalles en béton armé ont l'inconvénient d'être trop lourdes, emploient parfois comme armatures transversales des poutres triangulées soudées formées d'aciers ronds.

l'âme de la poutre de contreventement longitudinal du pont, les armatures de liaison sont déterminées pour permettre à la dalle de remplir ce rôle.

Actuellement, on se préoccupe beaucoup, à l'étranger surtout, de déterminer des armatures de liaison permettant de faire concourir la dalle à la résistance générale de l'ouvrage, pour réaliser ce que l'on appelle des "constructions mixtes". Ces armatures doivent alors être déterminées pour supporter, dans l'intervalle qui sépare deux d'entre elles disposées sur un même alignement longitudinal, les efforts de cisaillement maxima qui s'exercent à la limite de séparation de la dalle en béton armé et des semelles des poutres.(1)

D'autre part, on remarquera que si la dalle est associée aux membrures supérieures d'un pont à travée indépendante, elle est naturellement comprimée en toutes circonstances; il n'en est pas de même s'il s'agit d'un pont à travées solidaires : au voisinage des appuis intermédiaires, les membrures supérieures sont tendues, ainsi que la dalle.

Pour s'opposer à la fissuration, on peut déniveller ces appuis vers le bas après le coulage de la dalle au voisinage de ces appuis, ce qui réduit les moments fléchissants négatifs sur appuis ; la longueur à couler est déterminée d'après la grandeur des contraintes que l'on désire créer(2). Mais il est arrivé que l'on a coulé toute la dalle en une seule opération, pour un ouvrage important à travées solidaires continues, après avoir imposé au profil en long une plus forte courbure que celle du profil définitif, en abaissant les appuis d'extrémité et en relevant tous les appuis intermédiaires.(3)

Dalles en béton précontraint.

Si, d'après la constitution de l'ouvrage, le résultat que l'on peut ainsi escompter n'est pas satisfaisant, il est possible d'imposer à la dalle des précontraintes locales supplémentaires au voisinage des appuis intermédiaires, par l'un des procédés de précontrainte du béton armé. C'est ce qui a été fait, par l'emploi du procédé Freyssinet au pont de Herdecke sur la Ruhr comportant 3 travées solidaires continues de 48,16 m - 64,21 m - 48,16 m de portée ; la dalle reliée à l'ossature (6 poutres sous chaussée) pour former une construction mixte ne comportant aucun joint transversal sur sa longueur, un peu supérieure à 160 m.

L'emploi du béton précontraint tend d'ailleurs à se développer pour la construction des dalles, préfabriquées ou non.

Couvertures métalliques

Tôles emboutie.

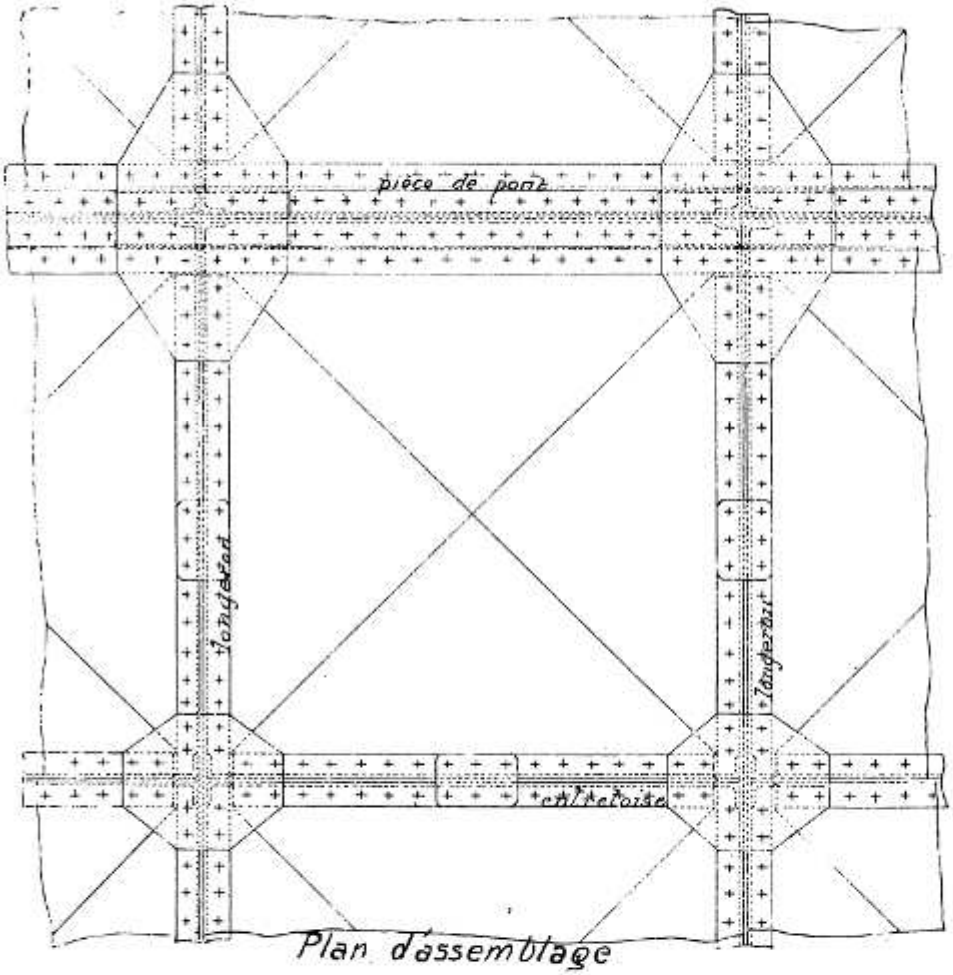
Chaque rectangle du quadrillage formé par les pièces de pont, les longerons et au besoin les entretoises, est couvert par une tôle emboutie, dont les rebords plats sont rivés ou soudés sur les ailes des pièces formant ses côtés.

(1) Voir : "Essai sur poutres composées" par Wästlund et Östlund - Publication préliminaire et Rapport final du 4e Congrès de l'association internationale des Ponts et Charpentes.
(2) Voir 12ème Volume des mémoires de l'Association internationale des Ponts et Charpentes : Oudotte et Guérin : "Utilisation de la dénivellation des appuis pour annuler les tractions du béton dans une construction mixte acier-béton en travées continues".
(3) Pont de l'auto-route Nord-Sud sur la Werra, près de Hedemünden (Bautechnik - 1er Janvier 1953) : longueur 416 m en 5 travées ; ici, la concavité du profil en long définitif était tournée vers le haut ; la concavité du profil avant coulage de la dalle était dirigée vers le bas.

Ces différentes poutres doivent être disposées, autant que possible, de manière que l'on n'ait à utiliser qu'un seul type de tôles embouties pour un pont déterminé.

D'après des expériences effectuées au Creusot, des tôles embouties de 9 mm, employées en éléments de 1,40 m de côté environ, peuvent supporter directement des charges concentrées de 8 à 9 tonnes; lorsque la concavité des tôles est tournée vers le haut, l'épaisseur peut être réduite à 8 mm.

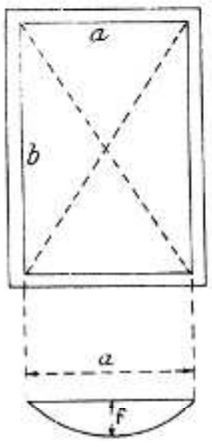
C'est très généralement ce que l'on fait; on les recouvre alors d'une couche de béton de ciment, dont l'épaisseur au droit du point le plus élevé des tôles doit être d'au moins 50 mm. A la surface de la couche de béton, on coule une chape générale de protection.



Plan d'assemblage

La rivure ou la soudure des tôles embouties doit être particulièrement soignée; les assemblages sont renforcés au moyen de goussets de continuité placés aux quatre angles de la tôle qui assurent la transmission des efforts dans les pièces coupées en prolongement les unes des autres; on réunit aussi parfois les régions médianes des bords de deux tôles consécutives par l'intermédiaire de couvre-joints.

Pour calculer la rivure ou la soudure, on détermine la charge totale P que peut recevoir la tôle emboutie (Charge permanente et surcharges).



Soient a et b les longueurs du plus petit et du plus grand côté de la partie cintrée de la tôle, f sa flèche. On admet que l'effort de traction maximum dans le métal des bords de la plaque est par unité de longueur:

$$\tau = \frac{P}{8f}\ \frac{b}{a}\ \left(1 - \frac{b}{11\,a}\right)$$

Cette formule n'est valable que si la charge couvre

à peu près complètement la surface cintrée ; elle est applicable, en particulier, pour la charge permanente et les surcharges uniformément réparties (1).

L'inconvénient des tôles embouties employées jusqu'à maintenant en France est que leurs dimensions étant assez limitées, on est obligé de resserrer le quadrillage formé par les pièces de pont et les longerons au moyen d'entretoises qui alourdissent le tablier, sans contribuer à la résistance générale de l'ouvrage. On y a pratiquement renoncé.

Mais la question a été reprise en Allemagne à l'occasion de la construction de nombreux ponts sur le réseau d'autostrades, en vue de constituer des ossatures de tabliers aussi légères que possible. Les dimensions des tôles embouties ont été portées ainsi jusqu'à $3 \times 7\,m^2$ ou $3.50 \times 5\,m^2$ et la flèche a été réduite du 1/20 environ au 1/25.

Leur surface est recouverte d'une couche de bitume ; le remplissage est en béton d'asphalte, ancré par un treillis métallique. Le roulage se fait sur une couche de 0,05 m d'asphalte coulé.

On réalise ainsi une meilleure utilisation des matériaux de l'ossature du tablier, et des économies de rivetage ou de soudure.

Mais les efforts développés dans ces tôles sont assez importants, et si leur assemblage sur une poutre n'est pas équilibré par celui d'une tôle semblable disposée symétriquement, il peut être nécessaire, pour éviter la flexion latérale de la poutre, d'armer la tôle de plats en acier soudés dans des plans verticaux orientés perpendiculairement à la poutre pour équilibrer la traction exercée par la tôle : c'est, au sens près des efforts, analogue à ce que l'on a signalé plus haut à propos des voûtains en briques reliant la pièce de pont d'extrémité à la voisine.

Tôles courbes.

Les génératrices des tôles sont parfois disposées parallèlement à l'axe longitudinal de l'ouvrage, et leurs bords convenablement usinés sont rivés ou soudés sur les longerons. On peut leur donner telle longueur que l'on désire, en les assemblant bout à bout au moyen de couvre-joints courbes.

On pourrait facilement assurer leur continuité au passage des pièces de pont, si leur concavité est tournée vers le bas ; mais cette disposition est défavorable, le métal travaillant à la compression ; l'épaisseur du béton qui les recouvre étant minimum au point le plus haut oblige à accroître l'épaisseur du tablier. On préfère les couper et les assembler aux âmes des pièces de pont au moyen de cornières cintrées à la demande.

Il est préférable de disposer les génératrices des tôles perpendiculairement à l'axe longitudinal de l'ouvrage ; on ne conserve alors que les longerons latéraux et on ajoute des entretoises.



Dans les deux cas, la soudure permet de réaliser des assemblages particulièrement simples, soit sur les longerons, soit sur les entretoises et les pièces de pont.

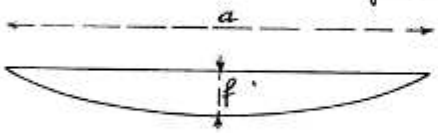
Pour calculer ces tôles, ainsi que leur rivure ou leur soudure, on considère une bande dont la longueur est égale à celle sur laquelle les surcharges sont supposées réparties uniformément.

---

(1) On assimile parfois une telle tôle à une membrane élastique, dans laquelle on néglige l'effet des ossaillements ; les calculs peuvent alors être faits suivant une méthode due à H. Marcus : « Théorie des tissus élastiques. Application au calcul des plaques flexibles » 1924.

© École nationale des ponts et chaussées

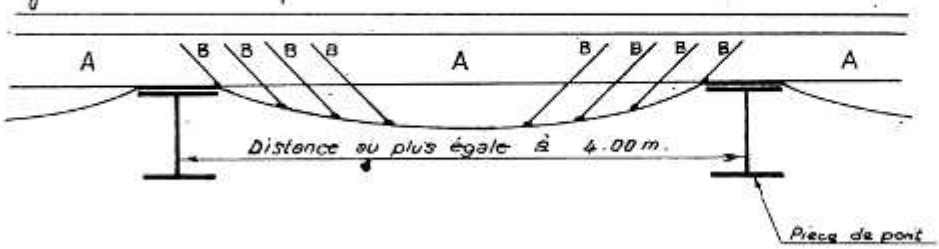
Soit P la charge en cause, f la flèche de la tôle, a la corde de l'arc correspondant, b la longueur de la tôle à considérer ; la tension maximum de la tôle dont la fibre moyenne est supposée circulaire est sensiblement par unité de longueur :



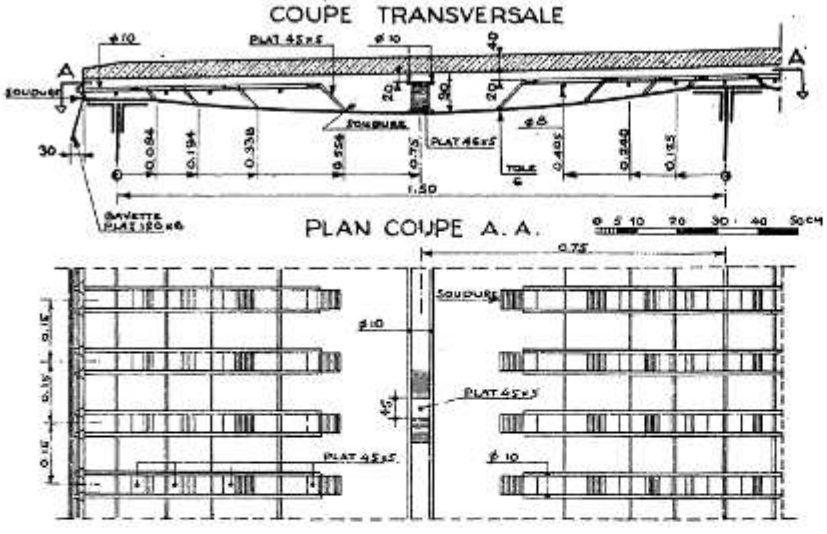
$$\tau = \frac{Pa}{8fb} \times \frac{a^2 + 4f^2}{a^2 - 4f^2}$$

On ne donnera pas aux tôles courbes une épaisseur inférieure à 8 mm.

La recherche de la légèreté a conduit les Ingénieurs allemands à faire concourir le béton de remplissage (dosé à 300 kg au moins) à la résistance des tôles courbes, ayant des dimensions qui atteignent 4,00 m de portée et 7,00 m de longueur, avec des flèches variant du 1/10 au 1/25.



L'armature comporte, indépendamment de ronds convenablement disposés dans le béton situé au-dessus de la concavité, des plats transversaux A reliés à des éléments de tôle d'acier B inclinés à 45°, et soudés sur la tôle courbe. La distance entre les plats A est de l'ordre de 0,50 m.



Couverture du pont mobile de Brest

Cette idée a été reprise par le S.C.E.T., et exploitée sous une forme différente pour des portées moins importantes. Aux plats A, on a substitué des ronds qui règnent seulement dans les zones où se trouvent les éléments inclinés B ; ces derniers sont des feuillards soudés sur les ronds, et sur la tôle. L'ensemble constitue une véritable dalle en béton armé, dont l'armature tendue est formée par la tôle courbe elle-même. Ici, les tôles sont soudées sur les semelles supérieures des longerons.

Ce type de construction permet d'obtenir une épaisseur de couverture réduite ; elle est plus épaisse et plus lourde que les couvertures en acier moulé, mais elle est moins coûteuse [1].

Dans ces deux derniers types de couverture, les calculs sont assez incertains, et des essais sur modèles sont nécessaires pour déterminer les conditions de résistance les plus favorables aux moindres frais.

(1) Voir Publication préliminaire du 4e Congrès international de l'Association internationale des Ponts et Charpentes (Robinson). Une application de ce type de couverture a été faite notamment au Pont La Feuillée sur la Saône, à Lyon (Génie Civil 1er Novembre 1950).

Les bétons qui y sont employés étant à haut dosage (400 Kg pour le dernier type) et vibrés, on peut se dispenser de prévoir une chape de protection sur la dalle.

Il arrive, en Allemagne, que la dalle elle-même constitue la surface de roulement ; ce n'est guère recommandable, même pour une circulation de véhicules tous munis de pneumatiques.

Tôles plates.

Les tôles plates lisses ou striées, étaient jusqu'à ces temps derniers surtout employées pour former la couverture des trottoirs.

On a fait parfois usage de tôles plates lisses pour la couverture de la chaussée afin de réduire au minimum l'épaisseur et le poids du tablier (Pont Alexandre III et Pont Mirabeau, à Paris).

Ces tôles étant beaucoup moins rigides que les tôles embouties ou les tôles cintrées, on peut être conduit à les raidir par des nervures en cornières ou en simples tés, tout au moins dans leur région centrale.

Il faut toujours les revêtir d'une couche de béton d'asphalte de 40 à 60 mm pour les protéger. (On trouve cependant en Amérique des ponts dont une tôle plate de 13 mm forme la chaussée).

Le calcul de ces tôles ainsi que celui de leur rivure ou de leur soudure peut être fait par la théorie de la flexion des plaques minces.

Plaques orthotropes.

Toutes les couvertures en tôles décrites précédemment sont disposées sur l'ossature du tablier du pont, qui leur sert de support. On les considère comme portées par cette ossature, et n'intervenant pas dans sa résistance.

On a construit récemment en Allemagne des ouvrages à poutres sous chaussée, dans lesquels la couverture métallique se trouve incorporée à la poutraison proprement dite, ce qui permet des économies de matière ; les ponts routes de Cologne-Deutz, de Düsseldorf-Neüss, sur le Rhin et de Porta sur la Weser, en sont des exemples typiques.

Les plaques que forment ces tôles sont dites "orthotropes", c'est-à-dire orthogonales et anisotropes ; elles ont parfois des dimensions très importantes (par exemple 4.50 x 6.50 m et une épaisseur de 12 mm ou plus).

Leur renforcement dans le sens longitudinal est réalisé au moyen de longerons en ⊥ ou en I ou des tôles courbes en U de faible épaisseur (6 mm par exemple), soudés sous la tôle ; le renforcement dans le sens transversal est fait par des entretoises plus écartées que ces longerons.

La membrure supérieure des poutres étant formée par ces tôles, ces dernières sont d'épaisseur totale très variable (de 18 à 45 mm à Cologne, de 25 à 40 mm à Düsseldorf).

Au pont de Cologne, longerons et entretoises raidisseurs sont des I ; ces dernières se trouvent sous les longerons, auxquels elles sont assemblées au moyen de boulons : cette disposition facilite beaucoup les assemblages. Au pont de Düsseldorf, longerons et entretoises sont des ⊥ : les longerons traversent les entretoises dans des lumières ad-hoc.

Dans les deux cas, les longerons sont pris en compte dans la section des membrures.

Au pont de Düsseldorf, la tôle de couverture est munie de bandes d'acier de 25 mm de hauteur, formant stries, rapportées par soudure, qui retiennent une couche d'asphalte coulé de 28 mm d'épaisseur.



Au pont de Porta, les raidisseurs sont des tôles courbes en U, également utilisées pour raidir les âmes des poutres et les semelles inférieures susceptibles d'être comprimées.

On trouvera quelques renseignements sur la conception générale de ces ouvrages au Chapitre suivant Éléments formant les tabliers.

Couvertures en fer zorès.

On a parfois utilisé des fers zorès ⌒ disposés parallèlement aux pièces de pont et boulonnés sur les longerons; les intervalles étaient remplis par des briques creuses, ou des boudis en poterie, recouverts d'une mince couche de béton.

Cette couverture est lourde et coûteuse et n'est plus employée.

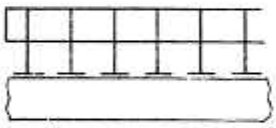
Couvertures en acier employées en Amérique

On emploie aux États-Unis, d'une manière très fréquente, des couvertures qui sont de véritables grilles en acier, de hauteur relativement faible, soit nues, sont remplies de béton fin, vibré qui peut soit être arasé au niveau supérieur du métal, soit de 3 à 6 mm au-dessus, dans les circonstances ordinaires.

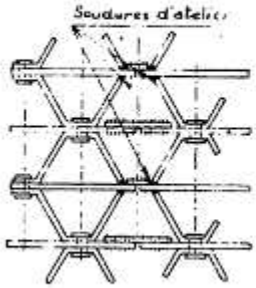
Ces grilles, suivant leur type, sont utilisées soit pour les trottoirs, soit pour la chaussée.

On indique ci-après quelques uns des types caractéristiques.

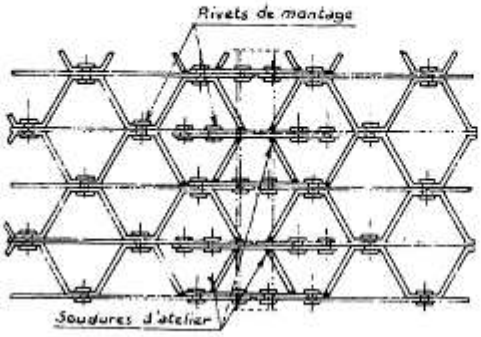
Les grilles de la Tri-Lok company sont essentiellement constitués d'éléments longitudinaux, en ⊥, jointifs, dont les âmes entaillées reçoivent des plats transversaux équidistants, mis en place à l'aide d'une presse; les ⊥ sont fixés par boulonnage, rivure ou soudure sur des pièces de l'ossature du tablier (longerons ou pièces de pont, ou entretoises). Les alvéoles sont remplis de béton. On réalise ainsi des grilles atteignant 0,90 m × 4.50 m²; la hauteur des ⊥ varie de 13 à 57 mm leur épaisseur de 3 à 5 mm. Cette grille peut être réalisée en alliages légers; elle pèse alors 28 Kg/m², tandis qu'en acier elle peut atteindre 90 Kg/m².



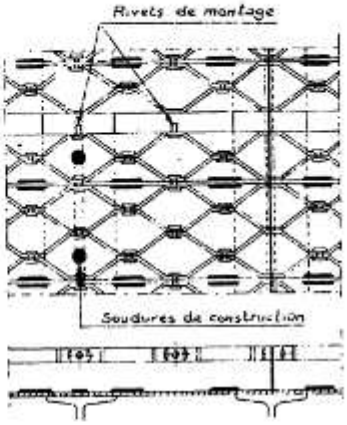
Les grilles de la Kerlow-Steel Flooring company comportent des plats longitudinaux, de même hauteur, ou alternativement hauts et bas, reliés par des plats transversaux, formant des figures géométriques; les assemblages sont rivés ou soudés; la hauteur des premiers varie de 90 à 130 mm, pour un écartement de 130 mm et une épaisseur de 6,4 mm, dans le type lourd, représenté ci-après. Leur poids varie de 83 à 98 Kg/m².

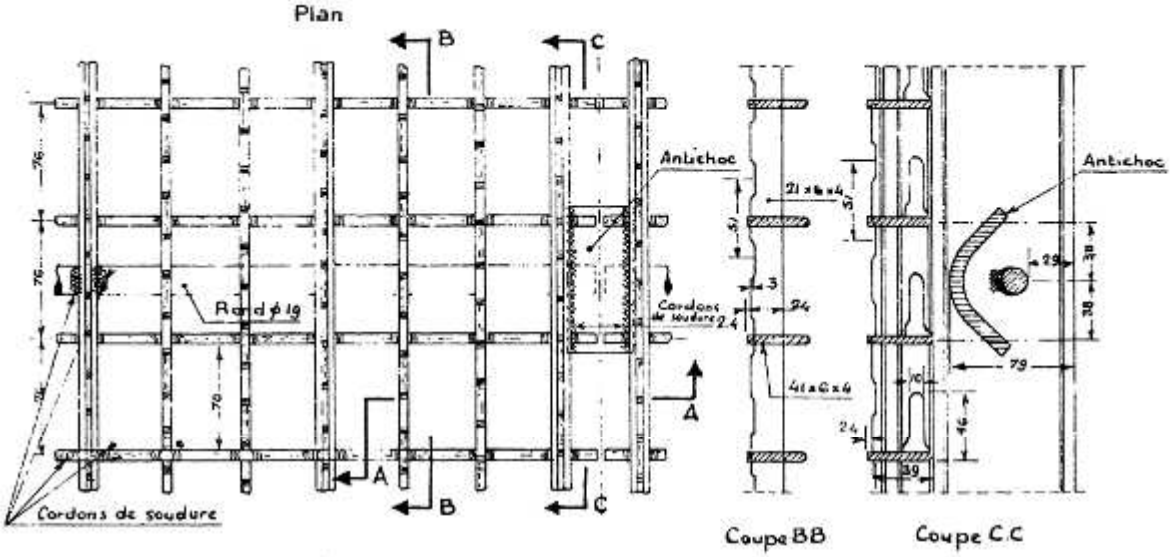


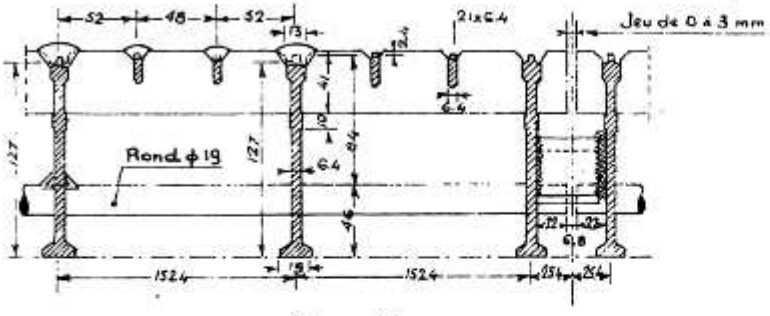
Exécution en soudure



Exécution en rivure





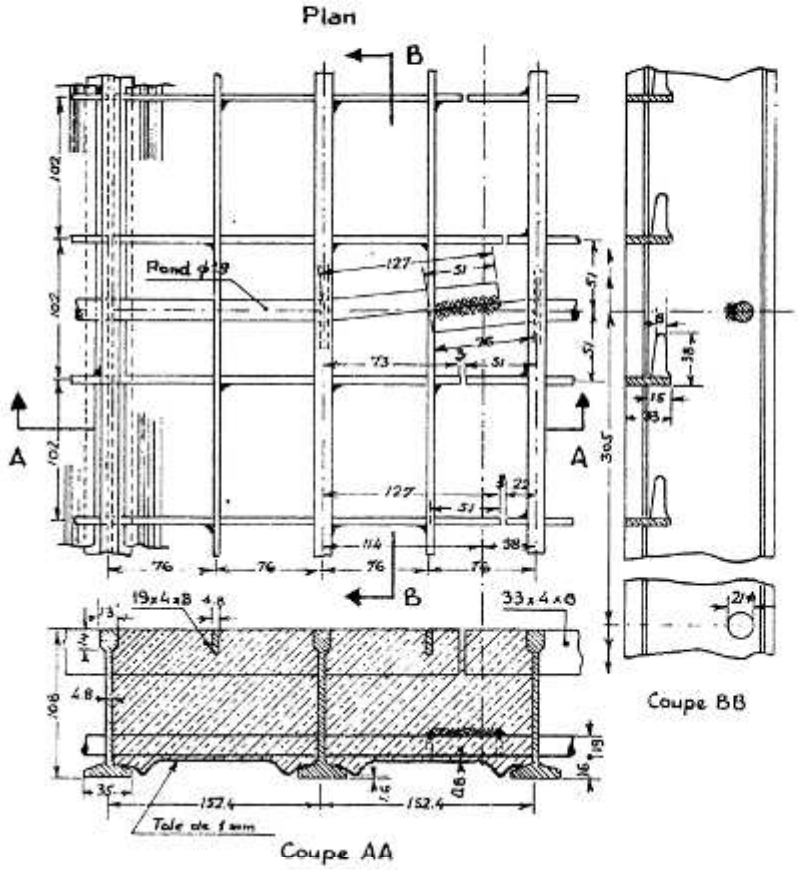


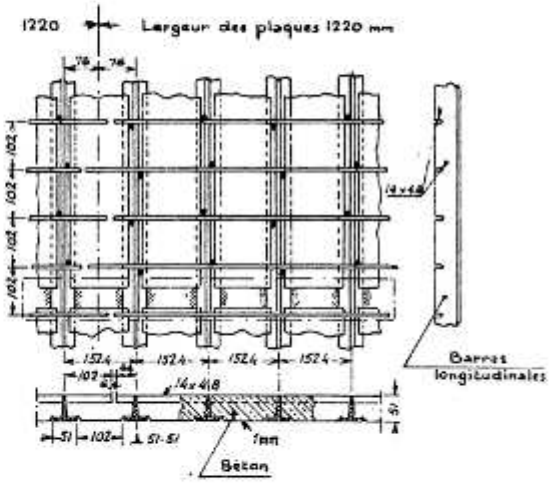
Coupe AA

Les grilles de l'United States Steel Corporation sont de 3 types :
- les grilles nues, dont un type est représenté ci-contre : il correspond au cas où les I porteurs sont dirigés parallèlement à l'axe longitudinal de l'ouvrage : le type correspondant au cas où ils sont perpendiculaires à cette direction est légèrement différent.
- les grilles analogues remplies de béton qui peuvent atteindre 1,90 x 15 m².
- les ⊥ tri-rosts remplis de béton, qui conviennent pour les passerelles et les trottoirs.

Lorsque les grilles sont remplies de béton, ce dernier est pris en compte dans le calcul de la résistance générale de la grille.

Dans l'ensemble, les dispositifs de couverture ainsi réalisés sont un peu moins épais que les dalles en béton armé ; ils correspondent à une consommation d'acier laminé beaucoup plus importante que les aciers employés dans la dalle : de 2 à 3 fois, suivant les cas. Le poids total est moindre, mais il semble qu'il est nécessaire d'accroître le nombre des organes porteurs secondaires de l'ossature métallique du tablier, ce qui fait perdre une partie du bénéfice de leur emploi, en poids et surtout en argent.

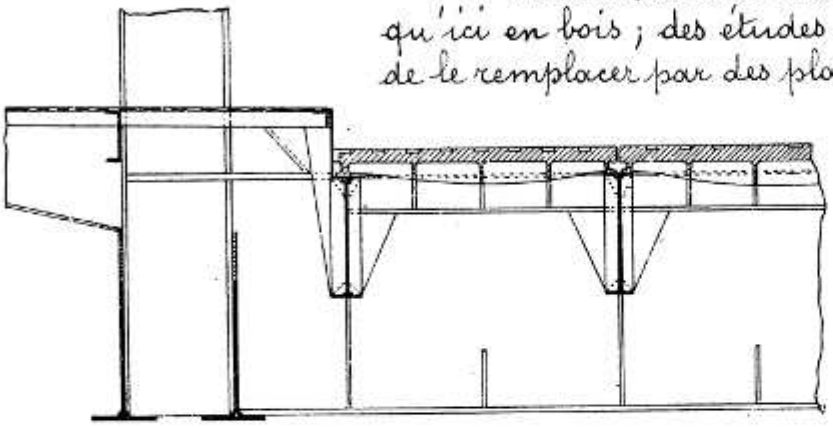


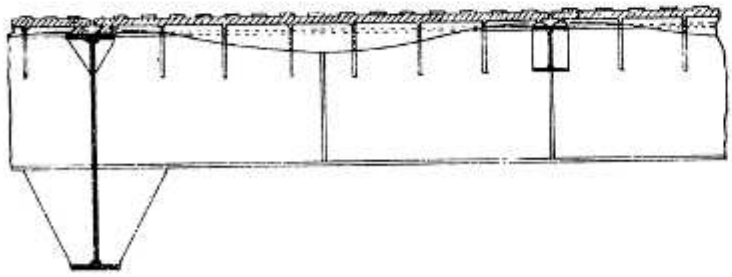


On trouvera des renseignements plus détaillés dans la revue "der Bauingenieur" de 1950 (page 429) et Août 1952 (page 281).

Plaques d'acier moulé.

Les couvertures des ouvrages mobiles étaient jusqu'ici en bois ; des études ont montré qu'il est possible de le remplacer par des plaques d'acier moulé sur lesquelles le roulage se fait directement, sans alourdir l'ossature métallique du tablier. L'utilisation du bois exige en effet des pièces assez rapprochées les unes des autres, et un entretien très attentif de l'ossature elle-même.





La soudure électrique permet d'assembler très aisément les plaques d'acier moulé sur les faces supérieures des longerons, des entretoises et des pièces de pont. Chaque plaque de forme rectangulaire comporte une table plane, renforcée par des nervures orthogonales, de hauteur variable ; des bossages, venus de coulée forment une

surface roulante non glissante.[1]

Les quatre nervures qui bordent la plaque comportent des patins destinés à réaliser un bon appui sur les pièces qui la supportent.

Les figures ci-contre se rapportent au cas d'un pont dont les trottoirs sont en encorbellement; le pont tournant sur l'écluse des transatlantiques au Hâvre, le pont basculant de St Nazaire ont des couvertures en acier moulé.[2]

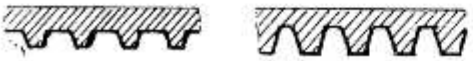
Plaques d'acier soudé.

On peut substituer, aux plaques d'acier moulé, des plaques d'acier soudé formées d'une tôle dont les nervures sont des plats disposés perpendiculairement au plan de la tôle dans 2 sens rectangulaires parallèles à ses côtés.

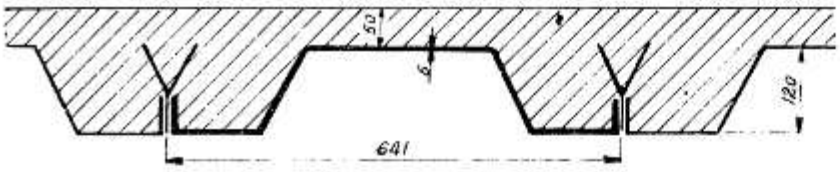


On peut également associer à la tôle une autre tôle pliée, soudée par points sur la première.

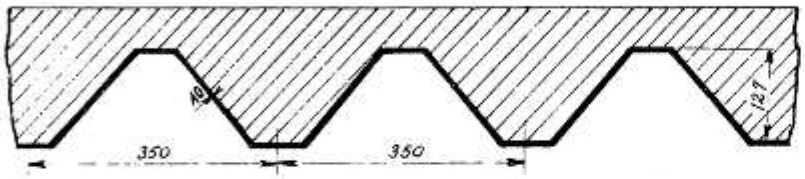
Tôles pliées



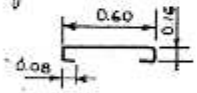
On a utilisé des tôles pliées, recouvertes d'une couche de béton; si les cannelures sont peu importantes, le système ne présente pas grand intérêt, car on retrouve les inconvénients des couvertures à petites mailles.



Mais des tôles de grandes dimensions peuvent être employées avec profit; les profils ci-contre, laminés en Allemagne, disposés de manière que les cannelures soient perpendiculaires aux longerons permettent de franchir des portées de 3,00 m.



Aux ponts d'Arromanches utilisés pour le débarquement de Juin 1944, les longerons étaient formés de tôles pliées, de 3,04 m de longueur, raidies par des nervures de 125 x 7 tous les 0,50 m environ. Leur épaisseur était de 6,35 mm; les ailes inférieures étaient renforcées par des plats soudés.



Emploi d'alliages légers.

Une couverture en alliage léger a été réalisée pour un pont basculant du port du Hâvre, sur une ossature métallique initialement conçue pour recevoir une couverture en bois; la solution employée est donc de portée très limitée. Elle met néanmoins en valeur l'intérêt de ce type de couvertures pour les ouvrages mobiles, et la possibilité d'obtenir par "filage" des profils assez compliqués, dont la face supérieure est ensuite munie d'un revêtement bitumineux (Travaux - Avril 1952).

---

(1) On peut obtenir un roulage plus doux et on amortit les chocs en recouvrant le platelage d'une mince couche de bitume asphaltique, qui adhère bien à l'acier moulé. Les joints entre plaques sont bourrés avec une matière plastique formée par un mélange de brai et de bitume.

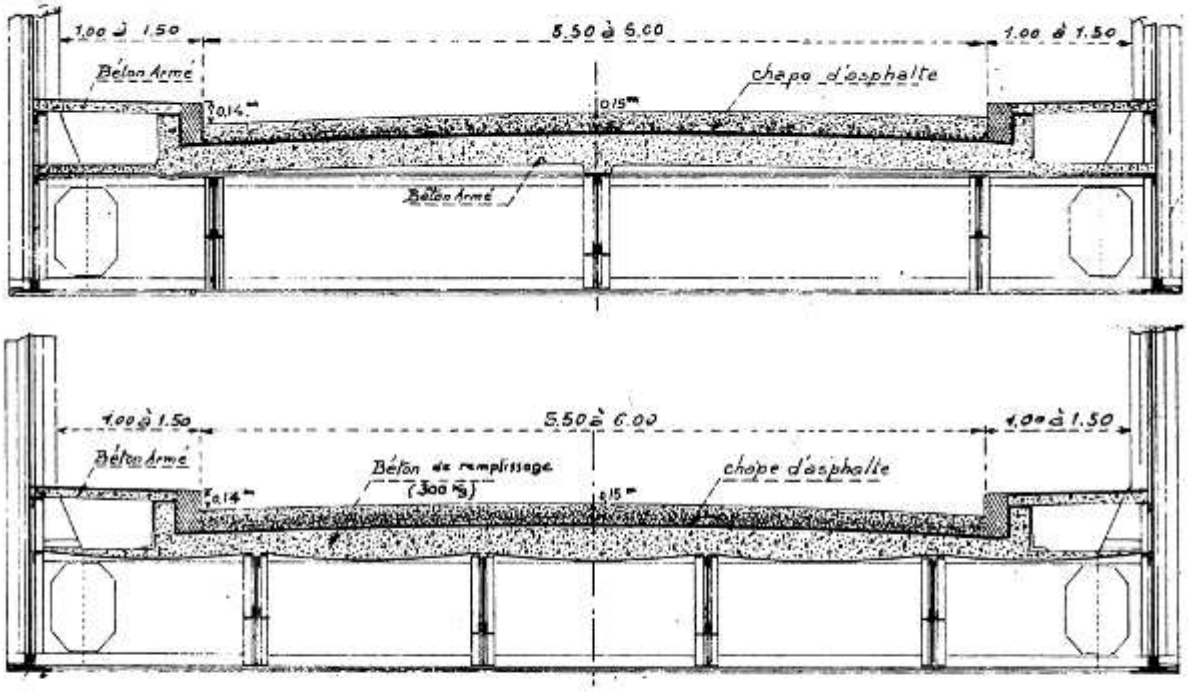
(2) Au pont des Transatlantiques, l'acier moulé a présenté les caractéristiques mécaniques réelles ci-après R: 55 à 58 Kg/mm², N: 37,3 à 40, 6 Kg/mm²; A % 16 à 25.

Remarque générale relative aux couvertures.

Les couvertures en maçonnerie, en béton armé, en tôles embouties, cuvées, plates ou pliées, sont reliées rigidement à l'ossature métallique du tablier ; elles concourent donc à la résistance générale de l'ouvrage, et soulagent, en fait, les poutres maîtresses. Il faut tenir compte de cette résistance dans l'étude de leur liaison avec l'ossature du tablier.

Coupes transversales de ponts-routes à deux poutres maîtresses

Nous avons reproduit, ci-après, à titre d'indication, deux coupes transversales de ponts-routes, avec couvertures en béton armé, et en tôles embouties de petites dimensions. La chaussée est un empierrement, mais on pourrait évidemment employer un mode de revêtement absolument quelconque.



On remarquera que les bordures de trottoir, en pierre de taille, sont indépendantes de la couverture ; elles s'usent en effet par le frottement des roues, et il faut pouvoir les remplacer aisément.

Quand la couverture est une dalle en béton armé, on constitue parfois la bordure de trottoir au moyen d'un épaulement en béton armé, coulé en même temps que la dalle, et muni d'une cornière à son angle supérieur. Cette disposition est peu recommandable : la cornière peut être arrachée à la suite de chocs, et la réparation n'est jamais satisfaisante.

Lorsque la chaussée est très large, et constituée par des pavés de bois, des poussées importantes peuvent être exercées sur les bordures de trottoir en raison de l'humidité ; on doit alors adopter des dispositifs spéciaux pour fixer leur position, et assurer l'écoulement des eaux[1].

Ponts – rails

Couverture métallique

La couverture des ponts-rails était autrefois, fréquemment constituée en bois ; à cause du danger d'incendie, on lui substitue maintenant des plaques de tôle lisse ou striée, dont l'épaisseur est souvent strictement suffisante pour permettre le passage du personnel d'entretien et de l'outillage.

On réserve les tôles striées de préférence pour les seules pistes de circulation du personnel, car les creux qu'elles présentent favorisent le séjour de l'humidité ; leur épaisseur moyenne est de 6 à 7 mm.

Ces tôles sont rivées ou soudées sur les faces supérieures des longerons et des pièces de pont ; elles rendent souvent inutile la triangulation du contreventement longitudinal accolé au tablier.

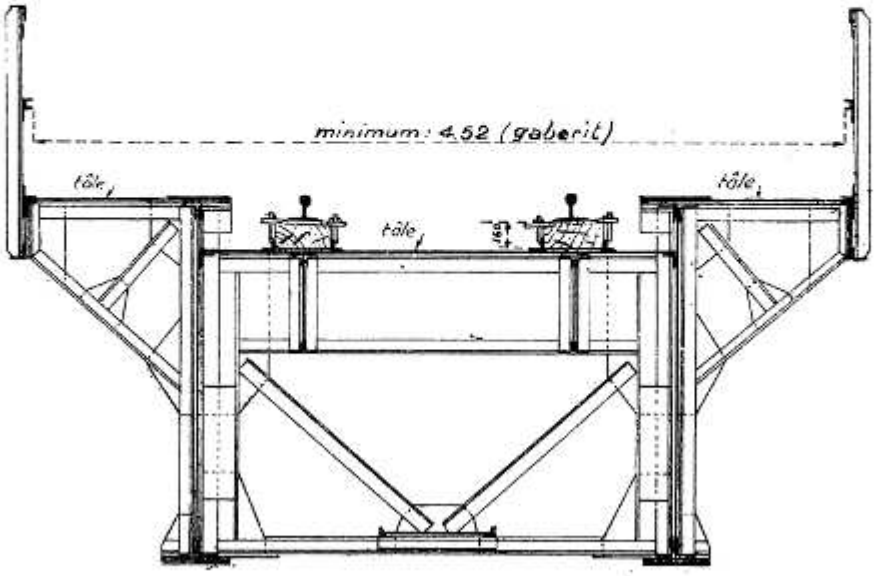
On y ménage des trous pour l'écoulement des eaux de pluie.

Couverture en béton armé.

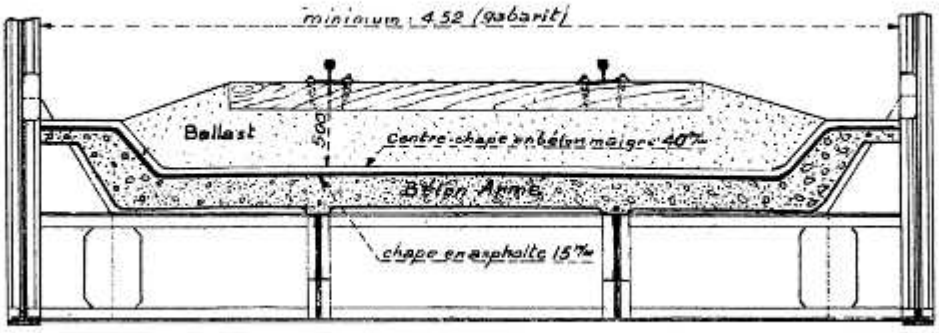
On a tendance à substituer maintenant à la couverture métallique une couverture en béton armé, tout au moins pour les ouvrages de faible ouverture.

Les deux avantages principaux de ce mode de construction sont : d'une part, l'augmentation du poids mort, qui réduit considérablement l'influence des actions dynamiques des surcharges, ainsi que les vibrations qui en résultent ; d'autre part, on évite ainsi de modifier, au passage du pont, l'assiette de la voie, qui est posée sur ballast [1].

Ce dispositif, qui constitue le mode de construction le plus soigné, exige cependant que l'on dispose d'une grande hauteur entre le niveau du rail et le dessous des poutres-maîtresses. Il est trop lourd pour être employé dans les ponts de grande portée, à moins que des circonstances particulières ne l'exigent.



(1) Cette considération est particulièrement importante lorsque l'on doit établir de nombreuses liaisons entre les voies, comme au voisinage d'une gare ; en même temps, on se réserve la possibilité de modifier ultérieurement les dispositions des voies. Pour les voies en courbe, la construction de l'ouvrage se trouve simplifiée.



Lorsque l'épaisseur disponible pour le tablier ne le permet pas, on supprime le ballast; la voie est posée directement sur longrines ou sur traverses, qui reposent sur l'encuvement en béton armé par l'intermédiaire de plaques d'amortissement en caoutchouc de fabrication spéciale, de 20 à 25 mm d'épaisseur.

Trottoirs des Ponts

On leur donne une pente transversale d'au moins 10 mm par mètre.

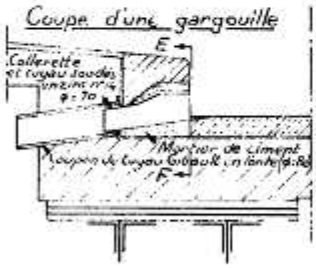
Ils sont parfois formés de tôles striées, d'une épaisseur de 6 mm à fond de stries, au minimum; on les recouvre fréquemment d'un enduit asphaltique de 15 mm d'épaisseur; au pont Alexandre III, les trottoirs sont formés d'une tôle lisse, reposant sur des fers zorès, avec une couche de béton de gravillon de 45 mm revêtu d'asphalte sur 15 mm.

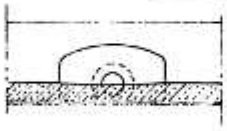
On emploie également des dalles minces en béton armé, de 0,06 m d'épaisseur minimum, recouvertes d'un enduit en ciment de 0,02 m. ou à base d'asphalte de 15 mm, ou encore d'un produit très résistant à l'usure (carborandum).

Ces dalles peuvent être préparées à l'avance par éléments qui ne doivent rester amovibles que s'il n'est pas indispensable d'obtenir l'étanchéité sous les trottoirs; l'amovibilité n'est pas une très bonne solution pour la circulation, à moins que les dalles, trapézoïdales reposent par trois surfaces très petites: la petite base du trapèze est aussi courte que possible.

On a utilisé récemment, pour des ponts de chemins de fer, des dalles amovibles en "Eternit" de 25 mm. d'épaisseur.

Ecoulement des eaux





Coupe EF

Le bombement de la chaussée permet aux eaux pluviales de couler vers les caniveaux; souvent, le tracé du profil en long assure alors l'écoulement dans le sens longitudinal; si, exceptionnellement, il est horizontal, on donne au profil en long du fond du caniveau un tracé composé de pentes et de contrepentes de l'ordre de 1/150 à 1/250. Dans les deux cas l'évacuation se fait par des gargouilles, comme on l'a représenté ci-contre.

Elles sont placées dans les intervalles séparant deux pièces de pont aux points bas du profil en long, dans la deuxième circonstance.

Si la couverture est en acier moulé, on pratique des ouvertures dans la tôle formant bordure de trottoir, et on y relie des tubulures ad hoc.

Chapitre II

Tabliers des ponts métalliques

1°) Éléments formant les tabliers dans les ponts à deux fermes principales situées au-dessus de la voie portée.

Nous étudierons d'abord les différentes poutres constituant les tabliers des ponts à deux fermes principales, dans l'ordre où leur étude doit être obligatoirement entreprise, lorsqu'on établit le projet d'un pont ; nous examinerons donc successivement : les entretoises, les longerons et les pièces de pont ; cet ordre correspond au premier type de tablier précédemment décrit.

Nous supposerons dans tout ce chapitre qu'il s'agit de ponts droits, et que les éléments du tablier sont soit parallèles, soit perpendiculaires aux fermes principales. Il est arrivé cependant que, pour un pont droit, le réseau orthogonal des longerons et des pièces de pont ait été remplacé par un réseau de poutres obliques entretoisées [1].

Remarque préliminaire relative à la rigidité des pièces des tabliers.

Il y a un grand intérêt à ce que les pièces des tabliers soient aussi rigides que possible.

Elles sont en effet reliées entre elles ou avec les fermes principales dans des conditions telles que leurs angles mutuels restent invariables ; or, toute déformation verticale d'une pièce entraîne, puisqu'elle est fixée à des supports élastiques ne pouvant assurer un encastrement parfait, une rotation angulaire des extrémités d'autant plus grande qu'elle est elle-même plus importante.

Il en résulte que les efforts transversaux exercés sur ces supports (pièces du tablier, fermes principales), sont d'autant plus élevés que la pièce considérée est elle-même plus déformable. Cette conséquence est fâcheuse, car les supports en cause sont généralement mal conçus pour leur résister efficacement et parce que les déformations qui en résultent peuvent atteindre rapidement, notamment pour les fermes principales, des valeurs dangereuses.

Aussi, d'une manière générale, et sauf dans le cas d'ouvrages très importants, les pièces des tabliers sont-elles des poutres à âme pleine, et à profil constant. Il en résulte, ainsi que des essais récents l'ont démontré, que leur limite d'endurance est plus élevée que si l'on faisait varier leur moment d'inertie, par la suppression des semelles, dans le but d'économiser le métal là où la chose paraît théoriquement possible.

---

[1] Pont à arc oblique de Vera-Cruz (Génie Civil 15 Décembre 1953).

Pour mesurer l'intérêt qui s'attache à cette disposition, nous allons comparer les flèches de deux poutres de même portée et de même hauteur, posées sur appuis simples, portant la même charge p uniformément répartie, l'une de section constante et l'autre de section variable dans des conditions telles qu'elle soit "d'égale résistance", c'est-à-dire que sa contrainte normale soit constante dans toutes ses sections.

Considérons tout d'abord la poutre de section constante; soient n et n' les contraintes (en valeur absolue) des fibres extrêmes de la section médiane, respectivement distantes de v et v' de l'axe neutre. Soit I son moment d'inertie.

Le moment fléchissant maximum au milieu de la portée a pour valeur : $M = \frac{pl^2}{8}$.

Contraintes des fibres extrêmes
$$\begin{cases} n = \frac{pl^2}{8} \times \frac{v}{I} \\ n' = \frac{pl^2}{8} \times \frac{v'}{I} \end{cases} \qquad \text{d'où} \quad n + n' = \frac{pl^2}{8} \times \frac{h}{I} = \frac{Mh}{I}$$

La flèche maximum correspondante peut donc se mettre sous la forme
$$|f| = \frac{5}{384} \frac{pl^4}{EI} = \frac{5}{48} \frac{(n+n')l^2}{Eh}$$

Considérons maintenant la poutre d'égale résistance; la flèche maximum a pour expression:
$$f' = \frac{1}{2} \int_0^{\frac{l}{2}} \frac{M \xi \, d\xi}{EI} + \frac{1}{2} \int_{\frac{l}{2}}^{l} \frac{M(l-\xi) \, d\xi}{EI}$$

Si la loi de variation du moment d'inertie est telle que $n+n'$ soit une constante, égale d'après ce qui précède à $\frac{Mh}{I}$, on obtient, en remplaçant $\frac{M}{I}$ par la constante $\frac{n+n'}{h}$:
$$f' = \frac{n+n'}{2Eh} \left[\int_0^{\frac{l}{2}} \xi \, d\xi + \int_{\frac{l}{2}}^{l} (l-\xi) \, d\xi \right] = \frac{(n+n')l^2}{8Eh} = \frac{6}{48} \frac{(n+n')l^2}{Eh}$$

On voit que cette flèche est plus grande que celle qui se produit dans le cas où la section de la poutre est constante; l'accroissement relatif est de
$$\frac{\frac{1}{48}}{\frac{5}{48}} = \frac{20}{100}$$

On sait, d'autre part, que pour la poutre de section constante, l'angle de rotation de l'extrémité droite ω_1, est défini par la relation
$$l\omega_1 = \frac{pl^4}{24EI} = \frac{(n+n')l^2}{3Eh}$$

Pour la poutre d'égale résistance, ce serait :
$$l\omega_1' = \int_0^{l} \frac{M \xi \, d\xi}{EI} = \frac{n+n'}{Eh} \int_0^{l} \xi \, d\xi = \frac{(n+n')l^2}{2Eh}$$

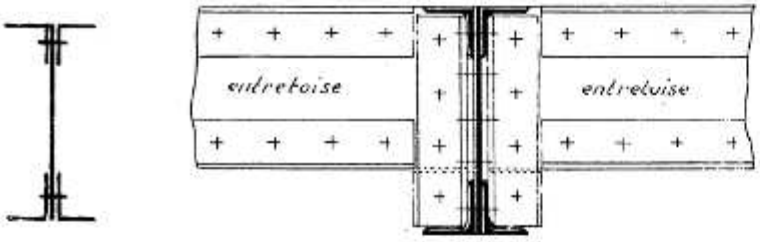
L'accroissement relatif est donc égal à $\frac{\frac{1}{6}}{\frac{1}{3}} = \frac{50}{100}$

Il est donc beaucoup plus important que l'accroissement relatif de la flèche[1].

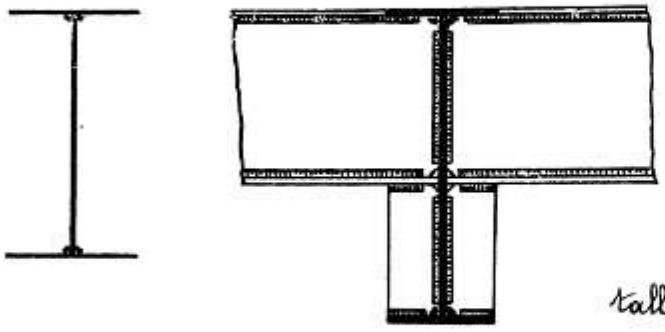
Les aciers à haute résistance qui, toutes choses égales d'ailleurs, conduisent à des profils moins rigides que l'acier ordinaire, sont à écarter pour constituer les pièces des tabliers des ouvrages courants ; il pourrait en être autrement pour les ouvrages très importants.

Entretoises.

Les entretoises ne sont employées que lorsque les mailles du quadrillage formé par les longerons et les pièces de pont sont trop grandes pour que la couverture choisie puisse aisément s'y adapter. C'est, en particulier, le cas où elle est formée par un platelage métallique : tôles plates ou tôles embouties, de petites dimensions.



On peut alors adopter en rivure le type d'entretoise représenté ci-contre, qui est suffisant quelle que soit la nature de la chaussée. Elle est assemblée sur les longerons comme il est indiqué sur la figure, par l'intermédiaire de 2 cornières verticales souvent dénommés "cornières pendantes".



En soudure, le profil ci-contre peut être employé ; son assemblage sur le longeron est réalisé par soudure bout à bout des semelles supérieures, et cordons d'angles pour l'âme et la semelle inférieure. On préfère parfois employer un profilé en double té.

Dans les deux cas, la couverture métallique concourt à la résistance de l'assemblage.

Longerons.

Ce sont de petites poutres perpendiculaires aux pièces de pont, sur les-

(1) On peut remarquer que l'on obtiendrait les mêmes résultats avec une poutre dont la hauteur serait variable, dans les conditions telles que son moment d'inertie soit, dans chaque section, proportionnel au moment fléchissant. Alors $\frac{M}{I} = \frac{n+n'}{6}$ serait une constante.

quelles elles sont fixées. Les longerons sont généralement des poutres à âme pleine, et leur profil est constant sur toute leur longueur.

Leur hauteur n'est pas, autant que possible, inférieure à $\frac{1}{10}$ de leur portée théorique comptée d'axe en axe des pièces de pont ; elle atteint fréquemment $\frac{1}{8}$ de la portée ou même davantage, suivant les circonstances et notamment dans les ponts de chemin de fer.

Effets produits par les forces agissant sur le pont.

Le cas le plus simple que l'on puisse envisager est celui où le longeron ne reçoit directement que des charges verticales ; ce serait, par exemple, le cas d'un longeron de pont-rail, à l'aplomb duquel le rail serait posé (avec interposition d'une longrine en chêne).

Dans le cas d'un pont-route, les charges verticales peuvent être appliquées dans l'intervalle séparant 2 longerons ; elles sont alors transmises au longeron par l'intermédiaire de la couverture. Il supporte alors à la fois des efforts verticaux et des couples de torsion.

On ne tient pas compte de ces derniers dans les calculs, car on prend les dispositions convenables pour que la couverture soit reliée aux longerons de manière que son action sur l'une des faces neutralise, tout au moins partiellement, son action sur l'autre face.

Efforts dûs à la solidarité de l'ossature du tablier avec les fermes principales.

Les longerons se trouvent reliés avec les fermes principales par l'intermédiaire des pièces de pont ; il en résulte qu'ils participent, dans une mesure variable avec la position qu'ils occupent par rapport à la fibre neutre des fermes, et par rapport à l'axe longitudinal de l'ouvrage, aux variations de longueur qu'elles subissent sous l'action des charges et surcharges, ou, éventuellement, sous l'action d'une variation de température.

Par exemple, dans le cas d'un pont à poutres droites, et à tablier inférieur, les membrures inférieures s'allongent sous l'influence des surcharges ; l'intervalle entre les pièces de pont augmente, et les longerons subissent des efforts de traction. Leurs assemblages doivent donc être réalisés de manière à résister à ces efforts.

Assemblage des longerons sur les pièces de pont.

On assemble les longerons sur les pièces de pont en appliquant les règles d'assemblage des poutres à âmes pleines qui ont été données précédemment.

Le cas le plus fréquent est celui où la hauteur du longeron est la plus faible.

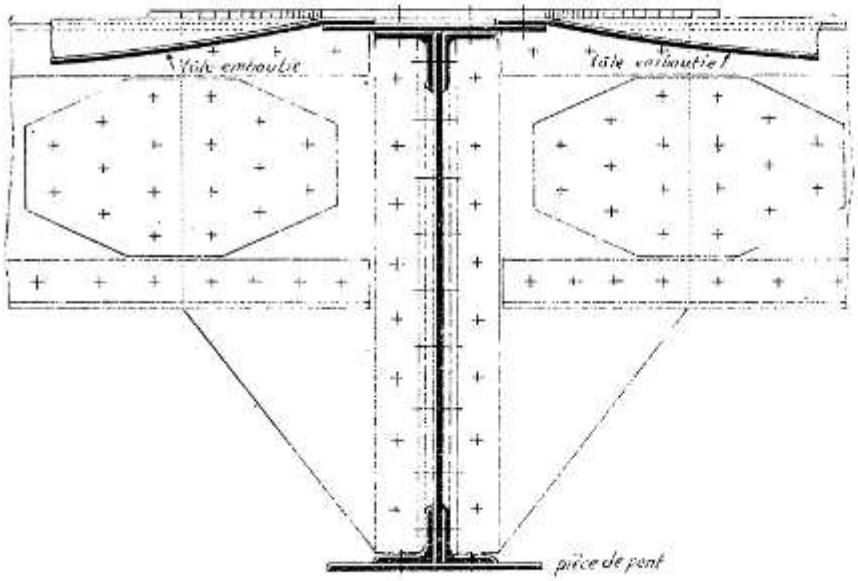
Cas de la rivure.

Les figures ci-après représentent, dans ce cas, les meilleurs types d'assemblage ; elles correspondent au cas où la couverture est en tôles embouties.

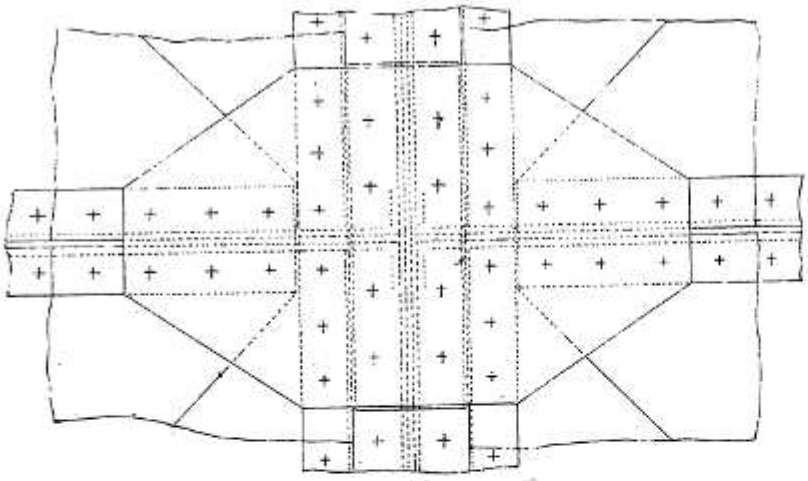
Si l'on néglige les couples de torsion dont il a été question précédemment, le longeron fléchit dans son plan principal ; ses extrémités tendent à tourner autour de leur axe d'inertie perpendiculaire à ce plan ; il en résulte pour les rivets fixant le longeron sur l'âme de la pièce de pont.

1°) des efforts de cisaillement, dûs à l'effort tranchant.

2°) des efforts d'arrachement des têtes dûs au moment d'encastrement, dont l'axe est perpendiculaire au plan principal.



L'assemblage comporte : un gousset trapézoïdal, fixé à l'âme de la pièce de pont, qui permet d'intéresser celle-ci sur toute la hauteur aux efforts transmis par le longeron, de la raidir contre le voilement, et d'augmenter le nombre des rivets travaillant à l'arrachement des têtes.

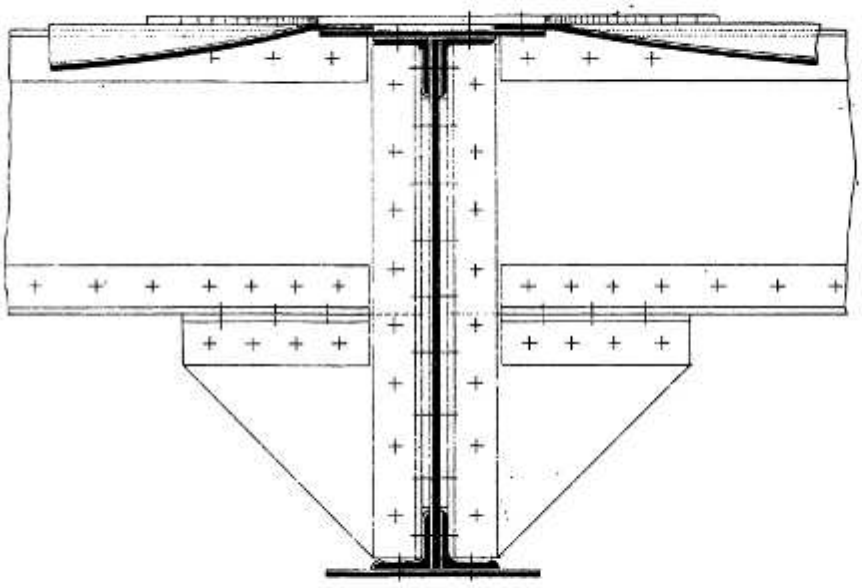


La continuité de l'âme du longeron est assurée par deux couvre-joints ; les cornières sont assemblées sur le gousset ; enfin un couvre-joint de continuité réunissant les membrures des longerons en prolongement l'une de l'autre assure la transmission des efforts de traction d'un longeron à l'autre, et protège les rivets travaillant à l'arrachement des têtes. On donne à ce couvre-joint une section nette comparable à la section nette de la membrure du longeron.

La bonne tenue de cet assemblage est dûe, principalement, à la présence du couvre-joint de continuité des membrures supérieures des longerons.

Dans les vieux ouvrages, il n'y en avait pas ; aussi, on avait fréquemment des mécomptes, dûs au relâchement des rivets travaillant à l'arrachement des têtes.

Plusieurs constructeurs réalisent l'assemblage des longerons sur les pièces de pont comme il est indiqué ci-après : l'âme des longerons est prolongée jusqu'à

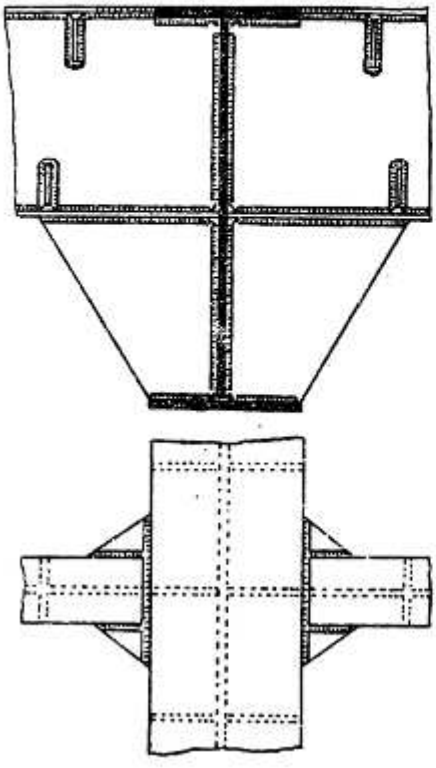


la pièce de pont. Le gousset d'assemblage est réduit à la partie située sous le longeron, qui s'y trouve assemblé par l'intermédiaire de ses cornières et de 2 cornières jumelles horizontales.

On remarquera que, puisque la couverture est rigide, l'ensemble constitué par l'ossature du tablier et sa couverture intervient pour soulager la membrure à laquelle il peut se trouver accolé. On n'en tient généralement pas compte dans les calculs.

Les croquis ci-dessus se rapportent au cas très courant où le longeron ne comporte pas de semelles ; s'il en avait, il pourrait être nécessaire de renforcer le premier type d'assemblage en munissant la semelle inférieure de deux bouts de cornières horizontaux, rivés sur le gousset, comme il est indiqué sur le second type d'assemblage. Le renforcement de ce second type serait obtenu en employant des cornières plus fortes.

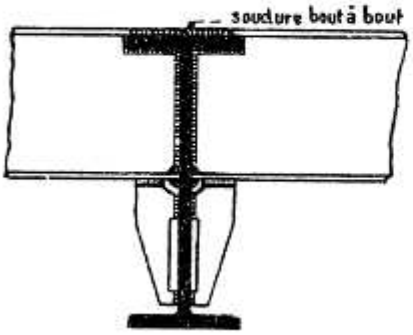
Cas de la soudure.



L'assemblage est conçu suivant les mêmes principes que le dernier assemblage rivé, mais les cornières pendantes sont supprimées, de même que les cornières disposées sous les extrémités des longerons. L'assemblage est donc beaucoup plus léger.

La membrure supérieure du longeron est reliée à la membrure supérieure de la pièce de pont par un cordon de soudure bout à bout, sans couvrejoint. Des goussets latéraux consolident l'assemblage, s'il est nécessaire. Des cordons d'angle assurent la liaison de tous les autres éléments.

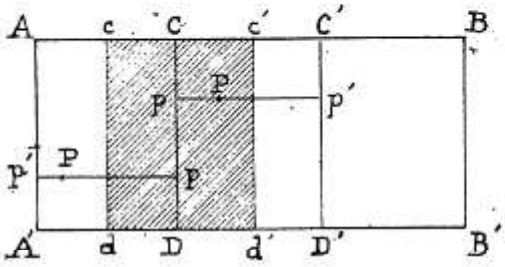
Ce type d'assemblage convient particulièrement bien quand la couverture est une dalle en béton armé, des plaques d'acier moulé ou d'acier soudé.



En voici une variante, correspondant au cas où le longeron et la pièce de pont sont des profilés à double té; les âmes des longerons sont découpées au chalumeau oxy-acétylénique pour épouser la forme de la section de la pièce de pont, et permettre la soudure bout à bout des semelles supérieures.

Calcul des longerons.

Le calcul des longerons, comme celui de toutes les pièces du tablier, s'effectue généralement suivant des procédés simplifiés, qui reviennent à chercher la répartition des forces agissant sur le pont entre ses divers organes comme si l'on avait affaire à des solides invariables articulés les uns sur les autres. Ce n'est qu'après affectation à chaque organe des forces déterminées suivant ce procédé qu'on le calcule comme un système élastique.



Soient par exemple, deux pièces de pont voisines AB, A'B', et 2 longerons CD, C'D'; AA' et BB' représentent soit des longerons, soit les fermes principales.

La portée des longerons est toujours comptée d'axe en axe des pièces de pont.

On suppose que la couverture est constituée par une série de petites poutres jointives infiniment minces, parallèles aux pièces de pont, reposant librement sur les longerons, et coupées au droit de chacun d'eux.

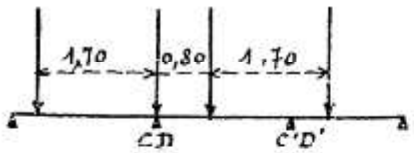
Dans ces conditions, toute charge appliquée en un point P de la couverture provoque en p, sur le longeron CD soumis au calcul, une réaction égale à celle qui se produirait dans une poutre droite posée sur appuis simples, et de portée pp'.

Il en résulte que pour toute charge supposée uniformément répartie sur le tablier, charge permanente et surcharge uniforme, la part prise par le longeron correspond au rectangle chargé c d c' d', les points c et c' étant les milieux de AC et CC'.

En ce qui concerne les surcharges isolées, il faut faire une distinction entre le cas des ponts-routes et le cas des ponts-rails.

Ponts-routes.

D'après l'art. 34 du Règlement, on ne considère jamais l'action simultanée des surcharges et du vent. Le système de surcharges à envisager est ordinairement le système B (art. 33). On déplacera transversalement les camions sur la chaussée de manière à amener une file de roues au droit du longeron CD.



Suivant les dispositions du tablier, il conviendra de faire intervenir ou non les autres files de roues, dont les dispositions relatives sont indiquées sur la figure ci-contre.

On les placera longitudinalement dans la situation la plus défavorable, suivant que l'on considère la résistance aux moments fléchissants, ou la résistance aux efforts tranchants, les appuis extrêmes du longeron étant supposés simples.

Ponts-rails à tablier métallique.

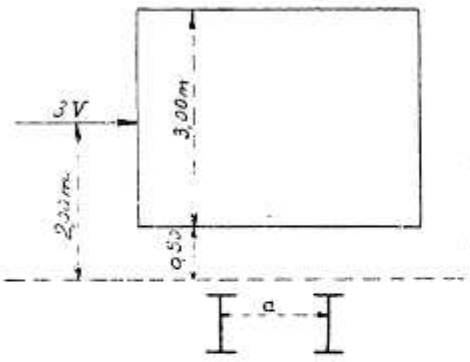
En France, les longerons des ponts-rails sont toujours placés à l'aplomb des rails, à 1,51 m environ d'axe en axe. On a vu dans le Cours de Chemins de fer comment était réalisée la liaison du rail et du longeron.

Il faut distinguer deux cas dans les calculs (art. 3), suivant qu'il n'y a pas de vent, ou qu'il y a du vent. Les contraintes autorisées sont en effet différentes dans ces deux cas, et il est nécessaire de rechercher lequel des deux est le plus défavorable.

Ce sont, évidemment, toujours les essieux de la locomotive qui conduiront aux efforts maxima, et on recherchera la position correspondant au moment fléchissant maximum, le longeron étant supposé sur appuis simples; l'effort tranchant maximum est évidemment obtenu en supposant le 1er essieu de la locomotive au droit d'une des extrémités.

Le calcul des contraintes, quand il n'y a pas de vent, n'appelle aucune remarque particulière.

Quand il faut tenir compte de l'effet du vent, on évalue d'abord sa pression par m² (art. 3) en tenant compte, s'il y a lieu, de la présence d'une ferme principale masquant le train. Soit V la pression ainsi déterminée en kilogrammes par mètre carré.



Nous supposerons les rails invariablement reliés aux longerons. On remplacera la force 3V appliquée au train, par mètre courant, par une force équipollente, appliquée dans le plan supérieur des rails et par un couple, dont le bras de levier est la distance entre les axes des longerons a, et dont la force a pour valeur par mètre de longueur de l'écran: $\frac{6V}{a}$.

La force horizontale 3V produit une flexion transversale et une torsion de chacun des longerons, qui sont annulées à peu près complètement par la raideur de la couverture.

Le couple surcharge le longeron qui se trouve sous le vent de $\frac{6V}{a}$ par mètre courant, et soulage de la même quantité le longeron qui se trouve au vent. Ce soulagement n'est pas à prendre en compte puisque le vent peut souffler dans l'un ou l'autre sens.

On répartira également entre les essieux la charge afférente à la longueur totale occupée par la locomotive.

Ces calculs étant exécutés pour le longeron supposé sur appuis simples, on tiendra compte ensuite des encastrements partiels dûs aux assemblages sur les pièces de pont, en adoptant comme moment fléchissant maximum les $\frac{80}{100^e}$ du moment calculé, et comme moment d'encastrement maximum le $\frac{50}{100^e}$ de ce moment.

Calcul de l'assemblage sur les pièces de pont.

C'est ce moment d'encastrement, considéré en même temps que l'effort tranchant maximum, qui doit être pris en compte pour le calcul de l'assemblage.

Cas de la rivure.

On vérifiera que les couvrejoints d'âme et leurs rivets d'attache offrent aux efforts tranchants une résistance au moins égale à celle de l'âme, et que les rivets d'attache des cornières et des semelles du longeron sur le couvrejoint horizontal, d'une part, et sur le gousset vertical, d'autre part, ont une résistance suffisante pour supporter les efforts qu'ils ont à transmettre à ces éléments.

Sous l'influence du moment d'encastrement, les rivets d'attache du gousset vertical sur la pièce de pont travaillent à l'arrachement des têtes à la partie supérieure du gousset; à la partie inférieure, les ailes des cornières verticales prement appui contre l'âme de la pièce de pont. (1)

On remarquera que les rivets reliant le longeron au couvrejoint horizontal constituent un dispositif de sécurité, pour le cas où les rivets travaillant à l'arrachement des têtes viendraient à se relâcher : la rotation élastique du gousset dûe au moment d'encastrement tendrait alors en effet à se faire autour d'un axe situé plus bas que s'ils ne se relâchaient pas; à contrainte égale, les rivets en question pourraient équilibrer un moment plus important; à l'instant de la rupture, la rotation du gousset aurait lieu autour de son arête inférieure.

Le mode de calcul le plus simple, et le plus fréquemment employé, consiste à déterminer les rivets fixant la membrure supérieure du longeron sur le gousset horizontal pour transmettre, par cisaillement, l'effort supporté par cette membrure.

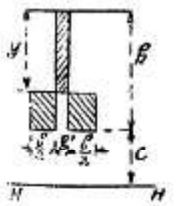
Le calcul des rivets fixant le gousset vertical à l'âme de la pièce de pont consiste à vérifier qu'ils peuvent transmettre l'effort tranchant maximum d'une part; et d'autre part que, travaillant à l'arrachement des têtes, ils peuvent équilibrer le moment d'encastrement, l'axe neutre étant supposé placé au voisinage du point le plus bas du gousset vertical : on prend parfois l'axe du rivet le plus bas.

Cas de la soudure.

Des considérations analogues sont valables pour le calcul de l'assemblage soudé. On peut ordinairement admettre que les efforts supportés par la semelle supérieure du longeron sont transmis à la semelle supérieure de la

---

(1) On peut théoriquement déterminer l'axe neutre correspondant en supposant les contraintes de traction et de compression proportionnelles à la distance verticale à cet axe; puis les contraintes elles-mêmes, qui doivent équilibrer la résultante des forces horizontales transmises au gousset par le longeron. Leur valeur maxima σ pour le rivet le plus haut doit être inférieure à la limite fixée pour l'arrachement des têtes.



Assimilons les rivets à une bande continue de largeur b' et de hauteur b, de même surface, et soit b la largeur totale d'appui des cornières et du gousset. Si $n = k\,v$ désigne la contrainte à la distance y de l'axe neutre, on a :

Equation des moments par rapport au plan horizontal H contenant la résultante des forces F agissant sur le gousset :

$$\left(\frac{b-y}{y}\right)^2 = \frac{b'}{b} \times \frac{c+b-\frac{y}{2}}{c+\frac{b-y}{2}}$$ qui détermine y.

Equation d'équilibre relative aux forces : $F = k\left[\frac{b-b'}{2}y^2 + bb\left(\frac{b}{2}-y\right)\right]$ qui détermine k

Ces considérations ne sont valables que si les hauteurs de la pièce de pont et du longeron sont peu différentes.

pièce de pont par le cordon de soudure bout à bout qui les réunit et par les goussets correspondants.

Dans cette hypothèse, l'âme du longeron, sa semelle inférieure et le gousset vertical auquel elle est soudée transmettant le système d'efforts auquel ces éléments sont soumis par l'intermédiaire de cordons d'angle verticaux et horizontaux situés dans un même plan vertical auxquels le procédé de calcul indiqué à l'art. 5 de l'Instruction du 30 Avril 1946 est applicable, si les hauteurs de la pièce de pont et du longeron en sont pas trop différentes.

Il reste enfin à vérifier que les cordons d'angle horizontaux qui relient la semelle inférieure du longeron au gousset ont une résistance suffisante.

On peut, comme dans le cas de la rivure, simplifier le calcul. Il s'agit en effet d'un problème complexe, malgré la simplicité de l'assemblage, et qui s'écarte des hypothèses fondamentales de la Résistance des Matériaux.(1)

Pièces de pont

Les pièces de pont forment les éléments essentiels de l'ossature du tablier, et la résistance de l'ouvrage aux différents efforts, dépend, en grande partie, des dispositions adoptées en ce qui les concerne. Leur rôle essentiel est de reporter la charge du tablier sur les fermes principales.

Elles sont généralement à âme pleine; il n'est pas indiqué de les trianguler dans les circonstances ordinaires, parce qu'elles seraient plus déformables, à hauteur égale, que leur construction serait plus compliquée, et leur entretien plus difficile. Il est recommandable de leur attribuer une section constante.

Leur hauteur, comme celle des longerons est, autant que possible, supérieure au 1/10 de leur portée théorique, comptée d'axe en axe des fermes principales. A portée égale, on les fait souvent plus hautes que les longerons. Dans les ponts de chemins de fer, on a atteint assez fréquemment le 1/5 de la portée.

Effets produits par les forces agissant sur le pont.

Charges verticales.

Les indications données pour les longerons en ce qui concerne les effets produits par les charges verticales peuvent être répétées ici.

En particulier, les surcharges dissymétriques produisent à la fois des efforts de flexion et des efforts de torsion. On néglige ces derniers, tant à cause de la présence de la couverture, qu'en raison de la rigidité transversale des pièces de pont, auxquelles on attribue toujours un moment d'inertie minimum important, et relativement plus grand que celui des longerons.

Efforts dûs à la solidarité de l'ossature du tablier avec les fermes principales.

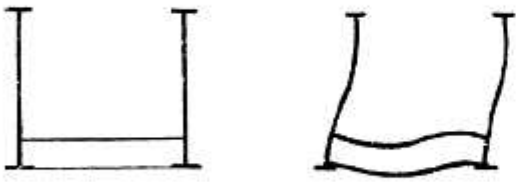
Les intervalles entre les pièces de pont varient en même temps que les membures

(1) On n'oubliera pas que chaque élément constitutif doit être assemblé dans des conditions telles que la section de la rivure, ou de la soudure doit être en rapport avec la nature et l'importance de l'effort transmis par cet élément.

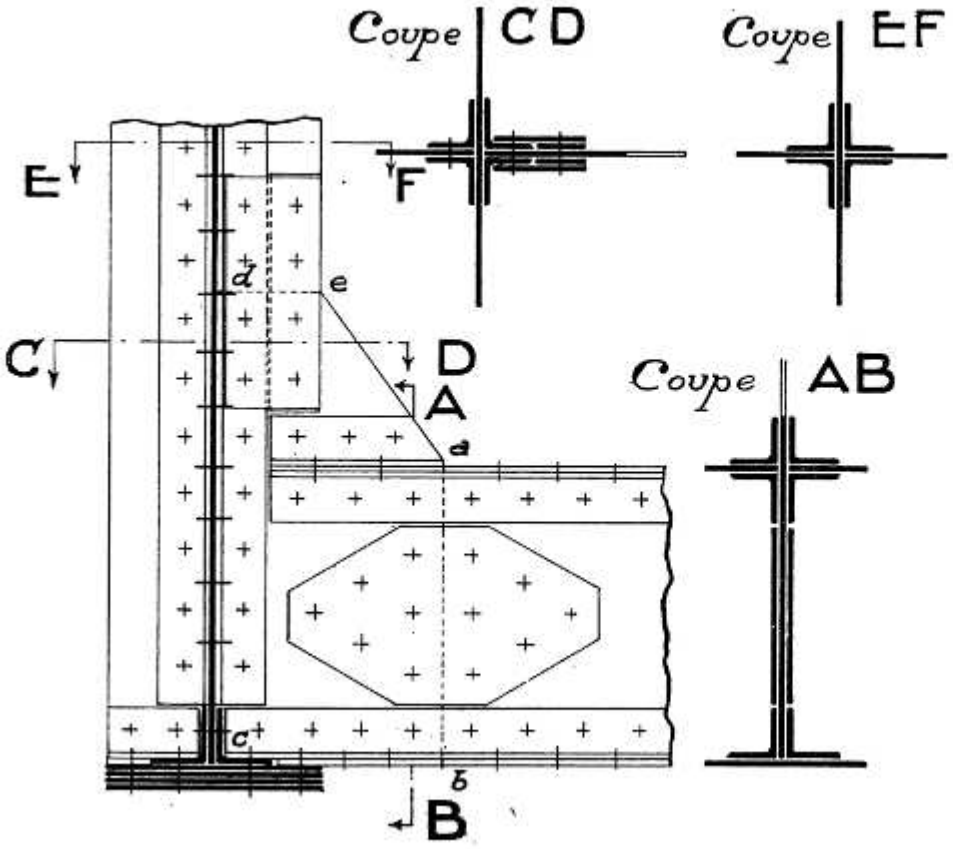
des fermes principales s'allongent ou se raccourcissent. En raison de la raideur des longerons et de la couverture, les pièces de pont sont donc soumises à des efforts perpendiculaires à leur plan moyen égaux à la différence entre les efforts produits simultanément dans les deux panneaux qui les encadrent par les charges et les surcharges appliquées après leur mise en place. Il en résulte à la fois une flexion horizontale et des efforts de torsion.

On néglige ces efforts dans les calculs, pour les raisons qui ont été données précédemment; mais dans certains cas particuliers, il peut être nécessaire de les considérer en ce qui concerne spécialement leurs assemblages sur les fermes principales.

Efforts provenant de l'action du vent.



Examinons le cas d'un pont à tablier inférieur, qui est le plus commun: le vent soufflant sur les fermes principales, tend à les rabattre dans le sens de sa direction; l'angle formé par la pièce de pont avec chaque ferme étant invariable, en raison du mode d'assemblage, elle se déformera, comme l'indique la figure ci-contre, tandis que ses extrémités tourneront par rapport à leur position primitive; elle subira donc des moments de flexion.



Assemblage des pièces de pont sur les poutres-maîtresses.

Nous nous placerons pour décrire cet assemblage dans le cas le plus fréquent d'un pont à deux poutres-maîtresses, comportant un tablier inférieur.

L'assemblage doit être particulièrement robuste, de manière à assurer l'invariabilité des angles formés avec les poutres-maîtresses.(1)

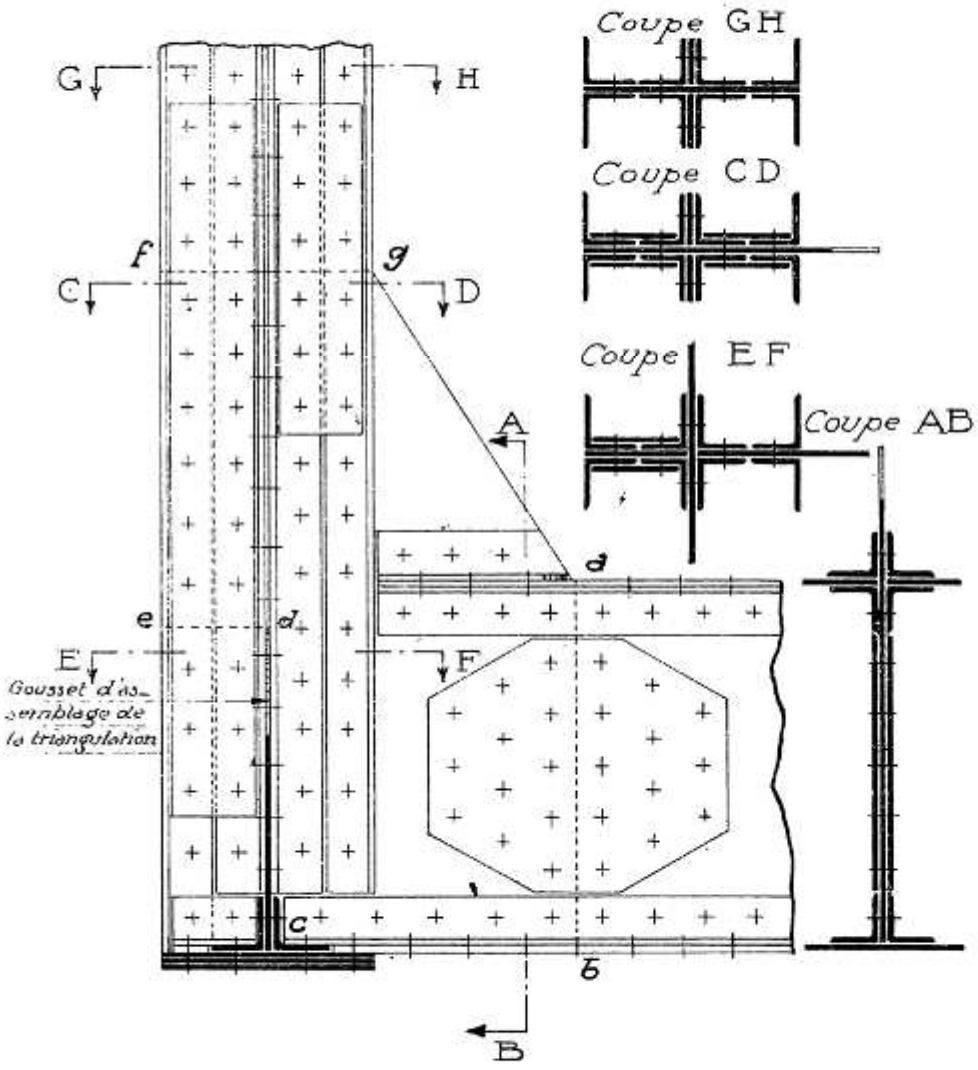
(1) L'étude du contreventement permettra de se rendre compte de l'utilité d'une pareille disposition.

Cas de la rivure.

Il est réalisé par l'intermédiaire d'un gousset de grande hauteur.

Comme l'indiquent les figures ci-contre, le gousset est découpé de manière à former l'âme du raidisseur ou du montant à sa partie inférieure ; la continuité de l'âme et du gousset est assurée par l'intermédiaire de couvrejoints convenablement disposés.

Dans le cas d'une poutre à âme pleine, il est représenté en a b c d e. Il est fixé à l'âme de la poutre par l'intermédiaire de deux cornières pendantes ; les rivets d'attache de ces cornières sur l'âme travaillent au cisaillement et à l'arrachement des têtes.



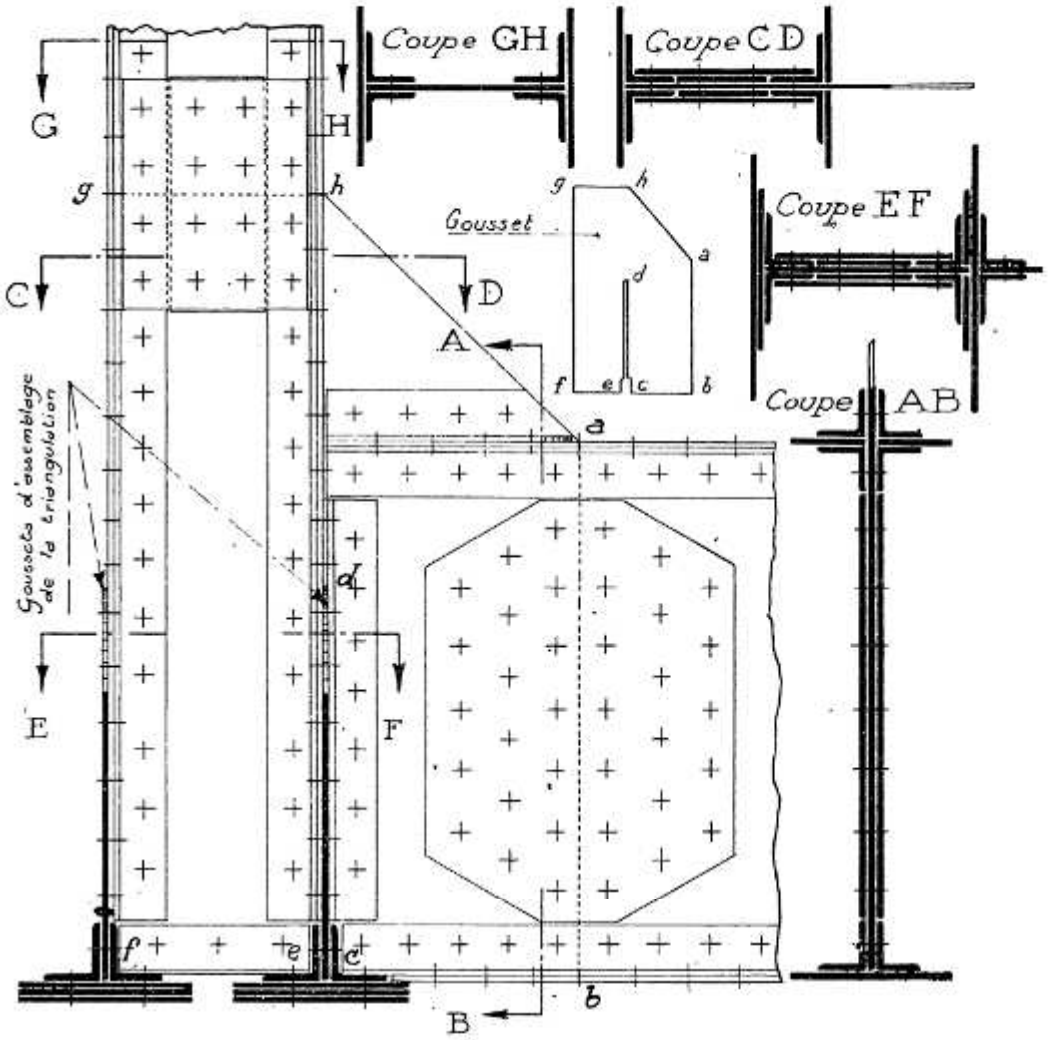
Dans le cas d'une poutre triangulée à âme simple, il est représenté en a b c d e f g ; il est alors fixé sur le montant par des rivets qui travaillent tous au cisaillement.

Il en est de même en a b c d e f g h, dans le cas d'une poutre triangulée avec membrure à caisson.

L'assemblage de la pièce de pont sur le gousset est analogue à celui qui a été décrit à propos des longerons.

Ce qui précède montre que l'assemblage est un peu moins satisfaisant dans les poutres-maîtresses à âme pleine, parce que les rivets d'attache des cornières fixant le gousset sur l'âme des poutres-maîtresses travaillent tous à l'arrachement des têtes ; on évite de leur imposer des contraintes trop importantes en augmentant, dans toute la mesure du possible la hauteur du gousset, de manière à accroître leur nombre.

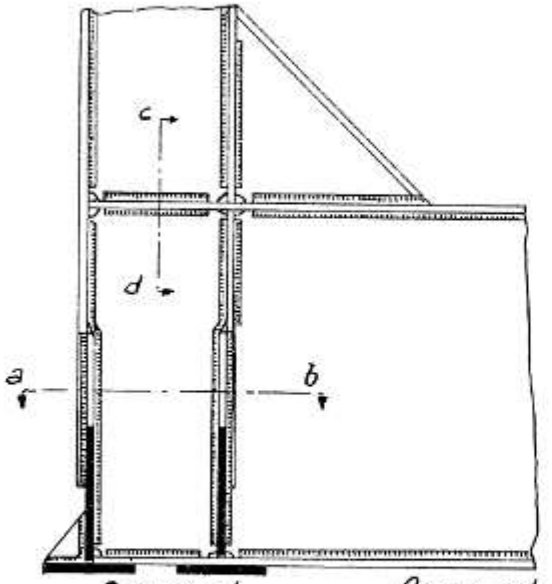
Nota – Les assemblages représentés supposent la présence d'un montant ; il peut se faire que, dans une poutre Warren, aucun montant ne se trouve au droit de l'extrémité d'une pièce de pont. L'assemblage est alors fait sur le gousset de jonction des deux diagonales et de la membrure, convenablement raidis s'il y a lieu, et suivant les mêmes principes. Le moment d'encastrement est alors supposé équilibré par l'ensemble des deux diagonales.



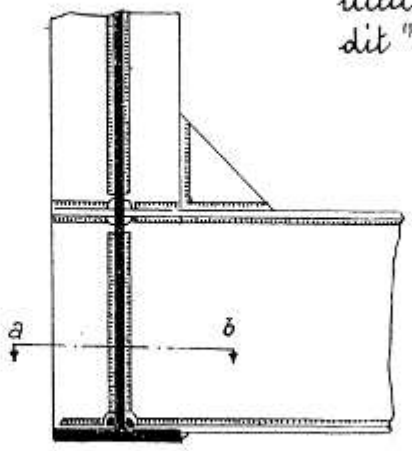
Dans les deux derniers types d'assemblage, il faut prendre garde que la distance du fond de l'entaille du gousset (d) à l'arête oblique (a g ou a b) soit suffisante pour que les contraintes qu'il supporte dans sa partie rétrécie ne soient pas excessives.

Cas de la soudure

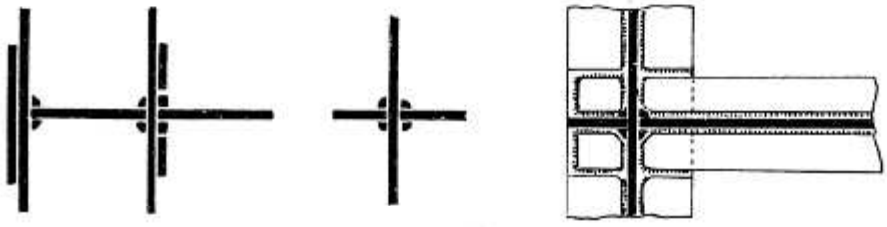
L'assemblage peut être conçu, dans tous les cas, d'une manière très simple [1] : on fait pénétrer les semelles supérieure et inférieure de la pièce de pont à l'intérieur du montant, en utilisant le type d'assemblage dit "à entailles soudées"; dans l'assemblage représenté ci-contre relatif à une membrure à caisson, pour la semelle supérieure, ce sont les semelles du montant qui sont entaillées; pour la se-



Coupe ab. Coupe cd

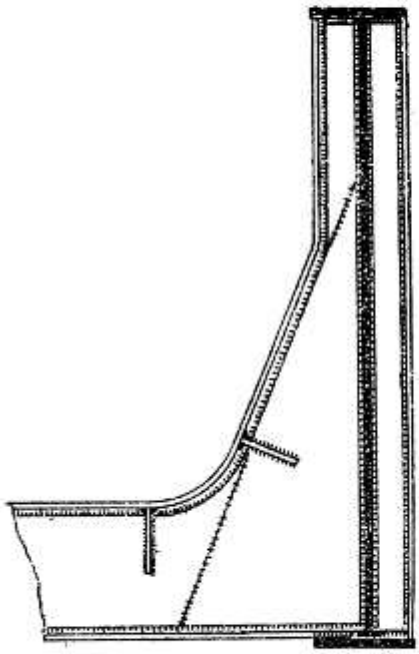


Coupe ab



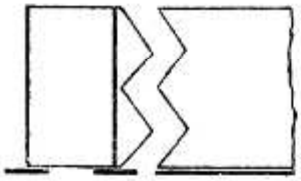
[1] Il ne faut pas exagérer l'importance des cordons de soudure d'assemblage de la pièce de pont sur la membrure de la poutre-maîtresse surtout si elle est tendue : la variation brusque de section qui en résulte, et l'état de contraintes bi ou tri-axial qui peut se produire, dû à la traction de la membrure, à la flexion de la pièce de pont et aux contraintes résiduelles de soudure sont des causes de rupture.

melle inférieure, c'est l'âme de la membrure intérieure : l'âme de la pièce de pont est soudée à la semelle du montant.

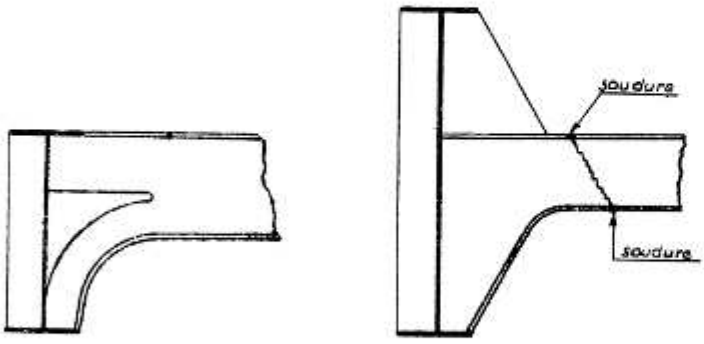


On peut réaliser des assemblages plus spécialement typiques de la soudure, notamment dans le cas des poutres à âme pleine, en constituant la semelle intérieure du raidisseur (ou du montant, s'il s'agit d'une poutre triangulée) au moyen de la membrure supérieure de la pièce de pont. A cet effet, à l'extrémité de cette pièce l'âme est découpée en conséquence, et formée d'éléments soudés bout à bout, de manière à obtenir la forme désirée. Des raidisseurs sont disposés dans les régions où, en raison des variations brusques de hauteur, l'âme risquerait de se voiler dans les zones comprimées.

Mais on peut également réaliser un gousset de dimensions moins importantes, par exemple dans le cas d'une membrure à caisson appartenant à une poutre triangulée Warren sans montants, dans le schéma ci-contre, le gousset sur lequel sera fixée l'âme de la pièce de pont est assemblé sur toute la hauteur des goussets qui reçoivent les assemblages des diagonales de la triangulation, avec entaille du gousset intérieur. L'extrémité de l'âme est découpée à la demande.



La facilité d'exécution de la soudure est assurée par le repos de la membrure de la pièce de pont soit sur la membrure inférieure de la poutre, soit sur un gousset soudé sous cette membrure.



Dans le cas de poutres-maîtresses de faible hauteur, on peut réaliser les deux types d'assemblage spécifiques de la soudure représentés ci-contre ; le premier est relatif au cas où la pièce de pont est un profilé : son âme a été fendue longitudinalement à une extrémité, et la moitié inférieure a été cambrée à chaud ; le second est relatif au cas où c'est une poutre composée : l'âme seule est coupée, et la semelle inférieure est cambrée à chaud, pour former portique.

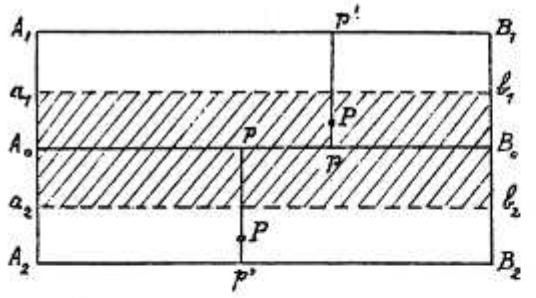
Calcul des pièces de pont.

La portée des pièces de pont est toujours comptée d'axe en axe des fermes principales.

On devrait supposer, d'après l'hypothèse faite à propos des longerons,

que les charges sont reportées par leur intermédiaire.

Mais, on simplifie souvent la présentation des calculs en supposant, cette fois-ci, que la couverture est constituée par une série de poutres jointives infiniment minces, parallèles aux longerons, reposant librement sur les pièces de pont, et coupées au droit de chacune d'elles. Il n'en résulte, en général, que des différences peu importantes, qui ne peuvent influer, en définitive, sur le choix de leur profil.



Si on calcule la pièce de pont $A_0 B_0$, située au milieu de l'intervalle séparant les pièces de pont $A_1 B_1$ et $A_2 B_2$, toute charge appliquée en un point P de la couverture provoque en p une réaction égale à celle qui se produirait dans une poutre droite de portée pp', posée sur appuis simples.

Il en résulte immédiatement que, pour toute charge supposée uniformément répartie sur le tablier, la part de la pièce de pont est celle du rectangle chargé $a_1 b_1 a_2 b_2$

En ce qui concerne les surcharges isolées il faut, ici encore faire une distinction entre le cas des ponts-routes et le cas des ponts-rails.

Ponts-routes.

Les surcharges sont toutes appliquées sur la couverture; on les répartira donc entre trois pièces de pont successives comme il vient d'être indiqué; il est bien évident qu'une rangée d'essieux de 10 tonnes devra être placée au droit de la pièce de pont soumise au calcul; on tiendra compte, s'il y a lieu, de l'intervention d'autres essieux, pour calculer la surcharge afférente à une file de roues.

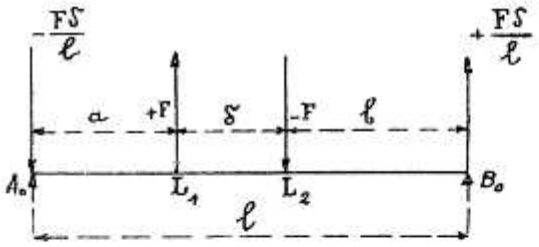
Il conviendra ensuite de déplacer transversalement les véhicules et d'affecter aux différentes files la surcharge qui vient d'être calculée. On utilisera autant de files de convois-types qu'il sera possible d'en placer sur la chaussée, de manière à mettre la pièce de pont dans la situation la plus défavorable, suivant que l'on considère la résistance aux moments fléchissants ou la résistance aux efforts tranchants, la pièce de pont étant supposée sur 2 appuis simples.

Ponts-rails.

Dans les ponts-rails les surcharges sont appliquées à l'aplomb des longerons; il n'y a donc qu'à se préoccuper de déterminer les réactions maxima de ces derniers sur la pièce de pont soumise au calcul; on en déduira aussitôt les moments fléchissants et les efforts tranchants en la supposant sur 2 appuis simples, lorsqu'il n'y a pas de vent.

Lorsque l'on tiendra compte du vent de 150 kg/m², dans les conditions

indiquées pour le calcul des longerons, on devra ajouter aux forces que l'on a considérées dans les calculs qui précèdent une force ascendante au droit du longeron au vent, une force descendante égale au droit du longeron sous le vent. L'intensité de cette force doit être calculée en tenant compte de la position du convoi qui correspond à la réaction maxima sur la pièce de pont et d'après la situation réelle des essieux.



Soit F sa valeur ; supposons que la voie n'est pas exactement placée dans l'axe du pont. Le moment fléchissant maximum se produit en L_2 si $a < b$ et a pour expression :

$$M = \frac{F\delta}{\ell} \times b$$

L'effort tranchant maximum se produit entre les deux longerons et a pour valeur absolue :

$$T = F\left(1 - \frac{\delta}{\ell}\right) \qquad (\ell > 2\delta)$$

On peut remarquer que, dans le cas où la voie est placée dans l'axe de la pièce de pont, le moment fléchissant maximum dû aux charges permanentes et surcharges se produit au milieu de la portée ; en ce point, le moment fléchissant dû au vent est nul.

Les calculs étant exécutés pour la pièce de pont supposée sur appuis simples, on appréciera dans quelle mesure on peut tenir compte d'un encastrement partiel sur les fermes principales et on réduira en conséquence le moment fléchissant maximum.

Encastrement des pièces de pont sur les fermes principales.(1)

La liaison des pièces de pont et des fermes principales est rigide ; mais, en raison de la déformabilité des fermes dans le sens transversal, l'encastrement réalisé est imparfait.

Le Règlement indique (Commentaires de l'art. 8) que pour les pièces du tablier, "on peut, dans les circonstances ordinaires, appliquer les règles ci-après, " " qui sont assez courantes : on calcule le moment fléchissant maximum qui " " se produirait dans la pièce si elle était simplement appuyée à ses deux " "extrémités et on admet que le moment réel d'encastrement atteint au moins" "20% et au plus 50% de ce moment maximum".

L'expérience montre que l'on n'éprouve aucune difficulté à satisfaire la dernière condition, en ce qui concerne l'assemblage des longerons sur les pièces de pont ; mais il n'en est pas de même pour l'assemblage de celles-ci sur les fermes principales.

---

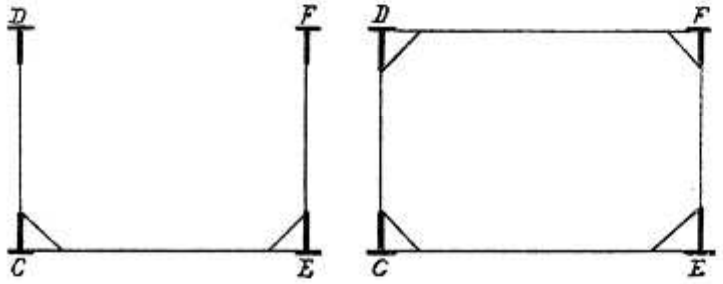
(1) Le calcul de l'assemblage lui-même sera fait suivant des principes analogues à ceux qui ont été développés à propos de l'assemblage des longerons.

Il serait utile de pouvoir déterminer aisément l'ordre de grandeur du moment d'encastrement correspondant, de manière à ne pas réaliser un assemblage de résistance excessive, et à éviter de construire des montants exagérément rigides dans les poutres triangulées, en même temps que des pièces de pont trop faibles.

La hauteur du gousset d'assemblage se trouve d'ailleurs limitée dans les ponts-routes par le trottoir, dont il ne faut pas dépasser le niveau pour la commodité de la circulation, et dans les ponts-rails par le gabarit des véhicules; dans les ponts rivés, notamment, la résistance de l'assemblage correspondant est donc elle-même assez limitée.

La difficulté du problème, dont la solution complète serait passablement compliquée, provient des faits suivants.

Considérons par exemple une pièce de pont assemblée à la partie inférieure de deux montants de poutres-maîtresses reposant sur appuis simples: ces montants peuvent être libres à leur partie supérieure, ou reliés par une entretoise; l'ensemble constitue un cadre, ouvert ou fermé; les goussets de réunion des différentes pièces maintiennent invariables les angles du cadre, qui est solidaire aux points CDEF des membrures des poutres-maîtresses



On ne peut donc pas envisager la déformation de la pièce de pont sans faire intervenir également la déformation des poutres-maîtresses.

Les forces qui lui sont appliquées dans le plan du cadre imposent à ses différents éléments des efforts de flexion. Les efforts correspondants dans les membrures inférieures des poutres-maîtresses, sont des efforts de torsion; dans les membrures supérieures, les efforts de torsion peuvent être accompagnés d'efforts dûs à une flexion transversale, dans le cas où le cadre est ouvert.

Plaçons-nous dans ce dernier cas.

Tout d'abord, on ne sait pas calculer exactement les déformations et les contraintes dûes à la torsion, pour les formes habituelles des sections des poutres métalliques.

D'autre part, la résistance des poutres-maîtresses aux déformations transversales par torsion et par flexion transversale, au droit d'un cadre déterminé, dépend de la position de ce cadre dans l'ouvrage[1]; le moment d'encastrement de la pièce de pont sera donc variable avec sa position.

Enfin, même pour une pièce de pont déterminée, le moment d'encastrement est variable avec la disposition des surcharges sur le pont: si toutes les pièces de pont sont surchargées de la même manière, la déformation latérale et par torsion des membrures est maximum dans une section

(1) Nous supposons implicitement ici que les sections d'extrémité du pont sont invariables; ce qui est le cas habituel en raison de la plus grande rigidité des montants d'extrémité.

quelconque ; si au contraire on suppose que la pièce de pont considérée est seule surchargée, à l'exclusion de toutes les autres, les cadres voisins n'étant pas directement surchargés, s'opposent, dans une certaine mesure, aux déformations des poutres-maîtresses au droit du cadre surchargé : le moment d'encastrement est alors très supérieur à ce qu'il était dans la première hypothèse, bien qu'elle supporte exactement la même surcharge.

D'ailleurs, les barres de triangulation aboutissant aux extrémités des montants du cadre interviennent également dans ces phénomènes, et pour une part qu'il est difficile d'apprécier.(1)

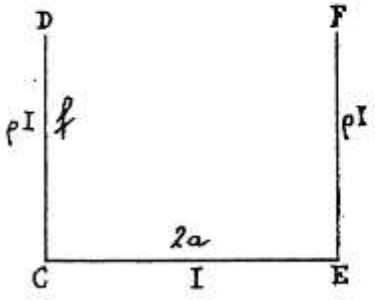
Il résulte de ce qui précède que, toutes les pièces de pont étant ordinairement identiques, celle qui se trouve au milieu de la portée est encastrée au minimum, et celles qui se trouvent au droit des montants d'extrémité le sont au maximum. Cet encastrement se trouve d'ailleurs renforcé du fait de l'assemblage des membrures inférieures des poutres sur les appareils d'appui.

Calcul des cadres.

Le calcul des cadres peut être fait très simplement si on les assimile à des éléments isolés, et si l'on suppose que la résistance des membrures à la torsion est négligeable, tandis que leur résistance à la flexion latérale est assez grande pour que les sommets du cadre puissent être considérés comme parfaitement fixes.

Dans le cas d'un pont à tablier inférieur, la fixité des sommets C et E résulte d'ailleurs de ce que l'ossature métallique du tablier se déforme très peu en raison de sa raideur et de la présence du contreventement longitudinal ; l'hypothèse est évidemment moins satisfaisante pour les sommets D et F lorsque le cadre n'est pas fermé ; mais les calculs, qui restent abordables, deviennent cependant beaucoup plus compliqués, si l'on tient compte du déplacement des sommets.

Cadre ouvert.

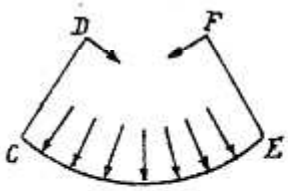


Avec les hypothèses qui précèdent, le cadre se comporte comme une poutre à béquilles renversée, qui serait articulée ou encastrée aux points D et F.

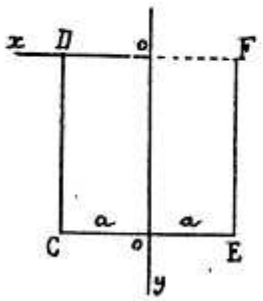
Pour déterminer la poussée, nous négligerons l'influence de l'effort normal et de l'effort tranchant dans les formules de déformation ; il n'y correspondrait, en effet, qu'un terme correctif qui serait ici illusoire.

---

(1) On remarquera que tout déplacement des extrémités D et F du cadre ouvert vers l'intérieur du pont, sous l'action des surcharges placées sur la pièce de pont correspond à une plus grande liberté de rotation des extrémités C et E de cette poutre, et, par conséquent, à une réduction assez importante du moment d'encastrement. Par contre, la résistance à la torsion des membrures inférieures accroît ce moment ; mais d'une manière si peu importante qu'il est sans intérêt pratique d'en tenir compte.



En ce qui concerne la charge permanente, si les montants d'extrémité étaient semblables aux autres, le moment d'encastrement de toutes les pièces de pont serait nul.



Dans le cas de l'articulation en D et F, on sait que si l'on désigne par f la longueur des béquilles, par $2a$ la portée CE, par I le moment d'inertie de la poutre horizontale CE, par ρI le moment d'inertie des béquilles, on a pour valeur de la poussée, en posant $K = \frac{f}{\rho a}$:

si p est la charge uniformément répartie par mètre de longueur sur CE : $Q = \frac{-pa^2}{3f} \times \frac{1}{1+\frac{K}{3}}$

Si P désigne une charge isolée appliquée à l'abscisse $u = ma$, en prenant l'origine des abscisses au milieu O de CE :

$$Q = \frac{-Pa}{4f} \times \frac{1-m^2}{1+\frac{K}{3}}$$

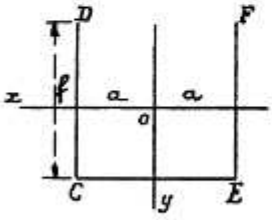
Si enfin la surcharge p s'étend entre les abscisses $u = \alpha a$ et $v = \beta a$ et la région symétrique par rapport à l'origine :

$$Q = \frac{-pa^2}{2f\left(1+\frac{K}{3}\right)}\left[\beta - \alpha - \frac{\beta^3 - \alpha^3}{3}\right]$$

On en déduit, dans chaque cas, la valeur du moment d'encastrement : $Me = -Qf$, et les efforts dans les diverses parties du cadre.

Supposons maintenant que la rigidité des membrures supérieures est assez grande pour que les extrémités des montants D et F puissent être considérés comme d'orientation invariable. Cette hypothèse n'est pas inconciliable avec celle qui consiste à considérer que la résistance à la torsion des membrures inférieures est négligeable, car les membrures supérieures étant comprimées, doivent être conçues de manière à résister au flambement, et présentent généralement, de ce fait, un moment d'inertie transversal plus important que les membrures inférieures.

Dans ces conditions, le cadre se comporterait comme une poutre à béquilles parfaitement encastrées aux points D et F.



Soient A, B, Q les composantes de la réaction complémentaire d'appui, évaluées en prenant l'origine au centre de gravité de la fibre moyenne, dont la cote, au-dessous de DF a pour valeur :

$$|c| = f\,\frac{1+\frac{K}{2}}{1+K}$$

Si p est la charge uniformément répartie par mètre de longueur, on a :

$$A = \frac{pa^2}{3} \times \frac{1}{1+K}, \qquad B = 0 \qquad Q = \frac{-2pa^2}{f}\ \frac{1}{4+K}$$

Si P désigne une charge isolée appliquée à l'abscisse $u = ma$, on a :

$$A = \frac{Pa}{4}\ \frac{1-m^2}{1+K}, \qquad B = \frac{P}{4}\ \frac{m(1-m^2)}{1+3K}, \qquad Q = \frac{-3}{2}\ P\ \frac{a}{f}\left(1-m^2\right)\frac{1}{4+K}$$

Si enfin, la surcharge p s'étend entre les abscisses $u = \alpha a$ et $v = \beta a$, et symétriquement, on a:

$$A = \frac{p a^2}{2(1+K)} \left[\beta - \alpha - \frac{\beta^3 - \alpha^3}{3} \right], \quad B = 0, \quad Q = \frac{-3pa^2}{f(4+K)} \left[\beta - \alpha - \frac{\beta^3 - \alpha^3}{3} \right]$$

La valeur du moment d'encastrement est:

$$M_e = A + Ba - Q(f - |c|) = A + Ba - Qf\frac{K}{2(1+K)}$$

Voici un exemple numérique, tiré d'un ouvrage existant; il s'agit d'un pont à deux voies charretières, de 36,00 m d'ouverture. On a:

$2a = 7,93$ m, $I \times 10^9 = 2.129.009$, $\rho I \times 10^9 = 282.848$ d'où $\rho = 0,133$ et $K = 6,54$ pour $f = 3,45$ (montant courant le plus court procurant le moment d'encastrement maximum).

Le moment d'encastrement dû à la surcharge p uniformément répartie a pour valeur dans la 1ère hypothèse $M_e = \frac{pa^2}{3} \times \frac{1}{1+\frac{K}{3}}$; si la pièce de pont était posée sur appuis simples, le moment fléchissant maximum serait $M = \frac{pa^2}{2}$; leur rapport a pour valeur $\frac{M_e}{M} = \frac{2}{3+K}$, soit sensiblement 0,21.

Dans la deuxième hypothèse, le moment d'encastrement a pour valeur:

$$M_e = \frac{4 pa^2}{3(4+K)}$$

le rapport $\frac{M_e}{M} = \frac{8}{3(4+K)}$ vaut sensiblement 0,25.

L'écart entre les deux résultats n'est pas considérable dans le cas présent.

Il n'est d'ailleurs jamais très important, quelle que soit la valeur de K, et son rapport à la moyenne des résultats obtenus dans les deux hypothèses reste inférieur à 12%

Des calculs plus complets ont été exécutés sur le même type d'ouvrage, par Mr l'Ingénieur Jungelson; il s'est assuré que le moment d'encastrement de la pièce de pont dû à la résistance à la torsion des membrures était, dans le cas où il est le plus grand, inférieur au $\frac{1}{1000}$ du moment calculé; il a tenu compte du fléchissement latéral des membrures, et a fait la distinction entre les effets dûs à la charge permanente et ceux dûs aux surcharges.

Dans ces conditions, il a trouvé les résultats suivants; pour le rapport $\frac{M_e}{M}$

Pièce de pont d'extrémité	charge permanente	0,418	surcharge	0,391
Pièce de pont médiane	"	0,016	"	0,125
Pièce de pont voisine de l'extrémité	"	0,060	"	0,129

On voit, en rapprochant le dernier chiffre de la ligne intermédiaire (0,125) de celui trouvé plus haut (0,21), toute l'importance de la flexion transversale des membrures sur l'encastrement des pièces de pont.

Le tableau met également nettement en évidence la différence des moments d'encastrement d'une même pièce de pont, suivant que tout le pont est chargé (cas de la charge permanente) ou que la pièce de pont considérée est seule surchargée.

Voici, d'après les résultats déduits d'un certain nombre d'ouvrages les moments fléchissants qu'il paraît convenable d'adopter dans les cas suivants, pour le calcul des pièces de pont et de leurs assemblages.

On désignera par μ_c et μ_d les moments fléchissants dûs à la charge permanente et à la surcharge qui se produiraient si la pièce de pont était simplement appuyée à ses deux extrémités.

Poutres-maîtresses à âme pleine.

Moment fléchissant en travée de la pièce de pont	$\mu_c + \mu_d$
Assemblage des pièces de pont courantes	$0,1(\mu_c+\mu_d)$
-id- d'extrémité	$0,2(\mu_c+\mu_d)$

Poutres-maîtresses triangulées à membrures en caisson.

Moment fléchissant en travée de la pièce de pont	$\mu_c + 0,9\,\mu_d$
Assemblage des pièces de pont courantes	$0,25(\mu_c+\mu_d)$
-id- d'extrémité	$0,5(\mu_c+\mu_d)$

Il ne faut pas oublier, d'ailleurs, que les montants supportent, au niveau de l'axe neutre des pièces de pont, des moments fléchissants égaux aux moments d'encastrement de l'assemblage. Leur section minimum, dans cette région, se trouvant au niveau supérieur du gousset d'assemblage, ils devront être en état de supporter, en outre de l'effort normal qu'ils subissent, les moments fléchissants ci-après.

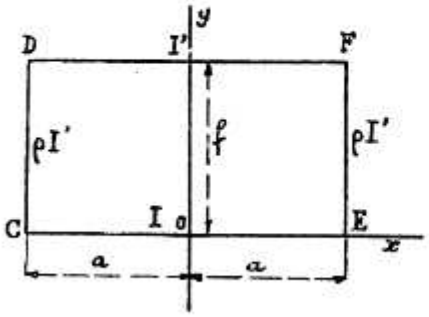
Montants courants	$0,2(\mu_c+\mu_d)$
Montants d'about	$0,5(\mu_c+\mu_d)$

S'il s'agissait de poutres triangulées avec membrures à âme simple, on pourrait adopter les indications relatives aux poutres-maîtresses à âme pleine, si les montants ne présentent pas une rigidité transversale exceptionnelle.

Cadre fermé.

On peut considérer le cadre fermé comme un système de deux poutres réunies à leurs abouts par des assemblages rigides : l'une d'elle est constituée par la pièce de pont, l'autre est formée d'une poutre à béquilles CDEF ; les assemblages rigides de ce système particulier sont en C et en E.

Nous négligerons, ici encore, la résistance à la torsion des membrures et les termes provenant de l'effort normal et de l'effort tranchant



dans les équations de déformation.

Soit f, la hauteur du cadre, $2a$ sa largeur, I le moment d'inertie de la pièce de pont, I' celui de l'entretoise DF, $\rho I'$ le moment d'inertie des montants CD et EF.

Les réactions complémentaires d'appui pour chacune des poutres sont égales et directement opposées aux réactions complémentaires de l'autre, la résistance à la torsion des membrures inférieures étant négligeable.

On prendra pour origine des coordonnées le milieu de la pièce de pont.

Le problème comporte seulement 3 inconnues, que l'on déterminera en écrivant que les déformations angulaire, verticale et horizontale sont les mêmes pour les deux poutres envisagées, en C et en E.

Si M et M' désignent les moments fléchissants correspondants, on a :

$$\begin{cases} M = \mu + A + B\xi & (\eta = 0) \\ M' = -A - B\xi + Q\eta' + \mu' \end{cases}$$

et

$$\begin{cases} \int \frac{M}{I}\, d\sigma = \int \frac{M'}{I_1}\, d\sigma' \\ \int \frac{M\xi}{I}\, d\sigma = \int \frac{M'\xi'}{I_1}\, d\sigma' \\ \int \frac{M\eta}{I}\, d\sigma = \int \frac{M'\eta'}{I_1}\, d\sigma' \end{cases}$$

On peut remarquer que, puisque le cadre est symétrique par rapport à la verticale les intégrales suivantes sont nulles :

$$\int \frac{\xi\, d\sigma}{I} = 0, \quad \int \frac{\xi'\, d\sigma'}{I_1} = 0, \quad \int \frac{\xi'\eta'\, d\sigma'}{I_1} = 0$$

D'autre part, on a dans le montant CD : $\xi' = -a$, $d\sigma' = d\eta'$
dans l'entretoise DF : $\eta' = f$, $d\sigma' = d\xi$
dans le montant FE : $\xi' = +a$, $d\sigma' = -d\eta'$

Tenant compte de ces conditions, et posant $K = \frac{f}{\rho a}$, $\delta = \frac{I'}{I}$ [1], on obtient les équations suivantes :

$$\begin{cases} 2Aa(\delta + K + 1) - Qfa(2 + K) = -\delta \int_{-a}^{+a} \mu\, d\xi + \int_{-a}^{+a} \mu' d\xi \\ 2Ba^3(\delta + 3K + 1) = -3\delta \int_{-a}^{+a} \mu\, \xi\, d\xi + 3\int_{-a}^{+a} \mu' \xi\, d\xi \\ 3A(2 + K) - 2Qf(3 + K) = \frac{3}{a}\int_{-a}^{+a} \mu'\, d\xi \end{cases}$$

On remarquera que si les surcharges sont disposées symétriquement sur la pièce de pont, μ étant une fonction paire de ξ, $\int_{-a}^{+a} \mu\, \xi\, d\xi = 0$, et par conséquent $B = 0$, si aucune charge dissymétrique n'est appliquée à l'entretoise.

Dans tous les cas, le moment d'encastrement de la pièce de pont a pour expression : $M = A \pm Ba$, suivant que l'on considère l'appui E ou l'appui C.

On a d'ailleurs, s'il s'agit d'une surcharge uniformément répartie p par unité de longueur :

$$\int_{-a}^{+a} \mu\, d\xi = \frac{2}{3} pa^3$$

---

(1) Si l'on désirait tenir compte de l'encastrement pratiquement parfait de la pièce de pont d'extrémité, en raison de l'assemblage des membrures inférieures sur les appareils d'appui, il suffirait de faire $\delta = 0$ pour le cadre correspondant, tout se passant en C et en E comme si I était infini. La pièce de pont et la poutre à béquilles deviennent indépendantes l'une de l'autre.

S'il s'agit d'une surcharge isolée P placée à l'abscisse $u = ma$:

$$\int_{-a}^{+a} \mu \, d\xi = \frac{Pa^2}{2}(1-m^2), \quad \int_{-a}^{+a} \mu \xi \, d\xi = \frac{Pa^3}{6} m (1-m^2)$$

S'il s'agit d'une surcharge uniforme p s'étendant entre les abscisses $u = \alpha a$, $v = \beta a$, et symétriquement

$$\int_{-a}^{+a} \mu \, d\xi = p a^3 \left[\beta - \alpha - \frac{\beta^3 - \alpha^3}{3} \right]$$

Plaçons-nous dans le cas d'une surcharge uniformément répartie, et comparons la valeur du moment d'encastrement au moment fléchissant maximum $\frac{pa^2}{2}$ qui se produirait dans la poutre posée sur appuis simples.

On a, dans le cas présent, pour valeur du moment d'encastrement

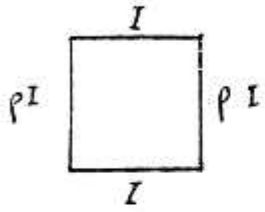
$$M_e = \frac{-2\delta(K+3)}{\alpha\left[4\delta(K+3)+K(K+4)\right]} \int_{-a}^{+a} \mu \, d\xi = \frac{-4p\delta(K+3)a^2}{3\left[4\delta(K+3)+K(K+4)\right]}$$

Le rapport des 2 moments est donc:

$$\frac{M_e}{M} = \frac{2}{3} \times \frac{1}{1+\frac{K(K+4)}{4\delta(K+3)}}$$

Pour nous rendre compte de la variation du rapport $\frac{M_e}{M}$ avec K et δ, supposons que le cadre est carré, et examinons quelques hypothèses.

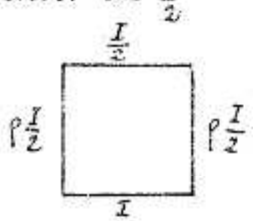
Si les moments d'inertie de la pièce de pont et de l'entretoise sont égaux, $\delta = 1$



$$\begin{cases} \text{si } \rho = 1, & K = 2 & \frac{M_e}{M} = 0,42 \\ \text{si } \rho = \frac{1}{2}, & K = 4 & \frac{M_e}{M} = 0,31 \\ \text{si } \rho = \frac{1}{4}, & K = 8 & \frac{M_e}{M} = 0,21 \end{cases}$$

Le moment d'encastrement réel serait, dans ces hypothèses, plus faible que le moment d'encastrement théorique envisagé par le Règlement; on verrait qu'il ne lui serait égal que si $K = 1,07$, c'est-à-dire si $\rho = 1,87$. Le moment d'inertie des montants serait presque le double de celui des pièces de pont. Ce cas peut se présenter, notamment dans les cadres formant les portiques d'extrémité des ponts.

Supposons maintenant que le moment d'inertie de l'entretoise supérieure soit seulement la moitié du moment d'inertie de la pièce de pont; alors $\delta = \frac{1}{2}$



$$\begin{cases} \text{si } \rho = 2, & K = 1 & \frac{M_e}{M} = 0,41 \\ \text{si } \rho = 1, & K = 2 & \frac{M_e}{M} = 0,30 \\ \text{si } \rho = \frac{1}{2}, & K = 4 & \frac{M_e}{M} = 0,20 \end{cases}$$

Le moment d'encastrement réel est donc, ici encore, plus

faible que le moment d'encastrement théorique envisagé par le Règlement, il ne lui serait égal que si K = 0,519, c'est-à-dire si p = 3,85 ; le moment d'inertie des montants serait, ici encore, presque le double de celui des pièces de pont.

Voici un exemple numérique, tiré d'un ouvrage existant ; il s'agit d'un pont à 2 voies charretières, de 70,00 m d'ouverture.

On a : 2a = 8,51 m, $I \times 10^9 = 2.849.022$, $I' \times 10^9 = 234.217$ $\delta = 0,0822$

Montant courant le plus court : f = 6,916 m, $\rho I' \times 10^9 = 584.969$, K = 0,651, $\frac{Me}{M} = 0,19$

Montant le plus long : f = 8,987 m $\rho I' \times 10^9 = 138.127$, K = 3,582, $\frac{Me}{M} = 0,05$

Ceci montre combien est variable le moment d'encastrement avec la situation de la pièce de pont dans l'ouvrage, quand la section des montants est variable, ainsi que leur longueur. On doit toujours le calculer quand on a affaire à un cadre fermé.

Répartition de la charge permanente entre les pièces de l'ossature métallique du tablier

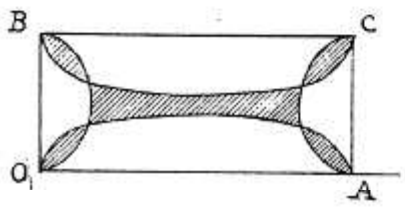
---

Les méthodes indiquées pour évaluer quelle est la charge permanente (ou la surcharge uniformément répartie) afférente à chaque pièce du tablier sont grossières ; la méthode correcte consisterait à tenir compte de la répartition réelle des charges par l'intermédiaire de la couverture sur le quadrillage formé par les **longerons**, les entretoises et les pièces de pont, les poutres-maîtresses pouvant d'ailleurs remplacer les longerons extrêmes. C'est un problème extrêmement compliqué et qui le demeure encore dans le cas simpliste où l'on suppose que la couverture de chaque compartiment du quadrillage est indépendante de celle des autres.

Dans ce cas, on est ramené, en définitive, à étudier la répartition des efforts tranchants le long des bords d'un rectangle que l'on assimile à une plaque mince supportant les charges, et reposant sur des appuis élastiques sur lesquels elle est plus ou moins encastrée.

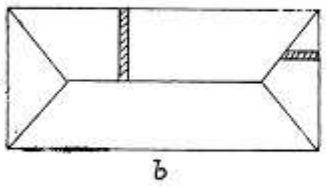
La solution de ce problème est donnée par la théorie de l'élasticité.

Dans le cas où la plaque repose librement sur des appuis parfaitement rigides, les réactions en chaque point du pourtour sont représentées par les ordonnées de courbes voisines de demi-ellipses.



Pratiquement on les remplace même par des triangles et des trapèzes, obtenus en menant les bissectrices des quatre angles et en joignant leurs intersections 2 à 2 par une parallèle aux grands côtés du rectangle.

On attribue ensuite à chaque côté du rectangle



une charge proportionnelle à la surface qui lui est adjacente, l'intensité de la charge en chaque point étant mesurée par l'ordonnée correspondante.[1]

Solidarité des pièces de pont réalisée par l'intermédiaire des longerons

En raison de la présence des longerons, il existe une solidarité réelle entre les différentes pièces de pont, de telle sorte qu'une surcharge isolée appliquée au droit de l'une d'elles se trouve partiellement reportée sur les voisines.

La couverture intervient également, dans la répartition des efforts, mais pour une part moins importante, parce que son moment d'inertie est beaucoup plus faible que celui des longerons.

Il est bien évident que la solidarité n'influe pas sur la répartition des efforts dûs à la charge permanente, ou à une surcharge uniformément répartie sur une bande occupant toute la longueur de l'ouvrage, ni même lorsqu'il s'agit de surcharges isolées égales, placées simultanément au droit de toutes les pièces de pont, ou seulement sur un assez grand nombre d'entre elles.

On ne tient pas compte, en général, de cet effet de répartition des surcharges, dû aux longerons.

Il n'est, en effet, d'une efficacité suffisante que si les pièces de pont sont assez rapprochées (comme dans les bow-string et les ponts en arc à tablier suspendu de faible portée ou les ponts suspendus dont la construction est ancienne) et lorsque les surcharges isolées ne sont pas trop rapprochées les unes des autres.

La plupart des vieux ponts suspendus avaient des tabliers dont les pièces de pont sont distantes de 1,50m environ ; bien que leur couverture soit en bois, on a longtemps admis qu'une pièce de pont ne portait que le tiers des surcharges isolées qui se trouvent placées à son aplomb.

C'est là une hypothèse très excessive, qui a conduit à construire des tabliers de résistance notoirement trop faible.

Indication de la méthode à suivre pour évaluer la solidarité.

La solidarité réalisée par les longerons peut être étudiée théoriquement très complètement, en considérant chacun des longerons comme une poutre continue, reposant sur des appuis élastiques, constitués par les pièces de pont.

---

[1] En supposant les poutres sur appuis simples et en désignant par a le petit côté, par b le grand côté et par p la charge uniformément répartie par unité de surface, on obtiendrait les résultats suivants :

Poutre a pour deux triangles contigus
- Moment fléchissant maximum $\frac{pa^3}{12}$
- Effort tranchant maximum $\frac{pa^2}{4}$

Poutre b pour deux trapèzes contigus
- Moment fléchissant maximum $p\frac{a(3b^2-a^2)}{24}$
- Effort tranchant maximum $p\frac{a(2b-a)}{4}$

Il n'est pas recommandable, dans l'établissement du projet d'un ouvrage neuf, de tenir compte de ces indications.

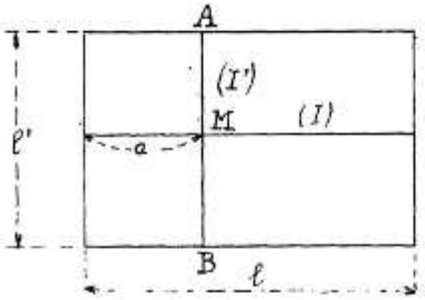
Pratiquement, on se heurterait à des difficultés de calcul considérables, si on ne prenait soin de simplifier le problème, en se contentant d'examiner le cas où l'on a seulement 3 ou 5 pièces de pont consécutives, et en supposant que les extrémités de celles-ci sont invariables, bien qu'elles soient fixées sur les fermes principales, qui subissent elles-mêmes des déformations.

Il faut enfin supposer que les pièces de pont sont ou simplement appuyées, ou parfaitement encastrées à leurs extrémités, ou définir leur degré d'encastrement; il faut également que la continuité des longerons soit assurée au droit de chaque pièce de pont.

On admet, enfin, que les moments d'inertie sont constants pour chacune de ces pièces.

On voit immédiatement que, étant donné le caractère d'incertitude de certaines des hypothèses qui viennent d'être faites, on ne peut espérer trouver ainsi qu'une mesure approchée des effets de la solidarité, et non pas une expression théorique rigoureuse.

Dans ces conditions, il paraît inutile de considérer 5 pièces de pont consécutives : la présence des 2 pièces de pont extrêmes n'introduit que des corrections illusoires, et complique inutilement les calculs.[1]



Considérons donc 3 pièces de pont consécutives, de moment d'inertie I, et de portée l, réunies par un longeron dont le moment d'inertie est I'; sa portée sera considérée comme égale à la distance des 2 pièces de pont extrêmes, soit l'; sa position est définie par sa distance a à l'appui de gauche des pièces de pont.

Plaçons, au croisement M du longeron et de la pièce de pont du milieu, une surcharge isolée égale à l'unité et cherchons quelle est la fraction K de cette charge reportée sur cette dernière.

Soit f_P la flèche de la pièce de pont en M, sous l'influence d'une surcharge égale à l'unité,

f_L la flèche du longeron en M, sous l'influence d'une surcharge égale à l'unité.

Le longeron supportera la surcharge (1−K) en M, et reportera à chacune de ses extrémités la surcharge $\frac{1-K}{2}$. La flèche, totale en M sera égale à la flèche de la pièce de pont en A ou B, sous l'influence de la surcharge $\frac{1-K}{2}$, augmentée de sa flèche propre sous l'action de la surcharge 1−K. En écrivant qu'elle est égale à celle de la pièce de pont en M, sans l'action de la surcharge K, on aura l'équation :

$$K f_P = \frac{1-K}{2} f_P + (1-K) f_L \quad \text{d'où} \quad K = \frac{f_P + 2 f_L}{3 f_P + 2 f_L}$$

Cette expression est valable quelles que soient les hypothèses faites sur la nature des appuis d'extrémité du longeron et des pièces de pont.

---

[1] M. Coulon a traité, dans un cas particulier (surcharges symétriques par rapport à l'axe de la chaussée, pièces de pont simplement appuyées sur les poutres principales, longerons simplement appuyés sur les pièces de pont extrêmes) le cas de 5 pièces de pont successives, et de 2 longerons (Le projet de reconstruction du pont de Saint-Mathurin - Travaux - Juin 1953).

En mettant K sous la forme $K = \frac{1}{3} + \frac{\frac{4}{3} f_L}{3 f_P + 2 f_L}$, on voit que la répartition est d'autant meilleure, pour une position donnée du longeron que f_P est plus grand, c'est-à-dire que la pièce de pont est moins rigide et que l'on se rapproche davantage de l'appui simple à ses extrémités. Pour une nature d'appuis donnée, K est minimum quand le longeron est placé au milieu de la portée des pièces de pont.

En mettant K sous la forme $K = 1 - \frac{2 f_P}{3 f_P + 2 f_L}$, on voit que la répartition est d'autant meilleure que f_L est plus petit, c'est-à-dire que le longeron est plus rigide et mieux encastré à ses extrémités.

Pour que le système soit très efficace, il faut donc que les pièces de pont soient assez souples, peu encastrées, et que la continuité des longerons très rigides soit très bien assurée.

On remarquera que le coefficient ne tend vers $\frac{1}{3}$ que lorsque f_L tend vers zéro, c'est-à-dire quand la rigidité du longeron devient infinie, quelles que soient les conditions d'appui aux extrémités des pièces de pont et du longeron.

Ce n'est que dans cette hypothèse extrême que la pièce de pont ne porterait que le tiers d'une surcharge placée à son aplomb, au droit du croisement avec un longeron.

Voici les valeurs du coefficient K correspondant aux diverses circonstances qui peuvent se présenter.

Pièces de pont articulées à leurs extrémités

Longerons articulés aux extrémités $\left\{ K = \dfrac{8 a^2 (l-a)^2 + l l'^3 \frac{I}{I'}}{24 a^2 (l-a)^2 + l l'^3 \frac{I}{I'}} \right.$ au milieu de la pièce de pont $K = \dfrac{0{,}5 + \frac{l'^3}{l^3} \frac{I}{I'}}{1{,}5 + \frac{l'^3}{l^3} \frac{I}{I'}}$

Longerons encastrés aux deux extrémités $\left\{ K = \dfrac{32 a^2 (l-a)^2 + l l'^3 \frac{I}{I'}}{96 a^2 (l-a)^2 + l l'^3 \frac{I}{I'}} \right.$ — d° — $K = \dfrac{2 + \frac{l'^3}{l^3} \frac{I}{I'}}{6 + \frac{l'^3}{l^3} \frac{I}{I'}}$

Pièces de pont parfaitement encastrées à leurs extrémités.

Longerons articulés aux extrémités $\left\{ K = \dfrac{8 a^3 (l-a)^3 + l^3 l'^3 \frac{I}{I'}}{24 a^3 (l-a)^3 + l^3 l'^3 \frac{I}{I'}} \right.$ au milieu de la pièce de pont $K = \dfrac{0{,}125 + \frac{l'^3}{l^3} \times \frac{I}{I'}}{0{,}375 + \frac{l'^3}{l^3} \times \frac{I}{I'}}$

Longerons encastrés à leurs extrémités $\left\{ K = \dfrac{32 a^3 (l-a)^3 + l^3 l'^3 \frac{I}{I'}}{96 a^3 (l-a)^3 + l^3 l'^3 \frac{I}{I'}} \right.$ — d° — $K = \dfrac{0{,}5 + \frac{l'^3}{l^3} \times \frac{I}{I'}}{1{,}5 + \frac{l'^3}{l^3} \times \frac{I}{I'}}$

Lorsque l'on tient à bénéficier de la solidarité, on donne généralement la même hauteur aux longerons et aux pièces de pont, de manière à pouvoir réaliser facilement à la fois l'assemblage et la continuité des longerons.

On doit donner aux longerons une résistance suffisante pour pouvoir supporter la charge isolée maximum $(1-K)P$, si P est le poids de la plus lourde, au milieu de sa portée l', sans préjudice des autres surcharges pouvant lui être directement appliquées, dans l'intervalle compris entre 2 pièces de pont.

Il est prudent, d'ailleurs, d'envisager le cas où la continuité du longeron se trouverait accidentellement mal assurée, et de le calculer alors comme si sa

portée était seulement $\frac{l'}{2}$ et s'il devait supporter effectivement la surcharge P ; cette hypothèse extrême conduit, en général, à renforcer l'attache du longeron sur les pièces de pont, ce qui, en définitive, est favorable à la rigidité de l'ossature du tablier, et assure une meilleure solidarité.

Application de la solidarité des pièces du tablier au renforcement des vieux ouvrages.

Assez fréquemment, dans les vieux ouvrages, l'impossibilité d'y faire circuler des véhicules modernes provient surtout de la résistance insuffisante des pièces de l'ossature du tablier ; les fermes principales seraient souvent assez résistantes, notamment dans les ponts-routes, si l'on acceptait de légères majorations des contraintes adoptées pour leur détermination.

Avant de proposer le remplacement d'un pont que son état de vétusté ne condamne pas, l'Ingénieur doit chercher à l'améliorer ; la plupart des vieux ponts métalliques comportent une couverture très lourde. — ——— On peut lui substituer une couverture en tôles embouties, ou une dalle en béton armé ; de même on peut remplacer une chaussée empierrée, souvent très épaisse, par un revêtement moderne plus léger.

Mais cette substitution, si elle est suffisante pour les fermes principales, demeure presque toujours insuffisante en ce qui concerne les pièces de pont. On les solidarisera donc si elles ne le sont pas, et notamment si le tablier ne comporte pas de longerons, par un ou plusieurs longerons convenablement disposés ; elles seront alors en état de résister à des surcharges isolées très supérieures à celles qu'elles pouvaient supporter primitivement.

On prendra la précaution de renforcer un peu les pièces de pont extrêmes qui sont dans une situation différente des autres.

On remarquera d'ailleurs que la solidarité ainsi réalisée intervient également pour "étaler" les surcharges isolées sur les fermes principales, et par conséquent, pour les soulager dans une mesure très appréciable.

Conclusions relatives à la structure générale des tabliers des ponts à deux poutres maîtresses

---

Toutes les dispositions qui ont été décrites précédemment assurent la rigidité de l'ossature du tablier, dans son ensemble.

Cette qualité, nécessaire pour les ponts-routes, est essentielle pour les ponts-rails, attaqués par des essieux très lourds, circulant à grande vitesse.

La rigidité de l'ossature du tablier améliore, en outre, la stabilité des fermes principales, parce qu'elles sont bien entretoisées, et qu'elles sont moins sujettes au déversement transversal.

Les Ingénieurs ont actuellement une tendance trop marquée à réaliser des économies de poids sur l'ossature des tabliers ; en faisant travailler les longerons et les pièces de pont au voisinage de la contrainte limite autorisée, on accroît leur déformation ; on se prive également de la possibilité de rester dans des limites acceptables de contraintes devant l'accroissement constant et important du poids des véhicules lourds, surtout en matière de circulation routière. Les longerons et encore plus les pièces de pont souffrent beaucoup plus de cet accroissement que les fermes principales, et leurs assemblages mutuels et avec ces fermes sont beaucoup plus vulnérables que ceux des organes des fermes entre eux.

Pour ces mêmes raisons, il n'est pas indiqué, dans les cas courants, d'associer la résistance de la couverture à celle de l'ossature du tablier. Si cette couverture est une dalle en béton armé, on ne saurait d'ailleurs légitimement le faire que si cette dalle est constamment comprimée, soit naturellement (association à la membrure supérieure d'une travée indépendante, par exemple), soit par précontrainte.

Mais, encore une fois, on se prive ainsi bénévolement, et pour une économie qui représente fort peu de chose sur la dépense totale de construction d'un ouvrage (piles et culées comprises), d'une meilleure rigidité et d'une réserve de résistance destinée à pallier l'usure inévitable, le relâchement des assemblages, l'accroissement des surcharges, et même le passage de surcharges très exceptionnelles et peu prévisibles.

L'Ingénieur a d'ailleurs rarement la liberté de réaliser le tablier d'un ouvrage dans les meilleures conditions techniques qu'il souhaiterait : l'épaisseur totale du tablier lui est souvent imposée par des conditions complètement indépendantes de l'ouvrage lui-même : cote de la voie qui emprunte le pont, gabarit à réserver sous l'ouvrage.

Si cette épaisseur est faible, on a alors généralement intérêt à prévoir un pont à deux fermes principales seulement, dès que la portée a quelque importance. L'épaisseur du tablier est alors commandée par la hauteur des pièces de pont. On peut la réduire grâce à la solidarisation que procurent les longerons, dont il est légitime de tenir compte en pareille circonstance. On donne alors aux longerons la même hauteur qu'aux pièces de pont, ce qui permet d'assurer très facilement leur continuité et d'obtenir, grâce à la présence des goussets de continuité de leurs membrures, plus ou moins épanouis, une grande indéformabilité du tablier dans le sens transversal. Mais l'ouvrage ainsi réalisé est, au total, moins rigide et comporte moins de possibilités d'avenir que s'il était normalement conçu, en dehors de toute préoccupation étrangère à sa construction proprement dite.

2°) Tabliers dont les fermes principales sont entièrement situées sous la voie portée.

Dans ce cas, les pièces de pont sont supprimées, et les fermes principales remplacent les longerons.

On réalise ainsi un type de pont dont l'emploi est assez fréquent dans les villes, parce qu'il permet de dégager complètement les rues, pour la circulation,

et qu'il se prête particulièrement bien à la décoration, qu'il soit à poutres ou en arc.

Il faut, naturellement, que les circonstances permettent de réserver au-dessus de la voie franchie, la hauteur convenable.

Les fermes principales sont réparties sous la chaussée et sous les trottoirs, dont une partie est fréquemment en encorbellement; elles sont solidarisées entre elles par l'intermédiaire d'entretoises et de triangulations en profilés en cornières et en plats, et par la couverture.

Ces éléments sont situés dans des plans verticaux équidistants, dont l'écartement est souvent du même ordre de grandeur que la distance d'axe en axe des fermes, dans les grands ouvrages.

Mode de calcul des fermes principales.

Contrairement aux indications qui ont été données précédemment, on a, autrefois, calculé ces ouvrages, en supposant que la chaussée et les trottoirs sont surchargés au maximum sur toute leur largeur, et que les efforts se répartissent également entre toutes les fermes; que l'on construit identiques.

Pour que ce mode de calcul soit acceptable, il faut évidemment que les organes de solidarisation et leurs assemblages soient assez rigides pour assurer une répartition effective des surcharges placées sur le tablier, entre les diverses fermes. Il est rigoureux, si la rigidité est telle que les déformations verticales des entretoisements sont négligeables devant celles des fermes, et si les surcharges sont symétriques par rapport à l'axe longitudinal de la chaussée.

Mais si les surcharges sont dissymétriques, il y a lieu de tenir compte de leur inégale répartition sur les poutres, en ce qui concerne les moments fléchissants et les efforts tranchants.

On trouvera à l'Annexe IV le résumé des règles à suivre, dûes à M. Courbon, concernant la travée indépendante, lorsque la largeur du tablier est relativement petite par rapport à la portée (1).

La question de dissymétrie ne se pose d'ailleurs, aux termes du Règlement du 10 Mai 1927, que pour les ouvrages de portée médiocre pour lesquels les surcharges à envisager sont celles du système B, toujours valable pour les entretoises.

Types de tabliers à fermes sous la voie portée

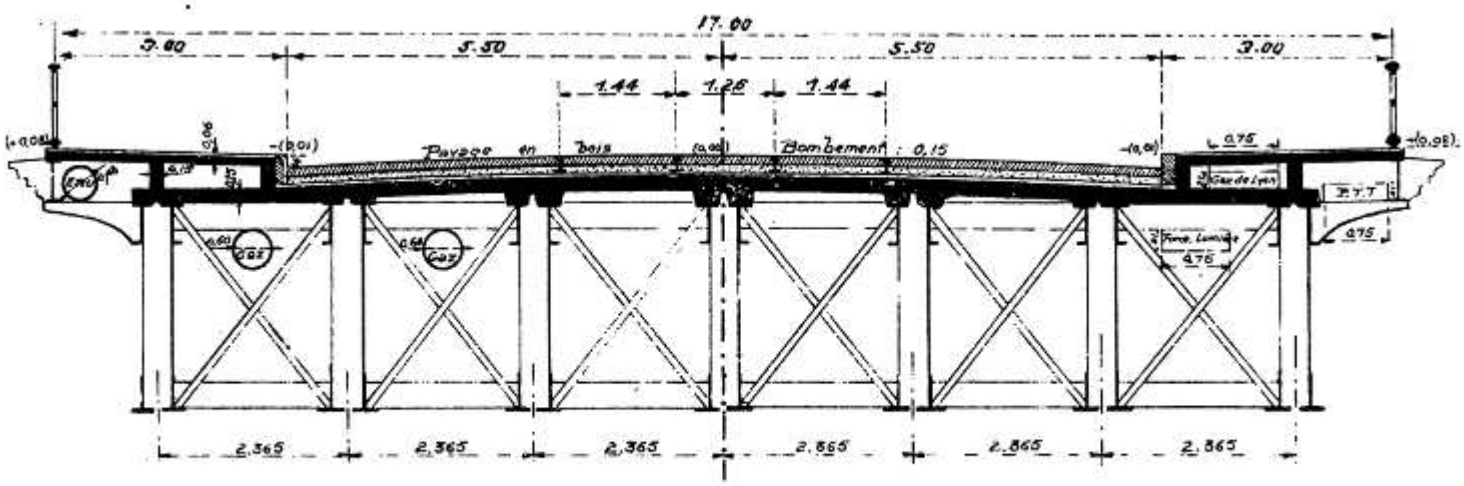
Les fermes peuvent être triangulées, ou à âme pleine; la tendance actuelle est de les construire à âme pleine; ceci provient non seulement des facilités que procure alors la soudure, mais également du fait que les exigences des circulations

---

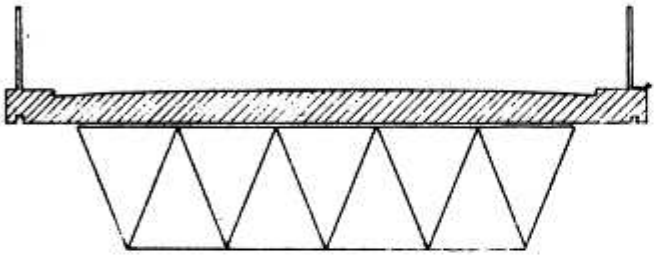
(1) Voir Annales des Ponts et Chaussées - Novembre Decembre 1940 "Calcul des ponts à poutres multiples solidarisées par des entretoises" l'étude complète de M. Courbon - A.P.C. Septembre-Octobre 1946 "Calcul des ponts larges à poutres multiples solidarisées par des entretoises", étude de M. Guyon. Annales des Travaux Publics de Belgique. Juin et Octobre 1950. "Contribution au calcul des ponts à poutres multiples" par M. Massonnet. "A.P.C. Septembre - Octobre 1952 - Remarques sur l'étude de M. Guyon par M. Nicolsky - "Calcul des efforts dans les entretoises des ponts-routes à poutres multiples par M. Monneret. A.P.C. II et III 1954 (Cette étude se rapporte plus spécialement au cas des ponts larges par rapport à leur portée). "Complément à la méthode de calcul des ponts à poutres multiples" par M. Massonnet (A.T.P.B. Octobre 1954).

sur la voie franchie et sur la voie portée conduisent à concevoir des ouvrages de plus en plus plats, auxquels les poutres à âme pleine sont très bien adaptées.

On a représenté ci-dessous la coupe transversale du pont de la Mulatière sur la Saône, à Lyon. C'est un ouvrage déjà ancien; les fermes principales sont triangulées (cantilever à trois travées); les extrémités des trottoirs reposent sur les extrémités de consoles métalliques.



Lorsque la couverture est constituée par une dalle en béton armé, il est indiqué de la faire reposer seulement sur les membrures supérieures des poutres, ou bien des longerons (cas des arcs), et non pas sur les entretoisements : on évite ainsi la flexion locale des membrures supérieures de ces derniers, et la construction s'en trouve simplifiée. Il aurait mieux valu dans le cas présent faire porter tout ou partie des trottoirs par un prolongement en encorbellement de la dalle sous chaussée.



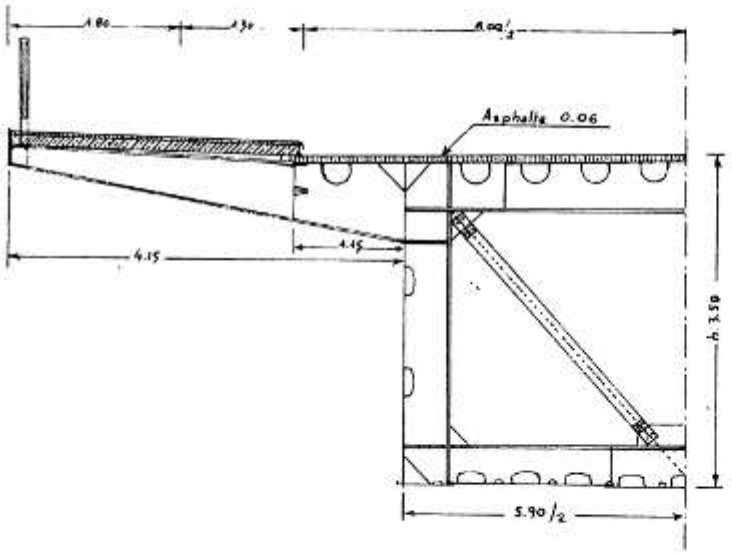
Dans ce genre d'ouvrages, on peut accroître la hauteur des poutres dans leur plan pour une épaisseur donnée du tablier en les disposant obliquement et non pas verticalement. Les entretoisements sont formés à partir des éléments mêmes des poutres, et l'on obtient un excellent contreventement de l'ouvrage.

Avec les types de couverture couramment en usage on utilisait jusqu'à maintenant un nombre de fermes assez important, dans les ponts à poutres.

Mais, si l'on fait jouer à la couverture métallique le rôle de membrure supérieure des poutres principales, on parvient à une conception générale du tablier plus simple, et pour une épaisseur de tablier donnée, on peut réduire notablement le nombre des poutres, à condition d'établir un contreventement transversal efficace.

Il peut même être de deux seulement, si l'ouvrage n'est pas trop large, et si sa portée permet de réaliser une ossature pour laquelle le déversement par flexion latérale et par torsion ne soit pas à craindre. On peut même rapprocher les deux

poutres au maximum, et disposer de très grands encorbellements, sur lesquels reposera une partie de la chaussée. Les appuis intermédiaires de l'ouvrage sont ainsi réduits au minimum. C'est ce qui a été réalisé au pont sur la Weser, entre Barkhausen et Porta [1], dont la demi-coupe transversale est représentée ci-contre. L'ouvrage est à 3 travées solidaires (63,72 m - 77,88 m - 106,20 m) et met en évidence les possibilités considérables de ce type d'ouvrage, à caisson fermé à dalles supérieure et inférieure orthotropes, dont les raidisseurs contre le voilement sont formés de tôles courbes de 6 mm d'épaisseur, de même que ceux des âmes. La membrure supérieure des pièces de pont est la membrure supérieure du caisson.



L'épaisseur des semelles du caisson varie de 12 à 20 mm pour la supérieure et de 8 à 20 mm pour l'inférieure; celle des âmes varie de 10 à 12 mm.

L'ouvrage est soudé et comporte 70% de St 50 et 30% de St 37 utilisé pour tous les éléments transversaux et une partie des raidisseurs des âmes des poutres.

Ce type de pont est à rapprocher du pont rails de Menai construit par Stevenson en 1846, de 142 m de portée pour les plus grandes portées, toujours en service; les convois circulent à l'intérieur du caisson et sur la membrure inférieure (Voir 2ème Partie, page 19).

Pour des ponts plus larges, on a utilisé des dispositions différentes, en conservant le rôle joué par la couverture métallique. En voici deux exemples.

Le pont de Cologne-Deutz [2] est à 3 travées solidaires continues, de 132,34 m, 184,45 m, 120,728 m de portée dont la coupe transversale est représentée ci-contre; sa largeur totale est susceptible d'être portée de 20,60 m à 27,60 m, par adjonction de 2 poutres latérales supplémentaires, les consoles conservant la même longueur.

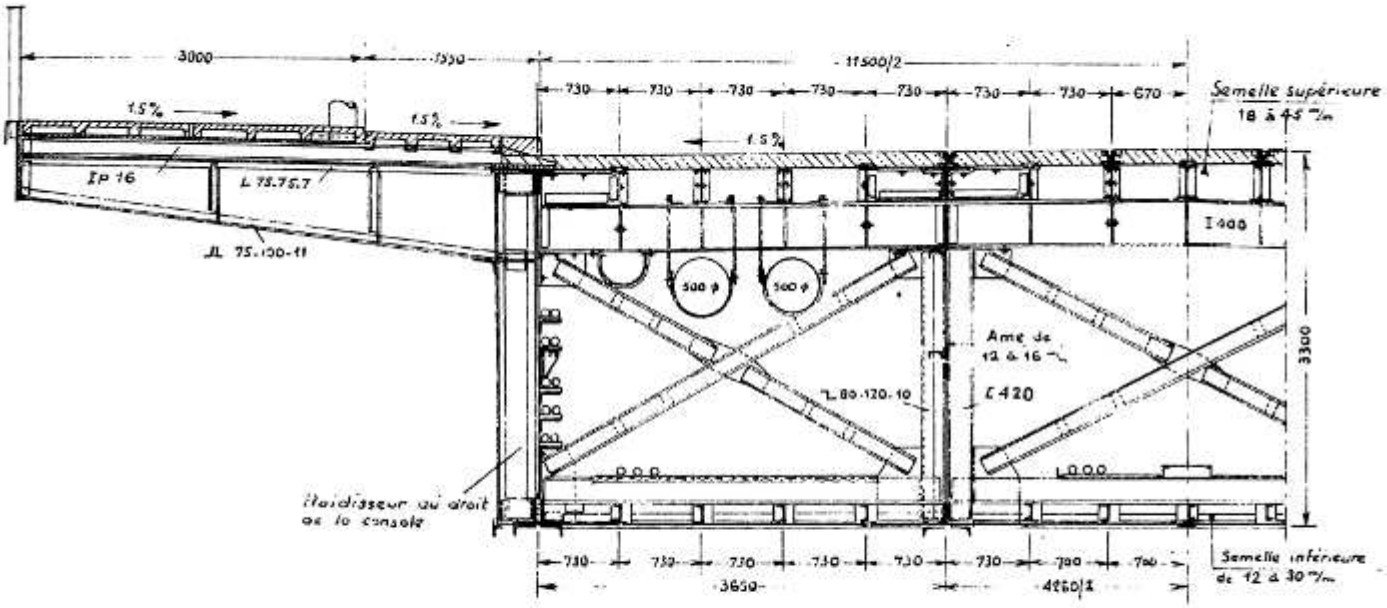
L'ouvrage est une poutre cellulaire, à âmes pleines comportant deux âmes intermédiaires.

La tôle formant membrure supérieure dont l'épaisseur varie de 18 à 45 mm est raidie et supportée par des longerons portés par des entretoises. Ces dernières sont distantes de 2,46 m; les longerons à profil dissymétrique sont en acier soudé St 52; la semelle inférieure est la plus large. Les entretoises en St 37 sont des profils normaux de H00 mm; elles sont placées sous les longerons, ce qui évite tout assemblage; la liaison est faite par boulons. La tôle de couverture est formée d'éléments de 15 x 2,19 m² (ou 1,46 m).

---

(1) Der Stahlbau - Mai 1955.

(2) Bautechnik, 7, 9, 10, 11 - 1949 - Ossature métallique - Décembre 1949.



Coupe transversale à la clef
(Au droit des piles, le contreventement comporte deux étages)
hauteur des âmes 7.80 m

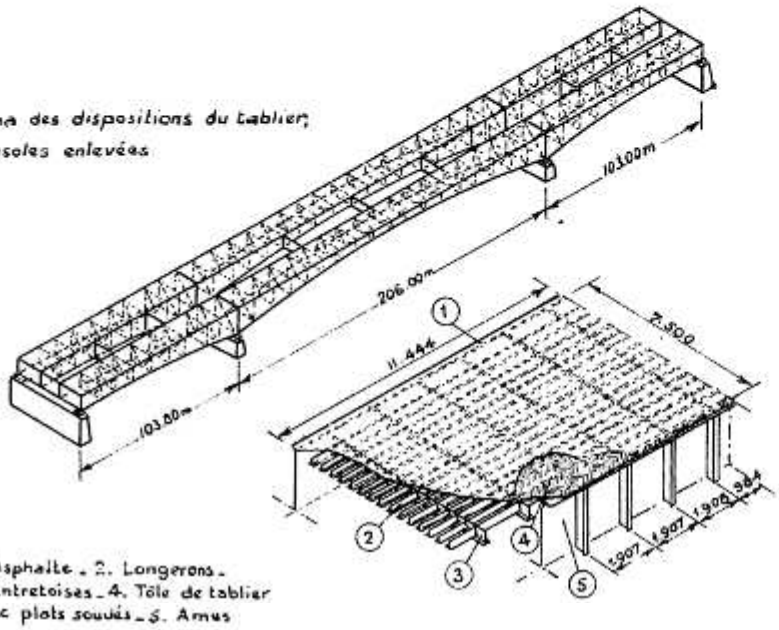
La tôle inférieure, dont l'épaisseur varie de 12 à 30 mm est raidie par des longerons et entretoises de plus faibles dimensions, puisqu'elle n'a aucune charge à supporter directement.

Les âmes sont relativement minces (12 mm en dehors des régions des piles, portées à 14 et 16 mm à leur voisinage) et raidies par des profilés, dont il est fait un usage important, ce qui réduit la rivure. Le caisson est entièrement fermé, ce qui assure une meilleure conservation du métal et facilite l'entretien.

Le pont de Düsseldorf - Neuss[1] est entièrement soudé à l'atelier : seuls les joints de montage faits sur le chantier sont rivés.

C'est un pont à 3 travées continues (ouvrage principal) de 103, 206, 103 m de portée. Il est essentiellement constitué de deux caissons à âme pleine, dont la conception générale est représentée ci-contre ; il comporte deux chaussées de 7,50 m, séparées par un intervalle de 6,50 m portant deux voies de tramways ; les trottoirs, sur consoles, ont 1,315 m de largeur. Les deux caissons présentent une rigidité importante à la torsion grâce à des entretoisements triangulés espacés de 11,444 m d'axe en axe ; la liaison (de simple solidarité) entre les deux caissons, qui sont autostables, est réalisée au moyen de diaphragmes à âme pleine convenablement raidie : 3 dans la travée

Schéma des dispositions du tablier; les consoles enlevées


103.00m
206.00m
103.00m
11.444
7.500
1.907
1.907
1.907

centrale, 2 dans chacune des travées latérales.

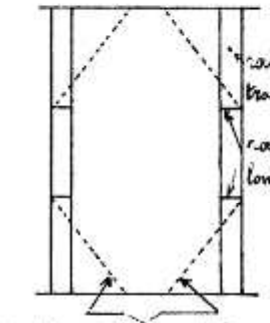
Les éléments de la couverture sont des tôles atteignant 11,45 × 1,90 m² dont l'épaisseur varie de 18 à 28 mm ; les longerons de raidissement traversent les entretoises. La membrure inférieure du caisson est conçue comme celle du pont de Cologne.

Le tablier de liaison entre les deux caissons est une dalle métallique orthotrope.

Entre autres avantages de simplicité de formes qui permettent de réaliser des économies sur l'usinage et la main d'œuvre, de réduction de poids, ces ouvrages ont un aspect particulièrement satisfaisant, et de grande légèreté ; leur entretien est facile, et ils donnent de grandes facilité pour supporter des conduites et des canalisations.

Poutres légères américaines.

Pour des portées moyennes, les Américains ont employé un nouveau type de poutre, à faible poids d'acier, facile à transporter et à mettre en œuvre, entièrement soudé. Chaque poutre est un caisson entièrement fermé (à part des trous d'homme aux extrémités) ; les âmes sont très minces, et les raidisseurs longitudinaux et transversaux sont complétés par des poutres raidisseuses triangulées dans le système Warren, disposées dans les angles. Chaque partie de l'âme susceptible de se voiler a ainsi une hauteur très faible par rapport à celle du caisson.



Chaque poutre est assez large pour être autostable, et l'on se dispense de tout contreventement transversal. Une dalle repose directement sur les membrures supérieures, auxquelles elle est reliée par les procédés habituels.

La surface extérieure, parfaitement lisse, est facile à peindre et à entretenir.

Un pont de 33,50 m de portée avec chaussée de 6,70 m et deux trottoirs de 0,61 m a été réalisé.

Tabliers à poutrelles enrobées

On les réalise en utilisant des poutrelles de profil normal ou à larges ailes, placées côte à côte, que l'on enrobe de béton de ciment.

L'avantage de ces tabliers est que leur construction est extrêmement simple, rapide, et peut être confiée à un entrepreneur quelconque.

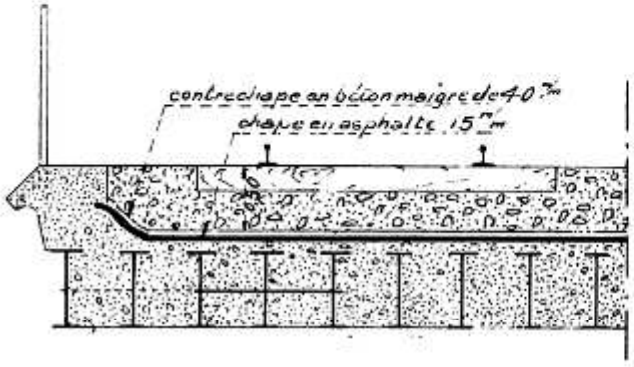
L'inconvénient majeur de ce type de pont est le suivant : l'épaisseur ainsi obtenue est généralement assez considérable, et fréquemment suffisante pour empêcher de l'adopter quand on est limité par le tirant d'air à réserver sous l'ouvrage d'une part, et par le niveau de la chaussée ou du rail, d'autre part ; le prix de revient d'un tel ouvrage est comparable à celui d'un pont métallique ordinaire.

On a reproduit ci-dessous la demi-coupe transversale d'un pont sous rails droit à deux voies, emprunté aux ouvrages types de l'ancienne Compagnie des Chemins de fer de l'Est.

Pour calculer un tel ouvrage, on admet que toutes les poutrelles sont également intéressées à la résistance; on suppose donc que la charge permanente et les surcharges situées dans la position la plus défavorable se répartissent également entre elles; il suffit alors de rapporter le calcul à l'une d'elles, en faisant abstraction du béton qui l'entoure.[1]

On prend pour portée l'ouverture augmentée de 0,50 m à 0,60 m, et l'on se contente de faire reposer les extrémités des poutrelles sur un fichage au ciment de 20 mm d'épaisseur, formant appui sur les culées.

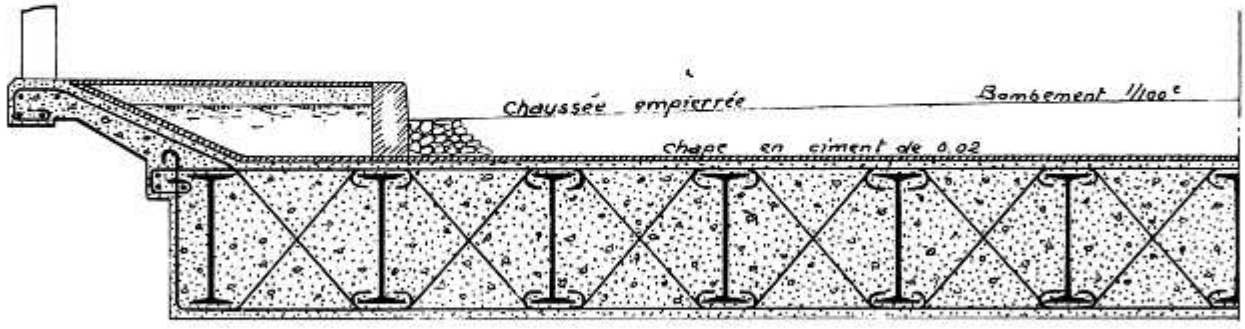
Les poutrelles voisines des bords sont reliées transversalement par l'intermédiaire de tiges filetées, de manière à empêcher leur déversement latéral.



Le ballast intervient efficacement pour répartir les surcharges.

On peut d'ailleurs, améliorer la répartition, en coulant sur leur surface supérieure une dalle en béton armé, à laquelle on les relie par l'intermédiaire d'armatures les coiffant, ou de feuillards coudés, et dans laquelle s'engagent leurs semelles supérieures.

Sur le croquis ci-dessous, on a représenté la Coupe transversale d'un pont-route, construit suivant un principe analogue; ici les calculs peuvent être faits en affectant à chaque zone, dont la largeur est déterminée en répartissant le poids d'un essieu sur le plan horizontal passant par l'axe des poutrelles au moyen de droites à 45°, le nombre de profilés suffisant pour permettre la circulation d'un convoi de camions, abstraction faite de la résistance du béton.



[1] On peut faire un calcul plus complet, en associant le béton, et même conduire la mise en place pour que le béton qui serait tendu dans un ouvrage ordinaire ne le soit pas. Dans une travée indépendante, par exemple, on surcharge l'ossature métallique, et l'on coule l'enrobage sur une partie de la hauteur; après durcissement, on décharge l'ossature, ce qui provoque une précontrainte de compression dans le béton. On coule ensuite le reste de l'enrobage et l'on achève l'ouvrage. On conçoit que l'on peut ainsi éviter toute fissuration du béton d'enrobage à la partie inférieure dans l'ouvrage en service. Les résultats les plus intéressants sont obtenus avec un acier à haute résistance et un béton de qualité. C'est le principe de construction des poutres "Freflex", utilisées à l'étranger.

On ne dépasse guère en France la portée de 15,00m pour ce genre de tabliers.

En Belgique, pour le passage inférieur de l'Avenue de la Reine, à Laeken, on a utilisé des poutrelles de 25,00m de longueur.



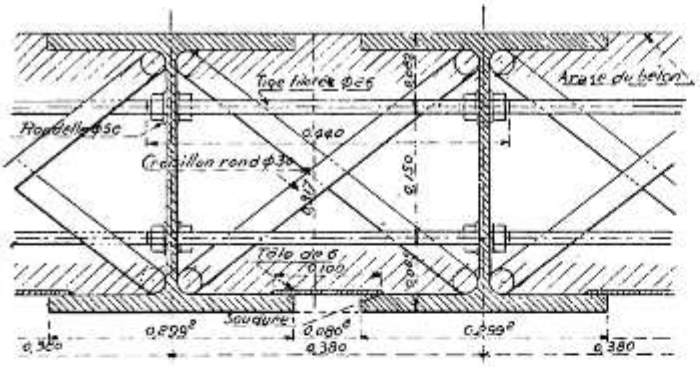
En Allemagne, on a parfois constitué des ponts de ce type au moyen de poutrelles constituées par des vieux rails, soudés sur une âme en tôle de hauteur variable, comme indiqué ci-contre.

On a ainsi réalisé des ponts de 10,00m de portée, la hauteur des poutres variant de 350mm à 500mm. et des ponts de 14,00m de portée, la hauteur variant de 800 à 1100mm.

L'économie par rapport à l'emploi de poutrelles à double-té est de l'ordre de 40%.

Dalle en poutrelles enrobées du passage souterrain de la Porte Champerret.

On a utilisé des poutrelles à très larges ailes en acier Ac.54.



Cette dalle diffère notablement, en raison de la faible épaisseur disponible (0,25m pour une portée de 7,50m et 0,32m pour une portée de 10,00m), des ouvrages habituels en poutrelles enrobées : les poutrelles sont disposées avec un espacement de 0,08m seulement entre le bord des ailes; les ailes inférieures sont réunies par un fer plat soudé de 6mm d'épaisseur, de sorte que le parement inférieur est entièrement métallique; il sert de coffrage au béton de remplissage, arasé au niveau des ailes supérieures. Les poutrelles sont entretoisées par des tiges filetées horizontales boulonnées dans les âmes, et par des fers ronds placés en croix.

Les épreuves ont mis en évidence la participation du béton à la résistance de l'ensemble : on a observé une flèche de 1,2mm, alors que les calculs faisaient prévoir 13mm en comptant seulement sur les poutrelles.

La solidarité transversale est telle que les surcharges formées par des camions et un cylindre peuvent être considérées comme uniformément réparties sur leur surface d'encombrement.

Annexe I

Les fontes à graphite sphéroidal [1]

Le mode d'élaboration de ces fontes les classe parmi les produits ferreux ; leurs propriétés mécaniques les apparentent aux aciers moulés.

On les obtient le plus fréquemment en ajoutant à la fonte liquide en poche de coulée un alliage de magnésium (Mg + Ni, Mg + Ni + Si, Mg + Fe + Si), dans la proportion de 1 à 2 % en poids. Dans ces conditions, la cristallisation du carbone libre se produit sous la forme de sphéroïdes, tandis que dans les fontes grises ordinaires, elle se produit sous forme de minces lamelles. Ces lamelles sont la cause de la mauvaise résistance des fontes à la traction, de leur faible allongement de rupture, et de leur très basse résilience.

Les fontes à graphite sphéroïdal sont aussi aisées à couler que les fontes ordinaires, et l'on peut ainsi obtenir des pièces dont la forme ne permettrait pas de les couler en acier.

La différence des propriétés mécaniques des fontes ordinaires et des fontes à graphite sphéroïdal est mise en évidence dans le tableau suivant.

Fontes	Dureté Brinell	Traction			Résilience Éprouvettes 10 x 10 x 15 mm Kg/cm²	Cisaillement Kg/mm²
		Limite apparente d'élasticité Kg/mm²	Charge de rupture Kg/mm²	Allongement de rupture %		
Mécanique de bonne qualité courante (graphite lamellaire)	240	—	25	—	0,30	34
à graphite sphéroïdal						
— perlitique	280	42 – 46	58 – 75	1 – 2	0,8 – 1,2	68
— ferrito-perlitique	200	38 – 44	50 – 58	5 – 10	2 – 5	43
— ferritique	175	32 – 40	42 – 48	10 – 18	10	37

Le module d'élasticité de ces fontes est de $1,7 \times 10^{10}$ Kg/m², assez voisin de celui de l'acier, tandis que celui des fontes à graphite lamellaire varie de 0,8 à $1,4 \times 10^{10}$ Kg/m².

Leur résistance aux chocs est du même ordre de grandeur que celle des aciers durs moulés bruts de coulée, mais inférieure à celle des aciers moulés ayant subi le traitement d'homogénéisation et de régénération.

Leur résistance à la fatigue est supérieure à celle des fontes ordinaires, et

(1) On trouvera des renseignements plus détaillés sur ces fontes, en même temps que des indications sur la métallurgie et la metallographie actuelles des alliages ferreux, et sur la composition et les modes d'élaboration des fontes dans l'étude de M. Doyen, Ingénieur des Ponts et Chaussées " Une nouvelle catégorie de matériaux à la disposition des Ingénieurs : les fontes dites ductiles ou à graphite sphéroïdal " (Annales des Ponts et Chaussées - Septembre - Octobre 1952).

l'influence d'une entaille est moindre que pour l'acier moulé.

Leurs applications peuvent être fort étendues ; pratiquement, on n'est pas limité par l'épaisseur des pièces. Elles sont en outre faciles à usiner, beaucoup plus que l'acier ayant la même dureté.

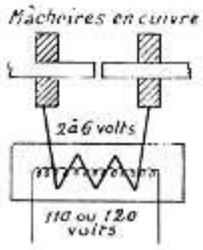
Annexe II

Soudure électrique sans métal d'apport

Soudure par résistance.

La soudure par résistance fait intervenir un effort mécanique (comme la soudure à la forge), nécessaire pour rapprocher et presser les unes contre les autres les pièces à souder ; elle nécessite donc un matériel fixe, assez encombrant et assez coûteux. Elle a l'avantage de procurer un travail régulier, et elle est ordinairement automatique.

Soudure par rapprochement bout-à-bout.



On utilise un courant de faible voltage, mais de très forte intensité (12 à 15 ampères). Les deux pièces, deux barres rondes par exemple sont usinées à leurs extrémités et amenées au contact.

En raison de la résistance électrique très importante de la région à assembler par rapport au reste du circuit, il s'y produit un dégagement de chaleur considérable, qui porte le métal au blanc soudant.

Au moment où le courant s'établit, la pression qui maintient les pièces au contact tombe de moitié ; au bout d'un temps suffisant, déterminé d'après les épaisseurs de métal à souder, un relai automatique de la machine interrompt le courant ; la pression initiale est alors rétablie, pour forger le métal de la soudure qui vient d'être faite.

Soudures par étincelles.

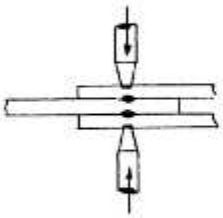
Les extrémités des deux pièces à souder, servant d'électrodes, sont placées dans le prolongement l'une de l'autre.

En rapprochant et en écartant successivement les barres, on crée des arcs de faible longueur ; le métal fond et est projeté sous forme d'étincelles, d'où le nom de "soudure par étincelles". On rapproche et on comprime ensuite les pièces (30 secondes pour des barres de 40 mm) ; il se forme un bourrelet ; après avoir interrompu le courant, on comprime de nouveau pour forger la soudure.

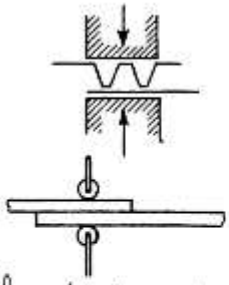
Soudure par recouvrement.

a) Par points.

Le courant est amené par des électrodes en cuivre rouge qui sont utilisées, en même temps, pour exercer la pression ; l'élévation de température



est plus marquée, en particulier, dans les plans de contact des tôles. Les électrodes refoulent le métal après la soudure en produisant des empreintes à la surface des pièces. (Pression de 4 tonnes pour 3 tôles de 11 mm)(1). Ce procédé a pris un développement considérable aux Etats-Unis au cours de la guerre, et a permis de souder des tôles épaisses en acier à haute résistance. On utilise des machines ayant jusqu'à 15 électrodes, à écartement réglable, et à commande électronique.



On estime que les points de soudure ainsi réalisés ont une résistance au cisaillement supérieure à celle de rivets dont le diamètre serait égal à celui de l'électrode utilisée.

Une variante utilisée est la soudure <u>par bossages</u>, dans laquelle plusieurs points sont soudés simultanément.

3) <u>A la molette</u> - Les pointes des électrodes sont remplacées par des molettes tournantes, qui ont en outre pour fonction d'entraîner les pièces à assembler. On réalise ainsi une ligne continue et étanche de soudure.

La soudure par résistance dont le principe est très simple n'est guère applicable, dans les circonstances actuelles, aux tôles un peu épaisses ou à la réalisation d'assemblages un peu compliqués.

Pour les épaisseurs de tôles employées dans les ponts elle est moins économique que la soudure avec métal d'apport.

<u>Procédé Langmuir</u>.

Dans le procédé Langmuir, qui a été très perfectionné en France, et qui est connu sous le nom de "soudure à l'hydrogène atomique", on dirige un courant d'hydrogène sur l'arc électrique jaillissant entre deux électrodes de tungstène; la température très élevée de l'arc dissocie les molécules d'hydrogène, dont la flamme est soufflée sur les pièces à souder. A leur contact, les atomes d'hydrogène se recombinent en restituant la chaleur empruntée, à laquelle s'ajoute la chaleur de l'arc, ce qui provoque la fusion du métal. Les oxydes qui pourraient se former à la surface du métal fondu sont réduits par l'hydrogène. En dehors de la zone de l'arc, l'hydrogène moléculaire brûle normalement dans l'air, et continue à protéger le métal soudé contre l'oxydation.

La fusion du métal est extrêmement calme; le métal fondu reste liquide pendant longtemps en raison de sa haute température de sorte que les gaz occlus peuvent s'échapper.

L'assemblage à réaliser est entouré d'une atmosphère de gaz et de vapeur d'eau à température élevée; la région à souder se trouve donc chauffée à l'avance, et le refroidissement est ralenti après soudage; ces deux conditions sont très favorables à la bonne qualité de la soudure.

---

(1) La soudure par points peut être faite également par décharge de condensateurs; ce procédé exige une pression plus élevée, mais il a l'avantage de ne pas exiger un appel de puissance instantanée aussi élevé (Voir Génie civil 1er février 1955).

Ce procédé permet de souder, sans précautions spéciales, des alliages contenant du chrome, de l'aluminium, du silicium, ou du manganèse ; on peut l'utiliser pour exécuter des soudures horizontales et verticales.

Dans la soudure de l'acier doux, la quantité du carbone est réduite d'environ 50% car l'opération est faite en milieu réducteur ; mais cette perte est largement compensée par l'apport de tungstène provenant des électrodes.

Soudure à l'électrode de graphite.

Dans ce mode de soudure, l'arc électrique, maintenu entre les pièces à souder et un crayon de graphite, fond le métal tout le long du joint séparant les deux pièces à réunir ; la soudure peut être faite en position verticale.

Annexe III

Soudure à l'arc par le procédé "Glucial"

Ce procédé consiste à utiliser comme électrode un faisceau de 3 électrodes enrobées accolées convenablement et manié à l'aide d'une pince normale. L'intensité du courant est naturellement plus élevée que pour une seule électrode. L'arc s'amorce sur l'électrode qui se trouve la plus ionisée, en absorbant la totalité du courant pendant un temps extrêmement court ; elle fond très vite, se raccourcit et s'éteint ; l'arc se produit sur la seconde, puis passe à la troisième et revient à la première ; les temps d'allumage sont constants. Dans ces conditions, le dépôt de soudure est beaucoup plus rapide qu'avec le procédé habituel.

Le soudeur n'a pas à maintenir une distance convenable entre l'électrode et la pièce : elle est maintenue automatiquement par l'électrode du paquet qui est plus longue à un moment donné. L'importance du facteur main-d'œuvre tend à disparaître ; on peut former en quelques heures un "brûleur de faisceaux" qui n'est pas un "soudeur".

La puissance nécessaire pour le poste d'alimentation n'est pas exagérément augmentée ; pour des électrodes de 3,2 mm, par exemple, un poste de 220 A, soit 40% de plus que dans le cas de la soudure avec une seule électrode, convient bien.

L'économie finale est de l'ordre de 30% par rapport aux travaux exécutés avec une seule électrode.

Toutefois, on ne peut actuellement souder qu'à plat.

D'autres avantages pourront découler de la possibilité d'employer des enrobages différents pour chacune des 3 électrodes, en vue d'obtenir des résultats spéciaux.

Annexe III

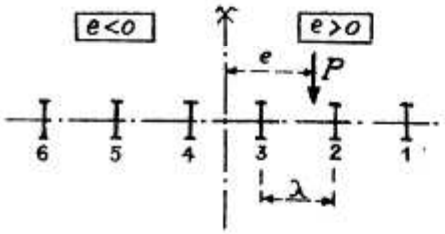
Calcul des ponts à poutres multiples solidarisées par des entretoises.[1]

On a supposé que les déformations de la fibre moyenne des entretoises sont négligeables vis à vis des déformations des poutres.

I. Moments fléchissants.

Soient : n le nombre de poutres, λ leur écartement, P la résultante des charges agissant dans une section transversale de l'ouvrage, e l'excentricité de cette résultante, c'est-à-dire la distance de sa ligne d'action au plan axial vertical des poutres.

a) Cas de n poutres semblables également espacées.



Les poutres sont numérotées sur la figure ci-contre.

Soient $\mathfrak{M}$ le moment fléchissant dû à P pour l'ensemble des poutres, et $M = \frac{\mathfrak{M}}{n}$ le moment moyen par poutre.

Le moment fléchissant M_i relatif à la poutre numérotée (i) a pour expression :

$$(1) \qquad M_i = M\Delta_i = M\left[1 + 6\,\frac{(n+1)-2i}{n^2-1}\left(\frac{e}{\lambda}\right)\right]$$

Remarques.

I) C'est dans la poutre de rive située du même côté que P par rapport au plan axial des poutres que se produit le plus grand moment fléchissant, il a pour expression :

$$(2) \qquad M_1 = M\Delta_1 = M\left[1 + \frac{6}{n+1}\left(\frac{e}{\lambda}\right)\right]$$

II) S'il y a un nombre impair de poutres, le numéro de la poutre médiane est $j = \frac{n+1}{2}$; on voit que $\Delta_j = 1$ et $M_j = M$ quel que soit e.

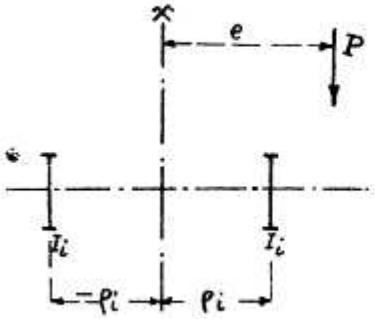
b) Cas de poutres inégales et inégalement espacées possédant un plan axial de symétrie.

Soit ρ_i la distance de la poutre i au plan axial, I_i son moment d'inertie.

S'il y a une poutre dans le plan axial son moment d'inertie sera désigné par I_o, $(\rho_o = 0)$.

Soient $\mathfrak{M}$ le moment fléchissant dû à P pour l'ensemble des poutres, et M'_i le moment fléchissant relatif à la poutre i correspondant à une

(1) Ce qui suit concerne les travées indépendantes.



répartition proportionnelle aux moments d'inertie:

(3) $M'_i = \mathfrak{M} \cdot \frac{I_i}{\Sigma I}$

Le moment fléchissant M_i relatif à la poutre (i) est:

(4) $M_i = M'_i \Delta_i = M'_i \left[1 + \frac{(\Sigma I)}{(\Sigma \rho^2 I)} \rho_i e \right]$

Remarques.

I) Δ_i est maximum pour la poutre de rive située du même côté que P par rapport au plan axial de l'ouvrage.

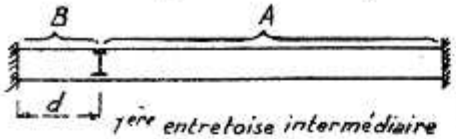
II) Pour la poutre médiane, $\rho_0 = 0$; $\Delta_0 = 1$ et par suite $M_0 = M'_0$

III) Les formules (3) et (4) sont encore valables pour des poutres inégales et inégalement espacées n'ayant pas de plan de symétrie, si l'on a soin de prendre l'origine des x et des excentricités au centre de gravité des poutres affectées de masses proportionnelles à leurs moments d'inertie.

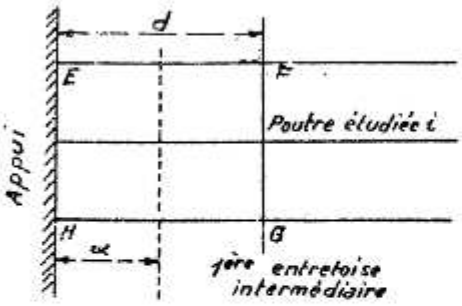
II. Efforts tranchants.

Nous étudierons l'effort tranchant sur l'appui de gauche, par les règles approchées suivantes:

Il faut distinguer 2 cas.



A) Si les surcharges sont appliquées entre l'appui de droite et la première entretoise intermédiaire à partir de l'appui de gauche, zone pour laquelle les règles données pour les moments fléchissants s'appliquent sans modification aux efforts tranchants.



B) Si les surcharges sont appliquées entre l'appui de gauche et la première entretoise intermédiaire, pour laquelle il faut appliquer les règles suivantes:

Soit à déterminer l'effort tranchant produit dans une poutre par une rangée de roues située dans la section transversale d'abscisse α.

Soient: d l'abscisse de la première entretoise, $\mathfrak{T}$ l'effort tranchant dû à cette rangée de roues pour l'ensemble des poutres. T'_i l'effort tranchant dans la poutre étudiée (i) produit par la réaction de la rangée de roues sur la poutre (i), calculée en supposant les dalles articulées sur les poutres.

L'effort tranchant dans la poutre est donné par les expressions suivantes:

a) Cas de n poutres semblables également espacées.

(5) $T_i = T'_i \left(1 - \frac{\alpha}{d} \right) + \frac{\mathfrak{T}}{n} \cdot \Delta_i \frac{\alpha}{d}$

b) Cas de poutres inégales et inégalement espacées:

(6) $T_i = T'_i \left(1 - \frac{\alpha}{d} \right) + \frac{\mathfrak{T} I_i}{\Sigma I} \cdot \Delta_i \frac{\alpha}{d}$